

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO DE UN TERRAPLÉN DE GRAN ALTURA PARA UN  
PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA VIAL**

**Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTORES:**

Juan Angel Ramos Dedios

David Antonio Garagorri Linares

**ASESOR:**

Juan Pablo Zamora Beyk


Lima, Diciembre, 2025

## Informe de Similitud

Yo, Juan Pablo Zamora Beyk, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada DISEÑO DE UN TERRAPLÉN DE GRAN ALTURA PARA UN PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA VIAL, de los autores David Antonio Garagorri Linares y Juan Angel Ramos Dedios , dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 15%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 10/12/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la tesis, y no se advierten indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 10 de diciembre de 2025.

Apellidos y nombres del asesor: Zamora Beyk, Juan Pablo	
DNI: 42867511	Firma 
ORCID: 0000-0002-0849-6958	

## **Dedicatoria**

*A mis padres, por ser mi mayor inspiración. Gracias por su amor, sus sacrificios y por creer en mí en cada paso de este camino. Este logro es tan mío como suyo*

*David Garagorri*

*Dedico este trabajo a mi madre Giovanna Dedios, por ser ese soporte incondicional, por todo su amor, y los sacrificios que decidió tener para darme la oportunidad de estudiar en la PUCP. Este logro es el testimonio de todo su esfuerzo.*

*Juan Ramos Dedios*

## Resumen

La presente tesis tiene como objetivo principal el diseño geotécnico de un terraplén de 25 metros de altura para un proyecto de infraestructura vial en Perú. Para su desarrollo, se realizaron análisis de estabilidad física utilizando el software Slide 2, cálculo de deformaciones y asentamientos mediante el método de elementos finitos con el software Plaxis 2D y la estimación de desplazamientos horizontales por sismo mediante metodologías simplificadas propuestas por Makdisi & Seed (1978) y Bray, Macedo & Travarasrou (2018).

El presente trabajo de investigación propone una metodología de diseño integral para terraplenes de alturas mayores a 10 m, con la finalidad de aportar a las buenas prácticas en el diseño geotécnico de terraplenes. Para ello, en primer lugar, se llevó a cabo una revisión de los conceptos clave para el diseño de terraplenes, así como una evaluación de las normativas peruanas y guías internacionales para este tipo de estructuras. Esta información sirvió de base para la propuesta de metodología de diseño aplicada al caso de estudio. En segundo lugar, se ejecutaron los análisis geotécnicos de estabilidad física, asentamientos, deformaciones y desplazamientos horizontales por sismo, cuyos resultados fueron evaluados y comparados con los criterios de aceptabilidad y tolerancias establecidos en normativas, guías de diseño y literatura técnica especializada. Finalmente, se verificó el diseño geotécnico del terraplén y se formularon conclusiones y recomendaciones respecto al diseño del terraplén de 25 m de altura.

El caso de estudio del terraplén muestra un comportamiento estable para los escenarios estáticos y sísmicos. Los FS obtenidos cumplen con los criterios de aceptabilidad, los asentamientos y deformaciones se encuentran dentro de los límites permisibles, los desplazamientos horizontales por sismo no resultan significativos y, se ha verificado la presión admisible de la fundación. De esta manera, la metodología propuesta se presenta como una herramienta del diseño geotécnico para terraplenes de gran altura en ausencia de una guía nacional específica.

**Palabras clave:** *Terraplén, análisis de estabilidad, asentamiento, desplazamiento.*

## Índice de contenidos

<b>Resumen</b> .....	<b>i</b>
<b>Índice de contenidos</b> .....	<b>ii</b>
<b>1 Capítulo I. Generalidades</b> .....	<b>1</b>
1.1 Introducción .....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos .....	2
1.3 Justificación .....	2
1.4 Antecedentes .....	4
1.4.1 Normativas de diseño internacionales .....	4
1.4.2 Normativas peruanas.....	5
1.5 Alcance del trabajo .....	5
<b>2 Capítulo II. Marco Teórico</b> .....	<b>6</b>
2.1 Terraplén .....	6
2.1.1 Definición .....	6
2.1.2 Tipos de terraplén .....	6
2.1.3 Partes de un terraplén.....	7
2.1.4 Terraplén de gran altura .....	8
2.1.5 Modos de falla de un terraplén.....	11
2.1.6 Sistema de drenaje en el terraplén .....	12
2.2 Resistencia al corte de los suelos .....	13
2.2.1 Definición .....	13
2.2.2 Consideraciones básicas en la resistencia al corte .....	14
2.3 Análisis de estabilidad de taludes .....	16
2.3.1 Factor de seguridad .....	16
2.3.2 Procedimiento de las dovelas .....	16
2.3.3 Estabilidad de taludes ante sismos .....	20
2.3.4 Programas de computación para el análisis de estabilidad .....	22
2.4 Asentamiento y deformaciones .....	23
2.4.1 Definición y tipos de asentamiento .....	23
2.4.2 Asentamiento total para un terraplén .....	24
2.4.3 Distribución de cargas en el terraplén.....	30
2.4.4 Método de Elementos Finitos .....	31

2.5	Desplazamientos por sismo.....	32
2.5.1	Metodología simplificada de Makdisi y Seed.....	33
2.5.2	Metodología de Bray, Macedo & Travasarou.....	33
2.6	Presión admisible por corte.....	34
2.6.1	Metodología de Serrano y Olalla .....	35
<b>3</b>	<b>Capítulo III. Metodología.....</b>	<b>38</b>
3.1	Estudios del lugar.....	38
3.2	Caracterización geotécnica .....	38
3.3	Condiciones de carga .....	38
3.4	Análisis de estabilidad .....	39
3.4.1	Condiciones de análisis.....	39
3.4.2	Sección de análisis .....	39
3.4.3	Factores de seguridad.....	39
3.5	Análisis de asentamiento.....	40
3.6	Desplazamientos horizontales por el sismo .....	41
3.7	Presión admisible por corte de la cimentación.....	42
3.8	Resumen de la metodología .....	43
<b>4</b>	<b>Capítulo IV. Caso de estudio.....</b>	<b>44</b>
4.1	Características del sitio .....	44
4.1.1	Ubicación y topografía.....	44
4.1.2	Características geológicas .....	45
4.1.3	Características climatológicas e hidrológicas .....	46
4.2	Peligro sísmico.....	47
4.2.1	Sismicidad.....	47
4.2.2	Máxima aceleración para la zona de estudio .....	47
4.3	Caracterización geotécnica de la fundación.....	50
4.3.1	Perfil estratigráfico.....	50
4.3.2	Resistencia de la roca de fundación .....	50
4.4	Materiales para el relleno del terraplén.....	51
4.4.1	Generalidades.....	51
4.4.2	Especificaciones técnicas de los materiales del terraplén.....	52
4.4.3	Caracterización geotécnica del material de relleno.....	55
4.4.4	Consideraciones para el manejo de las aguas .....	57
<b>5</b>	<b>Capítulo V. Análisis de estabilidad de taludes .....</b>	<b>59</b>
5.1	Introducción .....	59

5.2	Modelamiento en el software de análisis Slide2.....	59
5.2.1	Parámetros de resistencia de los materiales .....	59
5.2.2	Sección de análisis .....	61
5.2.3	Condiciones de las cargas y nivel freático .....	62
5.2.4	Escenarios de evaluación y factores de seguridad mínimos .....	63
5.2.5	Superficies potenciales de falla.....	63
5.3	Resultados .....	65
<b>6</b>	<b>Capítulo VI. Análisis de asentamiento y deformaciones .....</b>	<b>66</b>
6.1	Introducción .....	66
6.2	Modelamiento en Plaxis2D.....	66
6.2.1	Geometría de las secciones .....	66
6.2.2	Modelo constitutivo y propiedades de los materiales .....	67
6.2.3	Condiciones de la modelación .....	72
6.2.4	Capas del terraplén y etapas de modelación .....	74
6.3	Resultados de las deformaciones y asentamientos.....	75
6.3.1	Resultados obtenidos mediante MEF en Plaxis2D .....	76
6.3.2	Resultados obtenidos mediante métodos analíticos .....	78
6.4	Comparación entre los métodos analíticos y MEF .....	79
<b>7</b>	<b>Capítulo VII. Desplazamientos por sismo .....</b>	<b>81</b>
7.1	Metodología Makdisi & Seed (1978) .....	81
7.1.1	Parámetros de entrada .....	81
7.1.2	Resultados .....	82
7.2	Metodología de Bray, Macedo y Travararou (2018).....	82
7.2.1	Parámetros de entrada .....	82
7.2.2	Resultados .....	83
<b>8</b>	<b>Capítulo VIII. Presión admisible por corte .....</b>	<b>85</b>
8.1	Obtención de la presión admisible del macizo rocoso .....	85
8.2	Resultados .....	86
<b>9</b>	<b>Capítulo IX. Discusión de Resultados .....</b>	<b>87</b>
9.1	Parámetros óptimos de diseño geométrico .....	87
9.2	Discusión de resultados de los análisis efectuados .....	87
9.2.1	Análisis de Estabilidad.....	87
9.2.2	Análisis de asentamiento y deformaciones .....	88
9.2.3	Métodos simplificados de desplazamientos por sismo .....	89
9.2.4	Presión admisible por corte: Métodos analíticos .....	90

9.3	Sensibilidad de los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad.....	91
9.4	Comentarios respecto a las guías de diseño .....	92
<b>10</b>	<b>Capítulo X. Conclusiones .....</b>	<b>94</b>
<b>11</b>	<b>Capítulo XI. Recomendaciones.....</b>	<b>98</b>
	<b>Bibliografía .....</b>	<b>100</b>

## ÍNDICE DE ANEXOS

<b>Anexo A:</b>	Resultados de las superficies de falla (Slide2).....	106
<b>Anexo B:</b>	Memoria de cálculo - Desplazamientos por sismo .....	107

## ÍNDICE DE FIGURAS

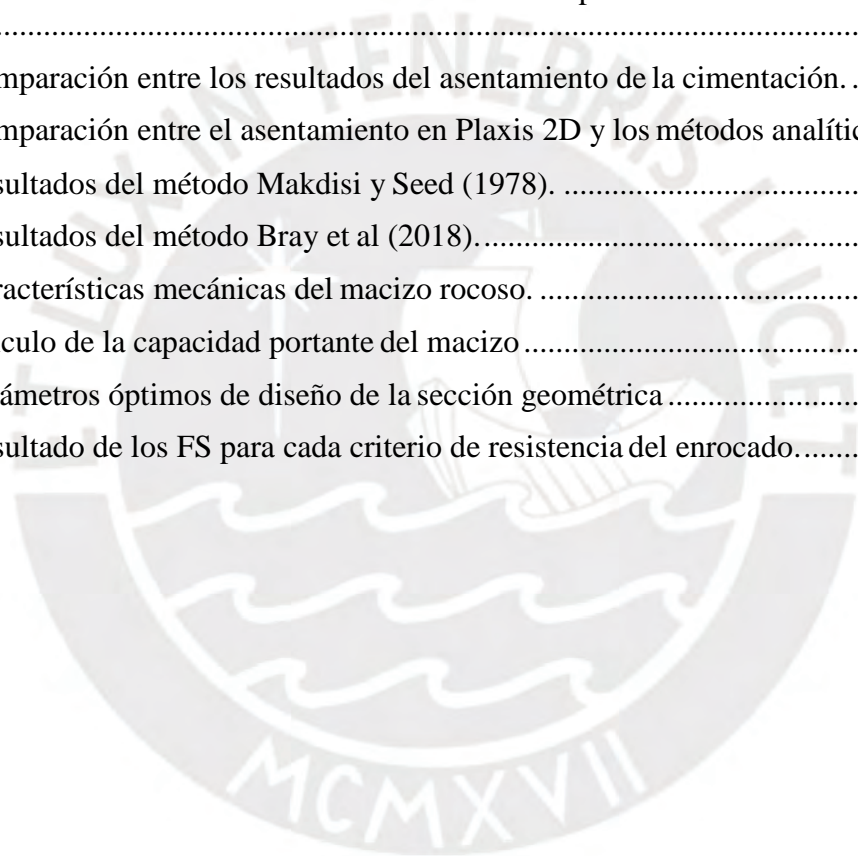
Figura 1:	Zonas de un terraplén. ....	8
Figura 2:	Sección transversal del talud de la falla .....	10
Figura 3:	Superficie de falla circular computada y la superficie actual de falla .....	11
Figura 4:	Falla rotacional (izquierda) y falla planar y compuesta (derecha). ....	12
Figura 5:	Sección típica de un terraplén sobre ladera natural con diseño del drenaje .....	13
Figura 6:	Criterio de Falla de Mohr-Coulomb. ....	14
Figura 7:	Superficie de falla circular con la masa de suelo dividida en i dovelas.....	17
Figura 8:	Superficie de falla para el Método de Spencer y dovela con las fuerzas actuantes. ....	19
Figura 9:	Factor de influencia de Streinbrenner.....	25
Figura 10:	Definición del sistema de referencia del terraplén .....	28
Figura 11:	Factor de influencia para un terraplén .....	29
Figura 12:	Modelo de terraplén con una carga externa.....	31
Figura 13:	Gráficos de la metodología de Makdisi y Seed .....	33
Figura 14:	Ábaco para determinar el coeficiente de carga ( $N\beta$ ) en función de la carga exterior normalizada.....	36
Figura 15:	Coeficientes de seguridad parcial $F_p$ para una probabilidad.....	37
Figura 16:	Metodología propuesta para el diseño de un terraplén. ....	43
Figura 17:	Zona del proyecto. Elaboración propia .....	44
Figura 18:	Fotografía del terreno natural de la sección de análisis. Fuente propia.....	45
Figura 19:	Mapa geológico Cerro de Pasco - Hoja 22 III. ....	46

Figura 20: Espectro de peligro uniforme para Cerro de Pasco con período de retorno de 475 años .....	48
Figura 21: Mapa de mapa de aceleraciones de Pasco para periodos de retorno de 500 años ..	49
Figura 22: Zonificación del cuerpo del terraplén.....	55
Figura 23: Resistencia al corte de material de enrocado según el esfuerzo normal.....	56
Figura 24: Correlación del ángulo de fricción para diferentes tipos de rocas.....	56
Figura 25: Diseño conceptual de la cuneta para el drenaje superficial del terraplén. ....	58
Figura 26: Esfuerzo cortante según diferentes criterios de resistencia .....	60
Figura 27: Sección del terraplén analizado. ....	62
Figura 28: Superficie de falla no circular superficial caso estático.....	64
Figura 29: Superficie de falla no circular profunda caso estático .....	64
Figura 30: División de estratos y capas de modelamiento en Plaxis2D .....	67
Figura 31: Relación del módulo de elasticidad con el esfuerzo normal a partir de asentamiento medidos en campo.....	69
Figura 32: Malla de la estructura y calidad del mallado. ....	73
Figura 33: Puntos donde se han medido las deformaciones en Plaxis2D.....	76
Figura 34: Comparación entre el asentamiento en Plaxis2D y los métodos analíticos.....	80
Figura 35: Estimación de la máxima magnitud de sismo. ....	81
Figura 36: Período de la masa deslizante según el tipo de falla (Bray & Travasarou, 2007). 83	
Figura 37: Espectro de respuesta para la zona de estudio.....	83

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Consideraciones para resolver el análisis pseudoestático .....	22
Tabla 2: Correlaciones para el índice de compresión $C_c$ .....	27
Tabla 3: Valores de la relación $C_\alpha / C_c$ .....	28
Tabla 4: Factores de seguridad mínimos aceptables propuestos por guías y normativas .....	40
Tabla 5: Estratigrafía del terreno del caso de estudio. ....	50
Tabla 6: Parámetros de resistencia al corte de la roca R3.....	51
Tabla 7: Resumen de los requerimientos de los materiales para el terraplén. ....	54
Tabla 8: Parámetros de resistencia de los materiales .....	61
Tabla 9: Resultados de los análisis de estabilidad 2D.....	65
Tabla 10: Rangos de valores geomecánicos para arenas de distinto grado de compactación .68	
Tabla 11: Módulo de elasticidad inicial y módulo secante al 50% de la resistencia .....	70
Tabla 12: Módulo de elasticidad empleados para el modelo en Plaxis2D.....	71
Tabla 13: Módulo de Poisson para los rellenos y la cimentación. ....	71

Tabla 14: Resumen de los parámetros geotécnicos a ingresar en Plaxis2D.....	72
Tabla 15: Comparación tamaños de malla respecto al asentamiento total y el número de nodos .....	73
Tabla 16: Duración de las fases de construcción del pedraplén.....	75
Tabla 17: Cálculo del asentamiento total del terraplén con diferentes espesores de construcción. ....	75
Tabla 18: Resultados de asentamientos relativos y totales para la estructura .....	76
Tabla 19: Comparación de asentamientos totales antes y durante el funcionamiento. ....	77
Tabla 20: Resultados de asentamientos diferenciales en los extremos de los rellenos .....	77
Tabla 21: Resultados de asentamientos en la cimentación mediante cálculos analíticos .....	78
Tabla 22: Resultados de asentamientos relativos en el terraplén mediante cálculos analíticos. ....	78
Tabla 23: Comparación entre los resultados del asentamiento de la cimentación. ....	79
Tabla 24: Comparación entre el asentamiento en Plaxis 2D y los métodos analíticos .....	80
Tabla 25: Resultados del método Makdisi y Seed (1978). ....	82
Tabla 26: Resultados del método Bray et al (2018).....	84
Tabla 27: Características mecánicas del macizo rocoso. ....	85
Tabla 28: Cálculo de la capacidad portante del macizo .....	85
Tabla 29: Parámetros óptimos de diseño de la sección geométrica .....	87
Tabla 30: Resultado de los FS para cada criterio de resistencia del enrocado.....	91



# Capítulo I. Generalidades

## 1.1 Introducción

La construcción de obras viales en Perú es una labor fundamental para el desarrollo y crecimiento del país. La ejecución de estas obras necesita de grandes movimientos de tierra debido a los volúmenes de corte y relleno y, en muchos casos, se enfrenta a grandes retos debido a la diversidad geográfica y terrenos accidentados que caracterizan al país. Por ello, comúnmente se requiere la construcción de estructuras de suelo para dar soporte a la vía.

La estructura de relleno, también llamada terraplén, se trata de un volumen de tierra compactado que tiene como finalidad levantar el nivel existente del suelo para servir como apoyo de obras viales (Federal Highway Administration [FHWA], 2008). Estas estructuras resultan más complejas de analizar cuando presentan alturas considerables y con condiciones de fundación desfavorables para la estabilidad. Además, en su diseño intervienen diferentes disciplinas de la ingeniería para garantizar un diseño integral, entre ellas destacan la geotecnia, hidrología, diseño civil, entre otras.

El enfoque del presente trabajo consiste en desarrollar una metodología de diseño y aplicarla para un proyecto de terraplén de gran altura. Por ello, se tiene como caso de estudio un terraplén que sirve de base para una obra vial. Este proyecto responde al requerimiento de la reubicación de una vía que ahora necesita de una estructura de soporte y cuya topografía genera secciones de alturas de hasta 25 metros en su eje central.

El diseño del terraplén contempla el análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite, evaluación de los esfuerzos y deformaciones tanto en la base de terraplén como en la misma estructura mediante el método de elementos finitos (MEF) y el cálculo de desplazamiento por sismo mediante métodos simplificados. Las metodologías de diseño y análisis se sustentan en la literatura técnica, normativa internacional para obras de terraplenes y *software* de ingeniería de uso actual. Finalmente, se proponen recomendaciones para las siguientes etapas del diseño.

## **12 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo general**

Desarrollar el diseño de un terraplén con una altura de 25 metros en su eje central en el marco de una obra de infraestructura vial analizando principalmente la estabilidad física, los asentamientos y los desplazamientos horizontales.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Revisar la literatura técnica nacional e internacional para desarrollar una metodología de análisis de estabilidad y deformaciones de terraplenes.
- Definir los parámetros geotécnicos que serán empleados para los análisis de estabilidad, deformaciones y desplazamientos por sismos con base en la información disponible de la literatura técnica e investigaciones de campo y laboratorio realizadas.
- Analizar los factores de seguridad y verificar que cumplen con los mínimos requeridos según las guías de diseño tras analizar la estabilidad física del terraplén mediante el método de equilibrio límite.
- Verificar que las deformaciones obtenidas en la estructura del terraplén a partir del modelo de elementos finitos se encuentren dentro de los límites permisibles según las guías de diseño.
- Analizar el desempeño del terraplén ante sismos al obtener los desplazamientos horizontales mediante métodos simplificados.
- Verificar la capacidad portante de la fundación ante las cargas aplicadas.
- Evaluar la sensibilidad de los principales parámetros de resistencia al corte y deformabilidad en los resultados.

## **13 Justificación**

La construcción de infraestructura vial en Perú es una necesidad para poder continuar con su desarrollo y crecimiento. En el año 2016, el país se ubicó en el puesto 111 de 144 con relación a la

calidad de sus vías de transporte según el *World Economic Forum* (Schwab, 2014); por lo tanto, se evidencia que la red vial no se encuentra en buen estado.

En el país existe una inversión en el sector de infraestructura vial de US\$57,499 millones destinada a ser realizada entre los años 2016 y 2025 (Aguirre y Urquiza, 2015), lo que significa la ejecución de diversos proyectos viales. En la mayoría de los casos, debido a las características del proyecto y del terreno, estas obras viales requieren de un terraplén, por lo cual genera que el diseño y la construcción de estas estructuras presenten relevancia.

Uno de los tipos de terraplenes que presentan mayores riesgos es el de grandes alturas construidos sobre laderas con pendientes a favor de la inestabilidad, ya que favorecen el desarrollo de fallas y, por tanto, los estudios de la fundación, los materiales del relleno y las características hidrológicas y sísmicas requieren de una atención especial. Por ello es importante realizar un diseño integral que incluya el análisis de estabilidad y de deformaciones tanto para condiciones estáticas como sísmicas.

Actualmente, el país no cuenta con una normativa nacional que explique la metodología de diseño y análisis de terraplenes. El Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (MTC) cuenta con el manual Diseño Geométrico del año 2018 (DG-2018) con recomendaciones para los taludes del terraplén y, con el manual de Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción del año 2013 (EG-2013) con recomendaciones asociadas a los materiales de construcción y ensayos requeridos para el control de calidad de la construcción del terraplén. Sin embargo, esto no resulta suficiente para el diseño, por lo que es usual para los proyectos de terraplenes basarse en normativas internacionales, del estado del arte y de la experiencia de otros proyectos.

Por lo comentado anteriormente, este trabajo es importante para aportar a la línea de la buena técnica en el diseño geotécnico de terraplenes en el país. Darle atención a la metodología descrita en este trabajo permitirá un análisis y diseño adecuados de terraplenes de gran altura.

## 14 Antecedentes

### 1.4.1 Normativas de diseño internacionales

Para el diseño se ha recopilado información de diferentes normativas y guías internacionales vigentes. En primer lugar, se tiene el manual *Slope Stability* del *United States Army Corps of Engineers* (USACE), publicado en el año 2003, que expone consideraciones para el análisis de estabilidad de taludes. En este se encuentran criterios de aceptabilidad para los factores de seguridad y otras recomendaciones para la caracterización geotécnica del proyecto. Asimismo, muestra los métodos para el análisis de estabilidad y esfuerzo cortante.

En segundo lugar, el manual *Geotechnical Design Standard - Minimum Requirements* del *Department of Transport and Main Roads (DTMR)*, publicado en el año 2020, contiene conceptos relevantes para el diseño de terraplenes. Este presenta en un inicio requerimientos generales para el diseño y estándares de desempeño para denominar al terraplén como estable. Después de ello, comenta sobre la filosofía del diseño para terraplenes no reforzados abarcando los temas del análisis de estabilidad y de deformaciones y presenta las consideraciones adicionales para tener en cuenta para terraplenes en laderas.

Por último, se ha revisado el manual *Geotechnical Design Manual* del *Washington State Department of Transportation (WSDOT)*, publicado en el año 2013, como documento complementario y que sirve también de guía de los requerimientos del diseño de terraplén.

Además, se tiene como referencia al Pliego General de Prescripciones Técnicas para los Proyectos de Plataforma publicado en el año 2011 (PGP-2011) de la Administración de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) de España. Este cuenta con información sobre requerimientos mínimos de los materiales para terraplén y pedraplén y comenta sobre buenas prácticas constructivas para los proyectos de terraplén.

### **1.4.2 Normativas peruanas**

En Perú no existe una guía de diseño de terraplenes como las anteriores mencionadas. Sin embargo, el manual DG-2018 hace recomendaciones del talud de diseño en función del tipo de relleno. Por otro lado, el manual EG-2013 comenta los requerimientos mínimos de los materiales de relleno, los ensayos necesarios, el control de calidad del terraplén durante la construcción y sugerencias en los procesos constructivos. Finalmente, la norma CE.020 de Suelos y Taludes establece consideraciones técnicas mínimas para el mejoramiento de los suelos y de la estabilidad de taludes, e indica los factores de seguridad mínimos requeridos para análisis de estabilidad de taludes.

Las normativas, manuales y guías anteriormente mencionadas se complementan de manera que permiten establecer una metodología de diseño. La particularidad del terraplén en estudio con condiciones de alturas elevadas puede ser abordada y se tiene como resultado un diseño que siga las exigencias nacionales y recomendaciones de guías de diseño internacionales.

## **1.5 Alcance del trabajo**

El alcance de este trabajo está limitado al diseño geotécnico de la estructura de un terraplén sin reforzamiento: análisis de estabilidad física para la condición estática y pseudoestática, análisis de deformaciones y asentamientos para la condición estática y el análisis de desplazamientos por sismo a través de métodos simplificados.

No es parte del alcance la evaluación del manejo de aguas (análisis hidrológico, diseño de obras hidráulicas), la estimación de costos, la evaluación de los materiales de construcción y su disponibilidad, el diseño del pavimento, entre otros. Sin perjuicio de lo anterior, a lo largo del trabajo se presentan recomendaciones de tipo conceptual referidas a estos temas en base a las referencias acudidas dentro de este trabajo.

## Capítulo II. Marco Teórico

### 2.1 Terraplén

#### 2.1.1 Definición

Los terraplenes son estructuras de tierra que cumplen diversas funciones, siendo una de ellas dar soporte a obras viales como carreteras y ferrocarriles. Los terraplenes según su funcionalidad y condiciones de sitio adoptan diferentes configuraciones geométricas. Para el caso de terraplenes en obras de carreteras, generalmente son de pocos metros por encima del nivel del suelo y de gran extensión en longitud (Wu et al., 2012).

Dado el significativo movimiento de tierras que implica, es necesario un estudio de los materiales disponibles en la zona aptos para su construcción. Además, para su diseño se hace un enfoque en el análisis de deformaciones, pues estas pueden generar daños en la vía. También es importante realizar el análisis de estabilidad de taludes independientemente de su utilidad (Wu et al., 2012).

#### 2.1.2 Tipos de terraplén

En el sector de la ingeniería de carreteras existen diferentes tipos de estructuras de tierra que pueden dar soporte a las obras viales. La decisión de cuál emplear en cada proyecto debe evaluarse según las condiciones de sitio, la disponibilidad de materiales, el presupuesto, entre otros factores. A continuación, se describen los principales tipos:

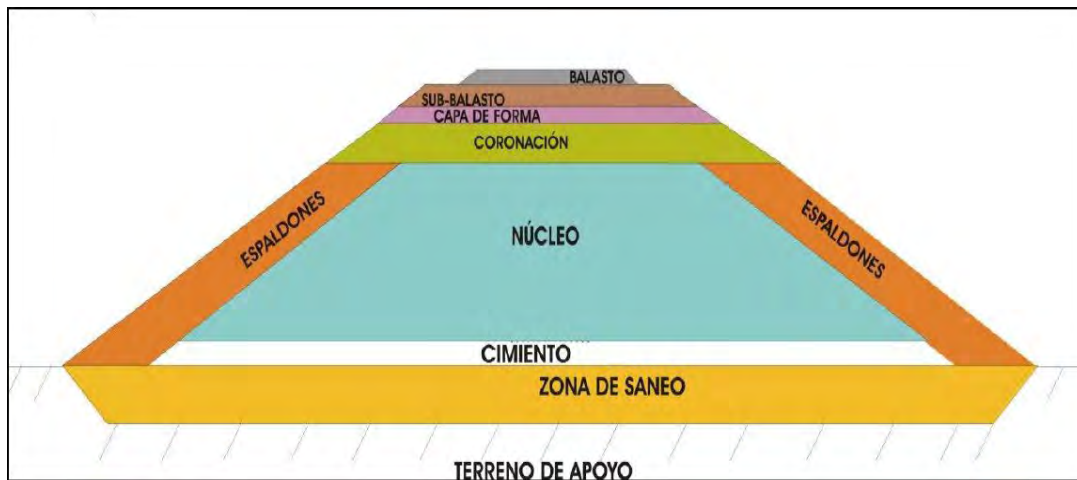
- **Terraplén no reforzado:** Es la estructura de tierra compuesta por diferentes capas de suelo compactado, generalmente de suelo tipo granular y no presenta ningún tipo de reforzamiento.
- **Pedraplén:** Al igual que el anterior, se trata de una estructura no reforzada cuya diferencia está en que contiene por lo menos 25% en volumen de material gravoso o rocoso de un diámetro mayor a 4 pulgadas o 10 cm (WSDOT, 2013).

- **Terraplén de suelo reforzado:** Este tipo de terraplén incorpora en su estructura elementos de refuerzo como geosintéticos.
- **Muro de suelo reforzado:** Es una estructura de suelo compuesta por múltiples capas de inclusiones que actúan como reforzamiento en el relleno (FHWA, 2010). Estas inclusiones pueden ser mallas metálicas, geomallas, entre otras.

### 2.1.3 Partes de un terraplén

El documento PGP-2011 del ADIF de España incluye en su Capítulo 3: Rellenos, una zonificación del cuerpo del terraplén (Ver *Figura 1*) que se describen brevemente a continuación:

- **Terreno de apoyo:** Es la zona que sirve de base a los rellenos.
- **Zona de saneo:** Es el terreno natural que fue necesario retirar porque puede generar problemas de capacidad portante o compresibilidad y ha sido restituido.
- **Cimiento:** Es la parte inferior del relleno.
- **Espaldón:** Es la parte exterior del relleno tipo terraplén que sirve para la protección del relleno.
- **Núcleo:** Es la parte central del relleno que queda delimitada lateralmente por los espaldones y verticalmente por el cimiento y la coronación.
- **Coronación:** Es la capa superior del relleno sobre la que se apoya el pavimento o capa de forma para la carretera.



*Figura 1: Zonas de un terraplén.*

Tomado del capítulo 3 de "Rellenos" del PGP (2011)

#### **2.1.4 Terraplén de gran altura**

Los terraplenes de una altura mayor a 10 metros son catalogados como grandes presas con la diferencia en que su factor crítico no es la impermeabilización que caracteriza a los núcleos de las presas, sino que la atención principal está en las deformaciones del terraplén (Ventura, 1981). Debido a su tamaño, el terraplén es zonificado y cada zona presenta particularidades en la calidad de sus materiales. La definición de un terraplén de gran altura varía según el contexto geotécnico, el uso de la estructura y la normativa. Al respecto, el manual DG-2018 del MTC considera taludes más conservadores para terraplenes que superan los 10 metros, por lo que para fines del trabajo podríamos considerar esa altura como criterio.

Además del tamaño, otro desafío que se presenta es su apoyo sobre laderas con pendientes inclinadas a favor de la inestabilidad. En este caso, las laderas generalmente presentan suelos que se encuentran en un estado límite de equilibrio, entonces la alteración de sus características como aumentar las cargas puede ocasionar la inestabilidad. Ventura (1981) comentó que una de las causas de inestabilidad más comunes es cuando el terraplén genera un aumento de las condiciones de carga en la fundación.

Existen muchos casos históricos de terraplenes para obras viales de gran altura cimentados sobre laderas en el mundo. A continuación, se comenta sobre un caso de terraplén construido en el estado de Kentucky en Estados Unidos para una carretera y un caso de falla de un terraplén de gran extensión en Australia.

*Terraplén de gran altura para la carretera Alexandria Ashland (USA).*

Un terraplén histórico no reforzado de gran tamaño se construyó para la carretera Alexandria Ashland en los ochenta al noreste del estado de Kentucky. En este proyecto, una de las secciones de la carretera alcanzó una altura de 50 metros y uno de los mayores retos es que su construcción se realizó sobre lutitas arcillosas de poca resistencia.

La configuración final de esta sección fue de una relación 3H:1V con una berma central; dicha pendiente se traduce en una gran cantidad de material y movimientos de tierra, así como elevados costos de compactación (Bishop et al., 1986). Este caso de estudio permite conocer los criterios de diseño adoptados para un terraplén de gran altura cimentado sobre suelos de baja resistencia.

*Falla del terraplén para el Alpine Way (Australia).*

Un caso de deslizamiento de terraplén ocurrió en 1997 en los campos de esquí en Thredbo, Australia. El terraplén, construido en 1955 sobre un talud natural, tenía una altura total de 17 metros aproximadamente y servía para la carretera *Alpine Way*. Small y Poulos (2003) indicaron que tanto el material del terraplén como el suelo natural consistían en una arena limosa y a partir de estimaciones de fotos aéreas antes de la falla, se obtuvo que el talud tenía ángulos de 45° hasta 59° (Ver *Figura 2*). Las posibles razones por las que el talud natural se había mantenido estable, superando al ángulo de reposo de la arena, eran debido a la resistencia proporcionada por la cohesión del suelo, la succión del suelo generada por estar sobre el nivel freático y/o el refuerzo natural aportado por las raíces de los árboles en la zona.

El terraplén fue construido para el acceso hacia un proyecto hidroeléctrico y contenía restos de troncos de árboles que habrían sido derribados durante su construcción (Small y Poulos, 2003). Esto

indicaría que la estructura no fue propiamente compactada. Además, Small y Poulos (2003) describieron que hubo deslizamientos menores a lo largo del Alpine Way, lo que indica que no tenía un adecuado factor de seguridad.

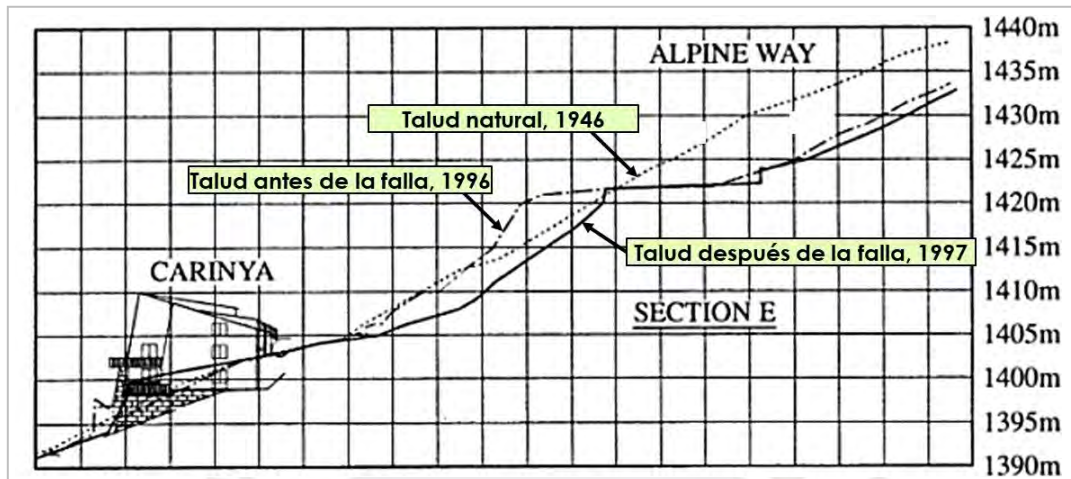


Figura 2: Sección transversal del talud de la falla.

Tomado de Small y Poulos (2003)

Durante el estudio de las posibles causas de la falla, el análisis de estabilidad ejecutado indicó factores de seguridad de 1.08, lo cual significa un estado de equilibrio límite. Entonces, un pequeño incremento en las condiciones desestabilizantes podría generar un deslizamiento. En las investigaciones forenses se identificó una tubería rota posiblemente por las deformaciones en el tiempo del terraplén, y que esta generaba filtraciones. Esto podría haber incrementado la presión de poros y desencadenado una falla. Los resultados de las superficies de deslizamiento real y la computada se pueden observar en la Figura 3 (Small y Poulos, 2003).

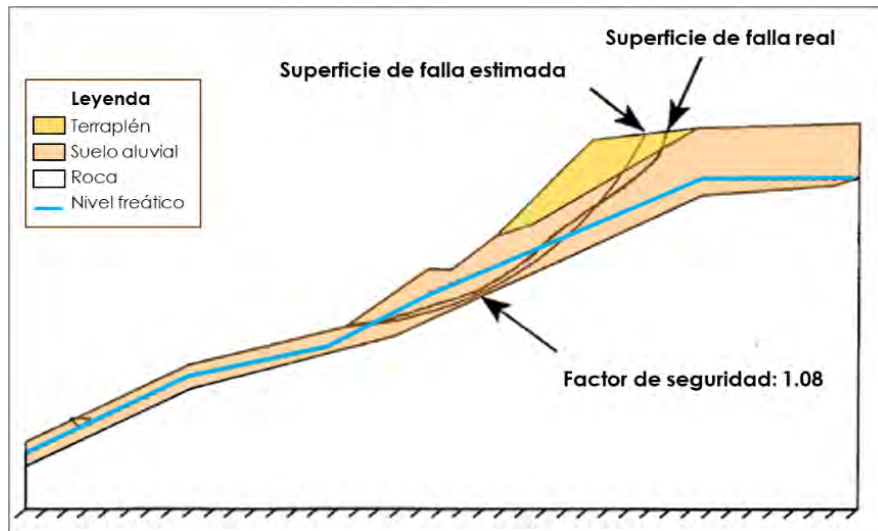


Figura 3: Superficie de falla circular computada y la superficie actual de falla.

Tomado de Small y Poulos (2003)

### 2.1.5 Modos de falla de un terraplén

Existen diversos modos de falla que pueden suceder dentro del cuerpo del terraplén, en la fundación, en el talud o en una combinación de estos (The Indian Roads Congress [IRC], 1979). Los más comunes tipos de falla en terraplenes son los siguientes, que dependen del tipo de material y la fundación:

#### *Deslizamiento en materiales sin cohesión*

Este caso de falla común para arenas y gravas limpias se genera cuando el talud del terraplén presenta una mayor inclinación que el ángulo de fricción interna que genera una falla de deslizamiento hasta llegar a un ángulo estable (IRC, 1979).

#### *Falla rotacional*

La falla rotacional ocurre generalmente en suelos de composición uniforme donde se genera una superficie curva de falla circular (Ver Figura 4). Este tipo se puede clasificar en fallas del talud (falla superficial), al pie del talud y en la base (falla profunda) según por donde pase la superficie de falla (IRC, 1979).

### *Falla planar y compuesta*

En algunos casos se tiene una superficie de falla planar que es inducida por la presencia de un estrato débil dentro de la estructura del terraplén. Es usual que esta falla este acompañada por otro tipo de superficies de falla como la falla de tipo circular (Ver *Figura 4*) (IRC, 1979).

### *Falla de hundimiento*

Cuando el terraplén descansa sobre estratos de suelos blandos, se puede producir una falla de hundimiento en estos. El estrato blando debe tener una profundidad comparable con la longitud de la base de la estructura de relleno (IRC, 1979).



*Figura 4: Falla rotacional (izquierda) y falla planar y compuesta (derecha).*

Tomado de IRC (1979) *Guidelines for the Design of High Embankments*

### **2.1.6 Sistema de drenaje en el terraplén**

Según Ventura (1981), la construcción del terraplén genera una alteración en el flujo natural y, si no es bien manejado, puede crear una zona de acumulación de agua y elevación del nivel freático que puede conllevar una condición crítica de equilibrio. Por lo tanto, en el diseño de terraplén se debe analizar adecuadamente el manejo de aguas y filtraciones.

Es importante en el análisis de estabilidad de taludes identificar la condición crítica del nivel freático durante la vida del terraplén. Según el manual del DTMR (2020), para terraplén sobre laderas y, en especial para los de una altura mayor a los 10 metros, se deben tomar medidas para el diseño del drenaje en el pie y cuerpo del terraplén con drenes longitudinales y transversales. En la *Figura 5* se muestra de manera esquemática un diseño típico de drenaje.

El manual DG-2018 establece disposiciones para el diseño de los sistemas de drenaje requeridos y el manejo adecuado de la precipitación para evitar efectos de inundación y saturación de la plataforma de la vía diseñada.

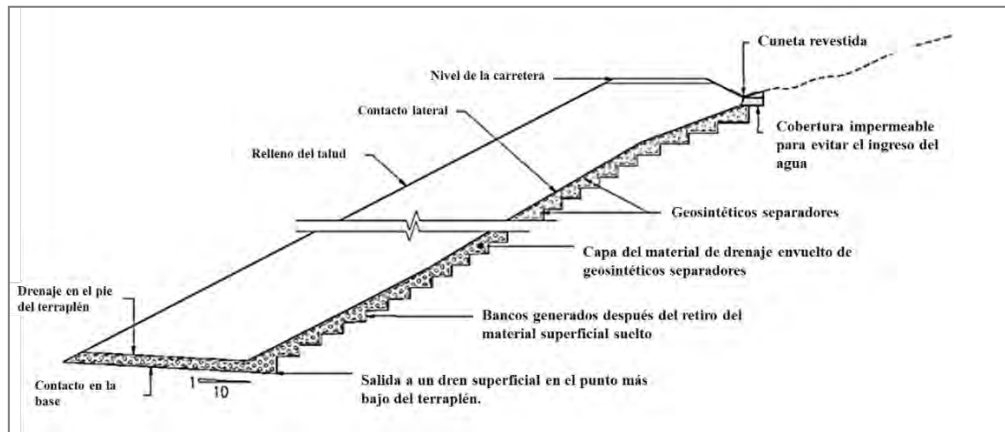


Figura 5: Sección típica de un terraplén sobre ladera natural con diseño del drenaje.

Tomado del DTMR (2020), Geotechnical Design Standard Minimum Requirements

## 2.2 Resistencia al corte de los suelos

### 2.2.1 Definición

La resistencia al corte de un suelo es la resistencia interna por unidad de área que el suelo puede resistir ante una falla o deslizamiento sobre cualquier plano dentro de este (Das, 2014).

Existen diferentes criterios de rotura para definirlo, siendo la más utilizada la teoría de Mohr-Coulomb, que indica que un material falla debido a una condición crítica del esfuerzo normal y de la resistencia al corte (Das, 2014). Esto se puede representar por una curva de envolvente de falla que usualmente es aproximada a una relación lineal entre la resistencia al corte y el esfuerzo normal. La ecuación lineal está descrita como:

$$s = c + \sigma \tan (\phi) \quad (2.1)$$

Donde  $s$  es resistencia al corte en el plano de la falla,  $c$  es cohesión,  $\sigma$  es el esfuerzo normal en el plano de falla y  $\phi$  es el ángulo de fricción interna. La ecuación desarrollada para un análisis de esfuerzos efectivos queda expresada de la siguiente forma:

$$s = c' + \sigma' \tan (\phi')$$
(2.2)

Donde  $\sigma'$  es el esfuerzo vertical efectivo,  $c'$  y  $\phi'$  son la cohesión y el ángulo de fricción basados en esfuerzos efectivos.

La ecuación anterior en términos efectivos se ilustra en la Figura 6, donde se muestra la envolvente de falla lineal. Allí, el punto A indica un estado donde no ocurre una situación de falla, el punto B indica un estado de falla por corte y el punto C indica un estado que no puede existir porque está por encima de la envolvente de falla (Das, 2014).

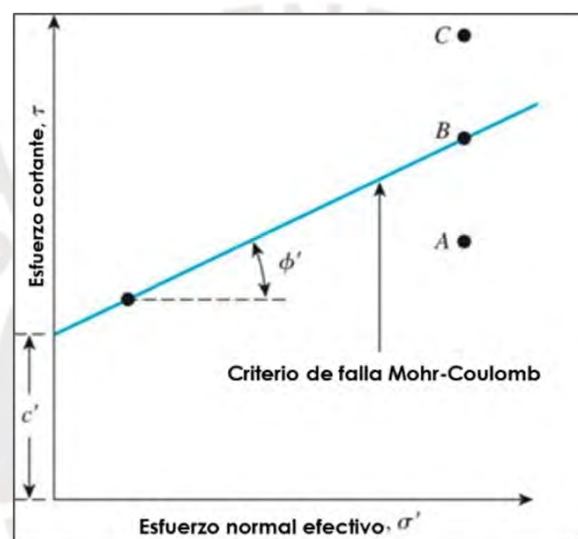


Figura 6: Criterio de Falla de Mohr-Coulomb.

Tomado de Das, 2014

## 2.2.2 Consideraciones básicas en la resistencia al corte

### Condiciones de drenaje

Entender la condición de drenaje en los suelos es de vital importancia para comprender su comportamiento y estimar sus parámetros de resistencia de manera correcta. Este concepto está relacionado con la facilidad y rapidez con las que el agua puede moverse a través del suelo, en comparación con el período de tiempo involucrado en la carga y/o descarga en el suelo (Duncan et al., 2014). Al evaluar estos parámetros de tiempos y las características de permeabilidad del suelo, se determina si se tiene una condición drenada o no drenada.

La condición drenada indica que el agua es capaz de fluir dentro de la masa del suelo tan rápido como el tiempo que toman los procesos de carga en el suelo y no genera cambios en la presión de los poros. Por otro lado, la condición no drenada indica que el agua no es capaz de fluir dentro de la masa de suelo en respuesta a los cambios de carga. Por ello, se generan cambios en la presión de poros que no se han logrado disipar por la baja permeabilidad del suelo (Duncan et al., 2014).

#### *Método de esfuerzos efectivos*

Este método toma en cuenta las presiones de poros “ $u$ ” para el estado de estabilidad que se está analizando, de manera que, es extraída del esfuerzo total para obtener la resistencia al corte según los esfuerzos efectivos, por ello se usa la ecuación (2.2). Los datos requeridos para este análisis son el peso total unitario del suelo, los parámetros de resistencia del esfuerzo de corte efectivos y la presión de poros.

#### *Método de esfuerzos totales*

Este método es para la condición inmediata después de la construcción cuando la presión de poros es máxima y no ha ocurrido un proceso de disipación, entonces las resistencias están en una condición no drenada. Por ello, es normalmente usado para determinar la estabilidad a corto plazo en suelos de baja permeabilidad como arcillas saturadas (IRC, 1979). Para desarrollar este método se requieren datos del peso unitario del suelo y parámetros de resistencia al corte en términos de esfuerzo total.

#### *Análisis a corto y largo plazo*

El análisis de corto plazo está referido a una condición de tiempo durante la construcción o para un instante inmediato después. En este caso se analiza si el agua fue capaz de drenar dentro del suelo y, según ello, se determina si se trata de una condición drenada, que se analiza en términos de esfuerzo efectivo, o una condición no drenada, mediante esfuerzos totales.

Por otro lado, el análisis de largo plazo indica la condición en donde la presión de poros ha alcanzado el equilibrio y su valor estaría dado únicamente por el nivel freático, por ello este análisis está dado en términos de esfuerzo efectivo.

## 2.3 Análisis de estabilidad de taludes

### 2.3.1 Factor de seguridad

La tarea principal asignada al análisis de estabilidad del talud es determinar el factor de seguridad. La ecuación general (Das, 2014) respecto a la resistencia del corte es:

$$FS = s / \tau \quad (2.3)$$

Donde  $s$  es la resistencia cortante promedio del suelo,  $\tau$  es el esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla. Al expresar la resistencia en la superficie de falla en términos efectivos bajo el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, la ecuación queda expresada como:

$$\tau = \frac{c' + \sigma' \tan (\phi')}{FS} \quad (2.4)$$

Cabe mencionar que el FS es asumido igual para todos los puntos sobre la superficie de deslizamiento, por lo que su valor es igual a un promedio. Este número representa la relación entre la resistencia al corte y los esfuerzos de corte actuantes. Si el valor es mayor que el entero, indicaría un estado de equilibrio (Duncan et al., 2014). Sin embargo, las normativas de diseño establecen mínimos aceptables del FS mayores y según la condición de análisis.

### 2.3.2 Procedimiento de las dovelas

El procedimiento de análisis de estabilidad de taludes divide el suelo sobre la superficie de deslizamiento en un número de dovelas verticales y evalúa la estabilidad de cada una separada. Esta técnica toma en cuenta la no homogeneidad del suelo, la presión de poros y la variación del esfuerzo normal sobre la superficie potencial de falla (Das, 2014).

Los procedimientos de las dovelas parten de asumir una forma en la superficie de falla. Existen principalmente dos grandes asunciones, la primera es asumir una superficie circular y la segunda es asumir una forma arbitraria (no circular).

*Procedimiento de dovelas: Superficie de deslizamiento circular*

Para este caso, el procedimiento evalúa el equilibrio de momentos respecto al centro del círculo generado por los momentos deslizantes y los momentos resistentes debido a los esfuerzos cortantes en la superficie de falla. En la Figura 7: se observa la superficie de falla circular de radio  $r$  y, para cada dovela, el brazo de palanca  $a_i$ , la fuerza del peso  $W_i$ , la fuerza cortante resistente en la base  $S_i$  y el ángulo de inclinación  $\alpha_i$ . Donde el  $i$  hace referencia a cada dovela vertical.

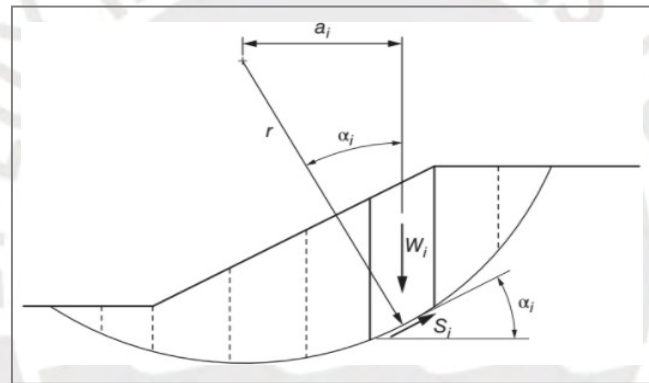


Figura 7: Superficie de falla circular con la masa de suelo dividida en  $i$  dovelas.

Tomado de Duncan et al., 2014

El momento deslizante se expresa en la ecuación (2.5). Mientras que el momento resistente proveniente por la fuerza resistente  $S_i$  se expresa en la ecuación (2.6).

$$M_d = r \sum W_i \sin \alpha_i \quad (2.5)$$

$$M_r = r \sum S_i \quad (2.6)$$

La fuerza resistente  $S_i$  es el producto del esfuerzo cortante  $\tau$  y del área de la base de espesor unitario  $\Delta\ell_i \times 1$ . Y, al dejarlo expresado en términos de resistencia al corte  $s_i$  y factor de seguridad  $FS$  en base a la ecuación anterior (2.3), entonces el momento resistente se expresa como:

$$M_r = r \sum \frac{S_i \Delta \ell_i}{FS} \quad (2.7)$$

Finalmente, al realizar el equilibrio de momentos resistentes y momentos deslizante, y al sustituir el esfuerzo resistente  $s_i$  según la ecuación (2.4), el FS queda expresado como:

$$FS = \frac{\sum (c + \sigma \tan(\phi)) \Delta \ell}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.8)$$

Para determinar el FS se requiere el esfuerzo normal  $\sigma$  de la base de cada dovela que permite encontrar a la fuerza cortante resistente total  $S_i$  (Ver Figura 7). Esto genera una ecuación indeterminada estáticamente y requiere de asunciones adicionales para ser resuelta. Por ello, existen métodos de cálculo que realizan suposiciones adicionales para encontrar el FS. Entre los principales métodos están Bishop simplificado, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer y Fellenius.

En los siguientes párrafos se describen a los métodos de cálculo de *Spencer* y *Morgenstern Price* usados en el presente trabajo, ambos satisfacen las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas y de momentos (Duncan et al., 2014), lo que los hace más precisos en comparación con otros métodos. Por ello, son los que se van a aplicar en el presente caso de estudio. Además, estos métodos permiten la búsqueda de superficies de deslizamientos no circulares como se comenta a continuación.

*Procedimiento de dovelas: Superficie de deslizamiento no circular*

Este procedimiento permite trabajar con formas de deslizamiento más complejas y sofisticadas, como cuando hay presencia de estratos débiles o de otros materiales como geosintéticos. Para ello, se sigue trabajando por el método de las dovelas y con métodos de cálculo para resolver ecuaciones de equilibrio (Duncan et al., 2014). De manera resumida, se presentan los procedimientos de Spencer y Morgenstern & Price que hacen cada uno diferentes asunciones para llegar a una solución.

- Método de Spencer

Este método está basado en la asunción de que las fuerzas entre las dovelas son paralelas y que la fuerza normal actúa en el centro de la base de cada una. A partir de esto se resuelven dos ecuaciones de equilibrio general de fuerzas y momentos, considerando a cada dovela, siendo las ecuaciones

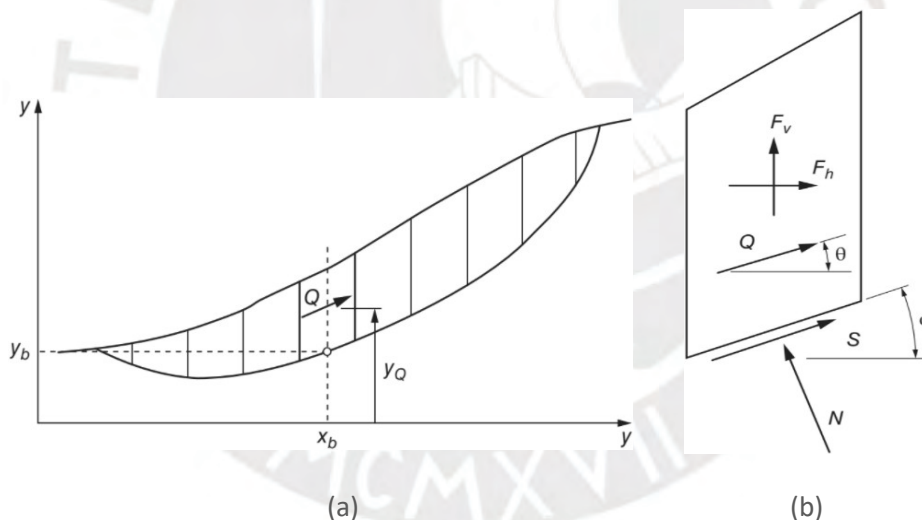
mostradas (2.9) y (2.10) respectivamente. El resultado de las dos ecuaciones es el FS desconocido y la inclinación  $\theta$  de las fuerzas entre las dovelas (Spencer, 1967).

$$\sum Q_i = \sum (Z_k - Z_k \cdot C) = 0 \quad (2.9)$$

$$\sum Q(x) \sin\theta - y^* \cos\theta = 0 \quad (2.10)$$

En la ecuación de equilibrio de fuerzas,  $Z$  representa las cargas laterales con un ángulo de inclinación cuya resultante es  $Q$ . En la ecuación de momentos,  $x_b$  y  $y_Q$  son las coordenadas hacia el centro de la dovela como se muestra en la *Figura 8a*.

La *Figura 8a* muestra de manera gráfica la superficie de falla y bajo ese sistema de coordenadas se obtiene la ecuación (2.11) que permite hallar la distancia  $y_Q$ . Por otro lado, la *Figura 8b* muestra las fuerzas que intervienen en el equilibrio de la dovela para determinar el valor de la carga  $Q$ , lo cual resulta en la ecuación (2.12).



*Figura 8:* Superficie de falla para el Método de Spencer y dovela con las fuerzas actuantes.

Tomado de Duncan et al., 2014.

$$y^* = y) + \frac{M_+}{Q \cos \theta} \quad (2.11)$$

$$Q = \frac{-F \sin \alpha - F'' \cos \alpha - \frac{c^{\#} \Delta L}{FS} + (F \cos \alpha - F'' \sin \alpha - u \Delta L)(\tan \phi^{\#} / FS)}{\cos(\alpha - \theta) + [\sin(\alpha - \theta) \tan \phi^{\#} / FS]} \quad (2.12)$$

Finalmente, al reemplazar estas dos últimas ecuaciones en las ecuaciones de equilibrio mostradas anteriormente se puede determinar las dos incógnitas del método: el FS y el ángulo de inclinación.

- *Método de Morgenstern and Price*

Este método asume una relación entre las fuerzas cortantes y normales entre las dovelas como se muestra:

$$X = l f(x)E \quad (2.13)$$

En ella, X y E son las fuerzas verticales y horizontales respectivamente,  $\lambda$  es un parámetro de escala y la  $f(x)$  es una función que prescribe valores a cada lado de la dovela. Las fuerzas normales se asumen como en los métodos anteriores a la mitad de la base por simplicidad. Entonces, para este método quedan de variables desconocidas el FS, el parámetro de escala, las fuerzas normales en la base de las dovelas, las fuerzas horizontales entre las dovelas y sus ubicaciones (Morgenstern y Price, 1965).

Este método es similar al de Spencer. La diferencia es que el método de Morgenstern y Price presenta una mayor flexibilidad en las asunciones de la inclinación de las fuerzas entre las dovelas a través de un patrón  $f(x)$  de la inclinación de las fuerzas de los lados y un parámetro de escala  $\lambda$ . Si la función es constante, daría los mismos valores que el método de Spencer.

### **2.3.3 Estabilidad de taludes ante sismos**

Los movimientos sísmicos generan sobre los taludes cargas dinámicas que pueden originar en el suelo deformaciones, reducir la resistencia al corte y llevar a un estado de inestabilidad (Duncan et al., 2014). A continuación, se describe el análisis pseudoestático, que es un procedimiento simplificado para evaluar la estabilidad ante cargas de sismo.

### *Análisis Pseudoestático*

El análisis parte de representar la carga del sismo por una fuerza estática conocida igual al peso del suelo multiplicado por un coeficiente sísmico “k”. (Duncan et al., 2014). Respecto a su ubicación, Terzaghi (1950) propuso que la fuerza actúe en el centro de gravedad de cada dovela. Sin embargo, posteriormente Makdisi y Seed (1978) demostraron que la fuerza sísmica incrementa su valor desde abajo hacia arriba, por lo que la resultante estaría por encima del centro. Esto generaría que las fuerzas sísmicas hagan menos momentos y el FS incremente, por ello igualmente la sugerencia de Terzaghi es aceptada del lado conservador.

Por otro lado, la resistencia al corte a emplear debe ser para un análisis de corto plazo. Como las cargas sísmicas son de corta duración, no se espera que la presión de poros inducida por el sismo se disipe tan rápido, por ello se debe emplear resistencias al corte no drenadas y en términos de esfuerzos totales (Duncan et al., 2014). Cabe mencionar que este procedimiento es apropiado cuando el suelo no va a perder resistencia significativa durante el sismo

Si bien existen métodos más sofisticados como los modelamientos numéricos, el análisis pseudoestático mantiene vigencia debido a su simplicidad y rapidez para obtener resultados preliminares del efecto del sismo en la estructura.

### *Coeficiente Sísmico*

Los coeficientes sísmicos típicos en análisis convencionales se encuentran en un rango de 0.05 a 0.25 (Seed, 1979). Existe una diversidad de métodos que se han venido desarrollando para determinarlo, algunos más sofisticados que usan como base el análisis de deformación para determinarlo (Duncan et al., 2014).

A manera de resumen, en la Tabla 1: se muestran algunos criterios de autores para su cálculo. El coeficiente sísmico “k” usado en el análisis pseudoestático vendría a ser el producto de la aceleración de referencia por el multiplicador de la aceleración.

Tabla 1: Consideraciones para resolver el análisis pseudoestático

Referencia	Aceleración de referencia ( $a_{ref}$ )	Multiplicador de la aceleración ( $a/a_{ref}$ )	Factor de reducción de resistencia	FS mínimo	Deformación tolerable
Hynes-Griffin y Franklin (1984)	$PGA_{rock}$ ( $M < 8.3$ )	0.5	0.8	1.0	1 m
Bray et al. (1998)	$PGA_{rock}$	0.75	Usar resistencias conservadoras	Usar resistencias conservadoras	0.3-0.15 m
Bray y Travasarou (2009)	Aceleración espectral, $S_a$	Depende de la altura del talud y la deformación	1.0	Varía	Varía
FHWA (2011)	$PGA_{soil}$	0.2-0.5 (PGA incluye amplificaciones de sitio)	0.8	1.0	5 cm o menos

Nota. Tomado de Duncan et al., 2014

Las aceleraciones pico en roca se pueden determinar a nivel conceptual a partir de información de mapas de zonificación sísmica como las publicadas por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

### 2.3.4 Programas de computación para el análisis de estabilidad

En la actualidad se emplea diversos programas para ejecutar el análisis de estabilidad, estos pueden manejar un amplio rango de variables para calcular el FS rápidamente. Además, pueden buscar la superficie más crítica de falla tanto en formas circulares como no circulares lo cual es una gran ventaja en tiempo frente a cálculos manuales.

Existen dos tipos de programas para realizar el análisis de equilibrio límite: los programas de diseño y programas de análisis. El primero es especialmente usado para el diseño de taludes reforzados con un tipo específico de reforzamiento para un factor de seguridad especificado. Mientras que el segundo permite, a partir de parámetros de entrada, computar un factor de seguridad para las condiciones ingresadas (Duncan et al., 2014).

Es importante la intervención del criterio ingenieril durante la ejecución del programa para obtener un resultado de FS apropiado. Por ejemplo, Duncan et al. (2014) comenta que se debe restringir la región el área de formación de superficies de falla potenciales de interés y así evitar modos insignificantes de falla u obtener ciertas ambigüedades en los resultados.

Uno de los *softwares* más utilizados a nivel mundial es el Slide2 de Rocscience que sigue la metodología del equilibrio límite y permite aplicar diferentes modelos constitutivos del suelo, criterios de búsqueda de la superficie de falla, geometrías y otros parámetros de entrada que dan versatilidad para la obtención del FS.

## 2.4 Asentamiento y deformaciones

### 2.4.1 Definición y tipos de asentamiento

El asentamiento como concepto es definido como la reducción de volumen debido a un incremento en los esfuerzos efectivos aplicados en el estrato del suelo analizado (Fellenius, 2019). Esta reducción de volumen total de la estructura consta de la suma de la compresión inmediata, del asentamiento por consolidación y de la compresión secundaria. (Holtz y Kovacs, 1981).

$$s_t = s_i + s_c + s_s \quad (2.14)$$

Donde  $s_t$  es el asentamiento total,  $s_i$  es el asentamiento inmediato,  $s_c$  es la consolidación primaria y  $s_s$  es la compresión secundaria.

#### *Compresión inmediata*

Esta parte del asentamiento se da por una reducción en el contenido de vacíos del estrato analizado. También suele llamarse compresión elástica porque se asume que es linealmente proporcional al incremento de esfuerzos aplicados en el estrato y se da de manera inmediata, ni bien son aplicadas las cargas.

### *Consolidación primaria*

Esta reducción de volumen se da por la expulsión de agua que se da en el estrato con el tiempo. Esto disminuye la presión de los poros e incrementa los esfuerzos efectivos. Como se mencionó previamente, al depender de la expulsión de agua, depende del coeficiente de permeabilidad del suelo y, por lo tanto, del tiempo transcurrido. Es por esto que, en suelos cohesivos, los cuales poseen un bajo coeficiente de permeabilidad, este tipo de deformaciones se dan de manera lenta. Al contrario, en suelos granulares, esta expulsión de agua se da de manera rápida, por lo que no se evalúa la consolidación en el cálculo de asentamientos (Holtz y Kovacs, 1981).

### *Compresión secundaria*

Este asentamiento ocurre con esfuerzos efectivos constantes y sin cambios en la presión de poros, y depende del tiempo, ya que es una deformación a largo plazo. Por esto mismo se asume que se da después de una disipación del exceso de presión de poros. También se le suele llamar *creep*, sobre todo para terraplenes de gran altura (Holtz y Kovacs, 1981). Se asume que empieza después del 90% de desarrollo de la consolidación primaria, esto con fines prácticos para el diseño de terraplenes (Bergado et al., 1990).

#### **2.4.2 Asentamiento total para un terraplén**

Los asentamientos de estas estructuras constan de la evaluación de dos asentamientos, de la cimentación que se encuentra debajo de la estructura y de los estratos que conforman el mismo terraplén (Bhattacharyya, 2009).

$$s_{/} = s_0 + s_{/} \quad (2.15)$$

Donde  $s_{/}$  es el asentamiento total de la estructura,  $s_0$  es el asentamiento de la cimentación del terraplén y  $s_{/}$  es el asentamiento elástico del terraplén. En ese sentido, en las siguientes líneas se plantean métodos para el cálculo del asentamiento de la cimentación de la estructura, así como para un asentamiento relativo de la misma.

### Asentamiento en la cimentación del terraplén

Para el cálculo del asentamiento elástico o de compresión inmediata, se proponen dos ecuaciones. En primer lugar, se menciona la siguiente fórmula de Fenton y Griffiths (2008).

$$S_{\&} = \frac{qB'}{E} \quad (2.16)$$

Donde  $S_{\&}$  es el asentamiento,  $q$  es la carga aplicada por unidad de área o la presión,  $B'$  es el ancho del área cargada tomada a la mitad de la altura del estrato analizado,  $E$  es el módulo de elasticidad e  $I$  es el factor de influencia que está en función de  $H/B$  y  $L/B$  y puede ser hallado a partir de la *Figura 9*. donde  $H$  es la profundidad del suelo evaluado,  $L$  es la dimensión más grande de la base y  $B$  la más pequeña. Vale recalcar que para la utilización correcta de este gráfico se necesita el valor de  $\nu$  (Modulo de Poisson).

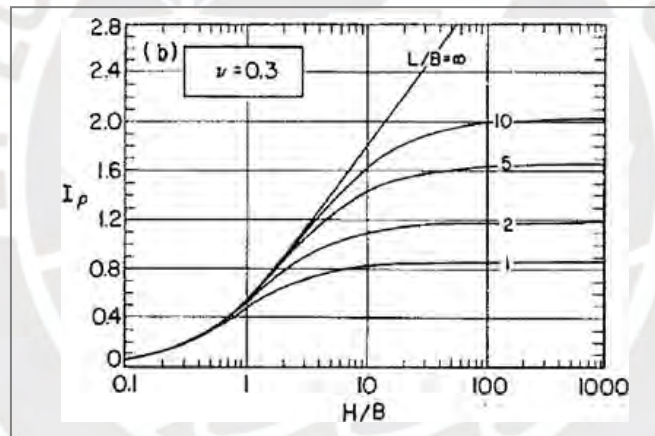


Figura 9: Factor de influencia de Streinbrenner.

Tomado de Taylor y Matias, 1983.

Esta ecuación es para el cálculo del asentamiento en una esquina del área seleccionada. Como es para una esquina, se divide el área total en cuatro áreas simétricas e iguales para poder calcular el asentamiento en el centro. Entonces, por superposición, el asentamiento en el centro es cuatro veces el asentamiento en la esquina del terraplén.

En segundo lugar, se toma en cuenta la ecuación propuesta por la USACE (1994).

$$S_s = \frac{1.12qB(1 - \nu^1)}{E} \times \frac{L}{B'} \quad (2.17)$$

Donde  $S_s$  es el asentamiento en el centro de la cimentación,  $q$  es la carga aplicada en la cimentación,  $B'$  es el ancho de la cimentación,  $L$  es el largo de la cimentación,  $\nu$  es el módulo de Poisson de la cimentación y  $E$  es el módulo de elasticidad del suelo de cimentación.

Para el caso de suelos finos saturados, se puede calcular el asentamiento de un estrato de espesor  $H$  mediante la teoría de la consolidación primaria. Como se sabe que los suelos tienen diferentes estados de esfuerzos, normalmente consolidados NC o sobreconsolidados OC, se tienen diferentes fórmulas para el cálculo del asentamiento (Das, 2014).

**Para suelos normalmente consolidados**

$$S_2 = \frac{H C_c}{1 + e_3} \left( \log \frac{\sigma'_3 + \Delta\sigma'}{\sigma'_3} \right) \quad (2.18)$$

**Para suelos sobre consolidados**

En este caso hay dos condiciones, dependientes del esfuerzo de pre-consolidación ( $\sigma'_c$ ) del suelo

Para  $\sigma'_c + \Delta\sigma' < \sigma'_c$

$$S_2 = \frac{H C_4}{1 + e_3} \left( \log \frac{\sigma'_3 + \Delta\sigma'}{\sigma'_3} \right) \quad (2.19)$$

Para  $\sigma'_c + \Delta\sigma' > \sigma'_c$

$$S_5 = \frac{H}{1 + e_+} \left( C_c \log \frac{\sigma'_3 + \Delta\sigma'}{\sigma'_2} + C_4 \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_3} \right) \quad (2.20)$$

Donde  $\sigma'_*$  es el esfuerzo efectivo vertical,  $\Delta\sigma'$  es el incremento promedio de esfuerzos,  $C_s$  es el índice de compresión y  $C_r$  es el índice de abultamiento o de recompresión. El valor de  $H$  es el del estrato; sin embargo, si se tienen condiciones de drenaje en los dos sentidos, esta altura se divide entre dos.

En cuanto al cálculo del índice de compresión, en caso no se hayan realizado ensayos de consolidación, se tienen valores para distintos tipos de suelos a partir de la Tabla 2.

Tabla 2: Correlaciones para el índice de compresión  $C_c$ .

Ecuación	Región de aplicabilidad
$C_c = 0.01w_N$	Arcillas de Chicago
$C_c = 1.15(e_0 - 0.27)$	Todas las arcillas
$C_c = 0.30(e_0 - 0.27)$	Suelos cohesivos inorgánicos: limo, arcilla limosa, arcilla
$C_c = 0.0115w_N$	Suelos orgánicos: turbas, limo orgánico y arcilla orgánica
$C_c = 0.0046(LL - 9)$	Arcillas brasileñas
$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$	Suelos con baja plasticidad
$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$	Arcillas de Chicago
$C_c = 0.156e_0 + 0.0107$	Todas las arcillas

Nota: Tomado de Rendon Herrero, 1980

Por otro lado, el índice de re-compresión ( $C_r$ ) se puede calcular en función del  $C_c$  o del índice de plasticidad ( $IP$ ), siempre y cuando no se hayan realizado ensayos de consolidación.

$$C_r = 0.2C_c \quad (2.21)$$

$C_r$  en función de  $IP$  (Cam, Kulhawy y Mayne, 1990)

$$C_r = \frac{IP}{370} \quad (2.22)$$

Para la consolidación secundaria, el parámetro más importante es el índice de compresión secundaria ( $C_{\alpha}$ ). Este se necesita para el cálculo de los asentamientos con la siguiente fórmula:

$$S_2 = C_{\alpha} H \log \left( \frac{t_1}{t_c} \right) \quad (2.23)$$

En la cual, sus variables pueden definirse como:

$$C_{\alpha} = \frac{C_c}{1 + e_2} \quad (2.24)$$

$$e_2 = e_+ - \Delta e \text{ primaria} \quad (2.25)$$

Donde  $H$  es el espesor del estrato,  $e_c$  es el índice de vacíos en el extremo de la consolidación primaria,  $t_1$  es el fin de la consolidación primaria o su 90% y  $t_2$  es el tiempo final del análisis. En cuanto al cálculo de  $C_v$  se tiene una relación con  $C_s$  en la siguiente tabla:

Tabla 3: Valores de la relación  $C_v/C_s$ .

Suelo	Relación
Arcillas y limos inorgánicos	0.04
Arcillas y limos orgánicos	0.05
Turbas	0.075

Nota: Tomado de Mesri y Golodewski (1977).

#### *Asentamiento elástico del terraplén*

Este segundo tipo de asentamiento se calcula a partir de la teoría elástica debido a las cargas del terraplén como su propio peso a lo largo del tiempo. En este caso, se tiene un asentamiento inicial (instantáneo) y un asentamiento a largo plazo (consolidación). En las siguientes líneas se explica el método propuesto por Poulos et al. (1972). Este responde a un ajuste simplificado para el cálculo de deformaciones dentro del terraplén. En primer lugar, el procedimiento de cálculo usa el sistema de referencia mostrado en la siguiente figura:

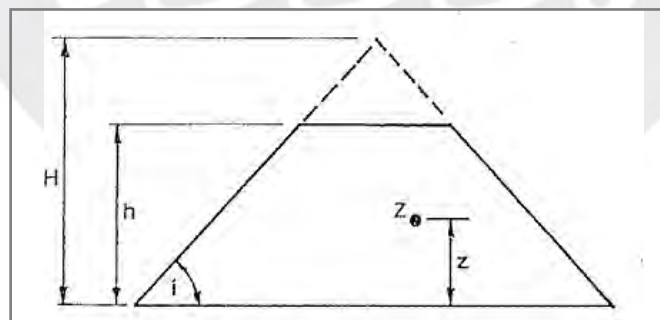


Figura 10: Definición del sistema de referencia del terraplén

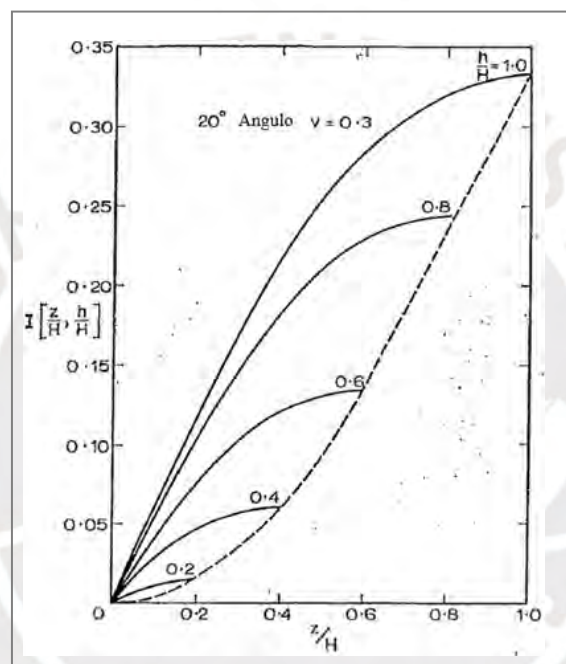
Tomado de Poulos et al., 1972

Donde  $H$  es la altura total del triángulo formado con la silueta del terraplén,  $h$  es la altura del terraplén, y  $z$  es el eje del sistema de referencia. Entonces, el asentamiento es calculado mediante la siguiente relación:

$$\rho \frac{z}{H} \frac{h}{H} q = I \frac{z}{H} \frac{h}{H} q \frac{\gamma H^1}{E} \quad (2.26)$$

Donde  $\rho$  es el asentamiento para una altura  $z$  en un terraplén de altura  $h$ ,  $I$  es el factor de influencia,  $H$  es la altura total mostrada en la *Figura 10*, y  $E$  es el módulo de Young del material.

El factor de influencia  $I$  se obtiene de la *Figura 11* generada por el mismo autor, que requiere de datos de entrada al módulo de Poisson, el ángulo de inclinación del terraplén, la relación constante de  $h/H$ , y la relación de la altura  $z/H$ .



*Figura 11: Factor de influencia para un terraplén*

Tomado de Poulos et al., 1972

Para el cálculo del asentamiento instantáneo observado se emplea la siguiente ecuación:

$$v(z, h) = \rho(z, h) - \rho(z, z) \quad (2.27)$$

Donde  $v(z, h)$  es el asentamiento instantáneo observado,  $\rho(z, h)$  es el asentamiento instantáneo del terraplén a una altura  $h$  calculado con la teoría de elasticidad mostrado en la ecuación (2.26) y  $\rho(z, z)$  es el asentamiento del terraplén a una altura  $z$ .

Para el cálculo del asentamiento de consolidación se emplea la siguiente ecuación:

$$v_{\infty}(z, h) = \rho_{\infty}(z, h) - \rho_0(z, h) \quad (2.28)$$

Donde  $v_{01}(z, h)$  es el asentamiento final de consolidación del terraplén,  $\rho_{21}(z, h)$  es el asentamiento total del terraplén a una altura  $h$  y  $\rho_1(z, h)$  es el asentamiento instantáneo del terraplén a una altura  $h$ .

Finalmente, la expresión para calcular el asentamiento total a largo plazo viene dada por la siguiente ecuación:

$$v_{\infty}(z, h) = v(z, h) + v_{\infty}(z, h) \quad (2.29)$$

Finalmente, al reemplazar las ecuaciones (2.27) y (2.28) en la ecuación (2.29) se obtiene:

$$s_f = v_{\infty}(z, h) = \rho_{\infty}(z, h) - \rho_0(z, z) \quad (2.30)$$

### 2.4.3 Distribución de cargas en el terraplén

Respecto a la distribución de cargas externas en el terraplén, estas van a ser distribuidas en la estructura bajo el método propuesto en el manual del WSDOT (2013)

Como se puede apreciar en la *Figura 12*, el esfuerzo en la corona del terraplén depende de la carga aplicada y de las dimensiones de la estructura, y conforme va descendiendo, se multiplica por un factor en el que influye la geometría de la sección transversal. Por lo tanto, para cualquier altura  $z$ , se puede calcular los esfuerzos para una cara con la siguiente expresión:

$$\sigma(y) = \frac{P}{(B + z(y)) \times 1} \quad (2.31)$$

En ella, la variable de  $z(y)$  se define como:

$$z(y) = \frac{z(H - y)}{H} \quad (2.32)$$

Donde  $P$  es la carga externa aplicada en la corona,  $B$  es el ancho inicial de la superficie,  $H$  es la altura total del terraplén y  $z$  es el ancho inferior adicional del terraplén en la base.

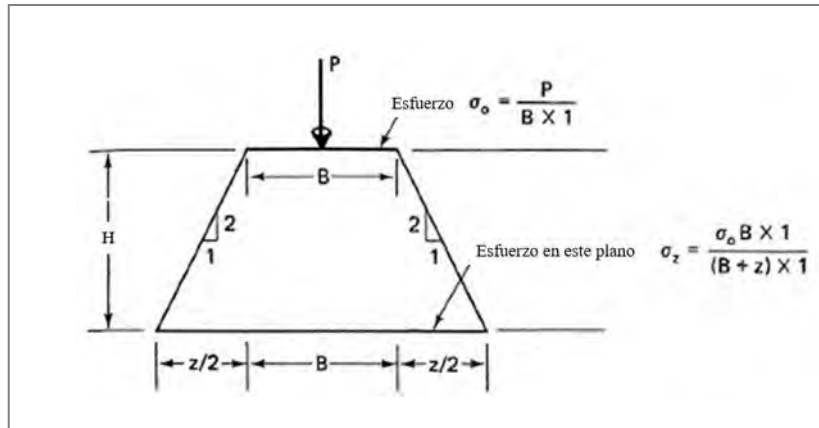


Figura 12: Modelo de terraplén con una carga externa.

Tomado de WSDOT, 2013.

Esta distribución es útil para el cálculo de asentamientos en la base del terraplén debido a cargas externas. Se pueden utilizar los métodos previamente mencionados para así poder calcular un asentamiento a largo plazo. El valor de estas cargas externas para carreteras suele oscilar entre 15-30 kPa (Topolnicki, 2020), que, en comparación con el peso propio, se puede considerar como poco relevante. Además, a mayor altura de la estructura, se tiene menor asentamiento en la base del terraplén (Bhattacharyya, 2009). Por eso mismo, una aproximación simple como esta es suficiente para el análisis del asentamiento total debido a cargas externas.

#### 2.4.4 Método de Elementos Finitos

El método de elementos finitos (MEF) es un procedimiento sistemático en el cual se aproximan funciones continuas en modelos discretos. Es decir, que el dominio de estas funciones se ve reducido hasta un número finito de puntos, o subdominios para poder resolver estas ecuaciones de manera discreta. (Tekkaya, 2014). En cuanto a la aplicación en la geotecnia, se necesita estos procedimientos cuando se realizan cálculos de esfuerzos y deformaciones (Mendoza, 2016) debido a que tienen aproximaciones bastante útiles para el diseño y, además, permiten incluir diferentes parámetros de resistencia, linealidad, anisotropía, heterogeneidad y etapas constructivas (Gerscovich, 2013).

Las ecuaciones que utiliza el método para el cálculo de deformaciones son las básicas planteadas en el estudio de la mecánica continua, con relación elástica y la posterior discretización

característica del MEF (Bentley, 2020). En ese sentido, para el desarrollo de los cálculos, el software a emplear será el Plaxis 2D; este es un programa diseñado para el análisis bidimensional de deformación y estabilidad geotécnica. Permite utilizar modelos constitutivos avanzados, aparte de Mohr Coulomb, como el *creep model* o el *hardening soil model*, para la simulación de suelos o rocas con comportamiento lineal y no lineal, dependiente del tiempo y para materiales anisotrópicos. En adición, permite incluir dentro del modelo la presión de poros, importante dentro de la simulación, ya que el suelo es un material trifásico (Brinkgreve et al., 2006).

## **2.5 Desplazamientos por sismo**

Se han desarrollado diversas metodologías simplificadas para evaluar el desempeño de un terraplén ante un sismo y estimar los desplazamientos resultantes. Estas metodologías complementan el enfoque pseudoestático en el análisis de estabilidad por método de equilibrio límite, permitiendo predecir el comportamiento de los terraplenes ante sismos.

Estas técnicas dan como resultado una rápida estimación de desplazamientos y son especialmente usadas en las etapas tempranas del diseño, cuando no se dispone de parámetros geotécnicos de la fundación y de los materiales para análisis más sofisticados. En la literatura técnica tenemos métodos simplificados desde el trabajo de Newmark en 1965 hasta procedimientos más recientes como el publicado por Bray et al. (2018).

Newmark (1965) fue el primero en proponer que la estabilidad de un terraplén ante un sismo debe ser evaluado mediante un enfoque de deformaciones en lugar del análisis pseudoestático tradicional. Posteriormente, Makdisi y Seed (1978) desarrollaron un procedimiento de alto nivel para la evaluación del desempeño del terraplén ante sismos que, a diferencia del anterior, toma en cuenta la variabilidad de las aceleraciones del suelo en la masa deslizando.

En años más recientes, Bray y Travararou (2007) publicaron un artículo basado en el método de Newmark y el método de elementos finitos que representa una actualización de Makdisi y Seed

(1978). Posteriormente, Bray et al (2018) presentaron una actualización a través de una relación semiempírica simplificada para el cálculo.

### 2.5.1 Metodología simplificada de Makdisi y Seed

La metodología propuesta por Makdisi y Seed (1978) requiere de la aceleración de fluencia del talud  $k_y$ , la magnitud del sismo  $M$  y la máxima aceleración en la cresta del talud  $U_{m\acute{a}x}$  para su desarrollo. A partir de estos parámetros y el empleo de unos gráficos (Ver *Figura 13*) se estima el valor del desplazamiento permanente por el sismo.

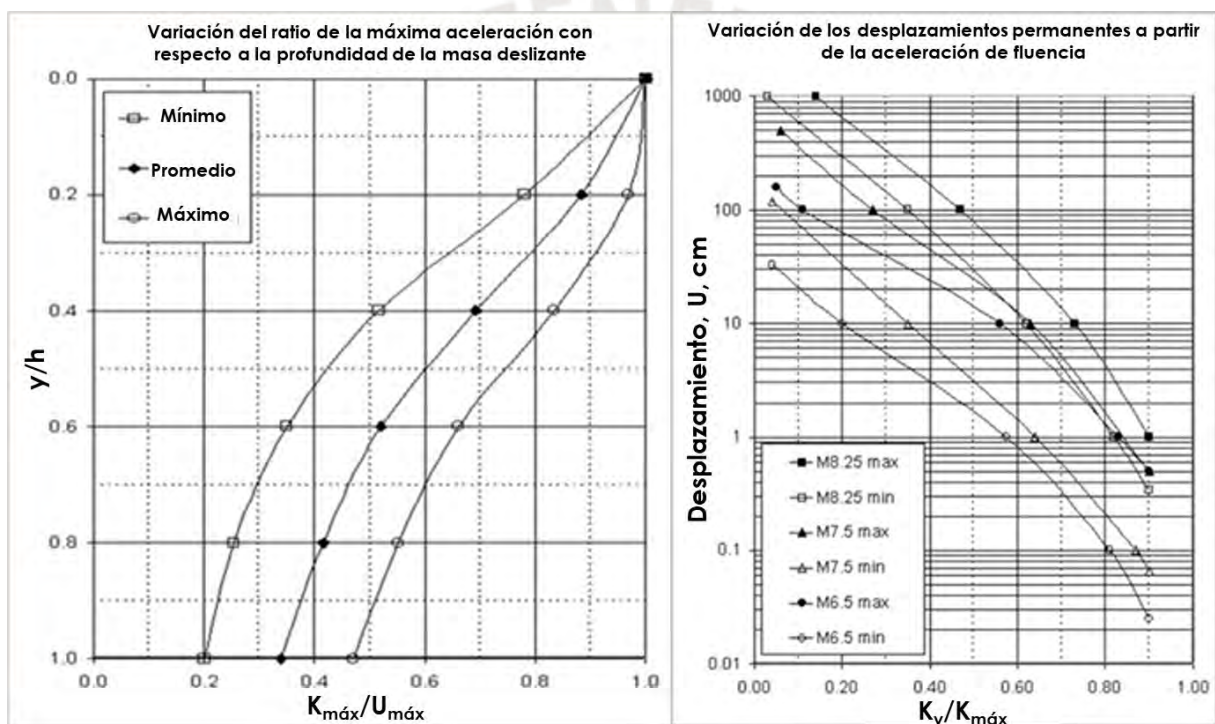


Figura 13: Gráficos de la metodología de Makdisi y Seed

Tomado de Makdisi y Seed, 1978.

### 2.5.2 Metodología de Bray, Macedo & Travararou

Esta metodología, al igual que la anterior, permite estimar desplazamientos sísmicos permanentes mediante un modelo de bloque deslizando acoplado no lineal. La diferencia con el anterior es que este incorpora parámetros dinámicos como la aceleración espectral, el periodo

fundamental del talud y el coeficiente  $k_y$ , que representa la aceleración horizontal que genera un talud con un FS igual a 1 bajo el análisis pseudoestático.

El modelo propuesto puede describirse en los siguientes pasos: (1) la estimación del periodo fundamental  $T_s$  y determinar el coeficiente  $k_y$ , (2) el cálculo de la aceleración espectral para el periodo del sistema y la selección de los escenarios sísmicos, (3) el cálculo de la probabilidad de desplazamiento nulo que es la probabilidad de que el talud sufra un desplazamiento mínimo o cero mediante una función estadística que depende de  $k_y$ ,  $T_s$  y la aceleración espectral, (4) la estimación del desplazamiento no nulo, para los casos donde existe probabilidad de deslizamiento, por lo que se estima la mediana del desplazamiento  $D$  mediante una ecuación de regresión en escala logarítmica. Finalmente, (5) obtener la probabilidad de excedencia del desplazamiento.

El modelo entrega el valor medio del logaritmo del desplazamiento a partir del cual se puede estimar el desplazamiento medio. Y, para considerar la incertidumbre a esta metodología, se puede estimar un rango de variabilidad aplicando la desviación estándar para obtener valores característicos como el percentil 16 y el percentil 84 del desplazamiento.

Es importante notar que Bray y Travararou (2007) desarrollaron y calibraron esta metodología para sismos corticales, mientras que Bray, Macedo y Travararou (2018) recalibraron las relaciones para zonas de subducción.

## **2.6 Presión admisible por corte**

La capacidad portante o carga última de un suelo se define como la carga máxima por unidad de área que el suelo puede resistir sin que se produzca una falla por corte. Por otro lado, existe la presión admisible, la cual se puede definir como la máxima presión permitida sobre el suelo, de manera que la estructura no tenga daños y se mantenga segura. Estas dos presiones, se relacionan mediante un factor de seguridad (FS), similar al definido previamente en la sección 2.3.1, el cual depende del tipo de estructura sobre la cimentación y el tipo de suelo a evaluar. Esta relación se puede visualizar en la siguiente ecuación.

$$\frac{q_{ult}}{q_{adm}} = FS \quad (2.33)$$

Para el diseño de un terraplén, es necesario comprobar que la carga aplicada por la estructura sobre la cimentación sea inferior a la presión admisible del mismo.

Existen diferentes metodologías para evaluar la capacidad portante de un suelo y poder definir una presión admisible, dependiendo del tipo de suelo a analizar. En este caso se propone utilizar un método analítico que pueda calcular numéricamente esta presión admisible en macizos rocosos, ya que la cimentación del caso de estudio es de esta naturaleza.

### 2.6.1 Metodología de Serrano y Olalla

Para evaluar la capacidad al corte de una cimentación sobre macizo rocoso, existen diversas metodologías. Entre ellas, la propuesta por Serrano y Olalla (2001) resulta especialmente conveniente, ya que permite emplear parámetros a partir de observaciones de campo, realizando un análisis representativo del comportamiento del macizo y a la vez rápido. Además, este método es de uso común tanto en la literatura técnica (González de Vallejo et al., 2002; Maldonado, 2021) como en aplicaciones prácticas de proyectos de ingeniería (Padilla, 2024).

Para determinar la capacidad portante o carga última se tienen las siguientes ecuaciones:

$$q_{ult} = \beta(N_{\beta} - \xi) \quad (2.34)$$

Donde:

$$\beta = \frac{m\sigma_{\&}}{8} e^{\left(\frac{DEDF(++)}{1G}\right)} \quad (2.35)$$

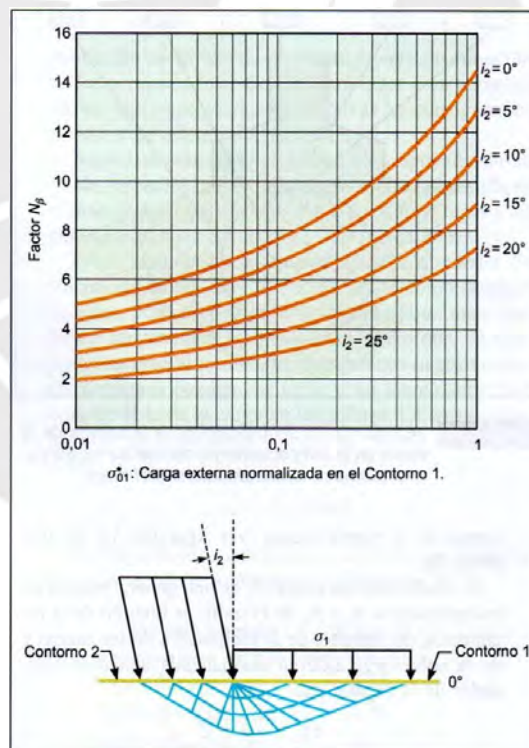
$$\xi = \frac{8}{m^1} e^{\left(\frac{DEDF(++)}{11,1}\right)} \quad (2.36)$$

Siendo  $m$  parámetro de Hoek y Brown y  $\sigma_3$  el valor de la resistencia a compresión simple del macizo rocoso.

Para poder determinar el coeficiente de carga  $N_3$ , el cual es una generalización de los parámetros  $N_c$  y  $N_q$ , se tiene que tomar en cuenta la inclinación del terreno, la inclinación de las cargas y la sobrecarga externa normalizada actuando alrededor de la zapata ( $\sigma_{01}^*$ ), para luego utilizar el ábaco propuesto por Serrano y Olalla (2001).

$$\sigma_{+c}^* = \frac{\sigma_c}{\beta} + \xi \quad (2.37)$$

Donde  $\sigma_4$  es el esfuerzo normal aplicado sobre la cimentación o el peso unitario del macizo por profundidad de la cimentación. Con este valor y el RMR se utiliza el ábaco mencionado previamente, el cual se puede visualizar en la *Figura 14*.



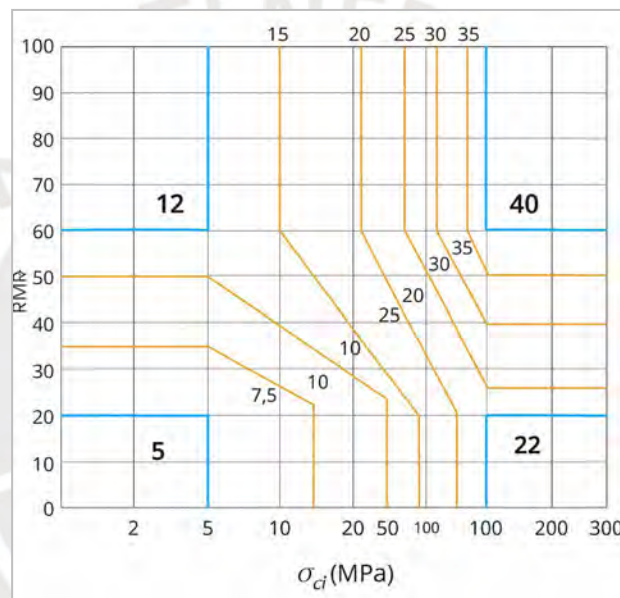
*Figura 14:* Ábaco para determinar el coeficiente de carga ( $N_3$ ) en función de la carga exterior normalizada

Tomado de Gonzales de Vallejo et al, 2002.

Para poder determinar la carga admisible entonces, se necesita el FS, ya que la carga última ha sido definida previamente. En esta metodología se toman en cuenta dos factores de seguridad.

$$FS = F_{\zeta} \cdot F_6$$

Donde  $F_{\zeta}$  considera la variabilidad de los parámetros geomecánicos de la roca y a la probabilidad de rotura de esta misma. Para determinar este factor se utiliza la *Figura 15*, el cual relaciona el valor de RMR y de la resistencia a compresión simple para una probabilidad de rotura menor a  $10^{78}$ .



*Figura 15:* Coeficientes de seguridad parcial  $F_{\zeta}$  para una probabilidad de rotura  $< 10^{78}$

Tomado de Serrano y Olalla, 1996.

$F_6$  cubre la posibilidad de rotura por fragilidad en caso el cimienta no se ajuste al modelo Hoek y Brown. En casos donde  $\sigma_{\$i} > 100 \text{ MPa}$ , el macizo rocoso es de respuesta frágil por lo que el factor debe estar en torno a 5 u 8. En cambio, para  $\sigma_{\$i} < 12.5 \text{ MPa}$  el tipo de rotura puede considerarse como plástico por lo que no es necesario incorporar un coeficiente de seguridad (factor de 1).

Una vez obtenida la presión admisible, mediante el cálculo de la capacidad portante del suelo y los factores de seguridad correspondientes al caso, se compara con la carga aplicada en la cimentación, la cual debe ser menor a la presión admisible para asegurar un correcto diseño.

## Capítulo III. Metodología

### 3.1 Estudios del lugar

En primer lugar, con la ubicación del proyecto se evalúan las condiciones de sitio como la hidrología que permite conocer las precipitaciones en la zona, la sismicidad para la máxima aceleración del suelo (PGA), la geología para conocer las principales formaciones geológicas, entre otras más.

Es importante el realizar un reconocimiento del lugar para conocer las condiciones de fundación como los tipos de suelos presentes, las características topográficas del lugar y posibles interferencias del proyecto.

### 3.2 Caracterización geotécnica

Para conocer las características de los suelos de fundación, se debe realizar una campaña de investigaciones en sitio y ensayos de laboratorio con el objetivo de conocer estratigrafía, identificar el nivel freático y obtener los parámetros geotécnicos de los suelos y/o rocas.

Para la caracterización geotécnica del material del relleno de terraplén, típicamente no se conoce para la etapa del diseño conceptual la cantera de fuente, por ello los valores de los parámetros de resistencia y deformabilidad son asumidos en base a proyectos similares y/o la literatura técnica. Los parámetros asumidos guardan coherencia con las especificaciones técnicas y características físicas de cada zona del terraplén.

### 3.3 Condiciones de carga

Se debe estimar las condiciones de cargas externas a las cuales el terraplén está sometido durante su vida útil. Por una parte, se tienen a las cargas debido al paso del transporte, según el manual del DTMR (2020) se recomienda un mínimo de 20 kPa de carga viva uniforme para la condición de análisis de largo plazo y, 10 kPa para la condición durante la construcción. Por otra parte, se debe estimar las cargas sísmicas a aplicar en el análisis.

## **34 Análisis de estabilidad**

### **3.4.1 Condiciones de análisis**

En primer lugar, se debe definir qué casos se van a analizar en el análisis lo cual depende de las características del proyecto. Los casos típicos son:

- Análisis a largo plazo: durante la vida útil del terraplén.
- Análisis a corto plazo: durante etapas o al final de la construcción.
- Análisis pseudoestático: Condición para cargas de sismo.

Según el manual de la USACE (2003), en un terraplén de carreteras el factor de seguridad decrece conforme el terraplén crece en dimensiones, por lo que el estado final de la construcción es un estado a analizar. Asimismo, si el sitio del proyecto se encuentra en una zona altamente sísmica, se debe evaluar la estabilidad para la condición de cargas de sismo.

### **3.4.2 Sección de análisis**

Se debe definir las secciones transversales del terraplén más críticas para el análisis de estabilidad. Estas son las que presentan una mayor altura global y condiciones de fundación críticas ya sea por presencia de suelos de baja resistencia y/o una topografía a favor del deslizamiento.

Con la geometría de la sección definida se asignan los materiales con sus parámetros geotécnicos según la condición de análisis. También, se ingresa la cota del nivel freático definido o asumido y otras condiciones de carga.

### **3.4.3 Factores de seguridad**

Se debe efectuar una búsqueda de diferentes tipos de superficies de falla para tener seguridad de encontrar el factor de seguridad más crítico. Para ello, se deben emplear diferentes criterios de búsqueda y, de ser posible, se pueden complementar los resultados con el uso de un programa que emplea el método de elementos finitos.

El manual del WSDOT (2013) menciona que se deben realizar dos métodos de cálculo de equilibrio límite como mínimo y se deben comparar para asegurar el nivel de confiabilidad de los resultados. Asimismo, menciona que para el caso de terraplén de gran altura se debe evaluar tanto las fallas profundas de forma circular como fallas superficiales de forma planar.

Por último, los factores de seguridad obtenidos deben ser comparados con los mínimos establecidos por normativas de diseño para evaluar si el diseño del terraplén es seguro. Para esto, a partir de diferentes guías de diseño, se ha elaborado la Tabla 4 que resume los factores de seguridad mínimos:

Tabla 4: Factores de seguridad mínimos aceptables propuestos por guías y normativas.

Caso de análisis	USACE (2003)	DTMR (2020)	WSDOT (2013)	Norma Peruana E.050 (2018)	Norma Peruana CE-020 (2012)
Corto plazo o final de la construcción (estático)	1.3	1.3	1.3 <sup>1</sup>	-	1.5
Largo plazo (estático)	1.5	1.5	1.5 <sup>1</sup>	1.5	1.5
Pseudoestático	-	1.1	1.1	1.25	1.25

Nota 1: Su elección depende de si el terraplén tiene impacto o soporta estructuras críticas.

### 3.5 Análisis de asentamiento

Como se mencionó en la sección 2.4.2, el asentamiento de un terraplén consta del asentamiento relativo de la estructura misma y el asentamiento de la cimentación.

El asentamiento elástico de la estructura ( $s_e$ ) se calcula utilizando la teoría elástica lineal, y se toma en cuenta un asentamiento instantáneo, recomendado para suelos granulares.

En cuanto a la bibliografía, el manual del DTMR (2020) menciona que el asentamiento elástico suele ocurrir durante la construcción del terraplén. También, vale recalcar que este asentamiento depende en su mayoría de la calidad de los procesos constructivos realizados. Si es que se siguen

buenos procesos de compactación y se tienen ensayos de calidad, se puede reducir en gran cantidad el valor final de este asentamiento (Bhattacharyya, 2009).

El asentamiento de la cimentación del terraplén ( $s_f$ ) se calcula con las ecuaciones desarrolladas en la sección 2.4.2. El empleo de estas ecuaciones puede ser para calcular la compresión inmediata (asentamiento elástico) o asentamientos por consolidación según el tipo de material que se presente en la fundación sea de comportamiento granular o cohesivo.

Asimismo, para el análisis a largo plazo, se calcula el asentamiento por cargas externas, con la distribución de esfuerzos. De todas maneras, se espera que este asentamiento no sea considerable y/o determinante por la baja magnitud de las cargas para vías de transporte.

Adicionalmente, se calcula el asentamiento instantáneo de la cimentación con Plaxis2D mediante el MEF. Su uso para el cálculo de asentamientos es recomendado en diferentes manuales de diseño (WSDOT, 2013; DTMR, 2020) y se ha usado en diferentes diseños de terraplenes y presas. Como por ejemplo para la presa Carsington se usó MEF para poder predecir el desarrollo de la superficie de falla. Estos cálculos describieron de manera correcta lo observado en campo, confirmando que este método es efectivo (Potts y Zdravković, 2001).

Finalmente, se comparan los resultados de los cálculos analíticos con los obtenidos mediante MEF y así se puede tener una verificación con diferentes métodos de los cálculos realizados. Además, se evalúan todas las condiciones expuestas previamente, analizando cuáles son las variables que condicionan los resultados del asentamiento total de la estructura.

### **3.6 Desplazamientos horizontales por el sismo**

La última etapa recomendada del flujo de diseño y análisis geotécnico del terraplén consiste en la estimación de los desplazamientos horizontales ante un evento sísmico. Para ello existen metodologías simplificadas como Makdisi y Seed (1978) y Bray et al. (2018) que a partir de parámetros

de entrada (características de los materiales, condiciones de la fundación, otros) y formulaciones estiman el desplazamiento horizontal de una superficie de falla determinada.

Los valores de desplazamiento obtenidos son indicadores del desempeño del talud en respuesta a un sismo y deberán ser evaluados con criterios mínimos de aceptabilidad que se establezcan para la estructura de estudio. Hawley et al (2017) sugiere unos valores de criterios deformación máxima tolerable en base a la clasificación de la consecuencia de la falla del talud y la confiabilidad de los parámetros de entrada para el análisis. Estos se expresan en porcentaje de la longitud total de la falla y con valores que varían entre 0.5 y 2.

Según el nivel del estudio y bajo el apropiado criterio del diseñador, se debe seleccionar el valor máximo de deformación permisible, y la justificación de su selección debe ser documentada (Hawley et al., 2017).

### **3.7 Presión admisible por corte de la cimentación**

Como parte del proceso de diseño, la evaluación de la presión admisible por corte constituye un paso esencial para garantizar el correcto comportamiento de la cimentación. Este control permite verificar que las cargas transmitidas por la estructura al terreno no superen la presión admisible del mismo. En el caso de obras viales, una carga mayor que la admisible puede generar fallas en el macizo rocoso o un desempeño inadecuado de la estructura, comprometiendo su estabilidad y funcionalidad.

Por esto existen metodologías analíticas, como la presentada en la sección 2.6.1, en la cual con las características de la roca y la estructura se puede determinar una presión admisible, que permiten determinar la presión admisible a partir de las propiedades del macizo rocoso y las características de la estructura. Esta metodología ha sido aplicada con éxito en distintos tipos de obras cimentadas sobre roca, como presas, y debido a la practicidad de sus parámetros de entrada, resulta igualmente adecuada para el análisis de terraplenes, como el que se aborda en este estudio.

### 3.8 Resumen de la metodología

A manera de resumen de lo descrito anteriormente se presenta el siguiente flujo de la metodología propuesta para el diseño de un terraplén (Figura 16).

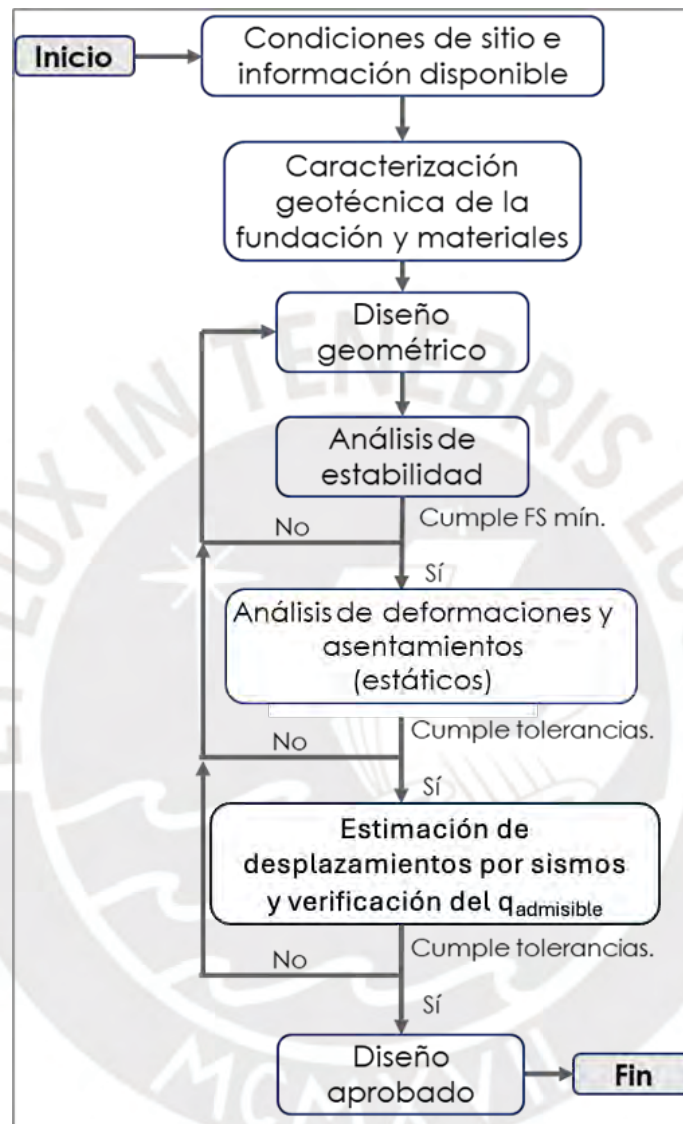


Figura 16: Metodología propuesta para el diseño de un terraplén.

## Capítulo IV. Caso de estudio

### 4.1 Características del sitio

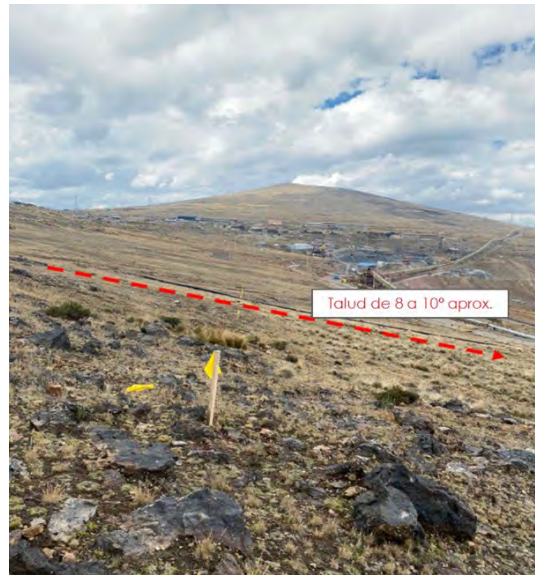
#### 4.1.1 Ubicación y topografía

La zona del proyecto está ubicada en el distrito Tinyahuarco, provincia de Pasco y región Pasco (Ver *Figura 13*). La zona se encuentra a una elevación aproximada de 4200 m.s.n.m.



*Figura 17:* Zona del proyecto. Elaboración propia

La topografía posee pendientes descendentes en un rango promedio de 8 a 10 grados (Ver *Figura 18*). En la figura se puede observar la presencia de afloramiento rocoso superficial, lo cual indica que el estrato de roca se encuentra a poca profundidad. Asimismo, se ve presencia de material orgánico del tipo turba que deberá ser removido en el inicio de los trabajos.



*Figura 18:* Fotografía del terreno natural de la sección de análisis. Fuente propia

#### **4.1.2 Características geológicas**

La ubicación del proyecto se encuentra en la altiplanicie interandina, dentro de la unidad geomorfológica llamada Planicie del Lago de Junín. En la zona se encuentran depósitos aluviales y lacustrinos que son terrazas del resultado de la actividad aluvial-lacustrina del lago Junín (Rodríguez, et al., 2011).

Según el mapa geológico del cuadrángulo Cerro de Pasco hoja 22 cuadrante III del INGEMET (2009), las unidades lito estratigráficas alrededor en el área del proyecto son por un lado depósitos aluviales que consisten mayormente por gravas, arenas y limo y, por otro, lado calizas, lutitas. Además, existe presencia de rocas intrusivas conformado por el cuerpo intrusivo Huachuacaca compuesto por dacita y el domo de Marcapunta compuesto por dacita y cuarzo latita. Estas unidades geológicas se pueden observar en el mapa geológico que se muestra en la *Figura 19*.

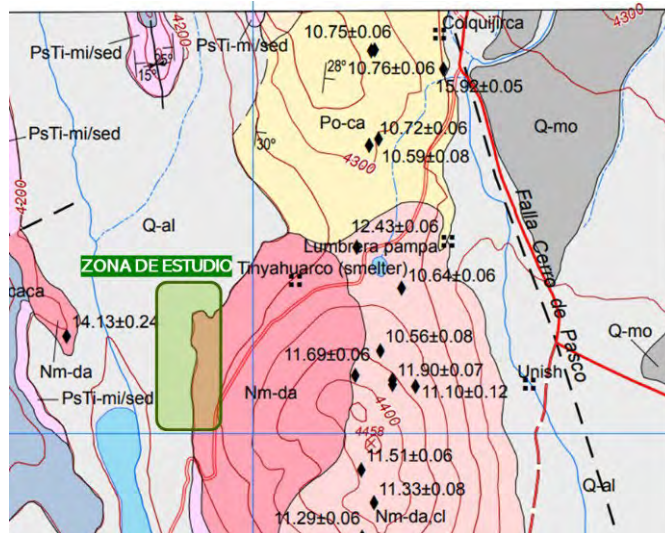


Figura 19: Mapa geológico Cerro de Pasco - Hoja 22 III.

Tomado del INGEMET (2009).

El buzamiento regional identificado por Rodríguez et al. (2011) para la zona indica valores entre 28 y 30 grados. Además, de manera cercana se encuentra una falla longitudinal en dirección promedio N-S denominada falla Cerro de Pasco, la cual en la localidad de Colquijirca se encuentra cubierta por depósitos cuaternarios. Esta falla se puede identificar en la *Figura 19*.

#### 4.1.3 Características climatológicas e hidrológicas

Las condiciones climatológicas relevantes para el diseño de una estructura de tierra y sus sistemas de drenaje son las lluvias y los valores de temperatura. El IGP (1980) clasificó la meteorología de Cerro de Pasco como moderadamente lluvioso con medias anuales de 1,183 mm y de una amplitud térmica moderada, con rangos de 12.4°C como máxima promedio y -0.6°C como mínima promedio. De igual manera, se conoce que Cerro de Pasco puede llegar a tener temperaturas de hasta -8°C (SENAMHI, 2019), por lo que estaría sometido a heladas, lo cual es un aspecto relevante para considerar.

## **4.2 Peligro sísmico**

### **4.2.1 Sismicidad**

El país se encuentra en el borde occidental de América del Sur que está caracterizado por ser una de las regiones sísmicas más activas. Esto se debe al proceso de subducción de la placa oceánica llamada Placa de Nazca bajo la placa continental llamada Placa Sudamericana (Tavera y Buforn, 1998). El ratio del movimiento convergente de la Placa de Nazca es de 8 a 10 centímetros por año; esto explica la extensiva actividad sísmica (Crouse et al., 1988).

El estudio de Peligro Sísmico del Perú realizado por el IGP (2014) generó un mapa de actividad sísmica ocurrida entre 1960 y 2012 con sismos de magnitud mayor a 4. En este se han diferenciado los sismos según su profundidad y así se observó lo siguiente: los sismos de foco superficial se encuentran distribuidos en la costa y son la principal fuente sismogénica del país. Los de foco intermedio o intraplaca están distribuidos en la zona subandina. Y, finalmente, los de foco profundo se encuentran alineados en la frontera de Perú con Brasil y con Bolivia.

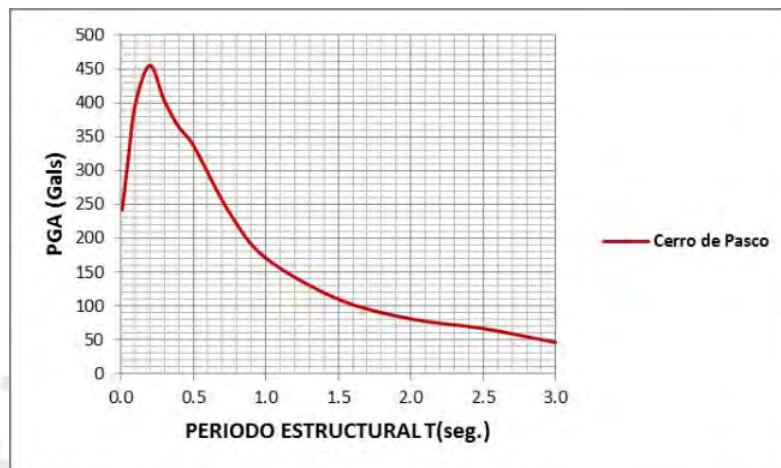
Asimismo, en este mapa se puede observar que los valores de máxima aceleración del suelo (PGA) son mayores conforme se acercan a la línea costera. Esto resulta coherente con las zonas de mayor ocurrencia y magnitud de los sismos de los últimos años.

### **4.2.2 Máxima aceleración para la zona de estudio**

El IGP (2014) ha propuesto mapas de peligro sísmico para ser considerados como base en la elaboración de proyectos de ingeniería. Como se tiene información sobre la sismicidad histórica de los sismos desde el año 1500, entonces ha sido posible en estos mapas evaluar la tasa de recurrencia y sismicidad de diferentes regiones, como la del presente caso.

El estudio del IGP (2014) además ha generado espectros de peligro uniforme para distintas regiones del Perú. Cada uno de los espectros ha sido evaluado para distintos valores de período T con una misma probabilidad de excedencia.

En la *Figura 20* se muestra el espectro de peligro uniforme con un 10% de probabilidad de excedencia y un tiempo de vida de 50 años para la región de Cerro de Pasco propuesto por el IGP (2014). De este, se puede obtener el PGA al anotar el valor de la aceleración para el período estructural T igual a cero. Esto resulta de un valor de 0.25 g (250 gals) aproximadamente para un período de retorno de 475 años. Esto también puede confirmarse a través de la figura que muestra el mapa de aceleraciones de la región de Pasco para periodos de retorno de 500 años.



*Figura 20:* Espectro de peligro uniforme para Cerro de Pasco con período de retorno de 475 años.

Tomado de IGP (2014).



Para este estudio se ha optado por emplear el valor del IGP (2014) ya que presenta mayor precisión en la zonificación sísmica y es más adecuado para obras de gran envergadura como el presente caso de estudio.

### 4.3 Caracterización geotécnica de la fundación

#### 4.3.1 Perfil estratigráfico

Para la determinación del perfil estratigráfico se cuenta con información precedente de campañas de calicatas y perforaciones que permitieron definirla. Como primer estrato se tiene suelo orgánico con espesores menores a 90 cm, seguido por arcillas limosas de plasticidad media a baja con presencia de gravas. Después, a una profundidad de 3 metros aproximadamente se encuentra el afloramiento rocoso ígneo. En esa profundidad la roca se encuentra en un estado meteorizado hasta que progresivamente, en estratos más profundos, llega a la roca sana. Ver Tabla 5 para mayor detalle.

Tabla 5: Estratigrafía del terreno del caso de estudio.

Estrato	Profundidad (m)	Descripción
Suelo orgánico OH	0.00 – 0.90 m	Suelo superficial orgánico. Turba de color negro con presencia de raíces y vegetación. Presenta un límite líquido de 43 e índice de plasticidad igual a 5 con una humedad natural de 39%.
Arcilla limosa CL	0.90 – 3.00 m	Arcilla limosa de baja a media plasticidad con gravas producto de meteorización. Presenta un límite líquido de 37 y un índice de plasticidad de 12.
Roca volcánica ígnea Dacita	3.00 – 15.00 m	Afloramiento rocoso, húmedo, color marrón. Presencia del NF a una profundidad de 3.00 metros

#### 4.3.2 Resistencia de la roca de fundación

Para la caracterización de la roca de fundación se tienen resultados de ensayos de carga puntual, los cuales determinan un índice de resistencia ( $I_s$ ). Este índice es llamado Índice de Carga Puntual y al ser multiplicado por una constante de un valor entre 20 y 25, permite hallar la resistencia a la compresión no confinada (UCS). De los resultados de los ensayos para las muestras de la roca

inalterada se obtuvieron valores de  $I_s$  en un rango de 4.30 a 4.50 MPa, con lo cual se obtuvo un valor de UCS en el orden de 100 MPa.

Robertson (1987) realizó una clasificación de la roca según el valor del UCS. Para un UCS de 100 MPa la clasificación indica una roca de clase R3 medianamente dura. Con esta clasificación se puede tener una estimación de los parámetros efectivos del modelo de Mohr-Coulomb según Bienawski (1989), que para la clasificación R3 recomienda lo siguiente:

Tabla 6: Parámetros de resistencia al corte de la roca R3.

Parámetro	Valores según Bienawski (1989)	Valor asumido
Cohesión del macizo (kPa)	200-300	250
Ángulo de fricción (°)	25-35	30

## 4.4 Materiales para el relleno del terraplén

### 4.4.1 Generalidades

El terraplén tiene tres zonas principales: la base, el cuerpo y la corona, las cuales deben cumplir con los requerimientos mínimos establecidos por las especificaciones técnicas del MTC (2014). En general, se busca que el suelo empleado sea estable, no presente materiales perjudiciales y que las deformaciones que se produzcan estén dentro de las tolerancias.

El criterio para la elección del tipo de material en cada zona del terraplén es variable y depende del proyecto. Se puede mencionar como regla general que los terraplenes suelen tener material de mayor calidad para la coronación debido al diseño de los pavimentos. Sin embargo, por la altura del terraplén se debe emplear también materiales con parámetros de resistencia adecuados para la base.

Se debe recordar que el enfoque en un proyecto de terraplén son los asentamientos en la coronación, ya que las tolerancias para las obras de carreteras son más exigentes que en proyectos de presas (Ventura, 1981). Para minimizar y controlar estas deformaciones se debe realizar una correcta zonificación del terraplén.

#### **4.4.2 Especificaciones técnicas de los materiales del terraplén**

Se debe realizar una adecuada preparación de la fundación donde se remuevan los suelos orgánicos y la arcilla superficial de baja resistencia para apoyar el terraplén directamente sobre el estrato rocoso superficial. Con la superficie de apoyo preparada, se colocan los materiales en capas paralelas horizontales, con espesor uniforme y reducido para lograr obtener el nivel de densificación deseado.

Según el manual EG-2013, los espesores máximos de compactación son de un (1) metro para la base y el cuerpo y, para la transición, es variable decreciendo hasta un valor de 30 cm en la zona de la corona para lograr un paso gradual entre las granulometrías. Ventura (1981) recomienda que, para terraplenes o pedraplenes de alturas mayores a los 15 metros, se utilice materiales A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 según la clasificación de la AASHTO.

Cabe mencionar que, se deben considerar medidas de remediación contra la erosión en los taludes de la estructura del proyecto debido a las altas precipitaciones. Por lo tanto, el material a emplear que se encuentre en exposición debe ser resistente a los cambios de humedad y ante los sucesos de precipitaciones características del proyecto.

##### *Zona de la Base*

Para la zona de la base se emplea material rocoso procedente de fuentes aprobadas de roca sana, resistente y durable.

El tamaño máximo del material no será superior a los  $\frac{2}{3}$  del espesor de la capa compactada y esta no será menor que 60 centímetros. Se recomienda un tamaño máximo de 90 cm para el material de enrocado. Además, el material pétreo seleccionado debe cumplir los requerimientos de granulometría indicados en el manual EG-2013 y no presentar un desgaste mayor del 30% en el ensayo de resistencia a la abrasión.

De manera complementaria, Ventura (1981) indica que se debe tener cuidado especial con las rocas blandas ya que pueden dejar espacios vacíos y con el tiempo producir asentamientos importantes en el terraplén. Además, según el *Main Road Technical Specification for General Earthworks*, en adelante MRTS04 (DTMR, 2020), se recomienda que el material rocoso deba ser de forma angular.

#### *Zona del Cuerpo*

Esta zona está conformada por un material granular rocoso con tamaños de partículas ligeramente menor que en la base para el desarrollo del cambio gradual de las granulometrías hasta la corona. Debe provenir de la misma fuente aprobada de la base e igualmente el tamaño máximo del material no será superior a los 2/3 del espesor de la capa compactada.

El material por seleccionar será igualmente material rocoso o un material gravoso grueso y que siga las recomendaciones anteriores comentadas para la zona de la base según el ADIF (2011). Deberá tener una resistencia a la abrasión como máximo de 30%. Y finalmente, debe cumplir los requerimientos exigidos por el manual EG-2013 referidos a la uniformidad y granulometría.

#### *Zona de la transición*

Esta zona tiene el objetivo de llevar la gradación del material de relleno de enrocado a un material de menor gradación que permita sostener el material de subbase de la corona. Para el presente diseño, se siguen las exigencias del EG-2013, el cual indica un tamaño máximo de 10 centímetros, un máximo de 20% de fragmentos de roca y un máximo de 11% de índice de plasticidad. Por otro lado, el desgaste de abrasión puede ser como máximo 60%. El espesor de las capas compactadas disminuirá de manera gradual hasta la zona de la coronación y el espesor total de esta zona será como mínimo 1 metro.

El material podría ser A-1-a, A-1-b o A-2-4 según la clasificación AASHTO. Asimismo, con fines de un adecuado drenaje, se recomienda evaluar que la granulometría del material de transición sea compatible con las zonas del cuerpo y la coronación. Esta evaluación se puede realizar con el

procedimiento de diseño de filtros propuesto por el manual *Filters for Embankment Dams* de la *Federal Emergency Management Agency* (2011).

#### *Corona*

Los requerimientos del material de corona están dados por el manual EG-2013, el cual establece que debe tener un espesor mínimo de 30 centímetros en capas compactadas de 15 centímetros. Además, debe tener un tamaño máximo de partículas de 7.5 centímetros, un índice de plasticidad menor a 10 y se exige como mínimo el 95% del ensayo Proctor modificado.

El manual MRTS04 recomienda un espesor de 60 centímetros para la corona e indica que se debe usar un geotextil separador para colocar la corona. Se recomienda que este material sea de tipo granular de alta calidad, por lo que se pudiera emplear material A-1-a o A-1-b según la clasificación AASHTO.

La Tabla 7 resume los requerimientos comentados anteriormente.

Tabla 7: Resumen de los requerimientos de los materiales para el terraplén.

	<b>Base</b>	<b>Cuerpo</b>	<b>Transición</b>	<b>Corona</b>
Tamaño máximo TM	- TM de 90 cm	- No mayor a 2/3 capa compactada	- TM de 100 mm	- TM de 75 mm
Espesor de la capa compactada	- Mínimo 60 cm	- Mínimo 60 cm	- Según tramo de prueba <sup>1</sup>	- 15 cm
Clasificación del material (SUCS o AASHTO)	- Material de enrocado (GP)	- Material de enrocado (GP)	- A-1-b o A-2-4	- A-1-a
Resistencia a la abrasión	- 30% máximo	- 30% máximo	- 60% máximo	- 60% máximo
Compactación	-	-	-	- 95% compactación Proctor modificado

Nota: 1. Tramo de prueba se refiere a un proceso de verificación en construcción

En la Figura 22 se muestra la zonificación propuesta que emplea material rocoso para la base, material granular o fragmentos de roca para el cuerpo, material granular de transición y material

granular de buena calidad para la coronación. Las dimensiones son referenciales; las dimensiones finales serán definidas en etapas posteriores con estudios de cantera y disponibilidad de materiales.

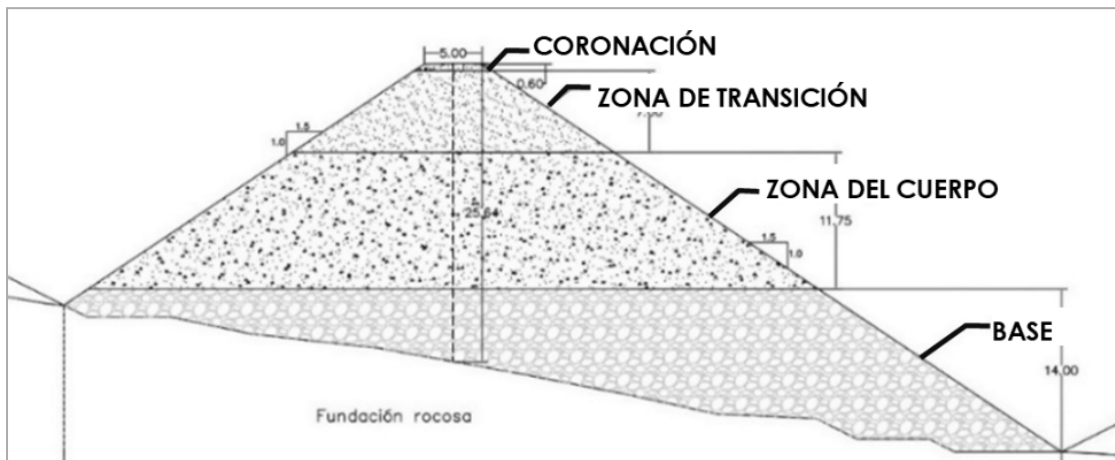


Figura 22: Zonificación del cuerpo del terraplén.

#### 4.4.3 Caracterización geotécnica del material de relleno

Como se ha comentado anteriormente, para el cuerpo se está considerando emplear material de fragmento de roca cuyo tamaño de partículas no permitiría efectuar ensayos triaxiales convencionales para obtener los parámetros de resistencia al corte y por lo tanto serían requeridos ensayos de gran escala.

En proyectos con materiales gruesos, comunes en presas y terraplenes, es usual emplear curvas de resistencia de material de enrocado de la literatura técnica. En el presente estudio, los parámetros geotécnicos del material de enrocado se basarán en la literatura técnica donde se tienen curvas generadas a partir de una amplia cantidad de resultados de ensayos.

Existen diversos autores que han creado estas gráficas y correlaciones, entre ellos destaca Leps (1970) que generó curvas de resistencia al corte que relaciona el ángulo de fricción con diferentes magnitudes de esfuerzos normales (Ver *Figura 23*), esto a partir de resultados de ensayos de diferentes materiales de enrocado. También se cuenta de manera más reciente con la gráfica generada por Dorador (2016), esta se muestra en la *Figura 24*, allí se obtiene el ángulo de fricción a partir de esfuerzo normal y el esfuerzo de confinamiento.

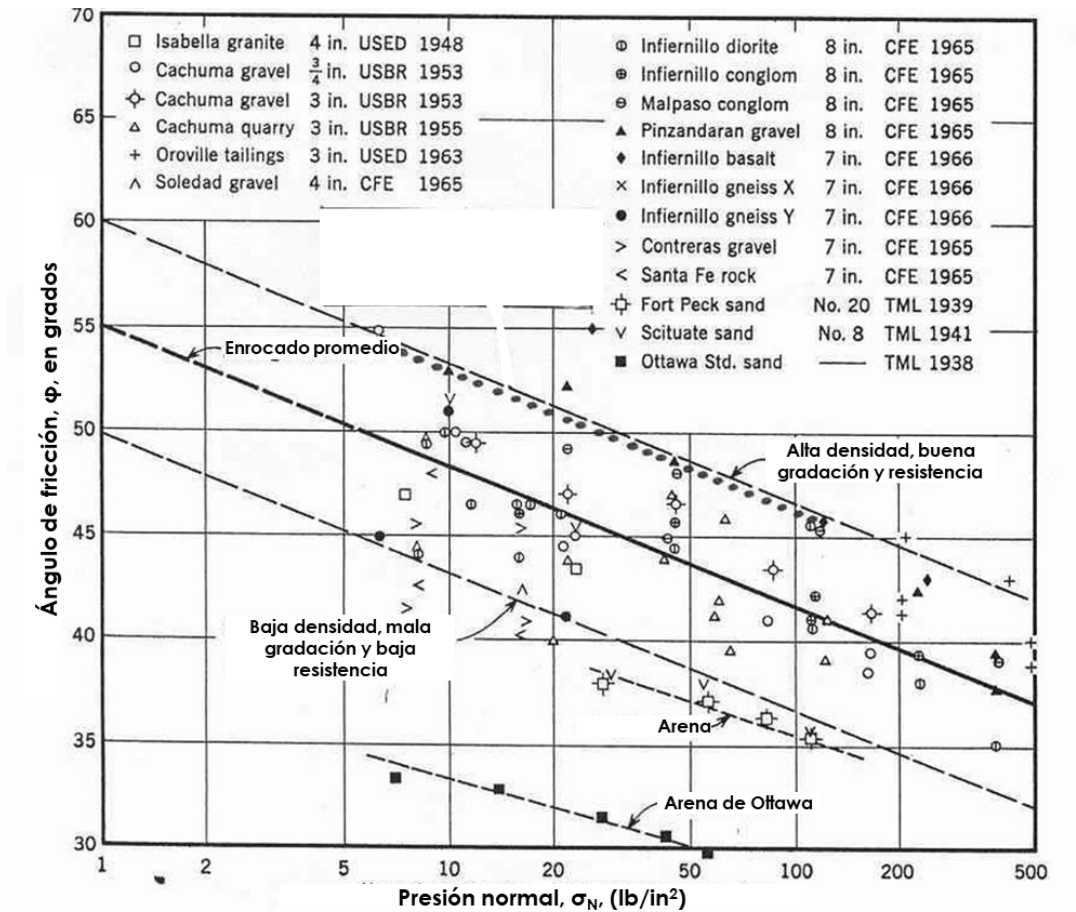


Figura 23: Resistencia al corte de material de enrocado según el esfuerzo normal.

Tomado de Leps, 1970.

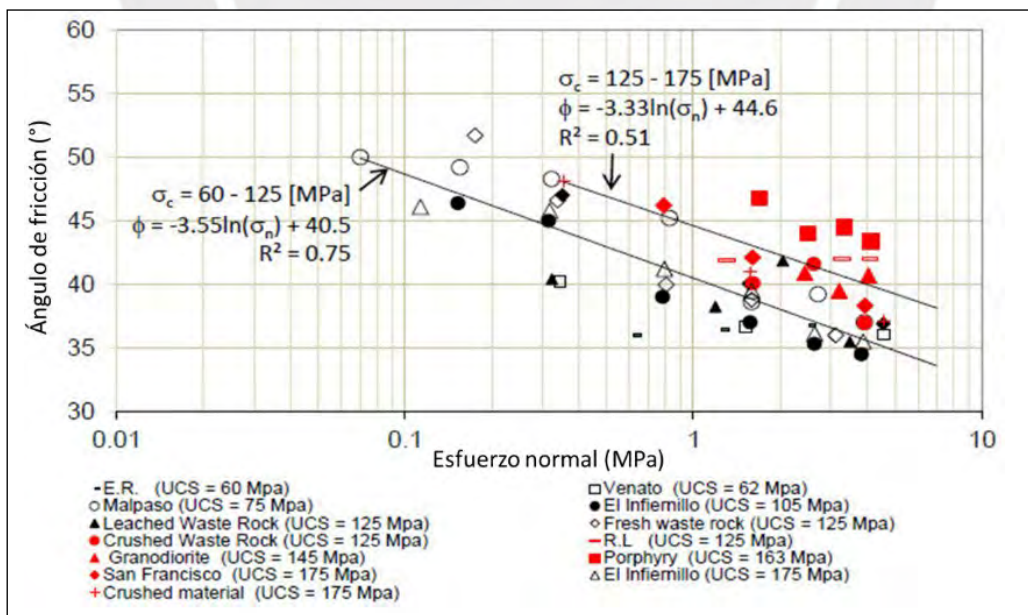


Figura 24: Correlación del ángulo de fricción para diferentes tipos de rocas.

Tomado de Dorador, 2016.

Para la caracterización del material granular se hace referencia al trabajo de Hunt (1984), quien plantea una estimación del ángulo de fricción en función del tipo de material y su compacidad relativa. Como complemento, dado que dicha fuente no proporciona rangos cuantitativos detallados de propiedades índice, se revisa la propuesta de Burt (2012), que recopila valores típicos de parámetros de resistencia geotécnicos obtenidos de literatura experimental y práctica de ingeniería.

Según esta referencia, los suelos granulares presentan pesos específicos generalmente entre 17 y 21 kN/m<sup>3</sup>, valores de cohesión cercanos a 0 kPa, y ángulos de fricción interna que varían aproximadamente entre 30° y 40°, dependiendo de la gradación, compacidad y contenido de finos.

#### **4.4.4 Consideraciones para el manejo de las aguas**

El manual EG-2013 brinda indicaciones para el manejo del drenaje superficial y subsuperficial mediante medidas como bombeo, cunetas, alcantarillas, capas drenantes de subbase y base, subdrenes de pavimentos, entre otros más.

De igual manera, el DTMR (2020) menciona requerimientos en el diseño de terraplenes sobre laderas cuya estabilidad se ve afectada debido a los flujos de aguas. Este indica que para terraplenes sobre laderas se debe contar con drenes al pie del talud y drenes longitudinales y transversales. Estos últimos deben ser diseñados a lo largo de la estructura con el uso de geosintéticos, capas drenantes, entre otras medidas para manejar el agua.

Además, otro factor que debe ser controlado es la erosión del talud del terraplén debido a las precipitaciones. Para ello, el diseño debe considerar medidas como la revegetación y un manejo de drenaje superficial para minimizar el deterioro de los taludes del terraplén y, los materiales externos en el talud deben ser resistentes al agua y climas extremos.

De manera conceptual, en el presente caso de estudio se considera el empleo de una cuneta longitudinal para el manejo del drenaje superficial revestida con concreto y con material impermeable debajo (Ver *Figura 25* para evitar el viaje del agua subterránea y superficial hacia la fundación y cuerpo

del terraplén. También se deberá diseñar un sistema de subdrenes en la fundación del terraplén para derivar las aguas fuera de esta y evitar la afección a la estabilidad.

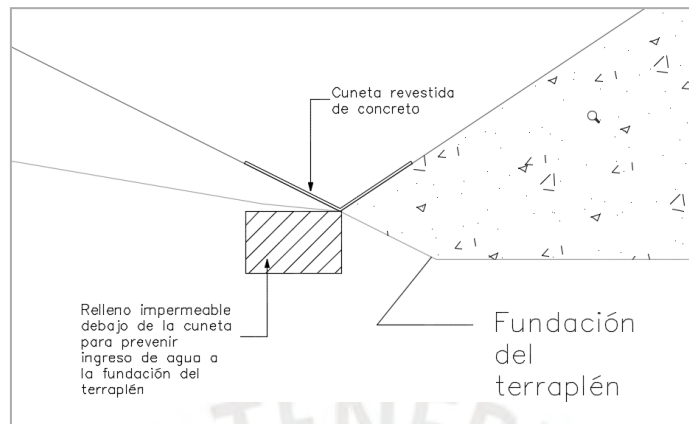


Figura 25: Diseño conceptual de la cuneta para el drenaje superficial del terraplén.



## **Capítulo V. Análisis de estabilidad de taludes**

### **5.1 Introducción**

El presente capítulo desarrolla el análisis de estabilidad de la sección crítica del terraplén que alcanza una altura máxima de 25 metros, la cual está ubicada en la progresiva 0+740 de la obra vial proyectada. El análisis se basa en el método de equilibrio límite con el uso del programa Slide2.

Los escenarios evaluados son de condiciones estáticas que consideran las cargas de gravedad y condiciones pseudoestáticas que, de forma simplificada, evalúan la ocurrencia del sismo. En cada análisis se ha realizado la búsqueda de superficies de falla considerando diferentes tipos de superficies y profundidades para asegurar haber encontrado el FS menor.

Los parámetros de resistencia y propiedades de los materiales serán obtenidos a partir de las consideraciones descritas en el Capítulo IV. Además, los factores de seguridad (FS) empleados cumplirán con los criterios mínimos de aceptabilidad establecidos en las guías de diseño vigentes mencionadas previamente.

### **5.2 Modelamiento en el software de análisis Slide2**

#### **5.2.1 Parámetros de resistencia de los materiales**

Para los parámetros de resistencia de los materiales de enrocados empleados en la base y cuerpo del terraplén se usan las correlaciones de Leps (1970) y Dorador (2016) que se tratan de curvas de resistencia que relacionan el esfuerzo cortante con el esfuerzo normal.

Para definir qué curva de resistencia emplear, se realizó el ejercicio de comparar en una misma gráfica cada una de las curvas de resistencia (Ver Figura 26) y de esta manera analizar la variabilidad del esfuerzo cortante entre ellas. En esta se muestran las curvas de Leps (1970) de resistencia baja y promedio, la curva de Dorador (2016) y la recta del criterio de rotura Mohr Coulomb para un ángulo de fricción de 45°.

Al ubicarnos en un esfuerzo normal de 600 kPa que se esperaría para una altura de material de enrocado de 25 metros, no se presenta una variación significativa en la resistencia al corte. En el presente trabajo se ha optado por emplear la correlación de Dorador (2016).

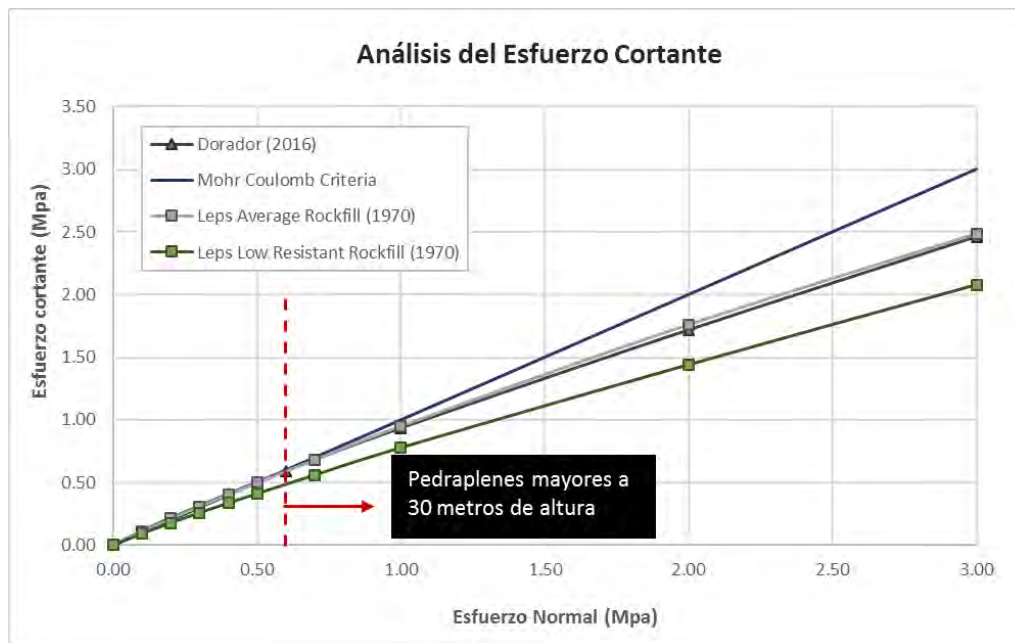


Figura 26: Esfuerzo cortante según diferentes criterios de resistencia.

La caracterización del material granular de grava se basa en la referencia de Hunt (1984), quien estima el ángulo de fricción del suelo en función de su compactación. Para este material, se asume una cohesión nula como medida conservadora, a pesar de que la compactación pueda generar cierta cohesión. Y, para la roca de fundación, se emplean los parámetros de resistencia indicados en la sección 4.3.

Respecto a los pesos unitarios de los materiales, estos se han estimado a partir de la literatura técnica, además se tendrá en referencia lo mencionado en el manual de DTMR (2020) que menciona que el peso unitario mínimo de los materiales es de  $20 \text{ kN/m}^3$ . Como se trata de materiales rocosos, se usarán pesos unitarios de  $20\text{-}22 \text{ kN/m}^3$ .

Cabe mencionar que como el terraplén está conformado de materiales granulares cuya capacidad de drenaje es alta, entonces los valores a usar son parámetros de resistencia drenados en

términos de esfuerzo efectivo. En la Tabla 8 se muestran los valores empleados para el análisis de estabilidad.

Tabla 8: Parámetros de resistencia de los materiales.

Zona	Material	Peso Unitario (kN/m <sup>3</sup> )	Resistencia al corte	
			Largo Plazo	Pseudoestático
Roca fundación		26	c' = 250 kPa $\phi' = 30^\circ$	
Zona de la base	Material de enrocado	22	Curva de resistencia al corte (Dorador, 2016)	
Zona del cuerpo				
Zona de transición	Material granular	21	c' = 0 kPa $\phi' = 38^\circ$	
Coronación				

### 5.2.2 Sección de análisis

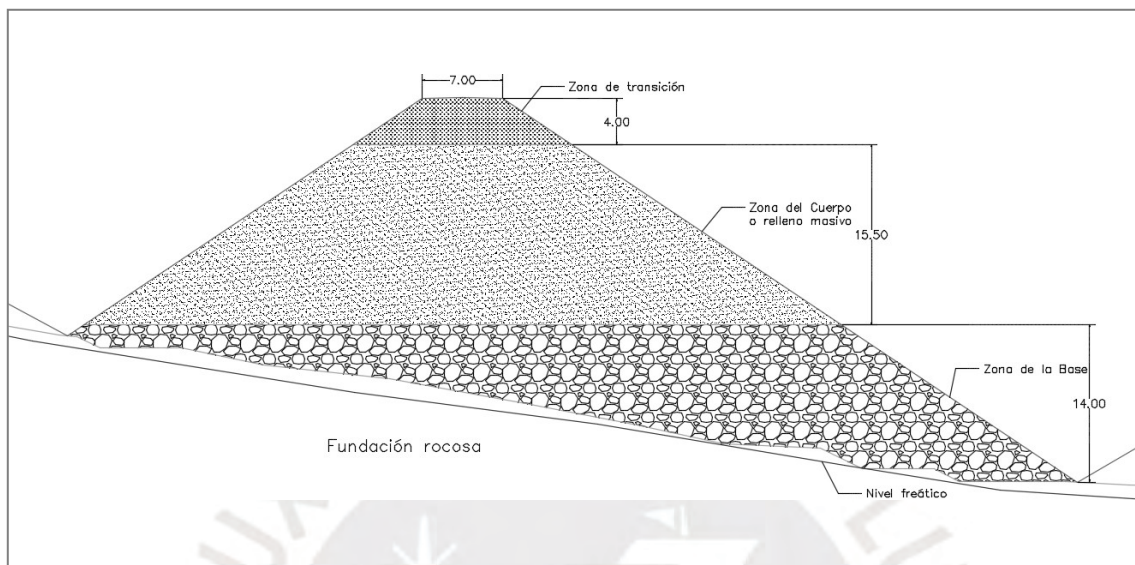
El terraplén tiene una longitud aproximada de 400 metros, en él se han evaluado diferentes secciones transversales y para el análisis se ha definido como sección geotécnica a la que presenta mayor criticidad por la altura del terraplén y pendiente de la fundación. Esto resultó en una sección transversal de un terraplén con una altura máxima de 25 metros.

Para el diseño geométrico se tienen dos variables principales, el primero es el espesor del material granular de transición y el segundo es la pendiente de ambos taludes de la estructura. Entonces, para definir los parámetros óptimos del diseño, se ha seguido un proceso iterativo del análisis hasta encontrar la solución que optimice el volumen de material requerido y cumpla con los FS mínimos establecidos.

Como el espesor del material granular de transición presenta una buena resistencia, no genera riesgos a la estabilidad física. La altura de este material se basará más en criterios constructivos y económicos según la disponibilidad de materiales a evaluar en etapas posteriores de estudio. Para esta etapa conceptual se ha definido un espesor de 4 metros.

Según diferentes guías de diseño, para el material de enrocado se recomiendan como mínimo un talud de 1V:1.5H. Esta consideración fue tomada como punto de partida para el diseño del talud

con fines de optimizar el volumen y se tomó un ancho de plataforma de 7 metros según lo recomendado para obras viales. En la *Figura 27* se muestra la sección geométrica resultante con los espesores definidos.



*Figura 27:* Sección del terraplén analizado.

### 5.2.3 Condiciones de las cargas y nivel freático

Sobre la plataforma de la estructura se han asignado cargas verticales que representan el flujo de la obra vial. Si bien estas cargas resultan pequeñas en comparación con el peso del material, es importante colocarlas a fin de representar adecuadamente las condiciones de carga. Se ha considerado un valor de carga de 20 kPa uniformemente distribuido para condiciones de largo plazo como indica la guía del DTMR (2020).

Para los análisis pseudoestáticos, es necesaria la estimación del coeficiente sísmico. En este caso, se puede seguir la metodología propuesta por el FHWA descrita en la sección 0 o de manera conservadora se puede usar el criterio de la USACE (1984) que indica elegir un coeficiente sísmico igual al 50% del valor de PGA. Entonces, al calcular ambos coeficientes se decidió emplear el que resultó mayor, que fue el de la USACE con un valor de 0.125g.

Por otro lado, según resultados de la exploración geotécnica en el área de estudio se ha considerado una profundidad del nivel freático a una profundidad de 3 metros por debajo de la superficie actual del terreno.

#### **5.2.4 Escenarios de evaluación y factores de seguridad mínimos**

En el análisis de estabilidad se evaluaron las condiciones estáticas y pseudoestáticas. Para la primera se evaluó a la condición de largo plazo ya que los materiales presentan un comportamiento drenado, entonces no resulta necesario evaluar una condición corto plazo ya que se tienen las mismas características de resistencias. El análisis pseudoestático ha sido aplicado para representar las condiciones sísmicas y es aceptable ya que los materiales granulares involucrados no presentan una pérdida de resistencia significativo ante un sismo.

Los factores de seguridad FS mínimos aceptables utilizados en los análisis corresponden a los valores más conservadores de la tabla comparativa de FS, la cual compila las recomendaciones de distintas guías y normativas nacionales (Ver Tabla 4). En base a eso, se ha adoptado un FS de 1.5 para análisis de largo plazo en condiciones estáticas y un FS de 1.1 para análisis pseudoestático, considerando un sismo con un período de retorno igual a 500 años.

#### **5.2.5 Superficies potenciales de falla**

En el software Slide2 se realizó una búsqueda de superficies de falla de tipo circular y de bloque para el talud aguas abajo del terraplén. También se evaluaron casos de falla local o superficial y falla global hasta la fundación.

Por un lado, una falla global involucra una superficie que parte desde la cresta del talud hasta el pie del mismo. Mientras que, una falla superficial no cuenta con esta restricción por lo que puede ocurrir dentro del talud y, para este caso, se ha definido una profundidad mínima del orden del 20% de la altura del talud para que la superficie de falla sea representativa.

Todos estos modos de falla han sido evaluados en el software Slide2 sumando un total de 8 casos de evaluación, los FS encontrados al computar en el programa serán los mínimos encontrados y más representativos. La Figura 28 y la Figura 29 muestran los resultados del análisis de las superficies de falla. Para más detalles, se puede consultar el Anexo A.

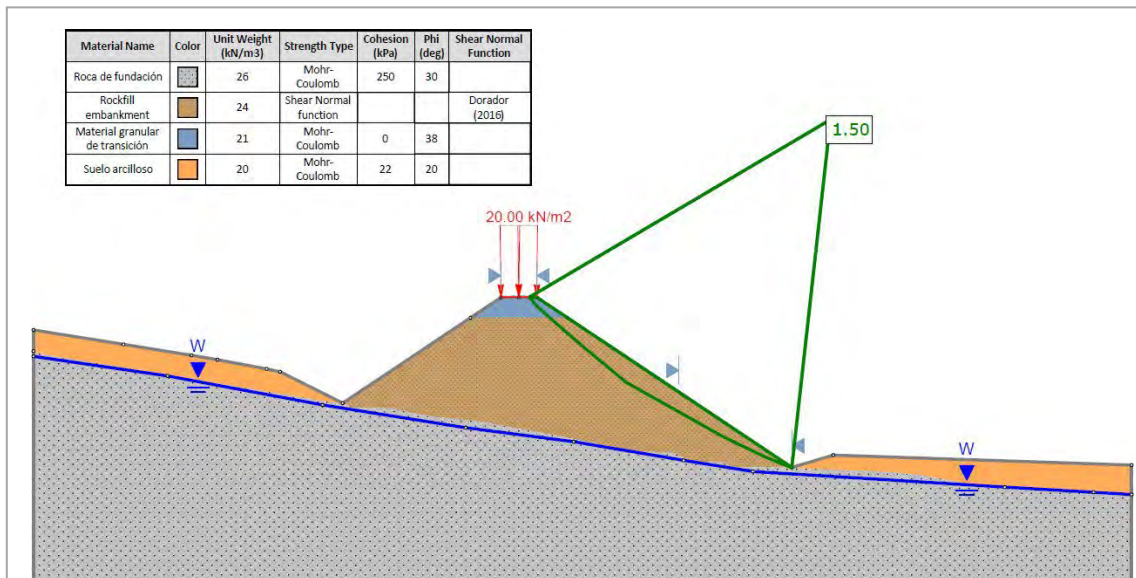


Figura 28: Superficie de falla no circular superficial caso estático

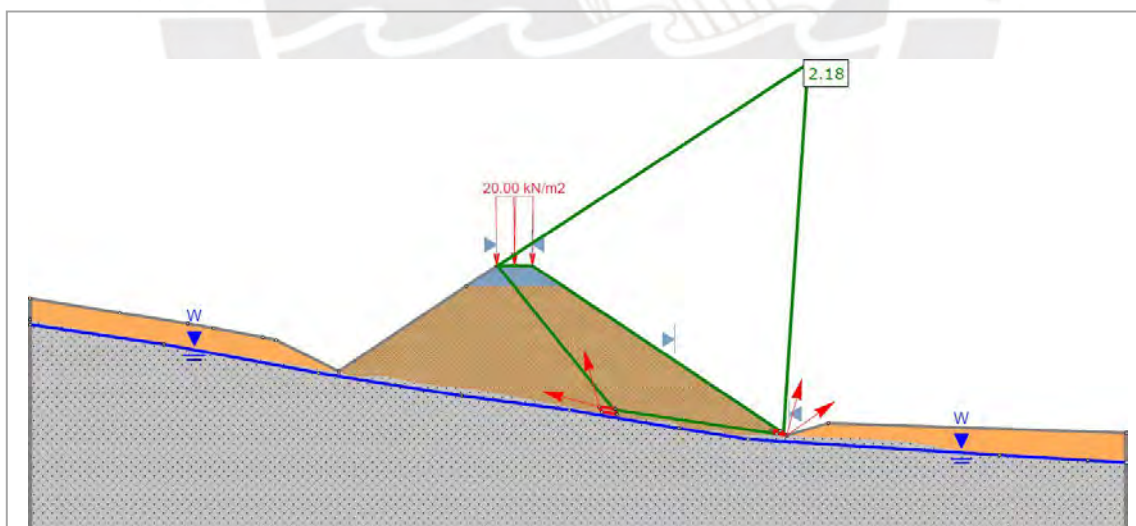


Figura 29: Superficie de falla no circular profunda caso estático

### 5.3 Resultados

Los resultados del programa Slide2 consisten en superficies de falla con el mayor potencial de deslizamiento, ya que tiene el FS mínimo. En la Tabla 9 se muestran los FS y en el Anexo A se compilan los resultados de las superficies de falla obtenidas para cada escenario.

Tabla 9: Resultados de los análisis de estabilidad 2D.

Sección geotécnica	Tipo de superficie	Modo de falla	FS mínimo	
			Estático	Pseudoestático ( $K_h = 0.125g$ )
0+740	No circular	Superficial	1.50	1.15
		Profunda	2.18	1.76
	Circular	Superficial	1.52	1.17
		Profunda	2.35	1.90



## Capítulo VI. Análisis de asentamiento y deformaciones

### 6.1 Introducción

El análisis del presente capítulo se realiza sobre la sección verificada por estabilidad del anterior Capítulo 5. Los métodos de análisis desarrollados para el cálculo son el MEF (método de elementos finitos) y un cálculo analítico a partir de fórmulas empíricas como es recomendado por los manuales de diseño de estructuras de tierra (WSDOT, 2013; DTMR, 2020).

El primer método está apoyado en el software Plaxis2D, donde se caracteriza cada parámetro geotécnico del suelo requerido por el programa y se obtenga el asentamiento en puntos de interés del terraplén. Asimismo, en el modelamiento se tiene en cuenta el factor constructivo de acuerdo con las recomendaciones para la simulación en MEF. El segundo método se realiza con cálculos rápidos propuestos por la literatura técnica para el centro de la estructura tanto en los rellenos como en la roca de fundación y así poder entender mejor el comportamiento de estos. Culminados ambos cálculos, estos son comparados para establecer comentarios y conclusiones relevantes de los asentamientos y deformabilidad de la estructura.

### 6.2 Modelamiento en Plaxis2D

#### 6.2.1 Geometría de las secciones

La estructura del terraplén tiene una geometría predefinida en el Capítulo 5 que ha sido verificada por estabilidad y se utiliza en el presente análisis de asentamientos. Se cuenta con una pendiente promedio de  $8^\circ$  en el talud natural de la cimentación, con una altura máxima de relleno en el centro de 25.6 metros y una altura máxima del punto más bajo del talud hacia la corona de 33.4 m. Se muestra los rellenos modelados, así como la estructuración inicial en el software Plaxis2D, en la *Figura 30*. Esta división se dará en capas, para una modelación más precisa, la cual será explicada en la sección *Condiciones de la modelación*.

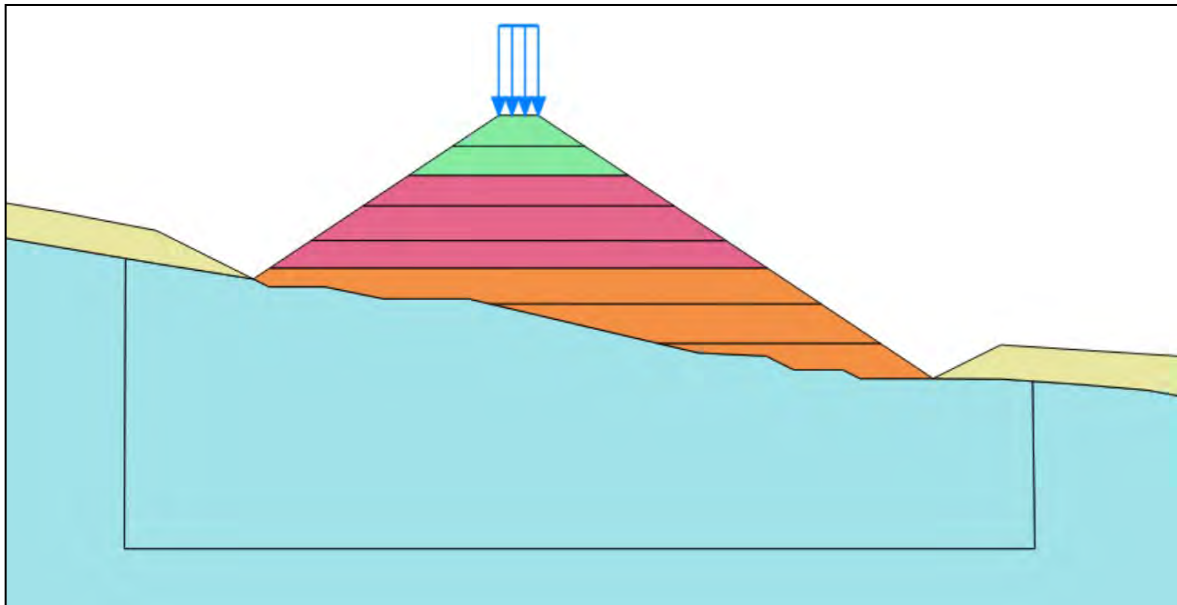


Figura 30: División de estratos y capas de modelamiento en Plaxis2D.

### 6.2.2 Modelo constitutivo y propiedades de los materiales

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es utilizado en el software para caracterizar rellenos rocosos para terraplenes en simulaciones existentes (Raja y Sai, 2020; Sabahat y Syed, 2014; Zhang et al., 2020) así como para suelos granulares (Imad et al., 2020), el cual obtiene resultados de asentamiento y esfuerzos aceptables. En el caso de suelos cohesivos, se conoce que se recomienda usar el modelo *Hardening Soil* o *Soft Soil* (Kahlstrom, 2013), pero en este caso al contar sólo con roca y suelos granulares, se opta por el primero. En la definición de las condiciones de drenaje para la modelación en PLAXIS, se selecciona la opción *drained* para todos los materiales del terraplén. Esta elección se justifica por la alta permeabilidad de los materiales granulares comúnmente utilizados en rellenos, lo que permite una rápida disipación de las presiones de poro inducidas por carga. Además, dado que el análisis busca representar el comportamiento a largo plazo de la estructura, asumir condiciones *undrained* no sería representativo del mecanismo real de deformación del terraplén.

Para la modelación es necesario definir los parámetros geotécnicos de los rellenos y de la cimentación, los cuales son datos de entrada del modelo constitutivo elegido. Por ello, a continuación, se describe cada parámetro con los criterios para su elección:

### 6.2.2.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad puede determinarse a partir de la presión de confinamiento, la presión normal y otras propiedades del material, como su granulometría y relación de vacíos (Wang et al., 2019). Asimismo, este parámetro puede obtenerse mediante ensayos de laboratorio. Para caracterizar adecuadamente el relleno utilizado en la estructura, se recomienda realizar un ensayo triaxial, con el que se puede estimar el módulo de elasticidad ( $E$ ). Este valor permite evaluar los asentamientos esperados para los cálculos de deformación.

En el caso de la capa de transición, se ha adoptado un valor correspondiente al de arena media, coherente con la densidad observada en el estrato. Según Budhu (2010), este valor oscila típicamente entre 20 y 40 MPa. En este estudio, se ha adoptado un enfoque conservador, seleccionando el valor mínimo del rango, es decir, 20 MPa.

Tabla 10: Rangos de valores geomecánicos para arenas de distinto grado de compactación

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Descripción</b>	<b>E (MPa)</b>	<b>G (MPa)</b>
Arena	Suelta	10-20	5-10
	Media	20-40	10-15
	Densa	40-80	15-35

Tomado de Budhu, 2010

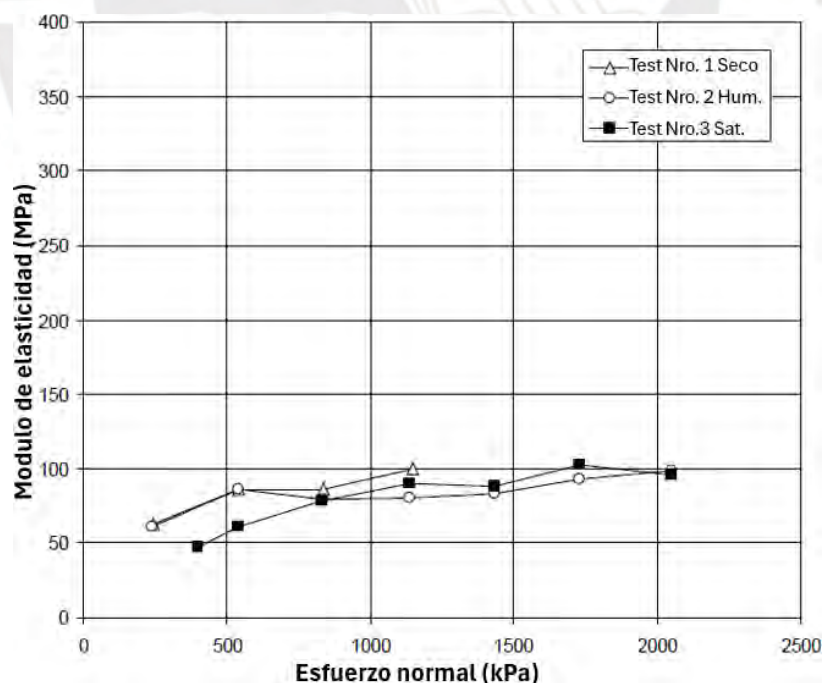
Para los rellenos rocosos, los valores del módulo de elasticidad dependen de la calidad de la roca empleada. En los casos en que no es posible caracterizar el material con ensayos directos, se recomienda el uso de valores de referencia bibliográficos. Dichos valores pueden correlacionarse con el esfuerzo normal y la presión de confinamiento para materiales con características similares a los considerados en este proyecto.

Durante el proceso de diseño, se pueden calcular los esfuerzos normales en los distintos estratos del relleno mediante cálculos analíticos. Para el estrato intermedio, la presión normal resultante se encuentra en el rango de 300 a 400 kPa, mientras que para el estrato inferior, dicho valor

varía entre 500 y 600 kPa. Las presiones de confinamiento por otro lado se pueden calcular con PLAXIS 2D, de manera iterativa y tuvieron un promedio del orden de 200 kPa.

Se tienen fuentes de ensayos de laboratorio triaxiales de larga escala en la Tabla 11 (Xiao et. al, 2014) así como el cálculo del módulo de elasticidad a partir de asentamiento reales de un pedraplén de 100 metros en la *Figura 31* (Thongthamchart y Prayongphan, 2000).

De acuerdo con los ensayos triaxiales, el valor estimado para el estrato inferior es del orden de 100 MPa. Para el estrato intermedio no se dispone de información directa. En cuanto a los valores obtenidos por correlación con asentamientos reales, se reportan módulos de 60 MPa en condición saturada y 90 MPa en condición seca para el estrato inferior; y de 40 MPa (saturado) y 60 MPa (seco) para el estrato intermedio. Considerando un enfoque conservador, se adoptaron los valores más bajos derivados del análisis de asentamientos. Estos resultados coinciden con los valores reportados en otros estudios sobre rellenos rocosos, como los de Zhang et al. (2020) y Honkanadavar & Sharma (2014).



*Figura 31:* Relación del módulo de elasticidad con el esfuerzo normal a partir de asentamiento medidos en campo.

Tomado de Thongthamchart y Prayongphan, 2000.

Tabla 11: Módulo de elasticidad inicial y módulo secante al 50% de la resistencia

<b>Presión de confinamiento inicial (<math>p_0</math>) (MPa)</b>	<b>Relación de vacíos inicial (<math>e_0</math>)</b>	<b>Módulo de elasticidad inicial (<math>E_{oi}</math>) (MPa)</b>	<b>Módulo secante al 50% de la resistencia máxima (<math>E_{50}</math>) (MPa)</b>
0.4	0.189	483.31	414.24
	0.244	307.67	219.02
	0.285	233.79	160.92
	0.317	180.56	99.15
0.8	0.189	734.65	633.91
	0.244	524.38	349.08
	0.285	376.79	214.69
	0.317	252.99	110.69

Tomado de Xiao et. al, 2014

Finalmente, en la caracterización de la cimentación, compuesta por dacita, se adoptó un módulo de elasticidad de 36 GPa, de acuerdo con Wang et al. (2019). Este valor coincide con otros diseños de presas sobre roca ígnea, que reportan valores cercanos a 30 GPa (Chen et al., 2014). Asimismo, el manual de caracterización geológica de González de Vallejo (2002), comúnmente empleado en Perú, recomienda valores de referencia del orden de 30 GPa para rocas ígneas. Por tanto, se concluye que los valores adoptados son coherentes con lo esperado para una roca de cimentación de este tipo.

A manera resumen se muestra la siguiente Tabla que indica los valores de Módulo de Elasticidad empleados en la modelación:

Tabla 12: Módulo de elasticidad empleados para el modelo en Plaxis2D.

<b>Estrato de suelo</b>	<b>Módulo de Elasticidad -E (MPa)</b>	<b>Fuente</b>
Cimentación	36 000	Wang et al. (2019).
Base	60	Thongthamchart y Prayongphan, 2000
Cuerpo	40	Thongthamchart y Prayongphan, 2000
Transición	20	Budhu, 2010

### 6.2.2.2 *Módulo de Poisson*

Para definir el módulo de Poisson, se utilizan valores típicos de rellenos para diferentes diseños de terraplén, ya que los valores se mantienen en rangos acotados. En ese sentido, se tienen valores típicos de 0.3-0.36 para todos los rellenos de roca, y conforme el tamaño máximo de partículas disminuye, el valor del módulo de Poisson se incrementa (Honkanadavar et.al, 2014). En el caso de la cimentación (Dacita) se tiene un valor de 0.12 (Wang et al., 2019) para esfuerzos menores a 5 MPa como en el presente caso.

Tabla 13: Módulo de Poisson para los rellenos y la cimentación.

<b>Estrato de suelo</b>	<b>Módulo de Poisson (v)</b>
Cimentación	0.12
Base	0.30
Cuerpo	0.32
Transición	0.35

Tomado de Honkanadavar y Sharma, 2014

### 6.2.2.3 *Densidad del relleno, ángulo de fricción y cohesión*

Estos parámetros fueron definidos en el *Capítulo IV* en base a rellenos de roca con granulometría similar y esfuerzos de confinamiento predefinidos. Para este modelo, se caracteriza a cada relleno con un ángulo de fricción y no se emplea una ecuación multilínea como en el capítulo 5, para los rellenos rocosos se usa como referencia a Dorador (2016) y para el material granular a Hunt (1984). La cimentación posee un ángulo de fricción de 30° característico de una dacita (Wang et al.,

2019). Respecto a los valores de cohesión, se coloca un valor de 0 para todos de manera conservadora al tratarse de rellenos granulares. Finalmente se muestra la Tabla 14 con los valores ingresados al software para cada relleno.

Tabla 14: Resumen de los parámetros geotécnicos a ingresar en Plaxis2D.

<b>Estrato de suelo</b>	<b>Cimentación</b>	<b>Base</b>	<b>Cuerpo</b>	<b>Transición</b>
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26	22	21	21
$\phi$ (°)	30	40	40	38
E (MPa)	36 000	60	40	20
$\nu$	0.12	0.3	0.32	0.35
e	0.5	0.22	0.25	0.28
Cohesión (kN/m <sup>2</sup> )	250	0	0	0
Tipo de drenaje	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado

### 6.2.3 Condiciones de la modelación

El modelo utilizado presenta elementos triangulares de 15 nodos de deformación para discretizar toda la simulación, lo cual es adecuado y suficiente para tener resultados satisfactorios (Kahlstrom, 2013; Sabahat y Syed, 2014).

El mallado empleado para todo el modelo tiene elementos de 9 metros de longitud de lado en promedio. Y este fue refinado según las zonas que requieren, para definir ello se realizaron varias simulaciones con diferentes tamaños de malla hasta llegar a un tipo de mallado con un tamaño adecuado que no afecta el resultado final para el cálculo del asentamiento (Abioghli, 2011).

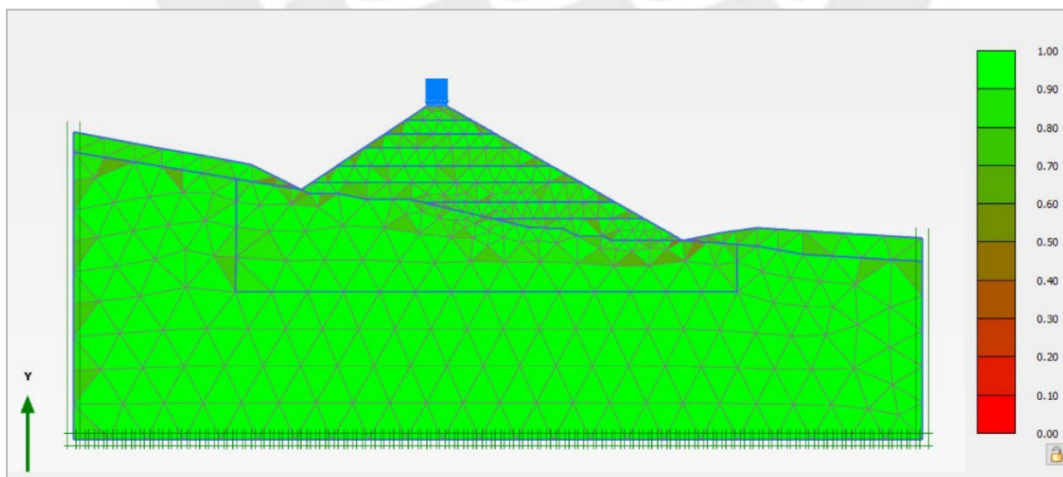
En la Tabla 15 se muestran los resultados del asentamiento a partir de diferentes calidades de malla para realizar una comparación de los resultados y la sensibilidad de esta consideración en el programa.

Tabla 15: Comparación tamaños de malla respecto al asentamiento total y el número de nodos.

Relación propuesta por Plaxis 2D	Tamaño del elemento (m)	Asentamiento total (cm)	Número de nodos
Coarse	18.13	15.2	11 007
Medium	13.6	15.8	17 151
Fine	9.1	15.9	34 933
Fine with 0.5 refinement	9.1 y 4.55	15.9	58 039

Se generó un refinamiento en la zona delimitada como cimentación del terraplén con un factor de 0.5. Esta zona se delimitó como zona activa de cimentación y se refinó para una mayor precisión en los cálculos, diferenciándose de todo el macizo rocoso. En el caso de los rellenos también se refinó la malla con un factor de 0.5. Este refinamiento se puede visualizar en la *Figura 32*. Se optó por utilizar la opción de malla ‘fine’ propuesta por Plaxis2D con un número de nodos de 34933.

Cabe mencionar que, la modelación presenta fases de análisis que simulan las etapas de construcción, lo cual se comenta en la siguiente sección. Finalmente, se han empleado condiciones de bordes que limitan los desplazamientos horizontales y verticales en la roca de fundación dentro del modelo.



*Figura 32:* Malla de la estructura y calidad del mallado.

#### 6.2.4 Capas del terraplén y etapas de modelación

Para poder realizar un correcto modelamiento de la estructura y sus asentamientos en el software Plaxis2D, la estructura debe ser analizada a partir de etapas o fases de construcción (Maranha das Neves, 1991). Si bien el tiempo no es un factor relevante en la modelación de asentamientos en suelos granulares, como sí lo es para procesos de consolidación de suelos cohesivos, se debe igual simular las fases constructivas para determinar asentamientos intermedios de cada fase. Con ello también es posible realizar una correcta interpretación de la distribución de esfuerzos y modelar la construcción.

Entonces, para efectos de la modelación, se debe definir una cantidad de 'n' fases de construcción. Estas fases toman en cuenta los diferentes rellenos utilizados en el pedraplén en la sección transversal, así como un avance promedio longitudinal de la estructura de 50 metros. En la sección transversal, se tiene dividida la estructura en capas de aproximadamente 5 metros. Cabe mencionar que, normalmente el proceso de compactación de las capas de un terraplén tiene como máximo espesores de 1 metro para materiales gruesos, en la simulación no resulta necesario representar exactamente los mismos espesores para un resultado preciso (Maranha das Neves, 1991). Se escogió 5 metros ya que, como el tamaño de malla para la sección es en promedio de 4.6 metros, se necesita una dimensión superior que además puede coincidir con los diferentes estratos y sus alturas propias.

Entonces, producto del criterio empleado el terraplén cuenta con 9 etapas, las cuales tendrán una duración de construcción mostrada en la Tabla 16. Para el cálculo se utilizó como rendimiento un valor de  $0.032 \text{ m}^3/\text{h}$  (Rubio et al., 2012) y un avance longitudinal de 50 metros por capa. De esa manera se obtiene el volumen y el tiempo de construcción por capa y, el total de la estructura, que da una duración de 244 días. La fase 9 es la etapa de carga cuando el terraplén esté en funcionamiento. La altura relativa alcanzada es medida desde el extremo derecho de la estructura desde donde se empieza la construcción de las fases.

Tabla 16: Duración de las fases de construcción del pedraplén.

Fase	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Días	Altura relativa alcanzada (m)
Fase 1	90.6	4530	19	5
Fase 2	194.5	9725	39	9
Fase 3	261.5	13 075	53	14
Fase 4	219.5	10 975	44	18
Fase 5	186.9	9345	38	22
Fase 6	127.5	6375	26	25
Fase 7	78.9	3945	16	28
Fase 8	42.2	2110	9	32
Fase 9	-	-	Período de funcionamiento	32

A continuación, se presenta un análisis de sensibilidad que se hizo para comparar los efectos de la división por etapas de construcción en la estructura para verificar su influencia en los resultados de asentamiento y la calidad de malla.

Tabla 17: Cálculo del asentamiento total del terraplén con diferentes espesores de construcción.

Caso	Calidad de malla	Asentamiento total (cm)
Sin etapas	0.39	15.2
Espesores de 6-7 m	0.35	15.8
Espesores de 4 -5 m	0.36	15.9

Se optó por elegir la condición de 4-5 metros para la realización de la simulación, ya que se tiene un valor similar al tamaño de malla utilizado en la estructura del relleno.

### 6.3 Resultados de las deformaciones y asentamientos

La modelación numérica en Plaxis2D genera los resultados de desplazamientos en cada nodo de la modelación, es decir, la historia de deformaciones como resultado estará definida para cada uno

de estos elementos. En ese sentido, para el cálculo de deformaciones tanto por métodos analíticos como por métodos numéricos, se han seleccionado puntos ubicados en el eje central de la plataforma desde la superficie del pedraplén hasta la cimentación, de modo que en estos se obtengan los resultados.

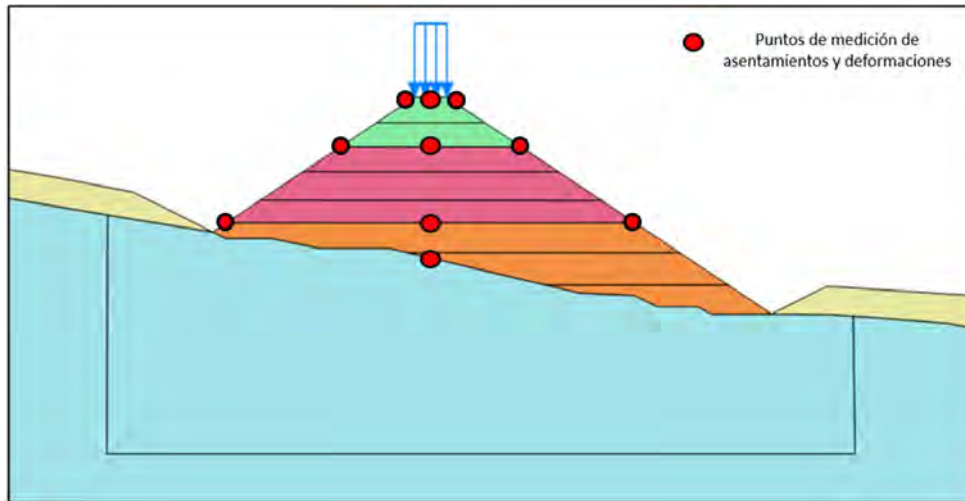


Figura 33: Puntos donde se han medido las deformaciones en Plaxis2D.

### 6.3.1 Resultados obtenidos mediante MEF en Plaxis2D

Respecto a los resultados obtenidos del software Plaxis2D, en la Tabla 18 presentan los valores obtenidos de la deformación vertical en el eje central de la plataforma. En esta tabla se muestran los asentamientos totales y relativos de cada zona del pedraplén. Cabe mencionar que, este asentamiento considera las 9 etapas de la modelación, por lo que los resultados competen a la etapa posterior a la carga aplicada sobre la obra vial.

Tabla 18: Resultados de asentamientos relativos y totales para la estructura.

Estrato	Asentamiento total (cm)	Asentamiento relativo (cm)
Cimentación	0.06	0.06
Base	4.8	4.7
Cuerpo	12.6	7.8
Transición	15.5	2.9

Para evidenciar el efecto de las cargas en funcionamiento en el asentamiento al final de la construcción, en la siguiente tabla se muestran los asentamientos finales cuando la obra es finalmente construida y el asentamiento cuando es puesta en funcionamiento.

Tabla 19: Comparación de asentamientos totales antes y durante el funcionamiento.

<b>Asentamientos totales (cm)</b>			
Estrato	Fase de modelación		Diferencia porcentual (%)
	Etapa 8: Fin de la construcción	Etapa 9: Puesto en funcionamiento	
Cimentación	0.06	0.06	0
Base	4.7	4.8	2%
Cuerpo	12.3	12.6	2%
Transición	14.7	15.5	5%

Respecto a las deformaciones de los lados extremos del terraplén, las cuales permiten calcular los asentamientos diferenciales de la estructura, se ha obtenido el resultado del software Plaxis2D del asentamiento total para cada extremo superior de la zona de relleno al culminar su fase de construcción. En la siguiente Tabla 20 se muestran resultados obtenidos para cada zona de los asentamientos diferenciales. Cabe recalcar que también es tomado el asentamiento en el centro, porque ha sido identificado como el máximo, siguiendo la típica deformación de un pedraplén con una forma cóncava (SCDT, 2022). Entonces el asentamiento diferencial también es calculado desde el centro hacia los extremos, presentando en la tabla el máximo de todas las opciones.

Tabla 20: Resultados de asentamientos diferenciales en los extremos de los rellenos.

<b>Asentamientos (cm)</b>			
Ubicación	Base	Cuerpo	Transición
Centro	4.8	12.6	15.5
Extremo izquierdo	0.2	6.7	14.6
Extremo derecho	3.4	9.8	15.3
Asentamiento diferencial	3.2	5.1	0.9
<b>%Asent. Dif. respecto a la longitud</b>	<b>0.05%</b>	<b>0.42%</b>	<b>0.18%</b>

### 6.3.2 Resultados obtenidos mediante métodos analíticos

Para el cálculo de las deformaciones mediante cálculos analíticos se asumen ciertos valores en la geometría para poder llevar a cabo las operaciones. En primer lugar, se asumió un espesor longitudinal respecto al eje de 50 metros, como se menciona en la sección anterior de las consideraciones en el modelado de las capas de la estructura. En segundo lugar, se asume que la base del terraplén es plana y no hay un talud inclinado en la cimentación, y además, un valor promedio de la carga aplicada en la cimentación.

Los resultados obtenidos mediante métodos analíticos se dividen en dos partes. La primera parte se refiere a las fórmulas para el cálculo del asentamiento a nivel de la cimentación, como ha sido explicado en la sección de *Asentamientos* del *Capítulo II*. Los resultados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 21: Resultados de asentamientos en la cimentación mediante cálculos analíticos.

<b>Referencia</b>	<b>Asentamiento en la cimentación (cm)</b>
Fenton et Griffiths (2008)	0.035
Rock Foundations (1994)	0.082

La segunda parte se refiere a los asentamientos relativos de cada zona del terraplén, para ello se utilizó el método de Poulos et al., 1972. Los resultados se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22: Resultados de asentamientos relativos en el terraplén mediante cálculos analíticos.

<b>Zona</b>	<b>Asentamiento en el terraplén (cm)</b>
Base	3.7
Cuerpo	7.5
Transición	3.8

## 6.4 Comparación entre los métodos analíticos y MEF

A partir de los resultados obtenidos, se puede comparar los asentamientos por una parte calculados a partir de métodos analíticos y en otra parte por medio de método de elementos finitos con el programa Plaxis2D.

En primer lugar, en la Tabla 23 se muestran los asentamientos totales generados en la cimentación a partir de dos referencias para los métodos analíticos y el valor obtenido por Plaxis2D. Cabe mencionar que la cimentación se trataba de una roca de fundación por lo cual los asentamientos obtenidos resultan mínimos en comparación con los asentamientos del pedraplén.

Tabla 23: Comparación entre los resultados del asentamiento de la cimentación.

<b>Asentamiento en la cimentación (cm)</b>			
<b>Referencia</b>	<b>Métodos analíticos</b>	<b>Plaxis2D</b>	<b>Diferencia porcentual</b>
Fenton et Griffiths (2008)	0.035	0.062	44%
Rock Foundations (1994)	0.082		32%

En segundo lugar, en la siguiente Tabla 24 se muestran los asentamientos relativos obtenidos para cada zona del terraplén mediante métodos analíticos y los obtenidos de Plaxis2D. Vale recalcar que los asentamientos obtenidos de Plaxis2D se refieren a la etapa final con las cargas asignadas de la obra vial durante su funcionamiento. Ya que, como no existe una diferencia significativa de los resultados de asentamientos ante la aplicación de la carga, entonces es posible realizar esta comparación. Los valores expresados como porcentaje se obtienen al comparar el asentamiento con la altura de la sección correspondiente. Esto permite analizar la magnitud del asentamiento en relación con la escala de la estructura, evitando comparaciones directas entre valores absolutos de asentamiento que no muestran la importancia del orden de magnitud del asentamiento de manera relativa.

Tabla 24: Comparación entre el asentamiento en Plaxis 2D y los métodos analíticos.

Asentamiento relativo (cm)				
Zona	Plaxis 2D	$\delta_{yH}\%$ <sup>1</sup>	Métodos analíticos	$\delta_{yH}\%$
Base	4.7	0.7%	3.7	0.5%
Cuerpo	7.8	0.6%	7.5	0.5%
Transición	2.9	0.4%	3.8	0.5%

1: Relación entre el asentamiento elástico y la altura total de la sección considerada.

Finalmente, en la *Figura 34* se presenta de manera gráfica la comparación de los asentamientos totales de los resultados obtenidos en Plaxis2D junto con los obtenidos de manera analítica en función de la altura total de la estructura.

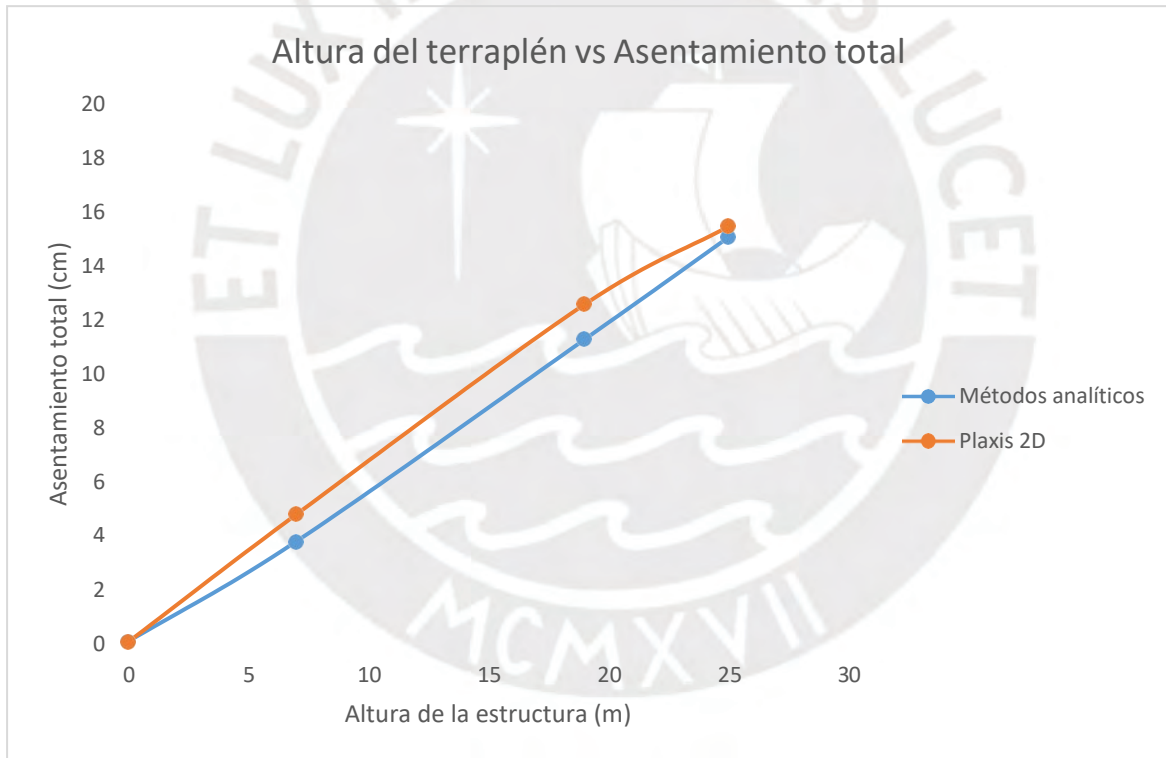


Figura 34: Comparación entre el asentamiento en Plaxis2D y los métodos analíticos.

## Capítulo VII. Desplazamientos por sismo

Este capítulo aborda dos de los procedimientos más utilizados en la industria y presenta los resultados obtenidos para comprender, en una primera instancia, el desempeño de la estructura ante sismos. Los métodos aplicados consisten en el de Makdisi y Seed (1978) y el de Bray et al. (2018).

### 7.1 Metodología Makdisi & Seed (1978)

#### 7.1.1 Parámetros de entrada

La metodología propuesta por Makdisi y Seed (1978) requiere de: (1) la aceleración de fluencia del talud  $k_y$ , (2) la magnitud del sismo  $M$  y (3) la máxima aceleración en la cresta del talud  $U_{m\acute{a}x}$ .

Para la obtención de la aceleración de fluencia del talud  $k_y$ , el coeficiente sísmico horizontal ( $K_h$ ) ha sido incrementado hasta que el FS del talud del terraplén sea igual a 1.0 mediante el programa Slide2. Para fines del análisis, a las propiedades de los materiales del terraplén se les ha asignado conservadoramente un valor del 90% de su resistencia, basado en la asunción de que existe una pérdida de resistencia mínima durante un sismo.

La magnitud del sismo ha sido estimada para la zona de estudio de Pasco para el tipo de evento intraplaca, dando como resultado un  $M_{m\acute{a}x}$  de 7.9 como se muestra en la siguiente figura.

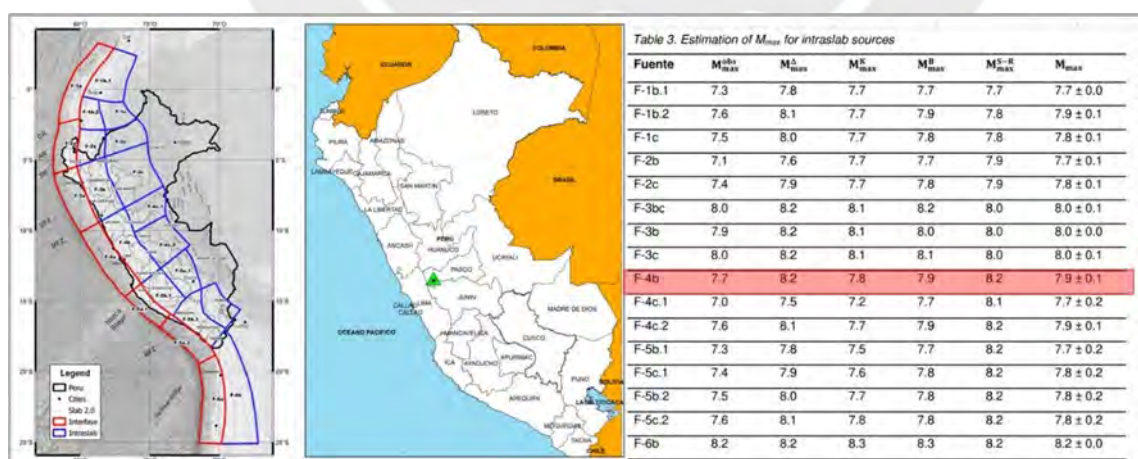


Figura 35: Estimación de la máxima magnitud de sismo.

Tomado de Aguilar y Tarazona, 2024.

La máxima aceleración en la cresta del talud se ha estimado según Wes (1996) que hizo una actualización a la curva de Harder et al, (1990) que correlaciona la máxima aceleración de la cresta del talud con el PGA. Para este último se ha empleado un valor de 0.25g (IGP, 2014) según lo descrito en el capítulo de estabilidad.

### 7.1.2 Resultados

En el Anexo B se presenta el detalle de la obtención de los parámetros de entrada y del cálculo de esta metodología. En la siguiente tabla se muestra el resultado del desplazamiento horizontal ante un máximo sismo de diseño.

Tabla 25: Resultados del método Makdisi y Seed (1978).

Tipo de falla	Rango de desplazamiento permanente (cm)	Período de retorno del sismo
Superficie de falla en bloque superficial	2.0 – 9.0	Tr = 475 años

## 7.2 Metodología de Bray, Macedo y Travasarou (2018)

### 7.2.1 Parámetros de entrada

La metodología requiere de parámetros de entrada a: (1) el período fundamental del bloque deslizando  $T_s$ , (2) la aceleración de fluencia del talud  $k_y$ , (3) la aceleración espectral  $S_a$  del movimiento a 1.5 veces del  $T_s$  y (4) la magnitud del sismo  $M$ . La aceleración espectral se obtiene a partir del gráfico del espectro de respuesta de la zona de estudio de Cerro de Pasco.

El período fundamental del bloque deslizando  $T_s$  se estima con las fórmulas según el tipo de falla (Ver *Figura 36*). La fórmula depende de la velocidad de onda de corte  $V_s$  que se ha estimado en base a la literatura técnica y de la altura máxima de la masa deslizando  $H$ .

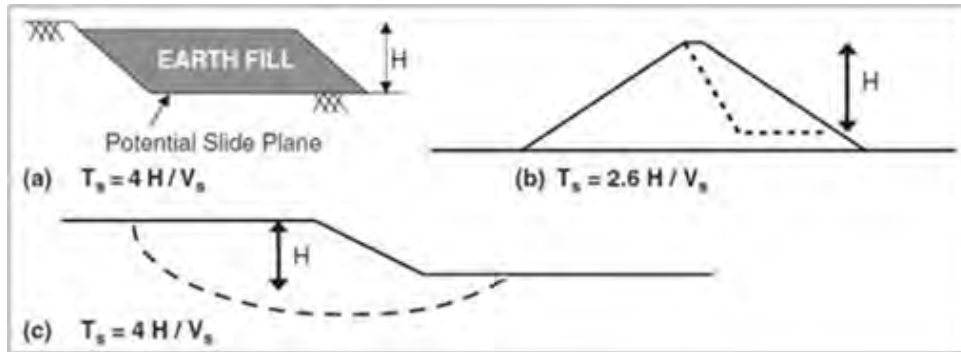


Figura 36: Período de la masa deslizante según el tipo de falla (Bray & Travasarou, 2007).

La aceleración de fluencia  $k_y$  se calcula de la misma forma que en el método anterior. La aceleración espectral  $S_a$  se estima al ingresar con el valor de 1.5 veces el  $T_s$  en el gráfico del espectro de respuesta (Figura 37) de aceleraciones de la zona de estudio de Cerro de Pasco (IGP, 2014) para un período de retorno de 475 años. Finalmente, la magnitud de sismo  $M$  de la zona de estudio considerada es de 8.0 (Ver Figura 35)

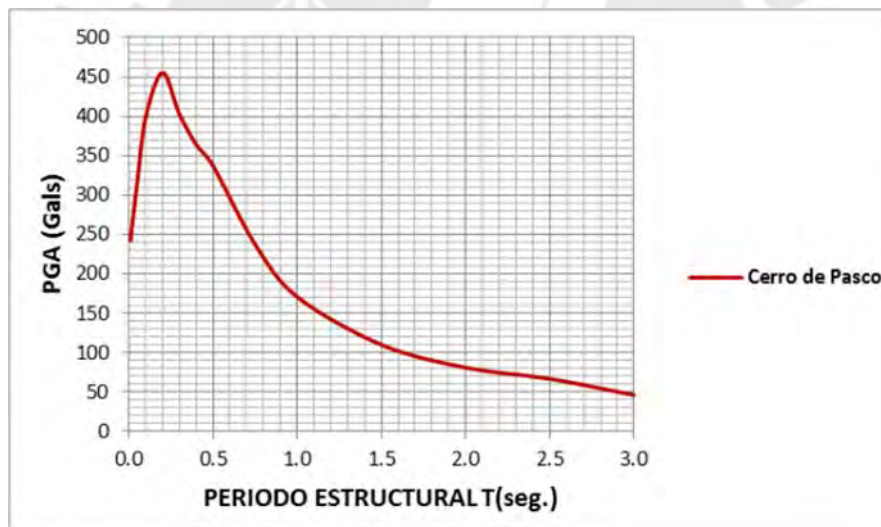


Figura 37: Espectro de respuesta para la zona de estudio.

Tomado de IGP, 2014.

### 7.2.2 Resultados

En el Anexo B se presenta la estimación de los parámetros de entrada y el detalle del cálculo de esta metodología. En la siguiente tabla se muestran los resultados del desplazamiento horizontal ante el máximo sismo de diseño.

Tabla 26: Resultados del método Bray et al (2018).

Descripción	Valor	Período de retorno
Probabilidad de desplazamiento nulo	83%	Tr = 475 años
Desplazamiento sísmico diferente de cero estimado (cm)	0.71	
Rango de desplazamientos (cm)	0 – 0.5	



## Capítulo VIII. Presión admisible por corte

Este capítulo consiste en la verificación de la capacidad portante de la cimentación cuando se compara con las cargas aplicadas por la estructura sobre la cimentación. De esta manera, se puede asegurar el correcto desempeño de la cimentación cuando se construya la estructura.

### 8.1 Obtención de la presión admisible del macizo rocoso

Para poder obtener la presión admisible se necesita la carga última sobre la roca o capacidad portante del suelo, así como los factores de seguridad asociados a este. Para esto se requieren parámetros geomecánicos del macizo para poder obtener los valores que caracterizan a la roca, como se explicó en la sección 2.6.1, para la metodología de Serrano y Olalla (2001).

En este caso, se cuenta con una dacita, la cual es clasificada como una roca ígnea. Para poder conocer las propiedades se necesita observar el macizo, como se hizo en la visita de campo. En este caso se le clasifica como un macizo rocoso de muy buena calidad, por lo que se pueden derivar las propiedades presentadas en la Tabla 27 del libro Gonzales de Vallejo et. al (2002).

Tabla 27: Características mecánicas del macizo rocoso.

Parámetro	Valor	Unidades
$\sigma_{\$}$	250	MPa
RMR	85	%
$m$	9.95	-

Una vez descrito el macizo, se necesitó saber también el esfuerzo normal sobre la cimentación, el cual es del orden de 0.25 Mpa, obtenido a partir del modelamiento numérico detallado en el Capítulo VI. Con estos datos, se puede proceder a calcular los parámetros que determinan la carga última del macizo rocoso, presentados en la siguiente tabla.

Tabla 28: Cálculo de la capacidad portante del macizo

Parámetro	Valor	Unidades
$\beta$	182	MPa

Parámetro	Valor	Unidades
$\xi$	0.045	-
$N_3$	5	-
$q_{9:}$	901	MPa

Para la estimación de la presión admisible se consideraron los factores de seguridad globales propuestos por Serrano y Olalla (2001). En este caso, se adoptó un factor de seguridad por resistencia del material ( $F_6$ ) igual a 8, correspondiente al escenario más conservador para macizos con una resistencia a compresión simple superior a 100 MPa. Además, se aplicó un factor de seguridad por profundidad ( $F_7$ ) de 40, obtenido de la *Figura 15*, que depende del estado de la roca y las cargas aplicadas.

## 8.2 Resultados

A partir de los parámetros anteriores, se obtuvo una presión admisible del macizo rocoso de 2.8 MPa, valor superior a la carga aplicada de 0.25 MPa. Este resultado confirma que el macizo rocoso presenta una capacidad portante ampliamente suficiente para soportar las cargas transmitidas por el terraplén, cumpliendo holgadamente los criterios de seguridad establecidos.

El análisis demuestra que la cimentación se encuentra en condiciones óptimas y que la verificación por corte se satisface sin requerir refuerzos adicionales a la cimentación. Además, la magnitud del margen de seguridad evidencia que el uso de métodos analíticos como el de Serrano y Olalla (2001) resulta una herramienta adecuada y eficiente para una verificación rápida y confiable en este tipo de estructuras apoyadas sobre macizos rocosos competentes.

## Capítulo IX. Discusión de Resultados

### 9.1 Parámetros óptimos de diseño geométrico

En los anteriores capítulos se ha podido evaluar mediante los análisis de estabilidad, de deformaciones estáticas y desplazamientos por sismo cuáles son los parámetros óptimos de diseño de la estructura.

Para el talud de diseño se observó el cumplimiento del FS mínimo que se logra con el talud mínimo recomendado de 1V:1.5H. Por otro lado, el uso de banquetas no se vio necesario pues la sección analizada sin banquetas cumplía los FS mínimos. Finalmente, para el ancho de la plataforma se debe tener en cuenta el tipo de obra vial y seguir los manuales de diseño geométrico. Para este caso, se adoptó un valor de 7 metros.

Tabla 29: Parámetros óptimos de diseño de la sección geométrica.

Parámetros óptimos de diseño	
Concepto	Resultado
Ancho de plataforma	7.0 metros
Talud Derecho	1V:1.5H (talud recomendado normativa)
Talud Izquierdo	1V:1.5H (talud recomendado normativa)
Uso de Banquetas	No necesario
Espesor del material de transición	4.0 metros

### 9.2 Discusión de resultados de los análisis efectuados

#### 9.2.1 Análisis de Estabilidad

En los resultados de análisis de estabilidad se observa que los FS críticos para los casos de evaluación se encuentran por encima del FS mínimo recomendado por las guías de diseño internacionales de terraplenes.

Además, se observa que los casos de fallas no circulares presentan FS más críticos que en las fallas de tipo circular, esto se debe a que las fallas no circulares generan una superficie que recorre las

zonas más críticas sin restricciones de geometría como las circulares. También, se observa que el escenario más crítico analizado es el caso pseudoestático para el tipo de falla local no circular.

Las superficies de fallas obtenidas son representativas; esto significa que no se toman en cuenta resultados de FS cuyas superficies de falla involucren un volumen mínimo de deslizamiento. Para esto, se ha empleado un factor de restricción mínimo de profundidad de falla del valor de 5 metros.

### **9.2.2 Análisis de asentamiento y deformaciones**

Respecto a los resultados de asentamiento en el terraplén, se observa una buena concordancia entre los métodos analíticos y el modelo por elementos finitos (MEF). Ambas metodologías obtienen valores en el mismo orden de magnitud ( $\sim 15$  cm). La deformación en ambos casos representa cerca del 0.5 % de la altura total del pedraplén, lo que indica que ambas metodologías proporcionan estimaciones coherentes y comparables en magnitud. En general, se observa una relación cuasi lineal de las deformaciones respecto a la altura de la estructura como se muestra en la *Figura 34*.

En cuanto a las fórmulas utilizadas para el cálculo del asentamiento en la fundación, se observan valores de orden de magnitud despreciables ya que para el presente trabajo se cuenta con una roca de fundación. Este resultado es tanto para los métodos analíticos como para los obtenidos en el modelo, y concuerda con lo esperado, dado que incluso algunos modelos utilizan un elemento rígido para simular una cimentación de roca. De igual manera vale recalcar que las ecuaciones de Fenton y Griffiths (2008) y *Rock Foundations* (1994) son bien sensibles a la relación  $L/B$ , para el cual se han realizado simplificaciones importantes en la geometría, por lo que se debe tener cuidado de estos valores asumidos cuando la superficie de apoyo de la estructura es irregular, como en este caso.

Por otro lado, se puede observar que la diferencia entre el asentamiento total antes y durante el funcionamiento se encuentra en el orden del 5% en la capa superior, con un orden de magnitud aproximado de 1 cm. Lo cual indica que las deformaciones principales en un terraplén de gran altura se dan por el peso propio y no por las cargas que se aplican a la vía.

Finalmente, en la Tabla 20 se observan diferencias significativas en las deformaciones registradas en los extremos del terraplén. Por ejemplo, durante la construcción de la capa de base, el extremo ubicado sobre la cota más baja presenta deformaciones hasta diez veces mayores que las del extremo opuesto, situado sobre una cota más alta. Además, el asentamiento máximo se localiza en el centro del terraplén, en concordancia con lo estimado por los métodos analíticos. Estos resultados destacan la utilidad del modelado mediante elementos finitos ya que permite una visualización más completa y detallada del comportamiento global de las deformaciones, especialmente en estructuras con cimentaciones irregulares como la del presente caso.

### **9.2.3 Métodos simplificados de desplazamientos por sismo**

El desplazamiento horizontal por sismo para la sección de máxima altura (0+740) del terraplén por ambos métodos es mínimo o casi despreciable y por lo tanto no genera daños en el talud y consiste en una categoría de daño I (Makdisi & Seed, 1978). Entonces, se concluye que el terraplén es estable y su integridad no se verá comprometida ya que se encuentra en una magnitud de deformaciones menores a 10 cm. Ambos resultados de los métodos están dentro del rango esperado principalmente debido a las características geométricas, las propiedades de los materiales del terraplén y las condiciones de fundación.

El desplazamiento horizontal por sismo obtenido por el método simplificado de Makdisi & Seed (1978) es más conservador que el método de Bray et al. (2018). Se recomienda emplear ambos métodos simplificados para tener una rápida y primera estimación de un rango de desplazamientos para analizar el desempeño de la estructura ante el sismo.

Debido a los resultados, no se requeriría realizar un procedimiento de cálculo más sofisticado como un modelo numérico de elementos finitos para la estimación de las deformaciones sísmicas. Los parámetros empleados en los cálculos han sido obtenidos en base a la información disponible y a la literatura técnica de la geotecnia y, además, debido a este nivel de estudio conceptual, se ha optado

por parámetros conservadores. Esta consideración refuerza la conclusión de que la estructura tendrá un comportamiento satisfactorio ante un sismo.

#### **9.2.4 Presión admisible por corte: Métodos analíticos**

La verificación de la presión admisible por corte permitió confirmar la capacidad portante del macizo rocoso dacítico que sirve como fundación del terraplén. A partir de la metodología analítica de Serrano y Olalla (2001), se obtuvo una presión admisible de 2.8 MPa, valor que supera la carga transmitida por la estructura de 0.25 MPa. Esta relación demuestra que el terreno de cimentación posee una capacidad resistente significativamente mayor que las solicitaciones a las cuales será sometido, garantizando un correcto funcionamiento de la estructura.

El resultado obtenido se encuentra dentro del rango esperado para macizos rocosos de muy buena calidad. La elevada capacidad portante calculada está en concordancia con la naturaleza del macizo observado durante la inspección de campo, donde se evidenció una estructura con baja fracturación y poco meteorizada.

Asimismo, el valor de presión admisible obtenido presenta un margen de seguridad considerable frente a la carga aplicada, incluso considerando los factores de seguridad más conservadores propuestos por Serrano y Olalla (2001). Esto refuerza la conclusión de que la cimentación del terraplén no estará sometida a esfuerzos que comprometan su integridad ni se prevén deformaciones significativas en el contacto suelo–estructura.

En términos de diseño, el análisis confirma que no es necesario realizar refuerzos adicionales en la fundación, dado que las condiciones actuales del macizo rocoso proporcionan una base estable y segura. Al tratarse de un macizo rocoso con una capacidad portante mayor a la presión aplicada, se evidencia que el uso de métodos analíticos resulta una herramienta adecuada y eficiente como verificación rápida en este tipo de estructuras y cimentaciones.

### 9.3 Sensibilidad de los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad

Como ha sido comentado anteriormente, existen diferentes criterios para caracterizar a la resistencia al corte del material de enrocado. La elección de qué criterio emplear es relevante para los análisis de estabilidad, pues tiene una influencia directa en los resultados. En la Tabla 30 se ha evaluado la sensibilidad de este parámetro con los resultados de FS para el escenario del caso estático y una falla del tipo no circular.

Tabla 30: Resultado de los FS para cada criterio de resistencia del enrocado.

Criterio de resistencia	Valor	Resultado de FS
Mohr-Columb	$c' = 0 \text{ kPa}$ $\phi' = 45^\circ$	1.57
Curva de resistencia	Dorador, 2016	1.50
Curva de resistencia	Leps Enrocado de baja resistencia (1970)	1.47

Como se puede observar, la diferencia es relevante ya que puede resultar, en el caso de elegir el criterio Mohr-Coulomb, en FS sobrevalorados. Lo cual no sería correcto pues la caracterización de la resistencia del enrocado está más relacionada a una curva multilíneal de resistencia y no a parámetros constantes como establece el criterio Mohr-Coulomb.

Por otro lado, el emplear el criterio de curva de resistencia de baja resistencia de Leps (1970) podría llevar a cambiar la sección de diseño, lo cual sería una decisión conservadora pues se espera que el terraplén tenga materiales de constructivo aceptables y se sigan buenas prácticas en la construcción de las capas compactadas.

En cuanto a los parámetros de deformabilidad, se observó que los factores más influyentes en el asentamiento de los rellenos rocosos son el módulo de elasticidad y el peso específico. Si bien se evaluaron también otros parámetros ingresados en el modelo, su impacto en los resultados fue

marginal. La relación entre estos parámetros y el asentamiento se comportó de forma prácticamente lineal, lo cual es consistente con una deformación plástica predominante.

Otro parámetro clave es el espesor de la capa. En este sentido, el cuerpo del terraplén —al ser la capa de mayor altura medida desde el eje de la estructura— fue la que experimentó la mayor deformación absoluta. Sin embargo, al comparar los asentamientos en términos porcentuales respecto a la altura de cada capa, las diferencias fueron mínimas en relación con la base y la transición.

#### **9.4 Comentarios respecto a las guías de diseño**

Se han seguido las indicaciones de las guías de diseño internacionales de terraplenes, las cuales guardan correspondencia con lo indicado por los manuales de carreteras del Perú de emplear una pendiente mínima de 1V:1.5H para material de enrocado.

Para el análisis de estabilidad, se ha seguido la filosofía del manual del DTMR (2020) que describe consideraciones para la caracterización de los materiales, los FS mínimos, las superficies de falla potenciales, entre otros. Asimismo, respecto al análisis pseudoestático y la definición del PGA, se emplea como criterio la consideración de esta guía de usar un sismo con un período de retorno de 475 años.

Cabe mencionar que esta guía de diseño da una indicación de valores constantes para los parámetros de resistencia al corte del enrocado siguiendo el criterio de Mohr-Coulomb. Sin embargo, se está empleando el criterio de resistencia de una curva no lineal propuesta por Dorador (2016) según se ha comentado anteriormente.

Otros manuales han servido de referencia de consideraciones en el análisis de estabilidad y la búsqueda de superficies de falla críticas. Por ejemplo, en el manual del WSDOT (2013) se indica que se debe emplear y comparar dos métodos de equilibrio límite para asegurar el nivel de precisión del FS. Asimismo, para el caso de terraplenes de material de enrocado se deben evaluar las fallas de forma plana debido a que esta es representativa en suelos de baja cohesión.

Para la evaluación de asentamientos, se ha seguido la filosofía del manual del Department of Transport and Main Roads (DTMR, 2020), el cual recomienda estimar los asentamientos mediante métodos analíticos y, posteriormente, comparar estos resultados con simulaciones numéricas.

Uno de los criterios clave establecidos en dicho manual es el límite de asentamiento total admisible durante la vida útil del terraplén (40 años), que se fija en 50 mm dentro de la zona estructural. En el presente caso, los resultados obtenidos mediante MEF indican un asentamiento máximo de 1 cm (10 mm) en la etapa de operación, lo cual representa solo el 20 % del valor límite. Esto evidencia que el diseño cumple ampliamente con los requisitos de servicio establecidos por la normativa y puede considerarse aceptable desde el punto de vista del comportamiento a largo plazo.

Si bien el DTMR también establece criterios de cambio de pendiente que requieren un control más detallado, su evaluación completa implicaría una modelación en 3D, dado que los efectos diferenciales se desarrollan en dirección longitudinal. Este análisis se considera fuera del alcance del presente trabajo, pero constituye un aspecto a tener en cuenta para futuros estudios o durante la fase de monitoreo en operación, especialmente en estructuras con fundaciones irregulares o grandes alturas. Asimismo, al tratarse de asentamientos durante el funcionamiento de la estructura, se recomienda el control y monitoreo a largo plazo en caso de que exista el fenómeno de creep, sobre todo para terraplenes de gran altura.

Machan et al. (1989) comenta que emplear material de enrocado puede resultar en un asentamiento significativo a largo plazo conforme la roca se degrada, a menos que se haya realizado una apropiada compactación. Además, para prevenir este tema se deben realizar ensayos de durabilidad a la fuente de la roca como el Slake Durability para determinar si presenta una adecuada durabilidad y características resistentes aptas.

## Capítulo X. Conclusiones

- En el Perú, la ausencia de una normativa nacional específica para el diseño y análisis de terraplenes ha llevado a que los proyectos dependan de normativas internacionales, el estado del arte y la experiencia acumulada. Este trabajo busca contribuir a las buenas prácticas en el diseño de terraplenes, proponiendo una metodología que permita un análisis y diseño más adecuado, especialmente para estructuras de gran altura.
- Las guías de diseño internacionales, normas de especificaciones técnicas nacionales y recomendaciones de diferentes autores respecto a los comportamientos de los terraplenes/pedraplenes han permitido establecer una metodología de diseño en el presente trabajo y contar con criterios de aceptabilidad.
- Los terraplenes de alturas mayores a 10 metros son como presas de tierra y enrocado cuya diferencia con estas estructuras está en el factor restrictivo del diseño, que para este caso son los asentamientos admisibles, ya que sobre los terraplenes se cimienta el pavimento.
- Cada zona del terraplén presenta materiales con especificaciones técnicas y características propias según la función que van a cumplir en la estructura. De esta forma, se optimizan los recursos al contar con materiales de alta calidad para las zonas que se requieren y materiales con menor calidad para zonas donde se es más permisivo.
- Como se ha comentado, existen diferentes investigaciones que comentan que el comportamiento de los asientos en grandes presas de material de enrocado está fuertemente ligado con el método de compactación. Es decir, las consideraciones constructivas son determinantes en el desempeño de estructuras. Por ello, además de realizar un buen diseño, es fundamental el control y aseguramiento de calidad en la construcción.
- Los materiales de enrocado son mejor representados por una envolvente de resistencia no lineal al revisar los resultados de ensayos en roca de la literatura técnica. Esto es una consideración importante en los análisis de estabilidad pues tiene influencia directa en los resultados de los FS. Por ello, si bien en esta etapa conceptual se han empleado curvas de resistencia de la literatura técnica, en futuras etapas del proyecto se podría definir una curva de resistencia a partir de ensayos triaxiales a gran escala.
- Actualmente, el uso de los programas de cómputo para el cálculo de equilibrio límite tiene un uso extensivo y permite obtener resultados de FS de manera rápida y sencilla. Sin embargo, estos

análisis deben ir acompañados del criterio del diseñador para la definición de las superficies de falla más representativas basado en experiencia y conocimiento de las fallas según las características geotécnicas de la estructura y condiciones de fundación. Por ello, el software debe entenderse únicamente como una herramienta de cálculo que facilita las operaciones para obtener las superficies de falla y FS.

- Los factores de seguridad (FS) empleados en los análisis corresponden a los valores más conservadores recomendados por distintas guías y normativas nacionales. En este estudio, se ha adoptado un FS de 1.5 para el análisis a largo plazo y un FS de 1.1 para el análisis pseudoestático, considerando un sismo con un período de retorno de 500 años.
- En estructuras de enrocado el tipo de superficie de falla común es del tipo casi planar por lo que las fallas de tipo circulares no resultan del todo adecuadas ni representativas. Además, la literatura técnica también menciona que las fallas no circulares son las más representativas en materiales de baja o nula cohesión.
- El análisis pseudoestático consiste en una evaluación preliminar del desempeño del talud ante cargas horizontales que representan el sismo. Sin embargo, este tipo de análisis es limitado en resultados ya que no brinda información respecto a los desplazamientos, resultado que puede ser más crítico.
- Existe una relación cuasi lineal en el asentamiento del terraplén en función de su altura para el rango de alturas estudiado. En cuanto a los asentamientos relativos de cada zona del pedraplén se obtiene un comportamiento lineal al inicio con una ligera curvatura al final para la etapa de operación. Cabe mencionar que ambos resultados obtenidos por el método analítico como por MEF son comparables, por lo que se concluye la validez de ambos métodos para describir el comportamiento de deformaciones de estas estructuras.
- Se concluye que, para este análisis, tanto los resultados obtenidos por la ecuación de *Rock Foundations* (1994), así como Fenton y Griffiths (2008) para el cálculo de asentamientos en la cimentación son aceptables, ya que se tiene un mismo orden de magnitud entre sí, y también por su cercanía con los resultados obtenidos con MEF. Vale recalcar que a pesar del talud inclinado que presenta la cimentación, los resultados de las fórmulas en donde no se contempla esta característica son aceptables y acordes a lo esperado, por lo que esta condición no influye en los resultados.

- Se concluye que las deformaciones principales en estructuras de alturas mayores a 10 metros están dadas por el peso propio conforme se ejecutan las fases de construcción. Además, las deformaciones obtenidas por la aplicación de las cargas viales son despreciables en comparación con la magnitud del peso, por ejemplo, en este análisis se vio un aumento del 5% por las cargas aplicadas.
- Los asentamientos y deformaciones principales para terraplenes de materiales granulares o enrocado se dan de manera instantánea. Estas deformaciones se dan durante la construcción, por lo que se deben de controlar en estas etapas.
- La modelación de un terraplén mediante software de elementos finitos permite obtener resultados detallados durante las distintas etapas constructivas, lo cual no es posible mediante métodos analíticos convencionales. Además, brinda la posibilidad de evaluar el asentamiento en la etapa de operación, que constituye el criterio más relevante al momento de verificar el desempeño del diseño conforme a lo establecido en los manuales técnicos y normativos aplicables.
- La modelación mediante MEF en Plaxis2D, además de dar resultados de deformaciones, permite conocer valores de presión de confinamiento, esfuerzos cortantes, entre otra información relevante para el análisis.
- El peso específico y el módulo de elasticidad de los materiales del relleno son parámetros que tienen gran incidencia en los resultados de deformaciones. El primero presenta una relación directamente proporcional, mientras que el segundo tiene una relación inversamente proporcional con los asentamientos obtenidos en Plaxis2D. Estas tendencias eran de esperarse pues según la ecuación empleada de Poulos et al. (1972), el peso específico aumenta las deformaciones y el módulo de elasticidad es un factor que las reduce.
- En este estudio se optó por utilizar el valor de la máxima aceleración sísmica en el suelo según el IGP (2014), dado que esta evaluación ofrece una mayor precisión en la zonificación sísmica. Además, considera tanto sismos de fuente interplaca como eventos de fuentes intraplaca de profundidad intermedia y cortical.
- La deformación del pedraplén, en relación con la altura del cuerpo de tierra, se mantiene prácticamente uniforme a lo largo de toda la estructura, con un valor aproximado del 0.5 %, a pesar de las diferencias en los parámetros de entrada, como el peso específico y el módulo de elasticidad. Este comportamiento se debe a la distribución geométrica regular del terraplén, lo

cual resulta favorable para el control y planificación de los procesos constructivos, ya que permite anticipar de forma coherente los asentamientos en distintas secciones.

- Las guías de diseño mencionadas en el presente trabajo brindan criterios de aceptabilidad de los asentamientos y deformaciones de la estructura a largo plazo, así como de los asentamientos diferenciales. En el presente trabajo se concluye que el terraplén diseñado presenta parámetros de diseño seguros, pues se ha comprobado que no se superan los asentamientos máximos permisibles. Además, se concluye que los métodos analíticos resultan una buena aproximación inicial ya que los resultados obtenidos por este método son similares a los obtenidos con Plaxis2D.
- Los métodos simplificados de desplazamientos horizontales por sismo han permitido tener una primera y rápida estimación del impacto del sismo en el desempeño de la estructura. Y, son de gran ayuda, cuando no se cuenta con suficiente data de los parámetros de entrada que requieren los análisis sofisticados como los métodos de elementos finitos.
- Los resultados de los desplazamientos horizontales por sismo para el caso de estudio del terraplén han resultado en valores mínimos o despreciables, lo cual indica que la estructura tendrá un buen desempeño para el sismo de diseño.
- En la literatura técnica existen diversas metodologías para la obtención de desplazamientos horizontales por sismo. La decisión de la aplicabilidad de uno u otro debe basarse en la evaluación de los parámetros de entrada requeridos, las asunciones y las limitaciones del método y, la data disponible y características propias del caso de estudio.

## Capítulo XI. Recomendaciones

- Se recomienda el desarrollo de un manual de diseño nacional de terraplenes adaptado a nuestras condiciones de sitio que establezca lineamientos para los análisis y criterios de aceptabilidad.
- Se recomienda realizar un estudio hidrológico donde se ubica el proyecto para poder hacer la evaluación del manejo de aguas y el dimensionamiento de las obras hidráulicas requeridas. Esta resulta importante ya que en este caso se tiene un relleno que presenta una zona inundable donde las aguas de lluvia pueden acumularse e impactar negativamente a la estructura.
- Con el fin de realizar un análisis comparativo, se recomienda diseñar el presente terraplén con la consideración y uso de reforzamientos como geosintéticos u obras de contención. El aplicar estas medidas tiene el objetivo de evaluar la reducción de material de relleno requerido, y por tanto, el transporte de material y, de esta forma poder comparar los costos de inversión de cada una de las dos opciones.
- Se recomienda realizar el análisis de estabilidad con el empleo de programas de elementos finitos con el fin de hacer una verificación de los resultados del método de equilibrio límite. El análisis de estabilidad por MEF se realiza a partir de la metodología de *Reduction Force Strength* en la modelación numérica que obtiene una superficie de fallas asociada a un FS. Esto se recomienda ya que se tienen casos de estudios de terraplenes de alturas no convencionales.
- En cuanto a los cálculos realizados en el diseño, se recomienda el uso de métodos analíticos para el cálculo de asentamientos y deformaciones, así como el uso del MEF. Bajo esta metodología de trabajo se tienen en un primer momento estimaciones de la deformación para que después sean compatibilizadas con los resultados del programa de cómputo.
- Para estructuras de terraplenes de alturas mayores a 20 metros, como lo comenta el manual del DTMR (2020), en las siguientes etapas de estudio se recomienda realizar cálculos del asentamiento a largo plazo o *creep*. Debido a que su efecto cobra importancia para estructuras de grandes dimensiones y se requiere estimar estos valores para el control de deformaciones a largo plazo y poder verificar que se encuentren dentro de los límites recomendados por las guías de diseño.
- Se recomienda realizar un diseño de control de erosiones con el uso de vegetación y una superficie de drenaje para minimizar la erosión de los taludes de la estructura debido a las altas

precipitaciones de la zona. Además, se recomienda que los materiales en las zonas expuestas de los taludes no sean susceptibles a agrietamiento debido a los fuertes cambios de temperatura.

- Se recomienda acompañar el diseño presentado con un estudio de disponibilidad de materiales y canteras. En este último se debe verificar tanto la disponibilidad como la calidad para servir como materiales de construcción.
- Se recomienda desde el diseño establecer un plan de monitoreo de instrumentación en la estructura de las deformaciones. De esta manera se puede tener un control del comportamiento en servicio de la estructura y además aportar en el análisis de las deformaciones a largo plazo de la estructura.
- El DTMR también establece criterios de cambio de pendiente que requieren un control más detallado, su evaluación completa implicaría una modelación en 3D, dado que los efectos diferenciales se desarrollan espacialmente en múltiples direcciones. Este análisis se considera fuera del alcance del presente trabajo, pero constituye un aspecto a tener en cuenta para futuros estudios o durante la fase de monitoreo en operación, especialmente en estructuras con fundaciones irregulares o grandes alturas.
- Los asentamientos durante el funcionamiento de la estructura después del asentamiento plástico estudiado en este caso han sido contemplados. Se recomienda el control y monitoreo a largo plazo en caso de que exista el fenómeno de 'creep', sobre todo para terraplenes de gran altura.

## Bibliografía

- Abioghli, H. (2011). Effect of changes of mesh size on the numerical analysis of reinforced soil walls. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 5(12), 1693–1696.
- ADIF. (2011). *Pliego General De Prescripciones para proyectos de plataforma*. 4(2).
- Aguilar, Z., & Tarazona, F. (2024). New Seismicity-Based Seismic Sources for Peru. Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Milan, Italy
- Bentley. (2020). *PLAXIS CONNECT Edition V20.02*. 1–23.
- Bergado, D.T., Sayeed, A., and Sampaco, C.L. (1990). "Settlement of banga-Bangpakaong Highway on Soft Soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 1, January, 1990, ASCE, pp 136-155.
- Bhattacharyya, S. K. (2009). Highway Embankment Design in Bangladesh. *Master Thesis in Highway Embankment Design in Bangladesh, The University of Birmingham, August*.
- Bieniawski, Z.T. (1989) *Engineering Rock Mass Classifications*. Wiley, New York.
- Bishop, Charles S.; Armour, Donald W. Jr.; and Hopkins, Tommy C., "Design of Highway Embankment on Unstable Natural Slopes" (1986). Kentucky Transportation Center Research Report. 553.
- Bishop, A. W. (1955). The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes, *Géotechnique*, 5(1), 7-17
- Bonifaz, J. L., Urrunaga, R., Aguirre, J., & Urquiza, C. (2015). *Un plan para salir de la pobreza: Plan Nacional de Infraestructura 2016-2025*. Recuperado de [http://www.afin.org.pe/images/publicaciones/estudios/plan\\_nacional\\_infraestructura\\_2016\\_2025\\_2.pdf](http://www.afin.org.pe/images/publicaciones/estudios/plan_nacional_infraestructura_2016_2025_2.pdf)
- 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(4)
- Bray, J.D., Rathje, E.M., Augello, A.J., and Merry, S. M. (1998). Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-waste landfills, *Geosynthetics International*, 5 (1-2), 203-235
- Bray, J.D. & Travararou, T. (2007). Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), 381-392.
- Brinkgreve, R. B. J., Broere, W., & Waterman, D. (2006). *Plaxis 2D Manual - Version 8. September 2019*.
- Broch, E. and Franklin, J.A. (1972) The Point-Load Strength Test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 9, 669-697 [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(72\)90030-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(72)90030-7)
- Budhu, M. (2015). *Soil Mechanics Fundamentals* (3rd ed.). John Wiley & Sons.
- Burt, M. (2012). *Handbook of geotechnical investigation and design tables*. CRC Press.
- Cameron, W.I. (1996). Modifications to the Evaluation of Soil Liquefaction Potential Using the Cone Penetrometer Test. Waterways Experiment Station (WES), U.S. Army Corps of Engineers.

- Chen, Q., Zou, Y. H., Tang, M., & He, C. R. (2014). Modelling the construction of a high embankment dam. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(1), 93–102. <https://doi.org/10.1007/s12205-014-0180-4>
- Crouse, C.B.; Vyas, Y. K.; y Schell, B.A., (1988), Ground motions from subduction-zone earthquakes: Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 78, No. 1, pp. 1-25.
- Das, B. M. (2014). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.
- Debbabi, I. E., Remadna, M. S., & Rashid, A. S. A. (2021). Numerical modeling of horizontally layered geosynthetic reinforced encased stone columns supporting embankment on sabkha soil. *International Journal of Engineering Research in Africa*, 52(8), 164–178. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/JERA.52.164>
- Dorador, L. (2016). Experimental investigation of the effect of broken ore properties on secondary fragmentation during block caving. University of British Columbia. <https://doi.org/10.14288/1.0319061>
- Department of Transport and Main Roads. (2020). *Transport and Main Roads specifications MRTS04: General Earthworks*. (November ed., p. 95).
- Department of Transport and Main Roads. (2020, diciembre). *Geotechnical design standard: Minimum requirements*. Recuperado de: <https://www.tmr.qld.gov.au/business-industry/Technical-standards-publications/Geotechnical-Design-Standard>
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons.
- Esmaeili, M., Naderi, B., Neyestanaki, H. K., & Khodaverdian, A. (2018). Investigating the effect of geogrid on stabilization of high railway embankments. *Soils and Foundations*, 58(2), 319–332. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.02.005>
- Federal Highway Administration Research and Technology (2016). *User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction*. <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/97148/app4.cfm>
- FEMA (Federal Emergency Management Agency). (2011). Filters for Embankment Dams—Best Practices for Design and Construction.
- Federal Highway Administration. (2010). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes - Geotechnical Engineering Circular No. 11. 2*(November), 1–404.
- Federal Highway Administration. (2011). LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations, Geotechnical Engineering. Circular No. 3, Report No. FHWA/NHI-11-032, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Fenton, G. A., & Griffiths, D. V. (2008). Settlement of Shallow Foundations. *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*, 311–346. <https://doi.org/10.1002/9780470284704.ch10>
- Gerscovich, D. (2013). Estabilidade de Taludes. São Paulo: Oficina de Textos.
- González de Vallejo, L. I., & Ferrer, M. (2002). Ingeniería geológica. Madrid: Pearson Educación.
- Harder, L.F., Jr., Seed, R.B., and McLaughlin, P.V. (1990). Evaluation of Soil Liquefaction Potential Using the Cone Penetrometer Test. *Journal of Geotechnical Engineering*

- Hawley, M., & Cunning, J. (2017). Guidelines for mine waste dump and stockpile design. CSIRO Publishing. <https://doi.org/10.1071/9781486303519>
- Heshmati, A., Tabibnejad, A., Salehzadeh, H., & Tabatabaei, S. H. (2015). Effect of stress conditions on collapse deformation behavior of a rockfill material. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19(6), 1637–1646. <https://doi.org/10.1007/s12205-014-1175-x>
- Honkanadavar, N. P., & Sharma, K. G. (2014). Testing and Modeling the Behavior of Riverbed and Blasted Quarried Rockfill Materials. *International Journal of Geomechanics*, 14(6), 04014028. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000378](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000378)
- Hunt, R. (1984) *Geotechnical Engineering Investigation Manual*. McGraw-Hill Book Company.
- Hynes-Griffin, M. E., and Franklin, A. G. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method, Final Report, Miscellaneous Paper GL-84-13, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Indian Road Congress. (1979). *Guidelines for the design of high embankments*.
- Indraratna, B., & Salim, W. (2005). *Mechanics of Ballasted Rail Tracks: A Geotechnical Perspective*. Taylor & Francis.
- INGEMMET (2009). Mapa Geológico del Cuadrángulo de Cerro de Pasco. Primera Edición, Lima, Perú
- Instituto Geofísico del Perú (1980) *El clima en el Perú: Cerro de Pasco*. Recuperado de: <http://met.igp.gob.pe/clima/HTML/cerrodepasco.html>
- International Code Council (ICC). (2024). International Building Code (IBC). International Code Council.
- Kahlström, M. (2013). *Plaxis 2D Comparison of Mohr-Coulomb and Soft Soil Material Models*. <http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:ltu:diva-49929>
- Khan, S. A., & Abbas, S. M. (2014). Numerical Modelling of Highway Embankment By Different Ground Improvement Techniques. *International Journal of Innovative Research in Advanced Engineering*, 1(10), 350–356.
- Kermani, M., Konrad, J.-M., & Smith, M. (2018). In Situ Short-Term and Long-Term Rockfill Compressibility as a Function of Void Ratio and Strength of Parent Rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(4), 04018009. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001835](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001835)
- Kovacs, W., & Holtz, R. (1986). An Introduction to Geotechnical Engineering. *Engineering Geology*, 22(4), 377. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(86\)90005-0](https://doi.org/10.1016/0013-7952(86)90005-0)
- Machan, G., Szymoniak, T. and Siel, B., 1989, "Evaluation of Shale Embankment Construction Criteria, Experimental Feature Final Report OR 83-02," Oregon State Highway Division, Geotechnical Engineering Group.
- Maldonado, E. (2021). Evaluación de la capacidad portante de la cimentación superficial sobre macizo rocoso. Cigeomin Consulting.

- Makdisi, F. I., and Seed, H.B. (1978). A simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **104** (GT7), 849-867
- Maranha das Neves, E. (1991). Advanced in Rockfill Structures. In *Paper Knowledge . Toward a Media History of Documents*.
- Mendoza, J. A. (2016). Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay. *Pontificia Universidad Católica Del Peru*, 78. <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20500.12404/7614>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual De Hidrología, Hidráulica Y Drenaje*. 0(0), 222. [http://transparencia.mtc.gob.pe/idm\\_docs/normas\\_legales/1\\_0\\_2950.pdf](http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf)
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción. *Mop*, Volumen 5(1), 1285.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS). (2018). *Norma técnica E.030: Diseño sísmorresistente*. Lima, Perú.
- Morgenstern, N. R., and Price (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces, *Géotechnique*, 15 (1),
- Newmark, N.M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-1601.
- Leps, T.M. (1970). Review of the shearing strength of rockfill. *Journal of Soil Mech and Found Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. (96), 1159-1170.
- Padilla Estévez, S. (2024). Análisis geomecánico de cimentaciones rocosas de presas en hormigón a gravedad [Trabajo de titulación, Universidad Politécnica Salesiana]
- Poulos, H. G., Booker, J. R., & Ring, G. J. (1972). Simplified Calculation of Embankment Deformations. *Soils and Foundations*, 12(4), 1–17. [https://doi.org/10.3208/sandf1972.12.4\\_1](https://doi.org/10.3208/sandf1972.12.4_1)
- Rodríguez, R., Cueva, E. & Carlotto, V. (2011). Geología del cuadrángulo de Cerro de Pasco (22-k). INGEMMET, Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional, 144, 164 p, 4 mapas.
- Rubio Martin, J. L., Jurado Piña, R., & Perez Diaz, J. I. (2012). *Obras lineales mediante técnicas de programación lineal : modelo basado en rendimientos de construcción* . <https://doi.org/978-84-338-5402-5>
- Ruesta, P.; Díaz J., Hurtado J. (1988). VII Congreso de Ingeniería Civil, Huaraz El Coeficiente Sísmico en el diseño de Presas de Tierra y Enrocado.
- Rendon-Herrero, O. (1980). "Universal Compression Index Equation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, No. GT11, 1179–1200
- Salvador, F., Freddy, H., & Villacorta, J. C. (2017). *Plan estratégico del subsector infraestructura vial en el Perú 2016-2020*. 172. [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/9604/FIGUEROA\\_CROVETTO\\_PL](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/9604/FIGUEROA_CROVETTO_PL)

[AN\\_VIAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y%0Ahttp://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/9604](http://AN_VIAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y%0Ahttp://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/9604)

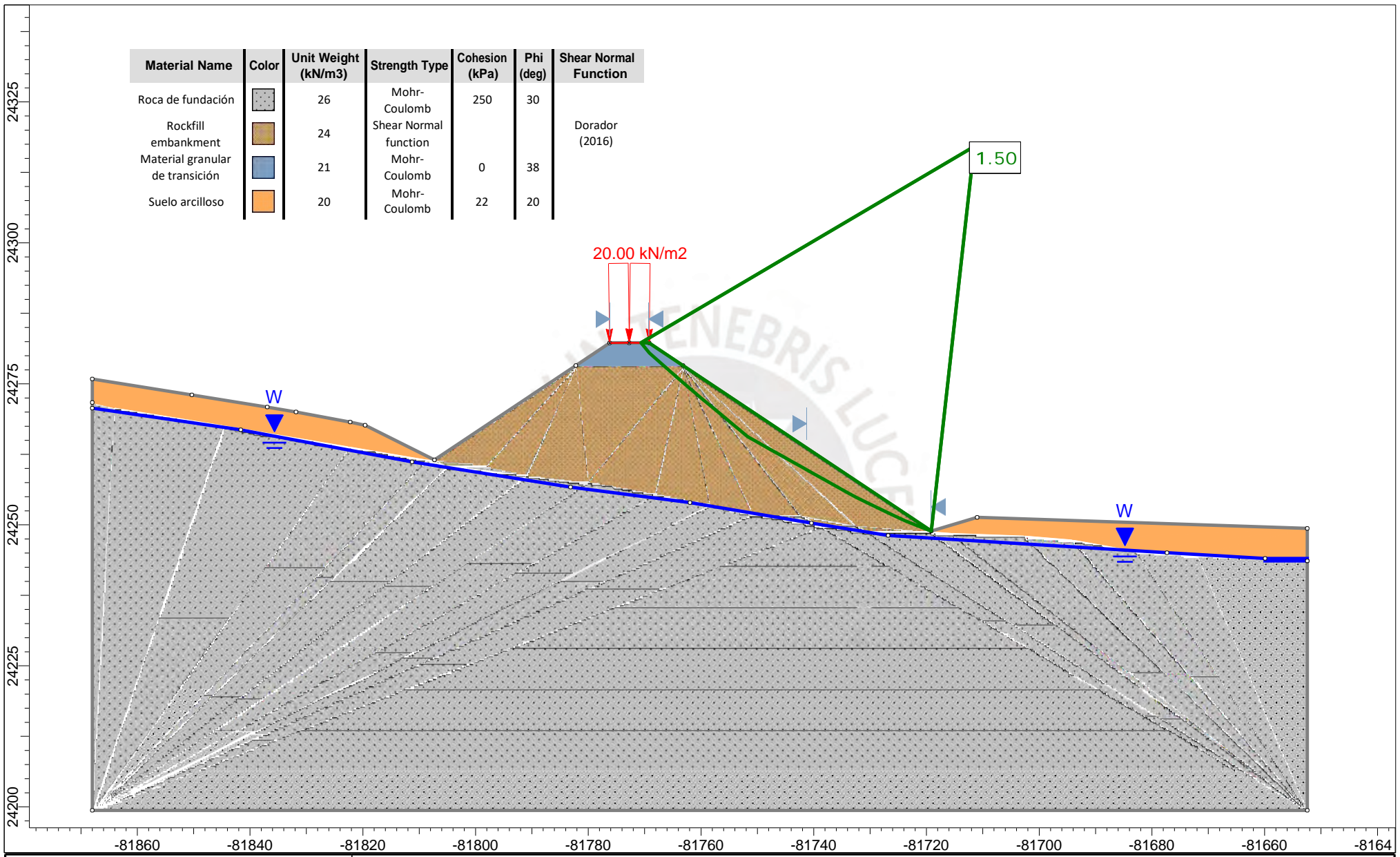
- Schwab, K. (2014). The global competitiveness report (Colombia) 2014-2015. In *World Economic Forum*.
- Seed, H. B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams, Nineteenth Rankin Lecture, *Géotechnique*, 29(3), 215-263
- SENAMHI (2019) *Estación meteorológica Cerro de Pasco, agosto- diciembre*. Recuperado de: <https://www.senamhi.gob.pe/?p=estaciones>
- Serrano, A., & Olalla, C. (2001). *Cálculo de cimentaciones superficiales en roca*. Madrid: Ingeopres
- Small, J. C., & Poulos, H. G. (2007). 1.11 - Structural Integrity Issues Associated with Soils and Rock in Civil Engineering Industries. *Comprehensive Structural Integrity*, 1, 217-239. <https://doi.org/10.1016/B0-08-043749-4/01147-2>
- South Carolina Department of Transportation. (2022). *Geotechnical Design Manual (Version 1.0)*. South Carolina DOT. <https://www.scdot.org/business/pdf/geotech/Geotechnical-Design-Manual.pdf>
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter.slices forces, *Géotechnique*, 17 (1), 11-26
- Tabibnejad, A., Heshmati, A., Salehzadeh, H., & Tabatabaei, S. H. (2015). Effect of gradation curve and dry density on collapse deformation behavior of a rockfill material. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19(3), 631-640. <https://doi.org/10.1007/s12205-013-0682-5>
- Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishizawa, O. (2014). Evaluación del Peligro Sísmico en Perú: Mapa de Peligro Sísmico para el Perú. *Instituto Geofísico Del Perú (Igp)*, 66.
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú. *Física de La Tierra*, 0(10), 53. [https://doi.org/10.5209/rev\\_FITE.1998.n10.12967](https://doi.org/10.5209/rev_FITE.1998.n10.12967)
- Tavera, H. (2014). Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú. Instituto Geofísico del Perú (IGP)
- Taylor, B.B. and Matyas, E.L., 1983. "Influence Factors for Settlement Estimates of Footings on Finite Layers." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 832-835.
- Tekkaya, A. E., & Soyarslan, C. (2014). Finite Element Method. In L. Laperrière & G. Reinhart (Eds.), *CIRP Encyclopedia of Production Engineering* (pp. 508-514). Springer Berlin Heidelberg. [https://doi.org/10.1007/978-3-642-20617-7\\_16699](https://doi.org/10.1007/978-3-642-20617-7_16699)
- Terzaghi, K. (1950). Mechanism of Landslides, *Engineering Geology (Berkeley) Volume*, Geological Society of America, Boulder, CO, pp. 83-123
- Topolnicki, M. (2020). Road traffic loads for geotechnical analyses of embankments. *Ground Engineering*, June.
- Thongthamchart, C., & Prayongphan, S. (2000). The interpretation of rockfill modulus for settlement analysis in concrete faced rockfill dam. Proceedings of UNSAT-ASIA 2000, Singapore. Kasetsart University. Retrieved from <https://www.researchgate.net/publication/242279835>.

- U.S. Army Corps of Engineers. (2003). Slope stability (Engineer Manual EM 1110-2-1902). Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers.
- Ventura, E. (1981). *Terraplenes y Pedraplenes, estado actual de la técnica*.
- Washington State Department of Transportation WSDOT (2013). *Geotechnical Design Manual M46-03.08. October*, 103–110.
- Wang, S., Wang, H., Xu, W., & Qian, W. (2019). Investigation on mechanical behaviour of dacite under loading and unloading conditions. *Geotechnique Letters*, 9(2), 1–6. <https://doi.org/10.1680/jgele.18.00193>
- Wu, W., Berhe, T. G., & Ashour, T. (2012). Embankments and dams. *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Constructions and Applications*, 538–558.
- Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y., & Jiang, J. (2014a). Strength and Deformation of Rockfill Material Based on Large-Scale Triaxial Compression Tests. I: Influences of Density and Pressure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(12), 04014070. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001176](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001176)
- Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y., & Jiang, J. (2014b). Strength and Deformation of Rockfill Material Based on Large-Scale Triaxial Compression Tests. II: Influence of Particle Breakage. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(12), 04014071. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001177](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001177)
- Zhang, Y., Jing, H., Dai, J., Li, S., & Zhang, Z. (2020). Stability of high rockfill embankment based on orthogonal test and numerical simulation. *Tehnicki Vjesnik*, 27(1), 191–199. <https://doi.org/10.17559/TV-20191216092415>
- Yenigalla, R. V., & Perni, S. P. (2020). *Long Term Settlement Analysis of Geofoam Embankments of Different Heights By Numerical Modeling Using Plaxis 2D*. 7(14), 640–645.

**Anexo A:** Resultados de las superficies de falla (Slide2)

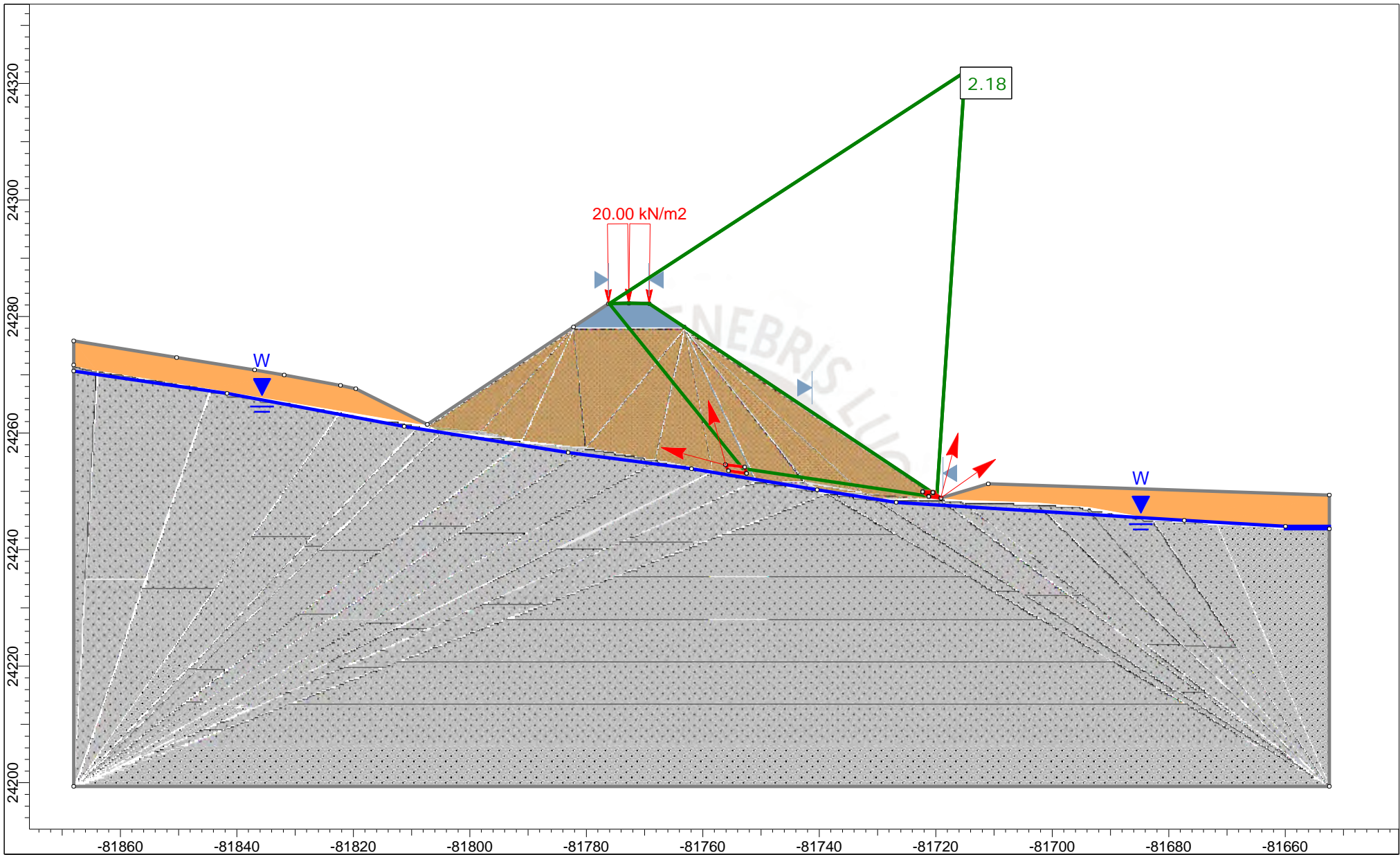



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Shear Normal Function
Roca de fundación		26	Mohr-Coulomb	250	30	
Rockfill embankment		24	Shear Normal function			Dorador (2016)
Material granular de transición		21	Mohr-Coulomb	0	38	
Suelo arcilloso		20	Mohr-Coulomb	22	20	

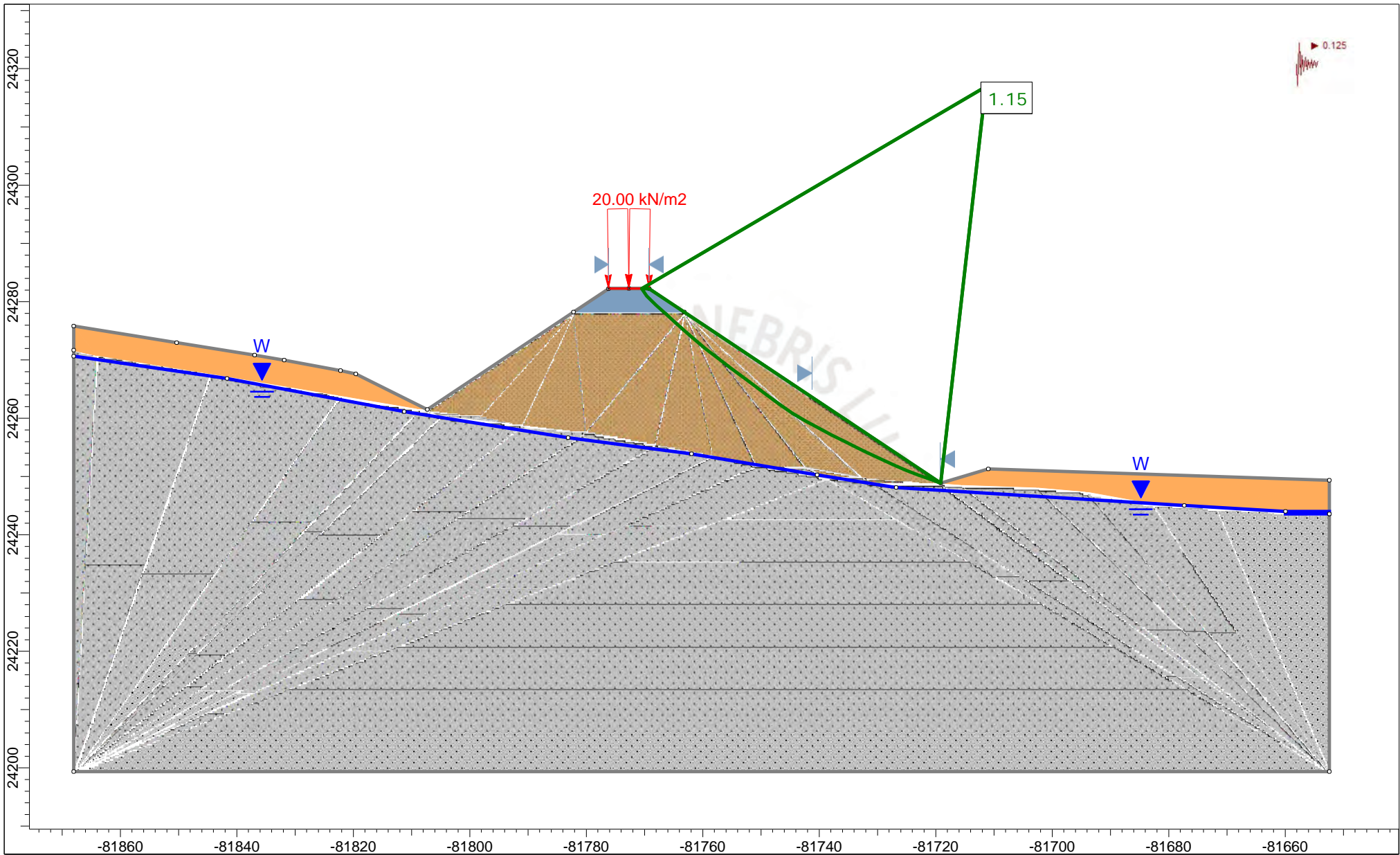



SLIDEINTERPRET 9.008

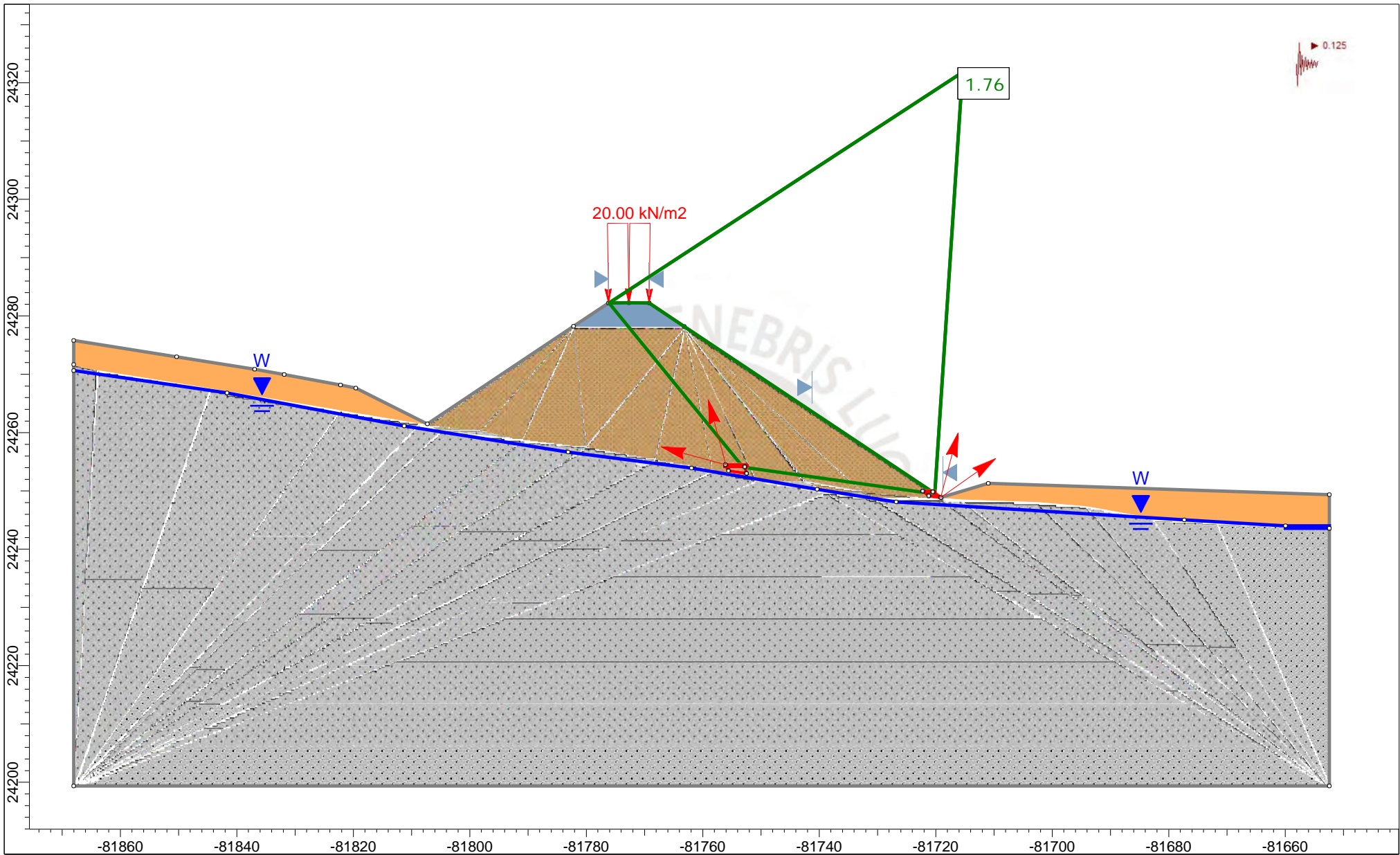
Project				SLIDE - An Interactive Slope Stability Program			
Group		No Circular		Scenario		NC_Static_Sup	
Drawn By		Juan Ramos/ David Garagorri		Company		PUCP	
Date		7/29/2024, 2:25:23 PM		File Name		Modelo_MaxH.slmd	




	Project SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
	Group No Circular	Scenario NC_Static_Prof
	Drawn By Juan Ramos/ David Garagorri	Company PUCP
	Date 7/29/2024, 2:25:23 PM	File Name Modelo_MaxH.slmd
	SLIDEINTERPRET 9.008	

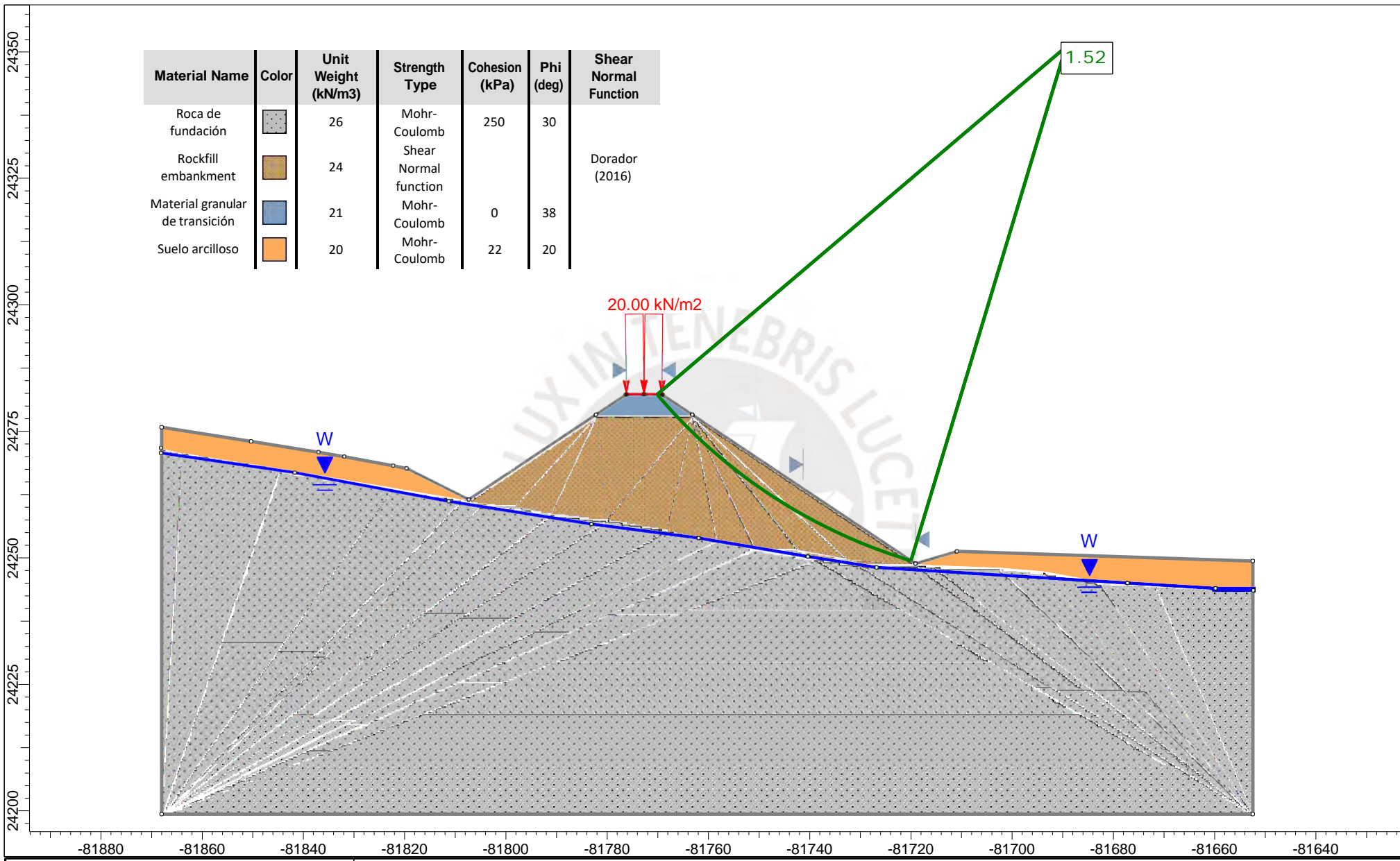


	Project SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
	Group No Circular	Scenario NC_Pseudostatic_Sup
	Drawn By Juan Ramos/ David Garagorri	Company PUCP
	Date 7/29/2024, 2:25:23 PM	File Name Modelo_MaxH.slmd
	SLIDEINTERPRET 9.008	

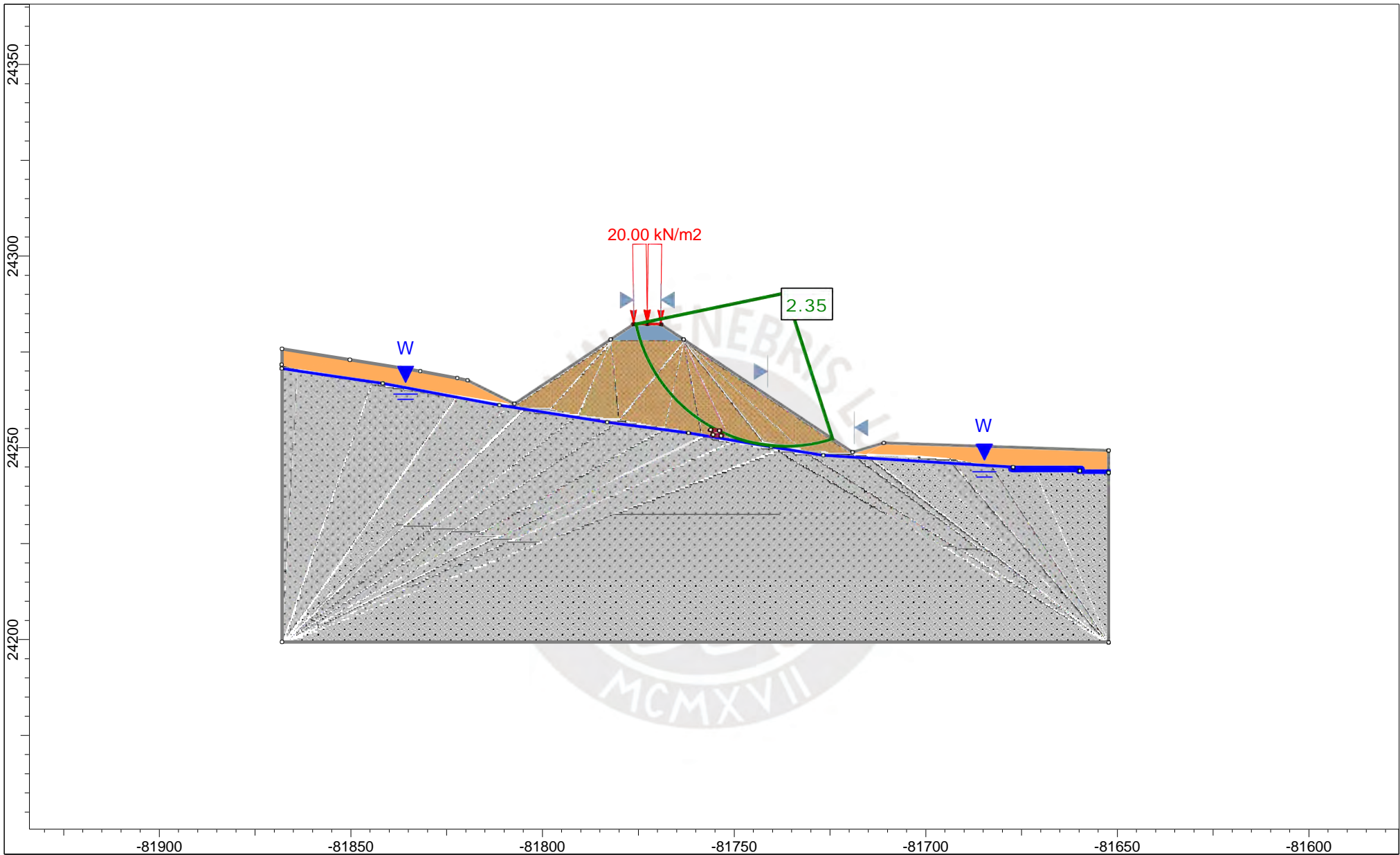



	Project		SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
	Group	No Circular	Scenario	NC_Pseudostatic_Prof
	Drawn By	Juan Ramos/ David Garagorri	Company	PUCP
	Date	7/29/2024, 2:25:23 PM	File Name	Modelo_MaxH.slmd
	SLIDEINTERPRET 9.008			

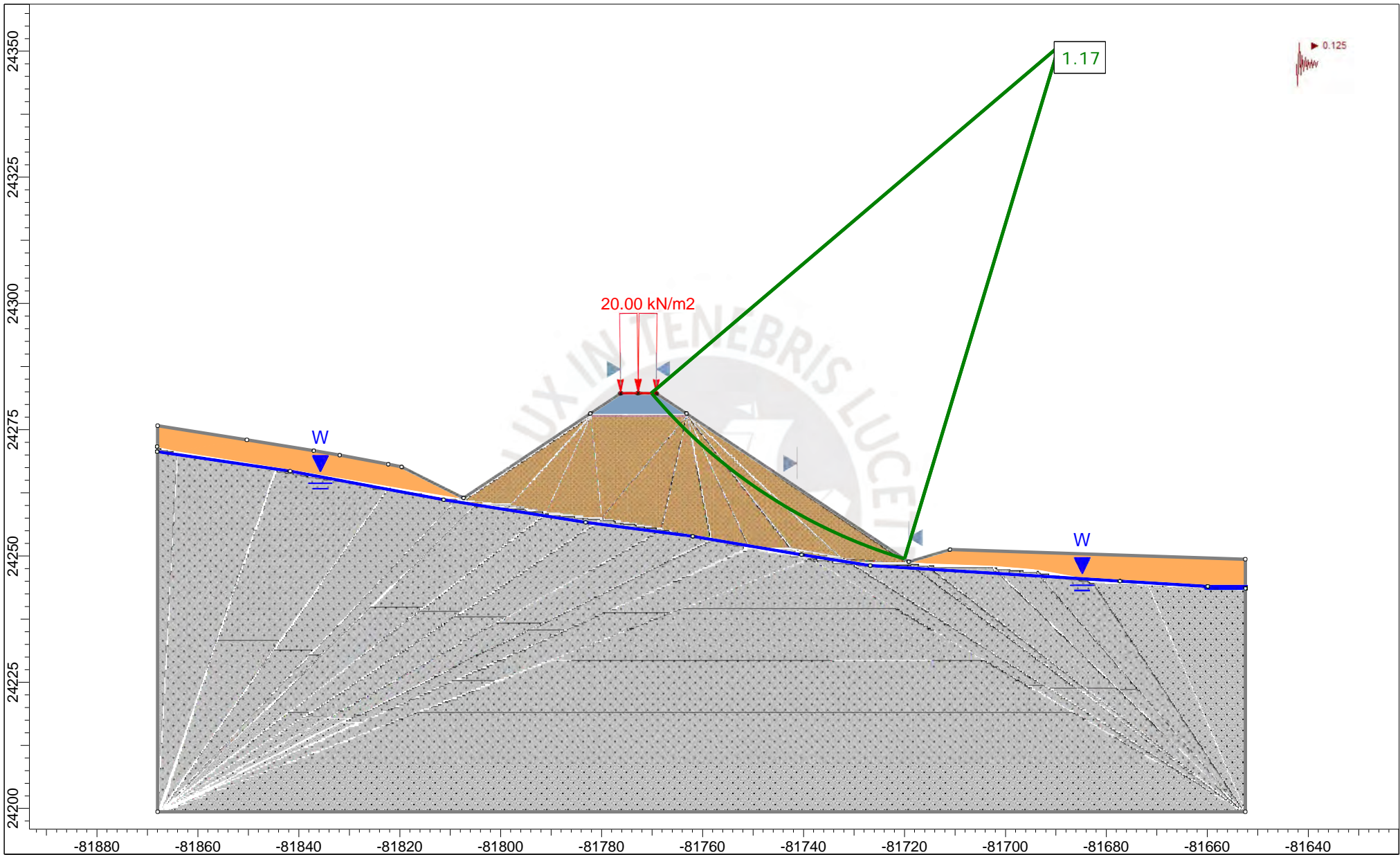
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Shear Normal Function
Roca de fundación		26	Mohr-Coulomb	250	30	
Rockfill embankment		24	Shear Normal function			Dorador (2016)
Material granular de transición		21	Mohr-Coulomb	0	38	
Suelo arcilloso		20	Mohr-Coulomb	22	20	




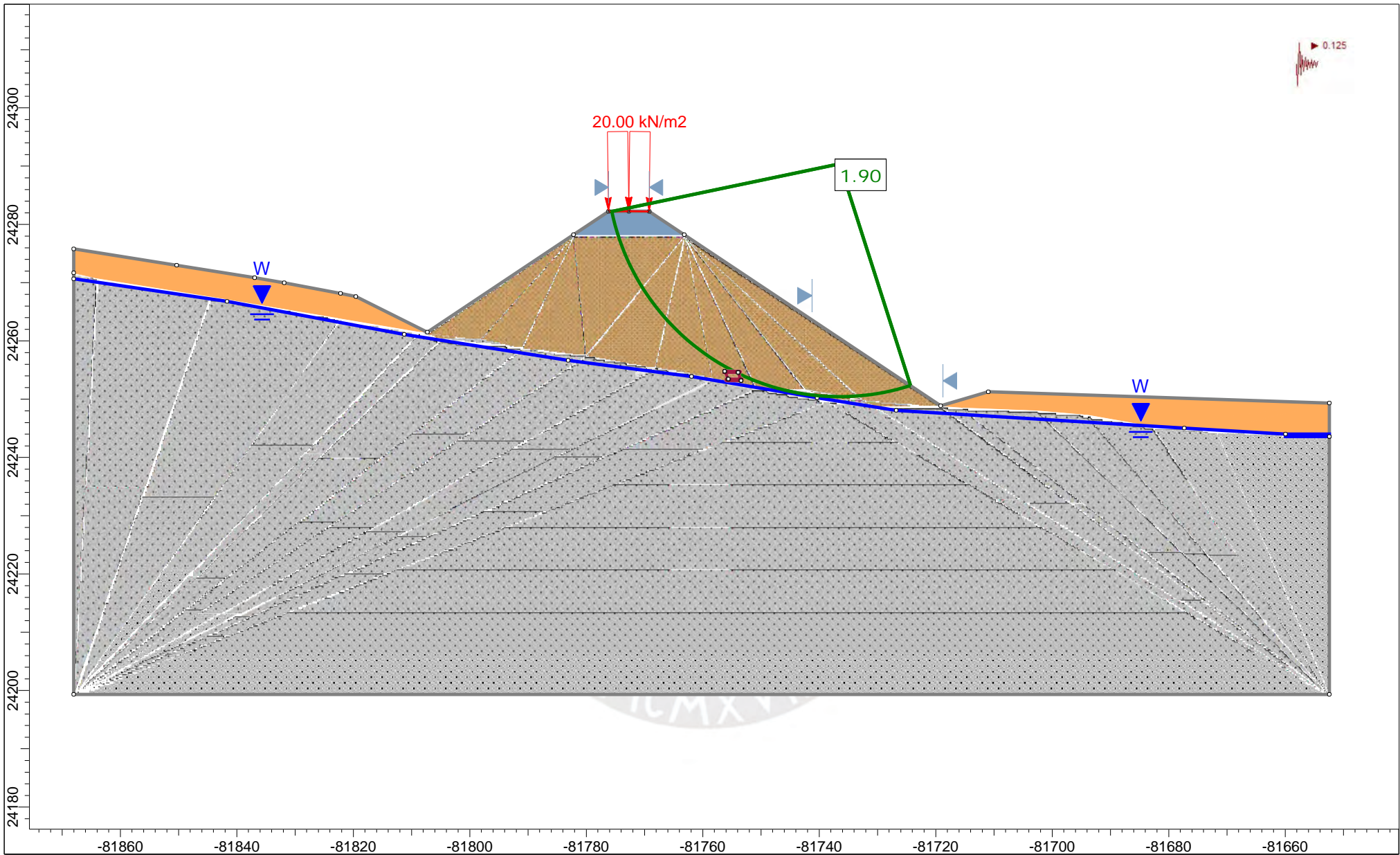
	Project		SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
	Group	Circular	Scenario	C_Static_Sup
	Drawn By	Juan Ramos/ David Garagorri	Company	PUCP
	Date	7/29/2024, 2:25:23 PM	File Name	Modelo_MaxH.slmd
	SLIDEINTERPRET 9.008			




	Project SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Group Circular	Scenario C_Static_Prof	
	Drawn By Juan Ramos/ David Garagorri	Company PUCP	
	Date 7/29/2024, 2:25:23 PM	File Name Modelo_MaxH.slmd	



	Project		SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
	Group	Circular	Scenario	C_Pseudostatic_Sup
	Drawn By	Juan Ramos/ David Garagorri	Company	PUCP
	Date	7/29/2024, 2:25:23 PM	File Name	Modelo_MaxH.slmd
	SLIDEINTERPRET 9.008			



	Project		SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
	Group	Circular	Scenario	C_Pseudostatic_Prof
	Drawn By	Juan Ramos/ David Garagorri	Company	PUCP
	Date	7/29/2024, 2:25:23 PM	File Name	Modelo_MaxH.slmd

**Anexo B:** Memoria de cálculo - Desplazamientos por sismo



# Anexo B - Memoria de cálculo

Para: Ing. Juan Pablo Zamora  
Lima

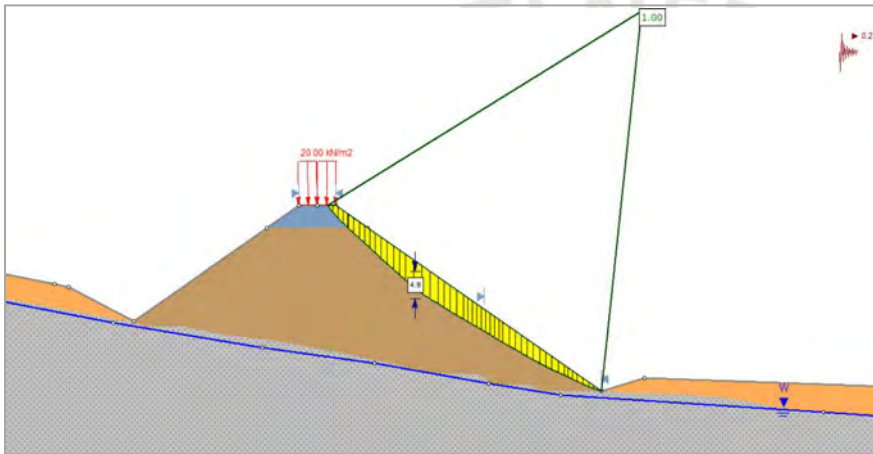
De: Juan Ramos/ David Garagorri  
Lima, 2025

Fecha: 6 de octubre de 2025

## B.1 Procedimiento de Makdisi & Seed (1978)

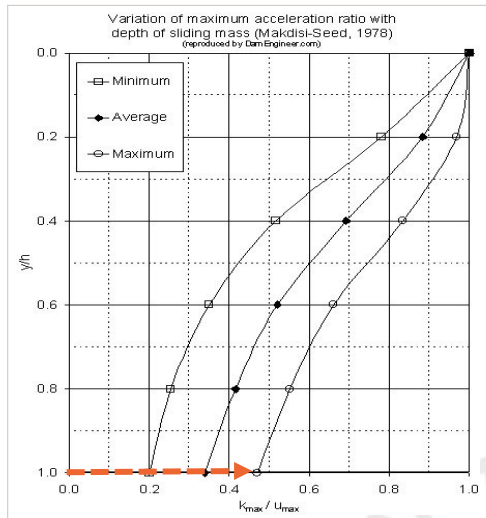
Se tiene una aceleración de fluencia  $k_y$  de 0.2g la cual fue obtenida mediante el método de equilibrio límite para el análisis de estabilidad empleando el software Slide2 (Rocscience, 2024).

Figura 1 Sección de análisis ( $k_y$  de 0.2g)



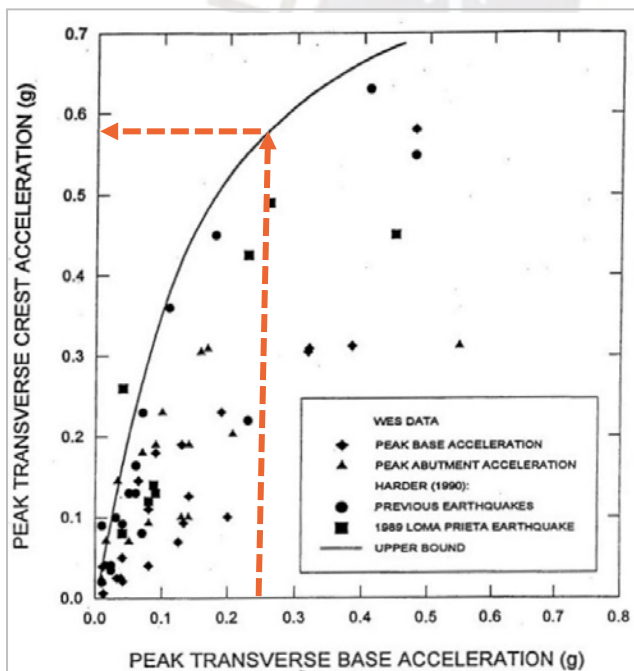
Para la sección de análisis evaluada se tiene un ratio de  $y/h=1$ . A partir de este ratio con la Figura 2 se obtiene la relación de la máxima aceleración promedio para una potencial masa deslizante  $K_{m\acute{a}x}$  a una profundidad "y" respecto a la máxima aceleración de la cresta  $U_{m\acute{a}x}$ . Se ha usado el límite superior para tener una estimación conservadora para este nivel de estudio, dando como resultado 0.48.

**Figura 2 Relación de la máxima aceleración (Makdisi & Seed, 1978)**



Para obtener la máxima aceleración en la cresta ( $U_{m\acute{a}x}$ ) se hace uso de la curva de Harder et. al (1990) modificada por Wes (1996) para presas de tierra, que la estima a partir de la máxima aceleración en la base (PGA). Para un PGA de 0.25g de la zona de estudio, se obtiene un  $U_{m\acute{a}x}$  de 0.58g.

**Figura 3 Estimación del  $U_{m\acute{a}x}$  (Wes, 1996)**



Luego, a partir de los anteriores resultados se puede calcular el  $k_{m\acute{a}x}$ :

$$\frac{k_{\acute{a}\#}}{U_{\acute{a}\#}} = 0.48$$

$$k_{\acute{a}\#} = 0.48 * 0.58g$$

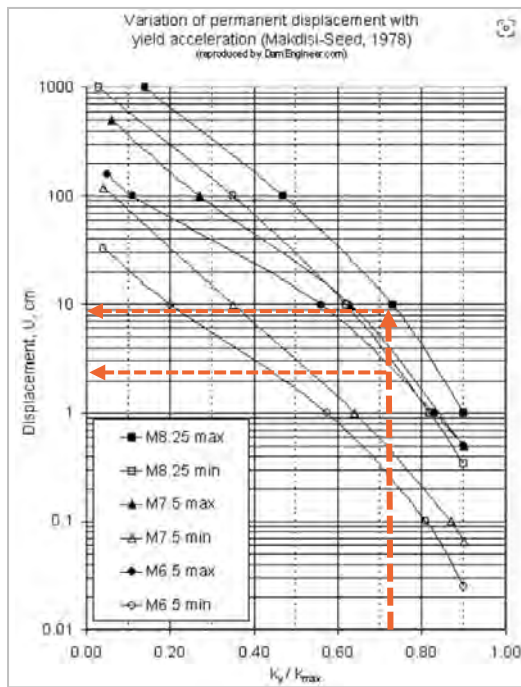
$$k_{\acute{a}\#} = 0.278g$$

Finalmente, para usar la gráfica de estimación del desplazamiento de Makdisi & Seed (1978), se estima la relación de la aceleración de fluencia con la máxima aceleración de la cresta:

$$\frac{k_y}{k_{max}} = \frac{0.20g}{0.278g} = 0.72$$

Con el valor de máxima magnitud de sismo probable  $M_{m\acute{a}x}$  de 7.9 +- 0.1 de la zona de estudio y con la relación de aceleraciones se obtiene un rango de desplazamientos permanente horizontal de 2 a 9 centímetros.

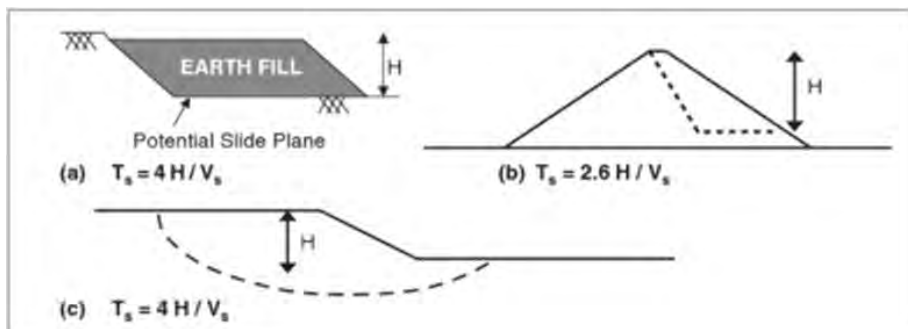
**Figura 4 Resultados de desplazamientos permanentes por sismo**



## B.2 Procedimiento de Bray et al (2018)

Esta metodología requiere del período fundamental del bloque deslizante  $T_s$ , que se estima con una de las formulaciones indicadas en la siguiente figura.

**Tabla 1 Ecuaciones para el  $T_s$  según el tipo de falla (Bray & Travasarou, 2007)**



Al tener en cuenta el tipo de falla obtenido (Figura 1), la opción (c) de Bray & Travasarou (2007) es la mayor similitud presenta. Para estimar el valor de H se siguió la recomendación en Bray & Macedo (2021) donde se indica que consiste en la altura máxima de una línea vertical dentro de la masa deslizante.

Para la velocidad de onda de corte se usó un valor de 360 m/s, empleando el mínimo valor para un suelo tipo C "Suelo muy denso" según lo indicado por la ICC (2024).

**Tabla 2 Velocidad de onda de corte según la clasificación del suelo (ICC, 2024)**

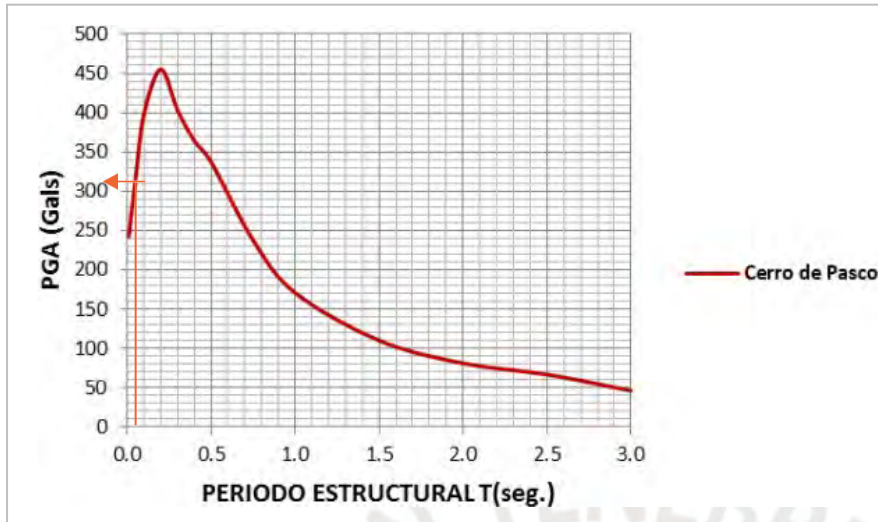
Tipo de suelo	Nombre del suelo	Velocidad de onda de corte, $V_s$ (m/s)
A	Roca muy dura	$V_s > 1500$
B	Roca	$760 < V_s < 1500$
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < V_s < 760$
D	Suelo rígido	$180 < V_s < 360$
E	Suelo blando	$V_s > 180$

Entonces, al emplear la ecuación:

$$T_s = 4 \frac{H}{V_s} = 4 \frac{5 \text{ m}}{360 \text{ m/s}} = 0.06 \text{ s}$$

Al ingresar con dicho 1.5 veces dicho valor al espectro de respuesta del Tavera (2014) se obtuvo un  $S_a$  valor de 310 Gals que equivalen a **0.316g**

**Tabla 3 Estimación de la aceleración espectral  $S_a$**



La aceleración de fluencia del talud  $k_y$  tiene un valor de **0.2g** y la magnitud del sismo  $M$  un valor de **8.0** según se ha estimado anteriormente para la metodología Makdisi & Seed (1978).

Con los parámetros de entrada estimados, se emplean las ecuaciones de Bray et al (2018) para encontrar (1) la probabilidad de desplazamiento cero (desplazamientos menores que 0.5 cm), (2) desplazamiento diferente de cero estimado (desplazamiento mayor a 0.5 cm) y (3) los desplazamientos horizontales sísmicos para diferentes probabilidades de excedencia de 84% (límite inferior), 50% (valor intermedio) y 16% (límite superior). A manera de resumen se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla 4 Resultados del método Bray et al (2018)**

	Desplazamiento sísmico diferente de cero estimado (cm)	Probabilidad de desplazamiento cero $P(D=0)$	Desplazamiento (cm)		
			Probabilidad de 84% de excedencia	Probabilidad de 50% de excedencia	Probabilidad de 16% de excedencia
Resultados	0.71	83%	<0.5	<0.5	0.5

Cordialmente,

**Juan Ramos/ David Garagorri**