

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TÉRMINOS DE ESFUERZO EFECTIVO (ESA) Y NO DRENADOS (USA), PARA LOS CASOS ESTÁTICO, PSEUDOESTÁTICO Y POSTSÍSMICO Y ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD PARA UNA HIPOTÉTICA PRESA DE RELAVES

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Alan Cristian Guillermo Ibarra

ASESOR:

Marko Antonio López Bendezú

Lima, Julio del 2022.

Resumen

Hoy en día las regulaciones y normativas nacionales e internacionales demandan a las empresas mineras mayor exigencia en el diseño, construcción, operación y control de las estructuras para el almacenamiento de relaves debido al riesgo y daño social, ambiental y económico que representa una eventual falla.

La tesis tiene como objetivo evaluar la estabilidad física de una presa hipotética para almacenamiento de relaves mediante un análisis en término de esfuerzos efectivos (ESA) y un análisis en términos de esfuerzos no drenados (USA), siguiendo el enfoque propuesto por Ladd (1991). La investigación crea un antecedente de un estudio geotécnico para futuros análisis y los parámetros utilizados para este caso aplicativo fueron obtenidos en base a un proyecto con características similares al caso de estudio.

A partir de la definición de las condiciones de análisis han sido definidos los parámetros de resistencia al corte para los materiales que conforman la presa seleccionada. Se presenta una discusión y análisis de los resultados de los factores de seguridad obtenidos para la condición estática, pseudoestática y post-sismo, considerando las fallas circular y no circular, siguiendo los criterios establecidos por las guías de diseño internacionales como CDA y ANCOLD.

Los factores de seguridad obtenidos muestran que el aspecto que más influye en el valor de los FS son los parámetros de resistencia del suelo relacionado con el tipo de comportamiento que desarrollara el material al momento de la falla, pudiendo ser drenado o no drenado.

Índice de Contenidos

1. Introducción	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Justificación	2
1.3. Hipótesis	3
1.4. Objetivos.....	3
2. Marco Teórico	5
2.1. Relave	5
2.2. Presa de relaves.....	5
2.3. Método de Equilibrio Límite	6
2.4. Análisis de esfuerzos efectivos (ESA) y análisis de esfuerzos no drenados (USA).....	8
2.4.1. Resistencia drenada.....	8
2.4.2. Resistencia no drenada.....	9
2.5. Análisis pseudoestático.....	10
2.6. Análisis post-sismo	12
2.7. Normativa peruana e internacional	14
2.8. Análisis de sensibilidad.....	15
3. Evaluación de estabilidad de la presa de relaves	17
3.1. Ubicación y caracterización geotécnica.....	17
3.2. Metodología	21
3.3. Análisis de estabilidad mediante el MEL utilizando el software Slide v6.0	21
3.3.1. Caso estático	21
3.3.2. Caso Pseudoestático.....	23
3.3.3. Caso Postsísmico	24
3.4. Análisis de sensibilidad de la presa de relaves utilizando Slide v6.0	27
4. Conclusiones	29
5. Referencias bibliografía.....	31

Lista de Figuras

Figura 2.1: Procedimiento de procesamiento de minerales (Olaya y Sevillano, 2019).....	5
Figura 2.2: Presas de relaves según su método de construcción (Figuerola et al., 2017).....	6
Figura 2.3: Superficie de falla en rebanadas (Pérez, 2005).	7
Figura 2.4: Variación del σ , σ' y μ en condición drenada (Condori, 2022).	9
Figura 2.5: Variación del σ , σ' y μ en condición no drenada (Condori, 2022).	10
Figura 2.6: Diagrama de cuerpo libre de una rebanada de la superficie de falla para el análisis pseudoestático.	11
Figura 2.7: Resistencia al cortante (lb/pie^2) vs golpes por pie equivalente para arena limpia (Seed y Harder, 1990).	13
Figura 2.8: Presión de poros vs factor de seguridad contra licuación (Marcuson, 1990).....	13
Figura 2.9: Factor de seguridad de la presa de San Fernando a) inmediatamente después del sismo, y b) redistribución de presión de poros luego del sismo (Seed, 1979).....	14
Figura 2.10: Sensibilidad del factor de seguridad vs los parámetros.....	16
Figura 3.1: Localización de la zona de estudio.....	17
Figura 3.2: Perfil estratigráfico de la presa de relaves.....	17
Figura 3.3: Factor de seguridad para el Caso Estático - Falla Circular-ESA.	22
Figura 3.4: Factor de seguridad para el Caso Estático-Falla Circular-USA.....	22
Figura 3.5: Factor de seguridad para el Caso Estático-Falla no Circular – ESA.....	23
Figura 3.6: Factor de seguridad para el Caso Estático-Falla no Circular-USA.	23
Figura 3.7: Factor de seguridad para el Caso Pseudoestático-Falla Circular-ESA.....	24
Figura 3.8: Factor de seguridad para el Caso Pseudoestático-Falla no Circular-ESA.....	24
Figura 3.9: Factor de seguridad para el Caso Post-Sísmico-Falla Circular-USA.....	25
Figura 3.10: Factor de seguridad para el Caso Post-Sísmico-Falla no Circular-USA.....	26
Figura 3.11: Factor de seguridad vs rango: Caso estático - Falla Circular.	28
Figura 3.12: Factor de seguridad vs ángulo de fricción: relleno general (dique de arranque).28	28
Figura 3.13: Factor de seguridad vs peso específico (dique de arranque).	28

Lista de Tablas

Tabla 2.1: Coeficientes sísmicos (k) (Abramson et.al, 2002).....	12
Tabla 2.2: Factores de seguridad recomendado por Ancold.....	14
Tabla 2.3: Factor de seguridad recomendado por CDA.	15
Tabla 3.1: Propiedades de los estratos.	20
Tabla 3.2: Criterio de diseño para el sismo.....	21
Tabla 3.3: Resumen de resultados para el caso estático, pseudoestático y postsísmico.....	26



1. Introducción

1.1. Generalidades

Sernageomin (2018) menciona que los relaves son sólidos finamente molidos que se descartan en operaciones mineras. El relave minero, en un principio, no es un desecho peligroso, sino que básicamente es roca triturada y agua. La toxicidad aparece cuando ciertos relaves reaccionan con el agua, por lo que es necesario la construcción de obras de ingeniería de tal manera que aisle los relaves depositados en el ecosistema circundante, entre las obras de ingeniería tenemos a la presa de relaves.

ANCOLD (2012) menciona que las presas de relaves tienen una capacidad de almacenamiento y requisitos de gestión del agua algo diferentes a los de las presas de almacenamiento de agua normales, ya que es necesario tener en cuenta tanto la seguridad de la presa como la seguridad ambiental en una situación operativa en la que la capacidad de almacenamiento de agua restante se reduce continuamente por los sólidos de relaves depositados y la calidad del agua puede ser inadecuada para su liberación al medio ambiente.

De Matteis (2003) define que la estabilidad es equivalente a la firmeza de un pedazo de tierra contra la rotura. Además, Gonzales de Vallejo et al. (2002) indican que la estabilidad de un talud está condicionada por factores geométricos (elevación y pendiente del talud), factores geológicos, factores hidrogeológicos y geotécnicos (comportamiento del terreno como resistencia y deformabilidad).

Suarez (1998) menciona que es una tarea común en el campo de la ingeniería puntualizar la estabilidad de un talud en función de una variable como lo representa el factor de seguridad (FS).

Carrión (2017) menciona que el análisis de estabilidad no es un proceso sencillo. El estudio de las variables tales como los estratos del suelo, así como sus respectivos parámetros

de resistencia de corte resulta ser una labor compleja. Además, la impregnación de agua en el suelo y la elección de una zona de deslizamiento suman a la dificultad del proceso.

Para el análisis de la estabilidad de taludes, Pérez (2005) menciona que los métodos de equilibrio límite son relativamente sencillos y proporcionan resultados razonablemente reales. Son adjudicables a cualquier tipo de terreno y suelen generar cargas de rotura superior a las precisas, pero muy cercanos a ella.

Según Ros (2008), el método del equilibrio límite decreta que la rotura del terreno se crea a través de una curva que simboliza la zona de falla. De esta manera, se deduce que la masa de terreno que se encuentra sobre la superficie de falla se moviliza con relación a la masa que se encuentra en una posición inferior, llegando a producir la falla del suelo.

Con respecto a un análisis pseudo-estático, Martínez, Barrera y Gómez (2011) mencionan que la estabilidad sísmica de las estructuras se analiza mediante una forma pseudo-estática, en el cual los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones constantes horizontales y/o verticales.

Con respecto a un análisis post-sismo, Suarez (2012) menciona que la forma más acertada para analizar el desplazamiento del talud es mediante el empleo de la observación. Además, recalca que los desplazamientos están relacionados con la magnitud del sismo.

Quispe y Zúñiga (2019) mencionan que los diques de residuos mineros deben estar diseñados para resistir cualquier actividad sísmica que pueda ocurrir en el área.

International Council on Mining & Metals (2021), organización internacional dedicada a una industria minera y metalúrgica segura, justa y sostenible, menciona que la correcta ejecución del almacenamiento de relaves es relevante para merminar desastres.

1.2. Justificación

Eventos como las fallas de la presa *Mont Polley* en Canadá, *Fundão* y *Brumadinho* en Brasil han revelado vacíos y debilidades en la normatividad para el diseño de las instalaciones

de almacenamiento de relaves. Con base en estos eventos, la presente tesis busca crear un antecedente de la importancia e influencia del comportamiento drenado y no drenado de los materiales

Es importante entender que el comportamiento del material es uno de los aspectos más importantes en la selección del método apropiado a utilizar, ya sea un análisis de esfuerzos efectivos (ESA) o un análisis de esfuerzos no drenados (USA). El uso indiscriminado de ESA puede pasar por alto por completo el comportamiento físico de los materiales bajo esfuerzo cortante, lo que hace que el análisis de estabilidad produzca un FS que tergiversa las condiciones de seguridad de la presa. Ladd (1991) definió ESA como aquella que asume que el esfuerzo efectivo durante el corte no cambia con respecto al inmediatamente anterior. Esto supone que el corte es lo suficientemente lento para disipar el exceso de presión intersticial y/o el exceso de presión intersticial es lo suficientemente bajo como para que el material presente un comportamiento no drenado.

1.3. Hipótesis

Las hipótesis específicas son las siguientes:

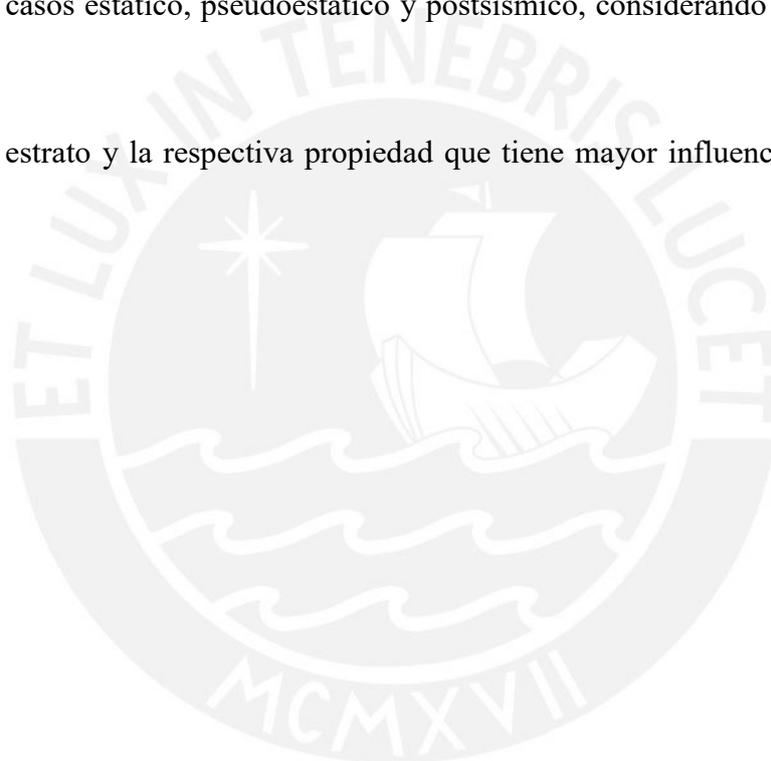
- El factor de seguridad es influenciado por los parámetros de resistencia del suelo, así como estos dependen del comportamiento drenado y no drenado del suelo.
- Para el caso de estudio, se espera que los factores de seguridad más críticos sean obtenidos a través de un análisis de esfuerzos no drenados (USA); con base al tipo de suelo y ubicación de la línea piezométrica.
- La estabilidad física de la presa analizada es controlada por los parámetros no drenados del relleno general (dique de arranque).

1.4. Objetivos

El objetivo general es evaluar la estabilidad física de una presa hipotética para almacenamiento de relaves mediante un análisis en término de esfuerzos efectivos (ESA) y un

análisis en términos de esfuerzos no drenados (USA), siguiendo el enfoque propuesto por Ladd (1991). Los objetivos específicos son los siguientes:

- Definir el modelo geotécnico y los parámetros de resistencia en términos efectivos (ESA) y en términos no drenados (USA)
- Definir las condiciones de análisis siguiendo las recomendaciones de las guías internacionales de seguridad de presas, tales como CDA o ANCOLD.
- Realizar el análisis de estabilidad en términos de esfuerzo efectivo (ESA) y no drenados (USA), para los casos estático, pseudoestático y postsísmico, considerando la falla circular y no circular.
- Determinar el estrato y la respectiva propiedad que tiene mayor influencia en el factor de seguridad.



2. Marco Teórico

2.1. Relave

El relave minero es la consecuencia de un procedimiento que inicia con la extracción del mineral, continuando con la trituración, en el cual se disminuye las dimensiones del mineral y se elimina el componente minero. El procedimiento culmina cuando el relave es depositado en una presa para su almacenamiento. En la Figura 2.1 se muestra el procedimiento de procesamiento de minerales.

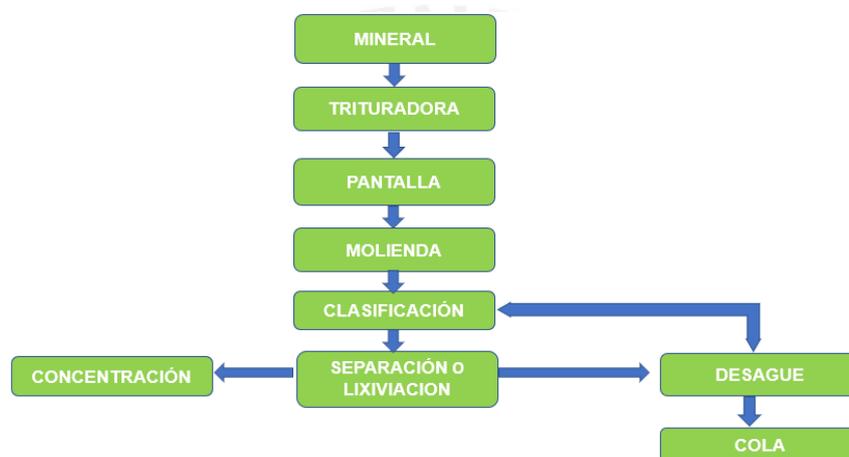


Figura 2.1: Procedimiento de procesamiento de minerales (Olaya y Sevillano, 2019).

2.2. Presa de relaves

Earthworks (2020) menciona que las presas de relaves convencionales se pueden construir de tres maneras:

La primera es aguas arriba, donde los nuevos niveles de las elevaciones de la presa se construyen sobre los relaves previamente depositados. Este método es particularmente peligroso porque los relaves subyacentes pueden licuarse y colapsar, dando paso a que toda la estructura se derrumbe.

La segunda es aguas abajo, donde los nuevos niveles de las elevaciones de la presa se construyen hacia el exterior de los relaves y sobre las elevaciones anteriores. Cada nuevo nivel es estructuralmente independiente de los relaves y, por lo tanto, se considera más seguro que las presas aguas arriba.

La tercera es línea central, donde los nuevos niveles de las elevaciones de la presa se construyen sobre los relaves y sobre el terraplén existente. Este método es una combinación de técnicas aguas arriba y aguas abajo.

En la Figura 2.2 se presenta la presa de relaves según el método de construcción, ya sea aguas arriba, agua abajo o línea central.

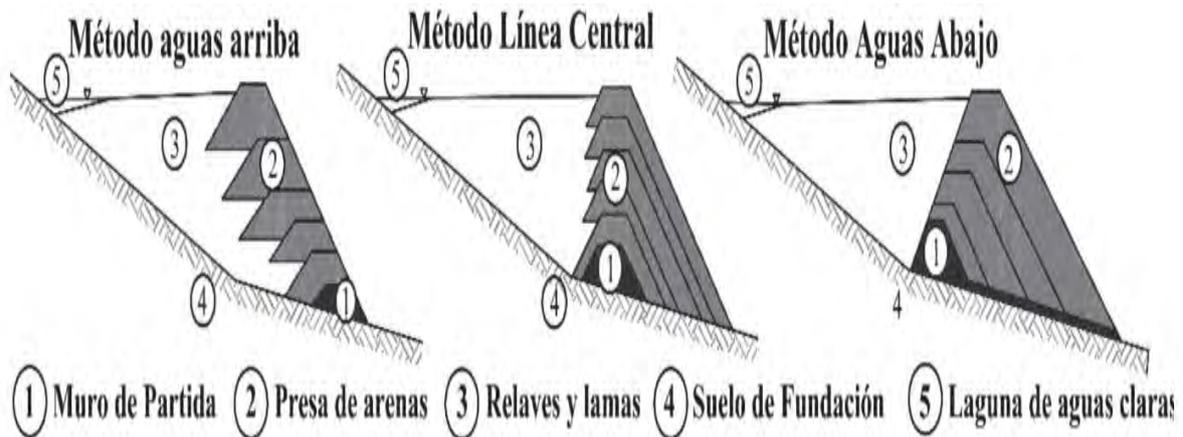


Figura 2.2: Presas de relaves según su método de construcción (Figuroa et al., 2017).

2.3. Método de Equilibrio Límite

Según Gerscovich (2013), este método se basa en la determinación del equilibrio de una masa en movimiento, definida por una superficie de falla circular, plana o poligonal. El supuesto del método es que la rotura ocurre a lo largo de la superficie de falla, donde todos los elementos que componen la superficie alcanzan un factor de seguridad de uno. Cuando ocurre la falla, la resistencia cortante a lo largo de la superficie está movilizadada y el terreno se encuentra en equilibrio estático. Debido a que los factores de seguridad obtenidos por el método de equilibrio límite son cercanos a los factores reales y por la facilidad de uso, son las razones por las que este método es ampliamente utilizado.

El método de las rebanadas, según Pérez (2005), se creó para mejorar la precisión del cálculo del factor de seguridad, para ello, como se muestra en la Figura 2.3, la masa deslizante se divide en una serie de rebanadas verticales y cada una de ellas debe satisfacer todas las condiciones de equilibrio. Con respecto a las ventajas presentes en el método, se puede

mencionar que se tiene una mejor distribución de esfuerzos normales sobre la superficie de deslizamiento. Además, facilita el análisis en situaciones en la que se tenga terreno heterogéneo, para ello, es suficiente con que se elija de manera correcta la distribución de las rebanadas. Sin embargo, el inconveniente del método es que es estáticamente indeterminado.

En la Figura 2.3, W_n es el peso efectivo de la dovela, O es el centro, r es el radio, H es la altura del talud y b_n es la longitud de ancho de la dovela.

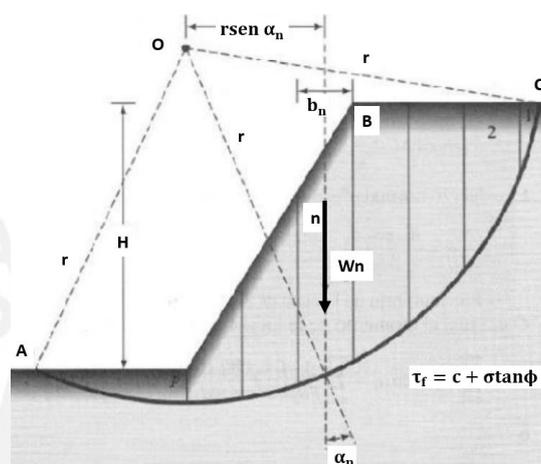


Figura 2.3: Superficie de falla en rebanadas (Pérez, 2005).

El Método de Morgenstern-Price fue desarrollado por Morgenstern y Price (1965), que consideran no solo el equilibrio normal y tangencial, sino también el equilibrio de momentos para cada rebanada en superficies de deslizamiento circulares y no circulares. En este método, se hace una suposición simplificada con respecto a la relación entre las fuerzas cortantes entre rebanadas (X) y las fuerzas normales entre rebanadas (E) como:

$$X = \lambda f(x)E$$

donde, $f(x)$ es una función supuesta que varía continuamente a lo largo del deslizamiento, y (λ) es un factor de escala desconocido que se resuelve como parte de las incógnitas.

Las incógnitas que se resuelven en el método de Morgenstern-Price son el factor de seguridad (FS), el factor de escala (λ), las fuerzas normales en la base de la rebanada (P), la fuerza horizontal entre rebanadas (E) y la ubicación de las fuerzas entre cortes (línea de empuje). Una vez que las incógnitas anteriores se calculan usando las ecuaciones de equilibrio,

el componente vertical de las fuerzas entre cortes (X) se calcula a partir de la ecuación anterior.

2.4. Análisis de esfuerzos efectivos (ESA) y análisis de esfuerzos no drenados (USA)

Brandao et al. (2020) mencionaron que el aspecto que más influye en el valor del factor de seguridad son los parámetros de resistencia del suelo.

Es importante entender que el comportamiento del material es uno de los aspectos más importantes en la selección del método apropiado a utilizar, ya sea un análisis de esfuerzos efectivos (ESA) o un análisis de esfuerzos no drenados (USA). El uso indiscriminado de ESA puede pasar por alto por completo el comportamiento físico de los materiales bajo esfuerzo cortante, lo que hace que el análisis de estabilidad produzca un FS que tergiversa las condiciones de seguridad de la presa.

Ladd (1991) definió ESA como aquella que asume que el esfuerzo efectivo durante el corte no cambia con respecto al inmediatamente anterior. Esto supone que el corte es lo suficientemente lento para disipar el exceso de presión intersticial y/o el exceso de presión intersticial es lo suficientemente bajo como para que el material presente un comportamiento no drenado.

2.4.1. Resistencia drenada

Suarez (2008) menciona que la resistencia al esfuerzo cortante drenado se genera cuando la velocidad de carga sobre una masa de suelo es lo suficientemente lenta de tal manera que el agua pueda fluir a través de las paredes del suelo, de tal forma que no se genere un exceso de presión de poros.

Además, se genera cuando la carga se ha aplicado por un cierto tiempo, de tal manera que el agua presente en el suelo sea drenada. La resistencia se determina como la resta entre el esfuerzo total normal y la presión de poros.

En la Figura 2.4 presenta una gráfica donde los esfuerzos y tiempo están en el eje vertical y horizontal, respectivamente, y muestra que al aplicar una carga, el esfuerzo total aumenta de

valor, a partir del fin de obra, el esfuerzo total adopta un valor constante que se representa con una línea horizontal.

Con respecto a la presión de poros, como el suelo es drenado, el agua fluye libremente a través de las paredes del suelo, por lo que la presión de poros se mantiene constante, es decir, cuando se aplica un exceso de cargas, no hay un cambio en la presión de poros, la presión de poros se representa en la gráfica por una línea horizontal.

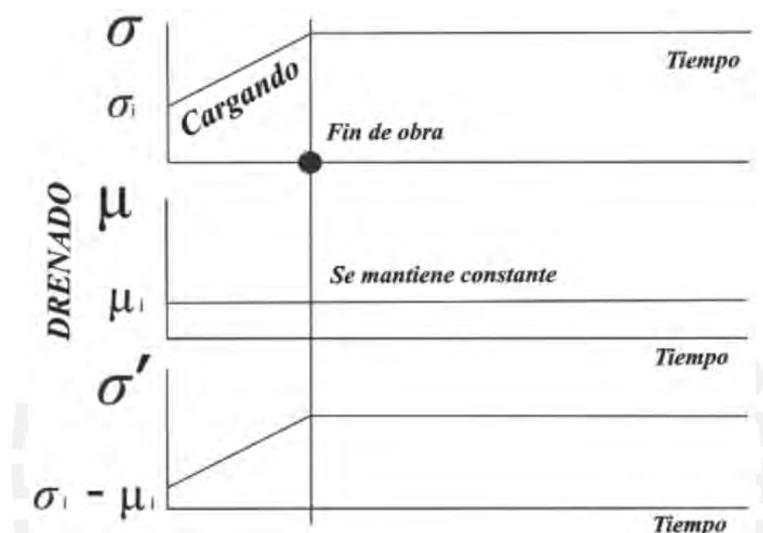


Figura 2.4: Variación del σ , σ' y μ en condición drenada (Condori, 2022).

2.4.2. Resistencia no drenada

Suarez (2008) relata que la resistencia no drenada se genera cuando la velocidad de carga sobre una masa de suelo llega a ser mayor a la capacidad de drenaje presente en el suelo. Cabe mencionar que la cantidad de agua y suelo permanecen invariables durante el periodo en el cual se le aplica la carga. Tomando en cuenta lo mencionado, la resistencia se determina en función de esfuerzos totales.

En la Figura 2.5 muestra que al aplicar una carga sobre el suelo, esta es absorbida por el agua por lo que la presión de poros llega a aumentar. Como el agua no puede fluir fuera del suelo, no hay variación en los esfuerzos efectivos, por lo que durante la aplicación de la carga se considera como una línea horizontal.

Al dejar de aplicar la carga sobre el suelo, el esfuerzo de poros se comienza a disipar, por

lo que empieza a disminuir de valor y en el transcurso de un periodo de tiempo el cambio de la presión de poros llega a ser igual al cambio de los esfuerzos efectivos.

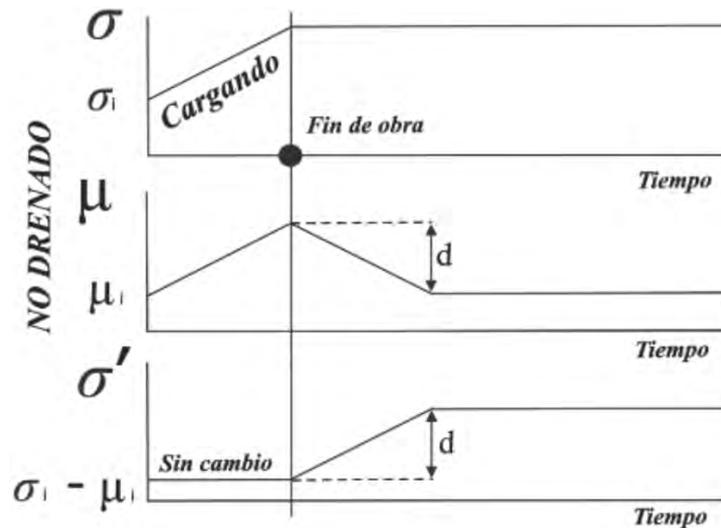


Figura 2.5: Variación del σ , σ' y μ en condición no drenada (Condori, 2022).

2.5. Análisis pseudoestático

Suarez (2012) menciona que para realizar el análisis pseudoestático se considera una fuerza horizontal, el cual es equivalente al producto del peso del elemento por el coeficiente (k). La fuerza se considera en todos los elementos presentes en el talud.

Alva e Infantes (1999) alegan que los análisis pseudo-estáticos utilizados con coeficientes sísmicos adecuados y una verificación de deformaciones, son adecuados para presas de mediana y baja altura. Además, el factor de seguridad de estabilidad de taludes se calcula mediante el equilibrio límite al agregar un coeficiente lateral sísmico.

Martínez et al. (2011) mencionan que la estabilidad sísmica de las estructuras de tierra ha sido analizada mediante un método pseudo-estático, donde los efectos sísmicos están representados por aceleraciones verticales y horizontales.

En la Figura 2.6 presenta el diagrama de cuerpo libre de una rebanada para el análisis pseudoestático, donde F_h y F_v representan la fuerza horizontal y vertical producto del efecto sísmico, W es el peso, N es la fuerza normal, E_{i+1} y E_i son las fuerzas de compresión.

Las aceleraciones pseudo-estáticas producen fuerzas inerciales F_h y F_v , las cuales actúan

mediante el centroide de la masa de falla. De acuerdo con Kramer (1996), la magnitud de las fuerzas son las Ecuaciones 2.1 y 2.2, donde a_h y a_v representan a las aceleraciones horizontales y verticales, k_h y k_v son los coeficientes sísmicos y W es el peso de la rebanada

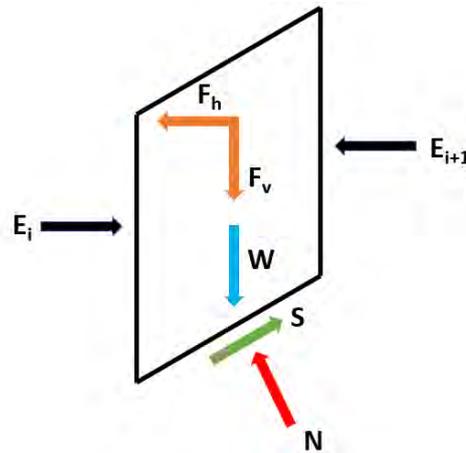


Figura 2.6: Diagrama de cuerpo libre de una rebanada de la superficie de falla para el análisis pseudoestático.

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = K_h W \quad (2.1)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = K_v W \quad (2.2)$$

Es relevante mencionar que el método pseudoestático no es recomendable para suelos que presentan presión de poros altas.

En cuanto a los coeficientes sísmicos, en el Perú no existen normas preestablecidas para el diseño de presas, por lo que los coeficientes utilizados están relacionados con la experiencia del diseñador.

Abramson et.al (2012), en la Tabla 2.1, recomienda valores de coeficiente sísmico (k) para un análisis pseudoestático.

Tabla 2.1: Coeficientes sísmicos (k) (Abramson et.al, 2002).

Coeficiente Sísmico k	Observaciones
0.10	Sismo importante, FS > 1.0.
0.15	Sismo de gran magnitud, FS > 1.0.
0.15 a 0.25	Japón FS > 1.0
0.05 a 0.15	Estado de California
0.10 para $\mu = 6.5$ 0.15 para $\mu = 8.5$	(Seed, 1979) con FS > 1.15
1/3 a 1/2 de la aceleración pico superficial	(Marcuson y Franklin, 1983) FS > 1.0
1/2 de la aceleración pico superficial	(Hynes, Griffin y Franklin, 1984) FS > 1.0 y un 20% de reducción de resistencia.

2.6. Análisis post-sismo

Suarez (2012) menciona que posterior a un sismo, la estabilidad presente en un talud comienza a disminuir debido a la reducción de valor de la resistencia al cortante del suelo. Se debe tener en cuenta si ocurrió licuación.

Para determinar la estabilidad de un talud, posterior a un sismo, se debe de tener en cuenta las siguientes tres etapas:

- Establecer si ocurre licuación. Se realizará una comparación entre la resistencia cíclica, el cual representa la resistencia del suelo a ser afectado por la licuación de suelos, y el esfuerzo sísmico. Si el esfuerzo sísmico es mayor a la resistencia cíclica, ocurre licuación.
- Estimar la disminución de la resistencia no drenada. Si el suelo llega a licuarse, los valores pertenecientes a la resistencia no drenada se pueden conseguir a partir de la Figura 2.7, donde para un N_1 , el cual representa la cantidad de golpes por pie equivalente para arena limpia se tendrá una resistencia al cortante

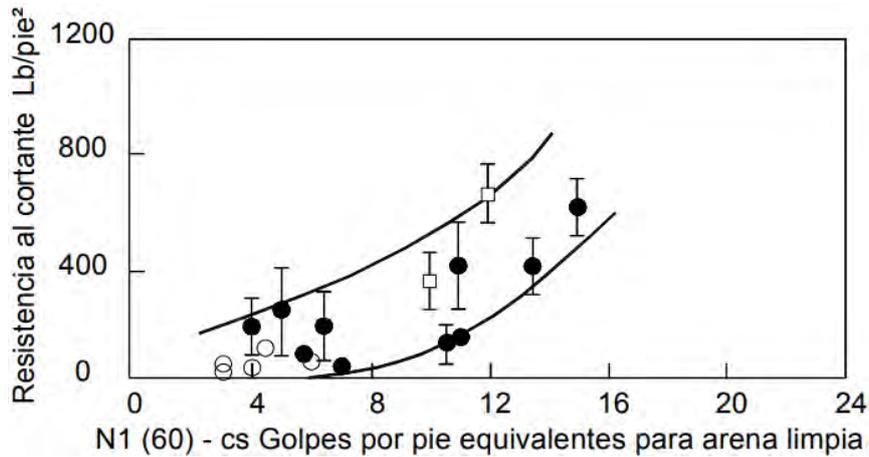


Figura 2.7: Resistencia al cortante (lb/pie^2) vs golpes por pie equivalente para arena limpia (Seed y Harder, 1990).

Si en caso el suelo no llega a licuarse, mediante la Figura 2.8, se puede determinar la presión de poros residual.

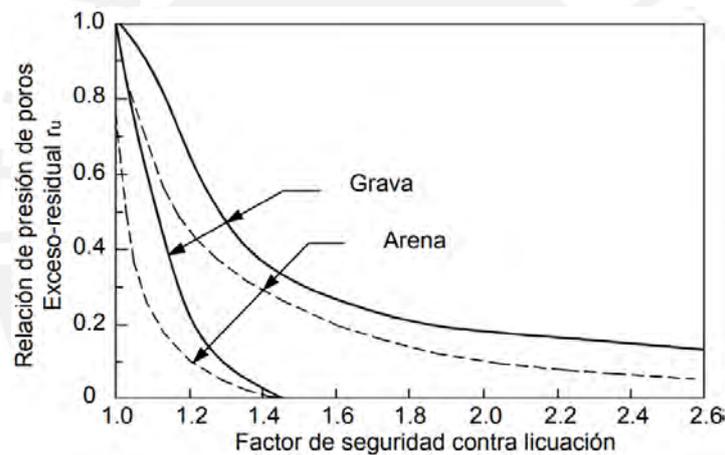


Figura 2.8: Presión de poros vs factor de seguridad contra licuación (Marcuson, 1990).

También se considera, si en caso el suelo no llega a licuarse, que la resistencia a emplear será el 80% de la resistencia pico no drenada.

- Determinar el factor de seguridad. Después de obtener la disminución de la resistencia no drenada o la presión de poros residual, se puede determinar el factor de seguridad posterior al sismo.

En la Figura 2.9a, se observa que el factor de seguridad es igual a 1.4 inmediatamente después de un terremoto, después de un determinado tiempo, como se presenta en la Figura 2.9b, se genera la redistribución de poros, es decir, el agua no llega a drenar, por lo que se genera presión de poros por la zona. Al generarse un aumento de presión de poros, disminuye

el esfuerzo efectivo lo que desencadena en una disminución de la resistencia y por ende una disminución en el factor de seguridad, por lo que se presencia un factor de seguridad de 0.8.

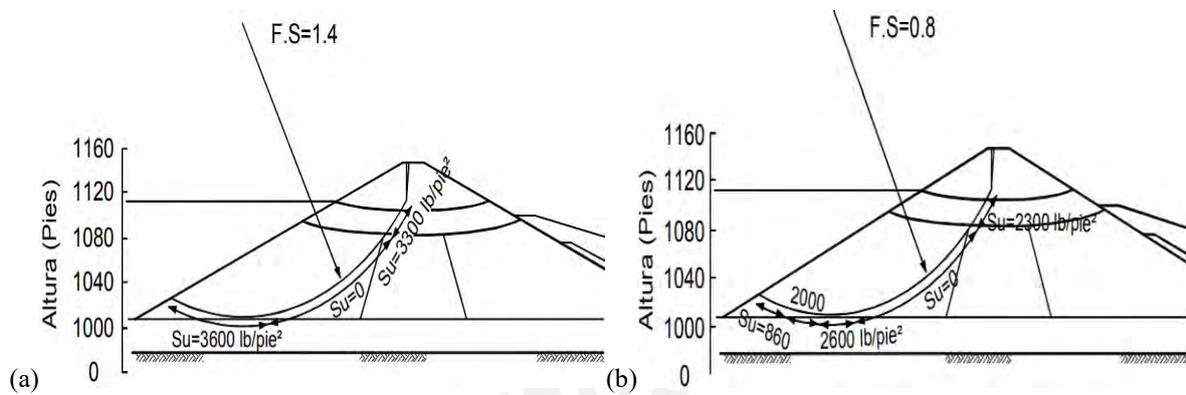


Figura 2.9: Factor de seguridad de la presa de San Fernando a) inmediatamente después del sismo, y b) redistribución de presión de poros luego del sismo (Seed, 1979).

2.7. Normativa peruana e internacional

ANCOLD (2012) menciona que no existen "reglas" para los factores de seguridad aceptables, ya que deben tener en cuenta las consecuencias de la falla y la incertidumbre en las propiedades del material y las condiciones del subsuelo. La Tabla 2.1 muestra los factores de seguridad recomendados por ANCOLD para presas de relaves bajo diversas condiciones de carga.

Tabla 2.2: Factores de seguridad recomendado por Ancold.

Condición de carga	Mínimo recomendado para presa de relaves	Resistencia al corte que se utiliza para la evaluación
Drenaje a largo plazo	1.5	Fuerza efectiva ESA
Sin drenaje a corto plazo (pérdida potencial de contención)	1.5	Fuerza no drenada consolidada USA
Post-sísmico	1.0-1.2	Resistencia al corte post-sísmico

Con respecto al caso pseudoestático, el factor de seguridad mínimo establecido para la estabilidad de taludes se basó en la recomendación propuesta por el *Canadian Dam Association* (CDA, 2013). La Tabla 2.3 muestra el factor de seguridad recomendado por CDA para el caso pseudoestático.

Tabla 2.3: Factor de seguridad recomendado por CDA.

Condición de carga	Mínimo recomendado para presa de relaves	Resistencia al corte que se utilizara para la evaluación
Pseudoestático	1.0	Fuerza efectiva ESA

2.8. Análisis de sensibilidad

El análisis de sensibilidad determina que tan “sensible” es el factor de seguridad con respecto a los parámetros de análisis, es decir, determina que parámetros influyen en menor y mayor proporción con respecto al factor de seguridad.

Un análisis de sensibilidad se puede describir de la siguiente manera:

- Se necesita considerar el valor mínimo y máximo de los parámetros que se están utilizando en el análisis.
- Cada parámetro, el cual se muestra en el eje horizontal, cambia de manera incremental y constante, dentro del rango definido entre máximo y mínimo, y el factor de seguridad, por su lado, varía con respecto al parámetro que se está analizando.
- Lo mencionado previamente, desencadena la gráfica de factor de seguridad vs parámetros, y posibilita presenciar que tan sensible es el factor de seguridad con respecto a un determinado parámetro.
- Una recta con una pendiente muy marcada significa que el factor de seguridad se ve influenciado, en gran medida, por el parámetro con el cual se está analizando.
- Una recta horizontal significa que el factor de seguridad no se ve influenciado por el parámetro con el cual se está analizando.

En la Figura 2.10 se muestra la sensibilidad que se obtiene mediante el uso del software Slide, donde en el eje horizontal se considera los parámetros que se ingresan en el análisis, para el eje vertical se considera el factor de seguridad. Se observa que para la variación de valor de cada parámetro se observa una modificación de manera independiente del factor de seguridad.

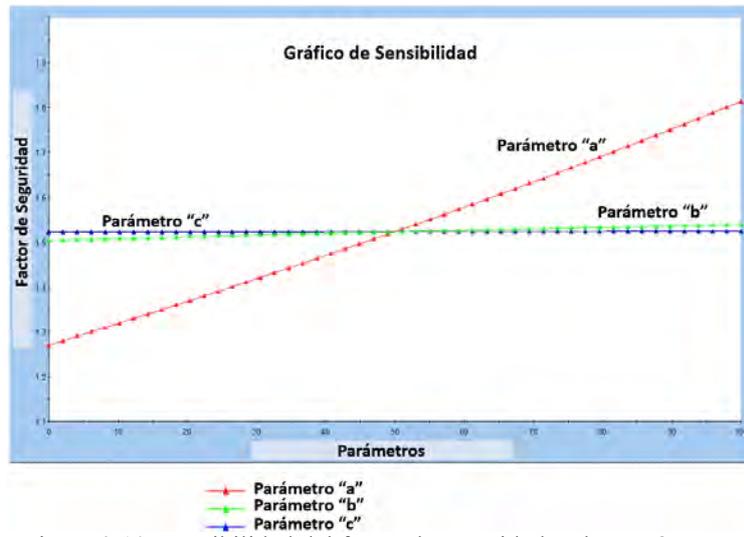
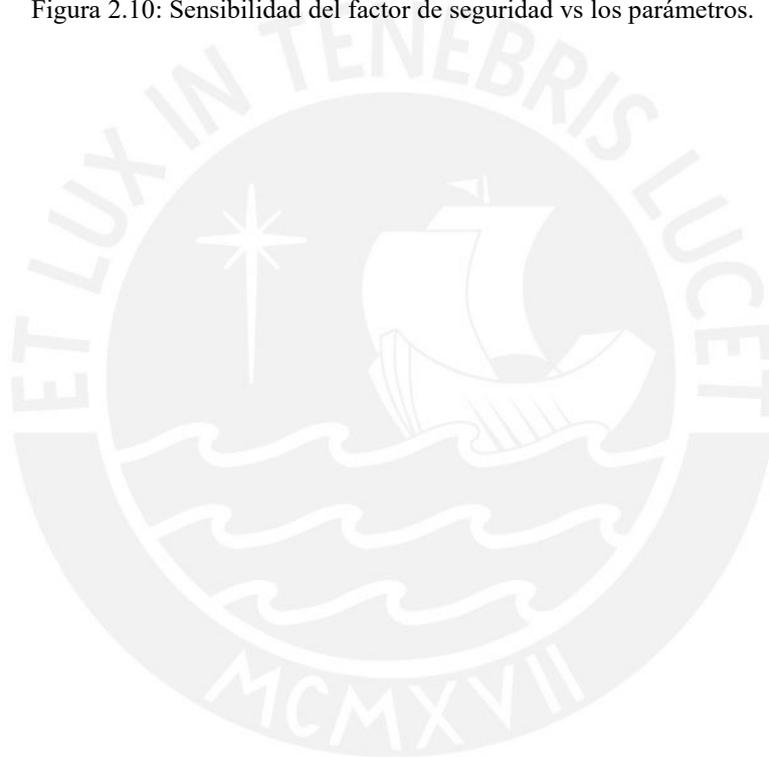


Figura 2.10: Sensibilidad del factor de seguridad vs los parámetros.



3. Evaluación de estabilidad de la presa de relaves

3.1. Ubicación y caracterización geotécnica

De acuerdo a la Figura 3.1, el caso hipotético de la presa de relaves se ubica en el departamento de Apurímac, a una altitud de 3264 msnm, localizado en el sector sureste de los Andes centrales. El clima en el área del proyecto es típico de la región sierra, con temperaturas en promedio de 16°.

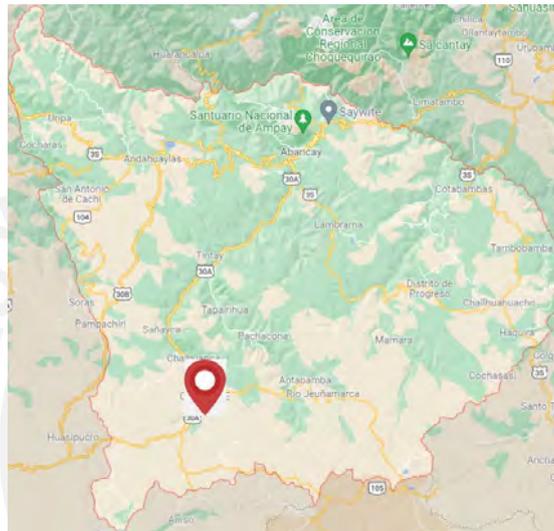


Figura 3.1: Localización de la zona de estudio.

En la Figura 3.2, se visualiza el perfil estratigráfico de la presa de relaves.

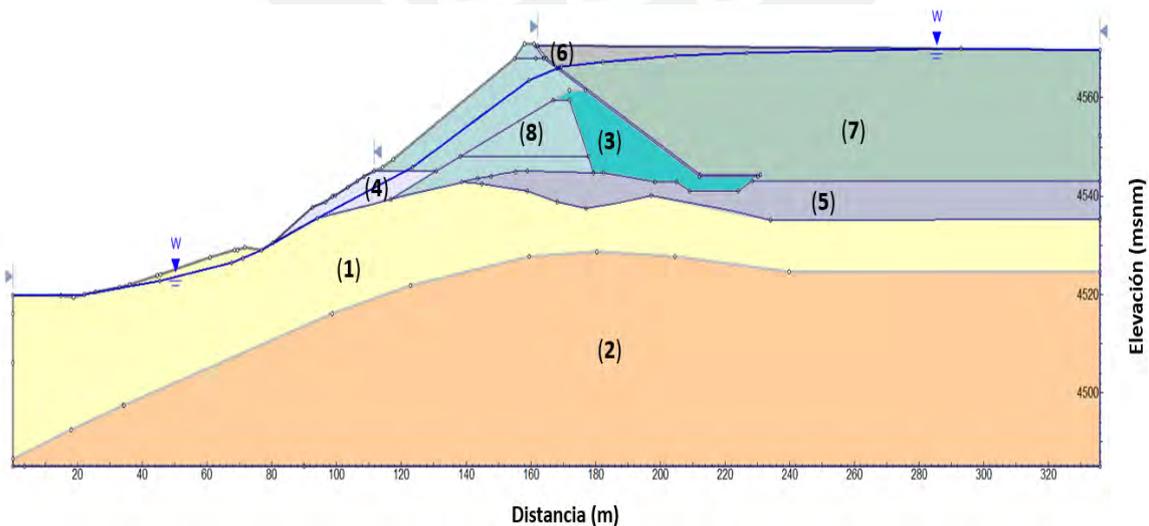


Figura 3.2: Perfil estratigráfico de la presa de relaves.

Los estratos que se presentan en el perfil estratigráfico forman parte de 3 tipos: fundación (cimentación), cuerpo del dique y relaves depositados.

- ❖ **Fundación**
 - Basamento rocoso poco fracturado
 - Basamento rocoso fracturado
 - Morrena
- ❖ **Cuerpo del dique**
 - Núcleo de baja permeabilidad
 - Drenante
 - Relleno general
- ❖ **Relaves depositados**
 - Relaves finos no saturados
 - Relaves finos no saturados

Fundación

Basamento rocoso poco fracturado

El basamento rocoso poco fracturado es una unidad geotécnica que forma parte de la fundación de la presa de relaves. Para el cálculo del análisis de estabilidad, se ha asignado al basamento rocoso poco fracturado un peso unitario de 21 kN/m^3 , un ángulo de fricción de 35° y una cohesión de 200 kPa .

Basamento rocoso fracturado

El basamento rocoso fracturado es una unidad geotécnica que forma parte de la fundación de la presa de relaves. Para el cálculo del análisis de estabilidad se ha asignado al basamento rocoso fracturado un peso unitario de 21 kN/m^3 , un ángulo de fricción de 35° y una cohesión de 200 kPa .

Morrena

La fundación de la presa de relaves está conformada por un depósito morrénico conformado principalmente por un suelo gravo anguloso dentro de una matriz arcillo-limosa y también

conformado por arenas arcillosas y arenas limosa. Para el cálculo del análisis de estabilidad se ha asignado a la morrena un peso unitario de 19 kN/m^3 , un ángulo de fricción de 32° y una cohesión de 0 kPa .

Cuerpo del dique

El cuerpo del dique se encuentra conformado principalmente por tres tipos de materiales: un suelo de baja permeabilidad denominado material 1, un suelo de características drenantes definido como material 2 y, un suelo empleado para la conformación del relleno general denominado material 3.

Material 1: Núcleo de baja permeabilidad

Material compuesto por una arena arcillosa (SC). Para el cálculo del análisis de estabilidad se ha asignado al material 1: núcleo de baja permeabilidad un peso unitario de 20.2 kN/m^3 , un ángulo de fricción de 32° y una cohesión de 0 kPa .

Material 2: Drenante

Material conformado por gravas arenosas con limo (GP-GM) con un contenido de finos de 8% . Para el cálculo del análisis de estabilidad se ha asignado al material 2: drenante un peso unitario de 22 kN/m^3 , un ángulo de fricción de 46° y una cohesión de 0 kPa .

Material 3: Relleno General

Consiste en un material arenoso limo-arcilloso con gravas (SC-SM, SM). El peso unitario se estableció en 21.8 kN/m^3 . Los parámetros de resistencia al corte en condiciones drenadas se estableció un ángulo de fricción de 39° y una cohesión de 0 kPa .

Relaves depositados

Relaves finos

Conformado por arenas con alto contenido de finos y dispuestos en estado húmedo a saturado.

Para el cálculo del análisis de estabilidad se ha asignado al relave fino un peso unitario de 18 kN/m³, un ángulo de fricción de 25° y una cohesión de 0 kPa, así como una resistencia no drenada pico de (S_u/σ'_v) de 0.2. Para la resistencia no drenada residual $(S_{u(Liq)}/\sigma'_v)$, se ha considerado un 80% del valor de la resistencia no drenada pico, es decir, un valor de 0.16.

Relaves finos no saturados

Conformado por arenas con alto contenido de finos. Para el cálculo del análisis de estabilidad se ha asignado al relave fino no saturado un peso unitario de 18 kN/m³, un ángulo de fricción de 25° y una cohesión de 0 kPa, así como una resistencia no drenada pico de (S_u/σ'_v) de 0.2. Para la resistencia no drenada residual $(S_{u(Liq)}/\sigma'_v)$, se ha considerado un 80 por ciento del valor de la resistencia no drenada pico, es decir, un valor de 0.16.

En la Tabla 3.1 se presenta un resumen de las propiedades de los estratos de la presa de relaves.

Tabla 3.1: Propiedades de los estratos.

ID	Estrato	Peso Unitario γ (kN/m ³)	Parámetros Drenados		Parámetros no Drenados	Condición Postsísmica	
			ϕ (°)	c (kPa)	Pico	Residual	ϕ (°)
					$\frac{S_u}{\sigma'_v}$	$\frac{S_{u(Liq)}}{\sigma'_v}$	
(1)	Bazamento Rocoso Fracturado	21	35	200	-		-
(2)	Bazamento Poco Rocoso Fracturado	21	35	200	-		-
(3)	Material 1: Núcleo de Baja Permeabilidad	20.2	30	0	-		-
(4)	Material 2: Drenante (Dique de Arranque)	22	46	0	-		-
(5)	Morrena	19	32	0	-		-
(6)	Relaves Finos No Saturados	18	25	0	0.2	0.16	-
(7)	Relaves Finos Saturados	18	25	0	0.2	0.16	-
(8)	Material 3: Relleno General (Dique de Arranque)	21.8	39	0	0.4	0.32	-

3.2. Metodología

Se hizo uso del método de equilibrio límite en el programa Slide para analizar la estabilidad de taludes de una presa de relaves en condiciones estáticas, pseudo-estáticas y post-sísmicas, considerando dos tipos de mecanismos de falla: circular y no circular.

Asimismo, se utilizó el método Morgenstern-Price para evaluar los factores de seguridad en todos los análisis realizados. Se optó por utilizar Morgenstern-Price, ya que presentan un equilibrio de fuerzas y momentos.

Para el presente caso de estudio se ha considerado una aceleración máxima del suelo de acuerdo al sitio de 0.36g, correspondiente a un periodo de retorno de 500 años, como lo solicita la normativa nacional establecida por MINEM.

Según el Boletín Técnico: *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams* (CDA, 2014), sugiere que se considere un coeficiente sísmico que varíe entre 1/2 y 1/3 de la aceleración máxima esperada, por lo que se optó por 1/2. Por lo tanto, el coeficiente sísmico adoptado para el análisis pseudoestático es de $k=0.18$. En la Tabla 3.2 se muestra un resumen de lo descrito previamente.

Tabla 3.2: Criterio de diseño para el sismo.

Estructura	Periodo de retorno (años)	PGA (g)	Coficiente sísmico
Presa de relaves	500	0.36	0.18

3.3. Análisis de estabilidad mediante el MEL utilizando el software Slide v6.0

Una vez que se dispone de los parámetros de resistencia al corte de todos los estratos involucrados y su posición en la presa de relaves, se calcula el factor de seguridad de la presa de relaves utilizando el método de Morgenstern Price.

3.3.1. Caso estático

Para el caso estático, se realizó el estudio considerando el análisis de esfuerzos efectivos (ESA) y el análisis de esfuerzos no drenados (USA).

▪ Caso Estático - Falla Circular-ESA.

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la presa, el factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern Price es de 1.523, tal como se presenta en la Figura 3.3.

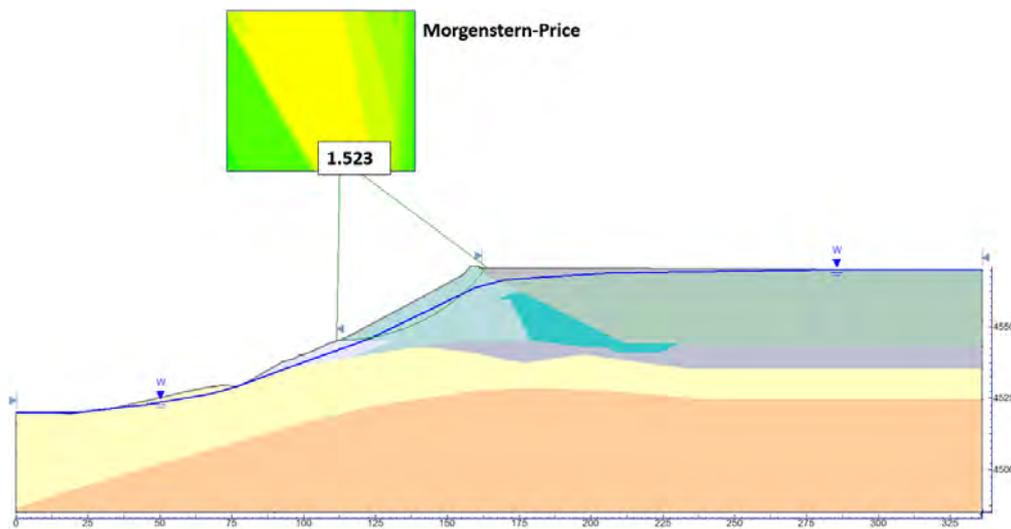


Figura 3.3: Factor de seguridad para el Caso Estático - Falla Circular-ESA.

▪ Caso Estático-Falla Circular-USA

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la presa, el factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern Price es de 1.002, tal como se presenta en la Figura 3.4.

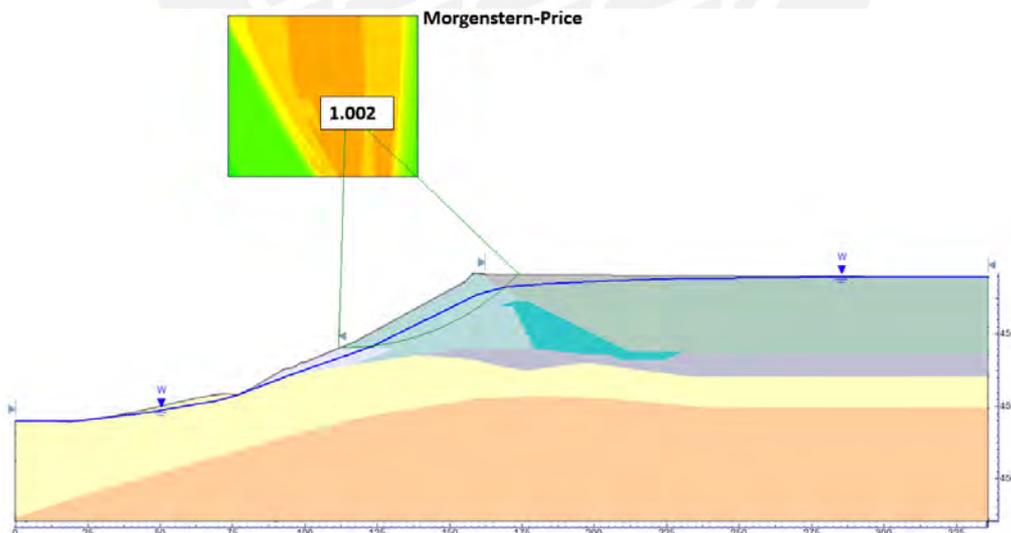


Figura 3.4: Factor de seguridad para el Caso Estático-Falla Circular-USA.

▪ Caso Estático-Falla no Circular – ESA

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la presa, el factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern Price es de 1.557, tal como se presenta en la Figura 3.5 .

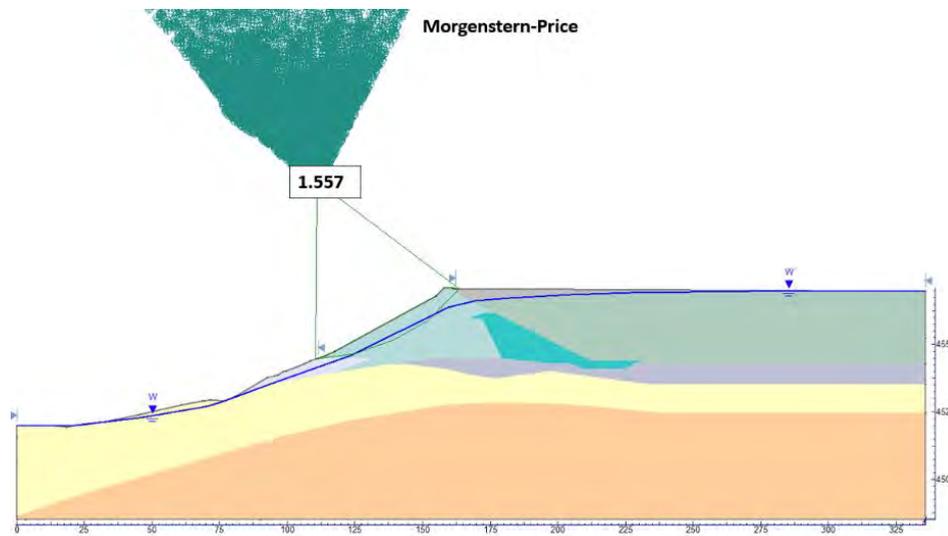


Figura 3.5: Factor de seguridad para el Caso Estático-Falla no Circular – ESA.

▪ Caso Estático-Falla no Circular-USA

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la presa, el factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern Price es de 1.037, tal como se presenta en la Figura 3.6.

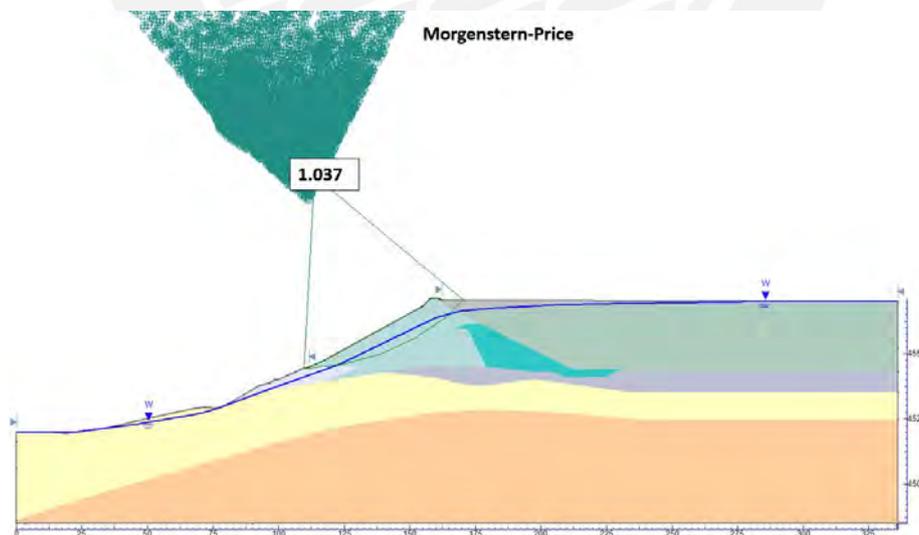


Figura 3.6: Factor de seguridad para el Caso Estático-Falla no Circular-USA.

3.3.2. Caso Pseudoestático

El caso pseudoestático no es confiable para suelos que generan valores de presiones de poros altas (material fino como limos y arcillas), por lo que se realizó el estudio considerando

el análisis de esfuerzos efectivos (ESA).

▪ Caso Pseudoestático-Falla Circular-ESA

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la presa, el factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern Price es de 1.045, tal como se presenta en la Figura 3.7.

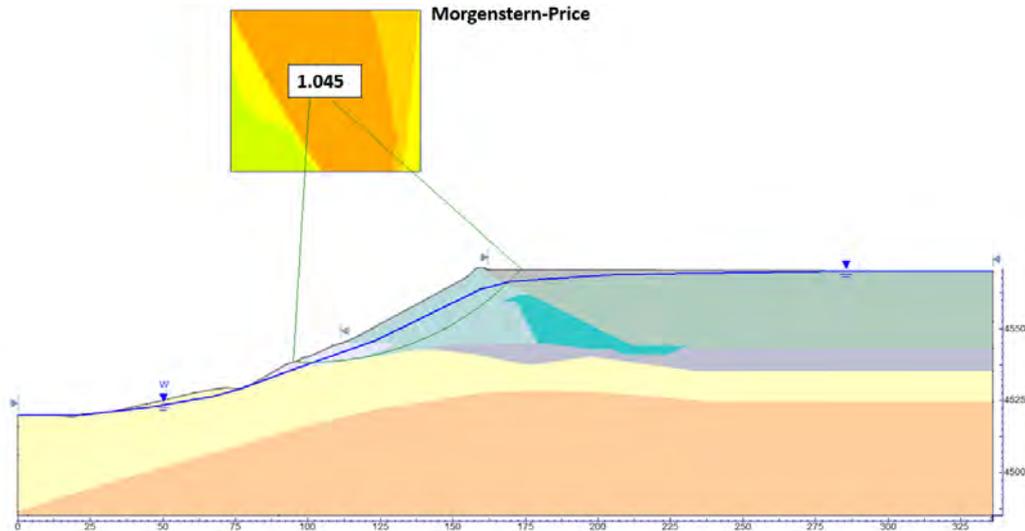


Figura 3.7: Factor de seguridad para el Caso Pseudoestático-Falla Circular-ESA.

▪ Caso Pseudoestático-Falla no Circular-ESA

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la presa, el factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern Price es de 1.070, tal como se presenta en la Figura 3.8.

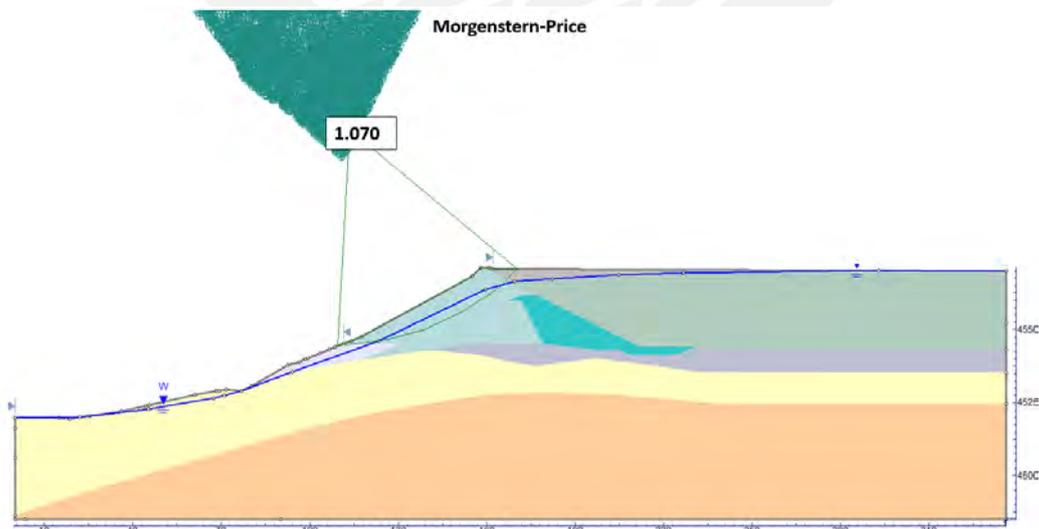


Figura 3.8: Factor de seguridad para el Caso Pseudoestático-Falla no Circular-ESA.

3.3.3. Caso Postsísmico

Para el caso postsísmico, se realizó el estudio considerando el análisis de esfuerzos no

drenados (USA), debido a que el material 1: relleno general es un material fino cuyo comportamiento es no drenado.

▪ Caso Post-Sísmico-Falla Circular-USA

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la presa, el factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern Price es de 0.850, tal como se presenta en la Figura 3.9.

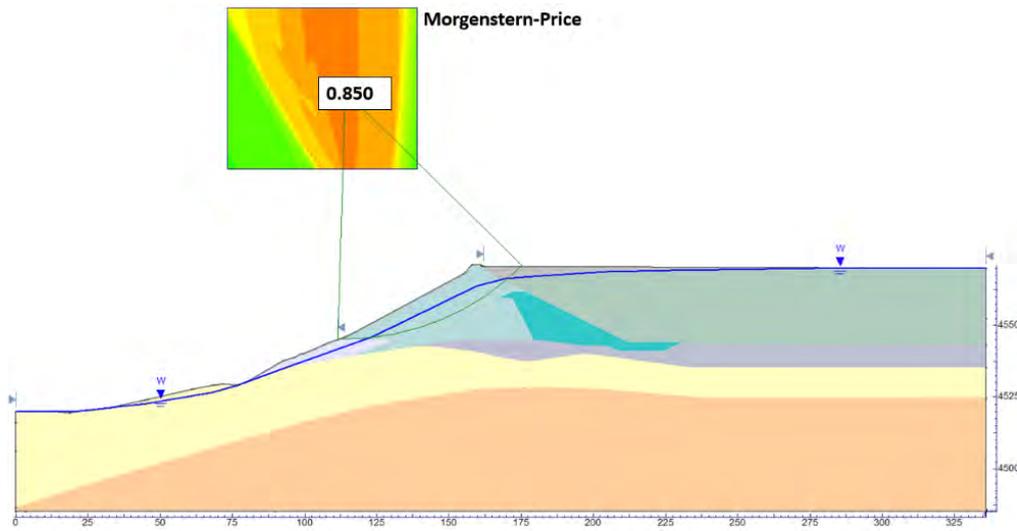


Figura 3.9: Factor de seguridad para el Caso Post-Sísmico-Falla Circular-USA.

▪ Caso Post-Sísmico-Falla no Circular-USA

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la presa, el factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern Price es de 0.896, tal como se presenta en la Figura 3.10.

En la Tabla 3.3 se presenta un resumen de los factores de seguridad que se obtuvieron para el caso estático, pseudoestático y postsísmico, considerando los mecanismos de falla circular y no circular.

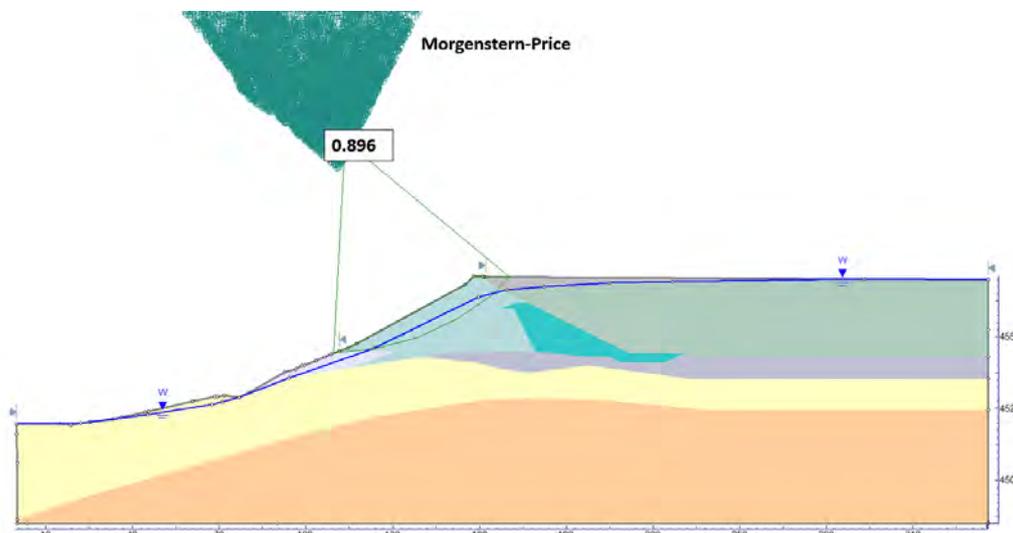


Figura 3.10: Factor de seguridad para el Caso Post-Sísmico-Falla no Circular-USA.

Tabla 3.3: Resumen de resultados para el caso estático, pseudoestático y postsísmico

Falla Circular		
Caso estático	Morgenstern Price	
	ESA	USA
Factor de seguridad	1.523	1.002
Falla no Circular		
Caso estático	Morgenstern Price	
	ESA	USA
Factor de seguridad	1.557	1.037
Falla Circular		
Caso pseudoestático	Morgenstern Price	
	ESA	
Factor de seguridad	1.045	
Falla no Circular		
Caso pseudoestático	Morgenstern Price	
	ESA	
Factor de seguridad	1.070	
Falla Circular		
Caso postsísmico	Morgenstern Price	
	USA	
Factor de seguridad	0.850	
Falla no Circular		
Caso postsísmico	Morgenstern Price	
	USA	
Factor de seguridad	0.896	

3.4. Análisis de sensibilidad de la presa de relaves utilizando Slide v6.0

En el análisis de sensibilidad se varía las propiedades de ángulo de fricción y peso específico de los materiales pertenecientes al drenante y relleno general.

De acuerdo a la Figura 3.11, se logra apreciar que el relleno general (dique de arranque) cuya propiedad es el ángulo de fricción interna, representado por una recta de color gris, presenta mayor pendiente a comparación del resto estratos que se encuentran en la gráfica, por lo que el ángulo de fricción es la propiedad que tiene mayor influencia en el factor de seguridad.

Aislado la gráfica del relleno general (dique de arranque), en la Figura 3.12, se ve en detalle la variación del ángulo de fricción interna con respecto al factor de seguridad, donde para un ángulo de fricción interna entre 34° y 44° , el factor de seguridad se encuentra en el rango de 1.27 y 1.8, respectivamente, por lo tanto, a medida que aumenta el $\phi(^\circ)$ también aumenta el FS, es decir, son directamente proporcionales.

Por otro lado, de acuerdo a la Figura 3.11, se logra apreciar que el drenante (dique de arranque) cuya propiedad es el peso específico, representado por una recta de naranja, es totalmente horizontal, es decir no presenta pendiente, por lo que el peso específico es la propiedad que no tiene influencia en el factor de seguridad.

Aislado la gráfica del drenante (dique de arranque), en la Figura 3.13, se ve en detalle la variación del peso específico con respecto al factor de seguridad, donde para un peso específico entre 20 y 24, el factor de seguridad tiene un valor único de 1.523, por lo tanto, a medida que aumenta el γ (kN/m^3) el FS es constante.

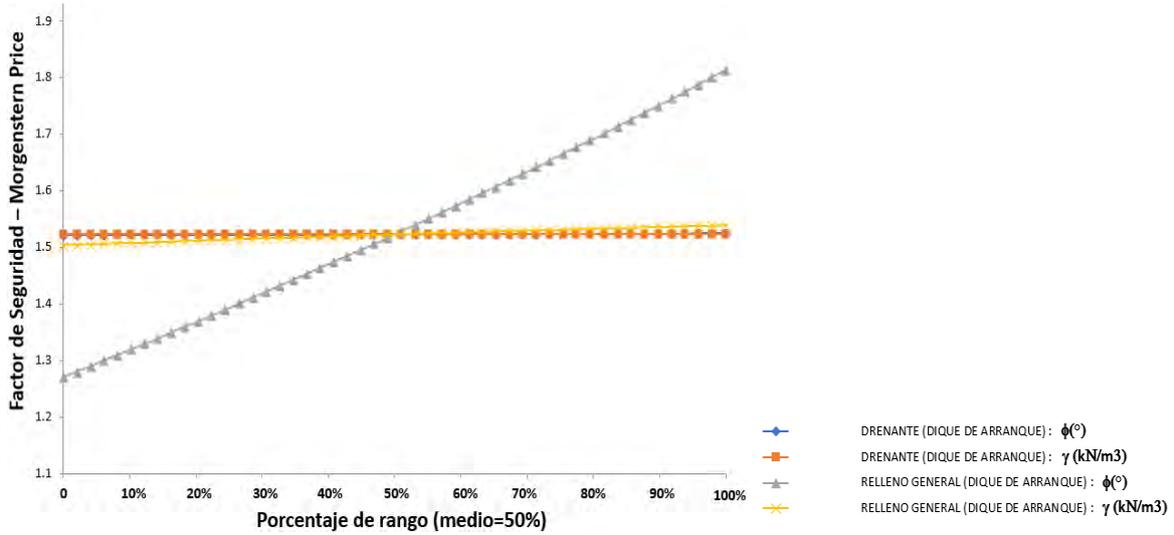


Figura 3.11: Factor de seguridad vs rango: Caso estático - Falla Circular.

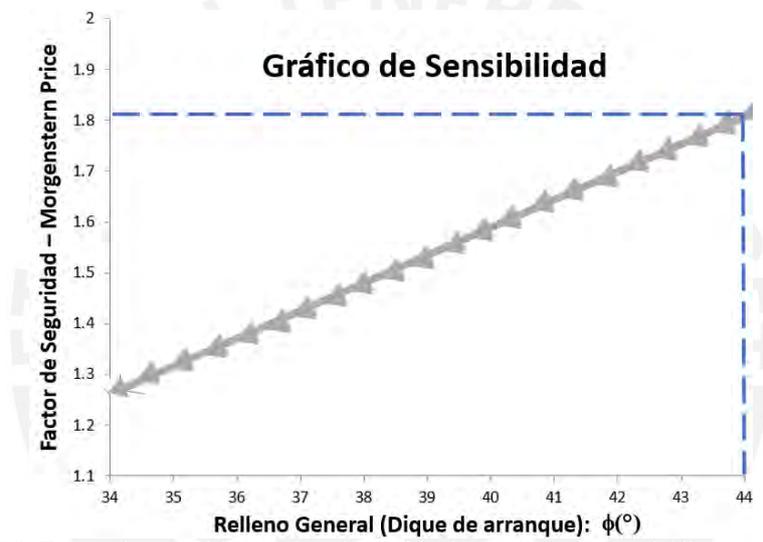


Figura 3.12: Factor de seguridad vs ángulo de fricción: relleno general (dique de arranque).

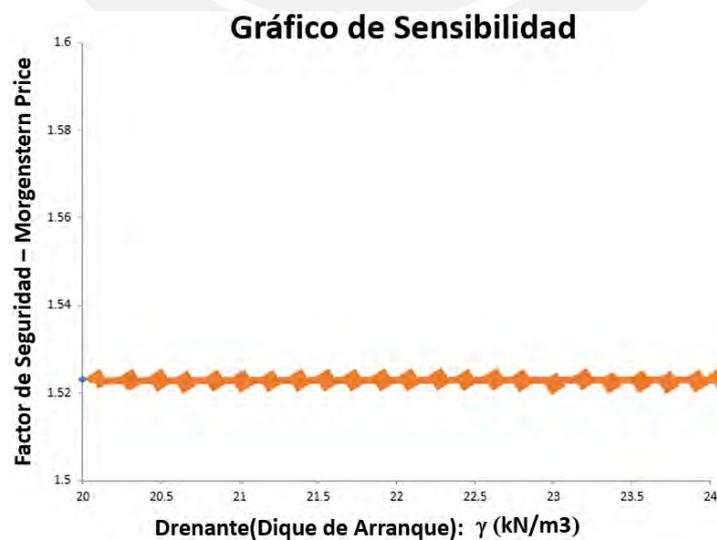


Figura 3.13: Factor de seguridad vs peso específico (dique de arranque).

4. Conclusiones

Las conclusiones de la presente investigaciones son las siguientes:

- Los factores de seguridad que se obtienen para el caso estático drenado (ESA), para las fallas circular y no circular, son mayores a las recomendadas por la normativa ANCOLD (2012), por lo tanto, se concluye que mediante el caso estático drenado (ESA), la presa de relaves cumple con el criterio.
- Los factores de seguridad que se obtienen para el caso estático no drenado (USA), para las fallas circular y no circular, son menores a las recomendadas por la normativa ANCOLD (2012), por lo tanto, se concluye que mediante el caso estático no drenado (USA), la presa de relaves no cumple con el criterio.
- Tal como fue presentado en el trabajo de Ladd (1991), la condición crítica para la presa analizada está determinada por el comportamiento no drenado del material, lo que supone que el empleo de parámetros drenados en este análisis representaría una condición irreal, dado que asume que la falla sería lo suficientemente lenta para disipar la presión de poros.
- Los factores de seguridad que se obtienen para el caso pseudoestático, para las fallas circular y en bloque, son mayores a las recomendadas por la normativa CDA (2013), por lo tanto, se concluye que mediante el caso pseudoestático, la presa de relaves cumple con el criterio.
- Los factores de seguridad que se obtienen para el caso postsismo, para las fallas circular y en bloque, son menores a las recomendadas por la normativa ANCOLD (2012), por lo tanto, se concluye que mediante el caso postsismo, la presa de relaves no cumple con el criterio.
- Para las condiciones sísmicas, el análisis postsismo refleja mejor la condición crítica de la estabilidad de la presa analizada, debido a que considera en cierta medida la reducción de la resistencia al corte por efecto de la presión de poros generada por el paso del sismo, lo que contrariamente es mostrado en análisis pseudoestático, el cual presenta una condición de estabilidad que no es real.

- Se concluye que el relleno general (dique de arranque) cuya propiedad es el ángulo de fricción interna es la que presenta mayor influencia en el factor de seguridad. A medida que se aumenta el valor del ángulo de fricción, se genera un incremento en el valor del factor de seguridad.
- Se concluye que el drenante (dique de arranque) cuya propiedad es el peso específico no influye en la presa de relaves. A medida que se aumenta el valor del peso específico, el factor de seguridad tiene un valor constante.



5. Referencias bibliografía

- Abramson, L.; Lee, T.; Boyce, G.; y Sharma, S. (2002). **Slope Stability and Stabilization Methods**. John Wiley & Sons, INC.
- Aguirre, R. (2017). **Análisis de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves N° 5 de la Concesión de Beneficio Belén de Minera Titán del Perú S.R.L.** Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa. <http://repositorio.unsa.edu.pe/bitstream/handle/UNSA/2538/Glagrare.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Albataineh, N. (2006). **Slope Stability Analysis Using 2d And 3d Methods**. Universidad de Akron. https://etd.ohiolink.edu/apexprod/rws_etd/send_file/send?accession=akron1153719372&disposition=inline
- Alsharedah, Y. (2015). **Slope Stability Enhancement of an Upstream Tailings Dam: Laboratory Testing and Numerical Modelling**. Western Libraries. https://ir.lib.uwo.ca/etd/3480/?utm_source=ir.lib.uwo.ca%2Fetd%2F3480&utm_medium=PDF&utm_campaign=PDFCoverPages
- Alvarez, D. (2017). **Diseño de Cimientos a Base de Zapatas Aisladas para Torres de Transmisión Eléctrica Aplicado en el Proyecto de Condorcocha-Tarma-Junín**. Universidad Continental. <https://hdl.handle.net/20.500.12394/4414>
- Alva, J.; y Castillo, J. (1993). **Peligro Sísmico en el Perú**. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis15_a.pdf
- Alva, J. (1994). **Notas Sobre Análisis de Estabilidad de Taludes**. Lima. Recuperado de http://www.jorgealvahurtado.com/files/labgeo02_a.pdf
- Alva, J.; e Infantes, M. (1999). **Diseño Sísmico de Presas de Tierra y Enrocado**. Santiago de Chile: ARCADIS Geotecnia
- Alva, J. (2007). **Diseño de Cimentaciones**. Instituto de la Construcción y Gerencia. https://www.academia.edu/39218001/Dise%C3%B1o_de_Cimentaciones_Dr_Ing_Jorge_E_Alva_Hurtado
- ANCOLD (2012). **Guidelines on Tailing Dams**. <https://www.ancold.org.au/?product=guidelines-on-tailings-dams-planning-design-construction-operation-and-closure-may-2012>
- Anderson, M.; y Richards, K. (1987). **Slope Stability: Geotechnical Engineering and Geomorphology**. John Wiley and Sons, N.Y
- Atarfil. (2020). **Presas de Relaves**. Atarfil Geomembranas. <https://www.atarfil.com/aplicacion/presas-de-relaves/>
- Baazouzi, M.; Benmeddour, D.; Mabrouki, A.; y Mellas, M. (2016). **2D Numerical Analysis of Shallow Foundation Rested Near Slope Under Inclined Loading**. Procedia

- Engineering, 143, 623-634. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.086>
- Barrera, S.; y Campaña, J. (2005). **Análisis de Estabilidad de Presas de Relave - Practica Chilena**. V Congreso Chileno de Geotecnia (págs. 1-10). Santiago de Chile: ARCADIS Geotecnia
- Bernal, M. (2012). **Estabilidad Sísmica en Presa de Relave Construida por el Método de Eje Central**. Universidad de Chile, Santiago de Chile-Chile
- Bishop, A. (1955). **The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes**. Geotechnique, London, Vol. 5, No.1, pp. 7-17.
- Bishop, A., y Bjerrum, L. (1973). **The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems**. "Proc. Res. Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 437-501.
- Braja, D. (2011). **Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4.ª ed)**. Escuela Superior de Ingeniería Química e Industrias Extractivas Instituto Politécnico Nacional. https://es.slideshare.net/ralvmrz/fundamentos-de-ingeniera-geotcnica-braja-m-das?from_action=save
- Catanzariti, F. (2017). **Estabilidad de Taludes**. GeoStru. <https://www.geostru.eu/es/blog/2016/06/13/estabilidad-de-taludes/>
- Carrión, C. (2019). **Análisis y diseño de la estabilidad de talud en el sector Sausacocha - Pallar km. 8+000 al 9+000 provincia de Sánchez Carrión, departamento de La Libertad, 2017**. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo. <https://tesis.usat.edu.pe/handle/20.500.12423/1788>
- Carillo, A. (2011). **Accidentes y Fallas en la Presa de Relaves**. Academia. https://www.academia.edu/6661582/Accidentes_y_Fallas_en_Presas_de_Relaves_en_Per%C3%BA
- Casagrande, A., y Wilson, S. (1960). **Testing Equipment, techniques and errors: Moderators**. Report, Session 2. Proc. Res. Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE,1123-1130.
- Condori, J. (2022). **Relación Entre La Resistencia Drenada, Obtenida Del Ensayo De Corte Directo, Y Resistencia No Drenada, Obtenida Del Ensayo De Compresión Triaxial De Un Suelo Cohesivo**. Universidad Nacional Del Altiplano Facultad De Ingeniería Civil Y Arquitectura
- Constantino, F.; Bandini, B.; Rachid, E.; y Ribeiro, J. (2019). **Desastre Ambiental da Barragem de Fundão, Mariana, Mg - Análise de Impactos Socioambientais**. Revista Internacional de Ciências; Vol 9, No 3. <http://dx.doi.org/10.12957/ric.2019.40296>
- Consultores Técnicos Asociados. (2019). **Curso de Estabilidad Global de Cimentaciones situadas en las proximidades de Taludes con Slide 6.0**. IngeoExpert.
- Das, B. (2001). **Principios de Ingeniería de Cimentaciones (4.ª ed.)**. International Thomson Editores.
- Das, B. (2015). **Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4.ª ed.)**. Cengage Learning Editores.

https://www.academia.edu/37854899/Fundamentos_de_Ingenieria_Geotecnica_Braja_M_Das

- Das, B. (2017). **Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement (3.^a ed.)**. CRC Press.
- De Matteis, A. (2003). **Geología y Geotecnia. Tema: Estabilidad de Taludes**. Universidad Nacional de Rosario, Facultad de Cs. Exactas, Ingeniería y Agrimensura. Rosario: Argentina. Recuperado de: <https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Estabilidad%20de%20Taludes.pdf>
- Dey, A.; Acharyya, R.; y Alammyan, A. (2019). **Bearing Capacity and Failure Mechanism of Shallow Footings on Unreinforced Slopes: A State-of-the-Art Review**. International Journal of Geotechnical Engineering, 1-14. <https://doi.org/10.1080/19386362.2019.1617480>
- Díaz, D.; y Gómez, P. (2011). **Evaluación De La Estabilidad Global Del Talud Superior Del Km. 17+200 Al Km 18+600 Del Proyecto Carretera Ruta N° 10, Tramo: Huamachuco - Puente Pallar - Juanjuí, Sector: Huamachuco - Sausacocha - Puente Pallar**. Universidad Ricardo Palma. http://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/2370/diaz_dm-vidal_a.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Duncan, J.; Wright, S.; y Brandon, T. (2014). **Soil Strength and Slope Stability (2.^a ed.)**. Wiley. <https://tjfaonline.com/wp/wp-content/uploads/2018/11/TJFA-411.pdf>
- Earthworks. (2019). **Tailings**. Recuperado de <https://earthworks.org/issues/tailings/>
- Eugenio, M. (2017). **Análisis de Inestabilidad de Taludes Mediante Equilibrio Límite y Elementos Finitos, Tramo Santa Rosa– Tuco Bajo Carretera Bambamarca – Centro Poblado Tuco**. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca. Recuperado de: <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1404>
- Figueroa, A., Solans, D., Gonzales, C y Campaña, J. (2017). **Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central**. <https://www.scielo.cl/pdf/oyp/n21/art04.pdf>
- Fredlund, D.; y Krahn, J. (1977). **Comparison of Slope Stability Methods of Analysis**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, No. 3, pp. 429-439.
- GeoEngineer. (2021). **Slope Stability: The Spencer Method of Slices**. [https://www.geoengineer.org/education/slope-stability/slope-stability-the-spencer-method-of-slices#:~:text=The%20Spencer%20Method%20of%20Slices%20was%20developed%20by%20Spencer%20in,Factor%20of%20Safety%20\(FoS\).](https://www.geoengineer.org/education/slope-stability/slope-stability-the-spencer-method-of-slices#:~:text=The%20Spencer%20Method%20of%20Slices%20was%20developed%20by%20Spencer%20in,Factor%20of%20Safety%20(FoS).)
- Gerscovich, D. (2013). **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Oficina de Textos. http://ofitexto.arquivos.s3.amazonaws.com/Estabilidade-de-taludes-2ed_DEG.pdf
- ICMM. (2021). **Gestión Eficaz de los Relaves**. <https://www.icmm.com/es/gestion-ambiental/gestion-de-desechos/gestion-eficaz-de-los-relaves>
- Industriall. (2019). **Lo que se Debe de Saber Sobre la Represa de Relave**. Industriall Global

- Unión. <https://www.industrialunion.org/es/lo-que-se-debe-saber-sobre-las-represas-de-relave>
- Izaguirre, I. (2017). **La Construcción Informal en las Laderas de los Cerros y sus Efectos en la Seguridad de los Pobladores del Distrito Independencia, Lima 2016**. Universidad Cesar Vallejo. https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/14961/Izaguirre_KIR.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Kavazanjian, E. (2013). **Webinar notes for The Seismic Coeficient Method for Slope Stability Analysis and Retaining Wall Design**. ASCE.
- Krahn, J. (2003). **The 2001 R.M. Hardy Lecture: The Limits of Limit Equilibrium Analyses**. Canadian Geotechnical Journal. 40. 643-660. 10.1139/t03-024.
- Kramer, S. (1996). **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice-Hall, New Jersey.
- Ladd, C. (1986). **The Twenty Second Terzaghi Lecture**. American Society of Civil Engineers 1986 Anual Convention.
- Lu, N.; y Godt, J. (2013). **Hillslope Hydrology and Stability**. Cambridge University Press.
- López, J.; y López, C. (2004). **El urbanismo de ladera: Un reto ambiental, tecnológico y del ordenamiento territorial**. Revista Bitácora Urbano Territorial, 1(8),94-102. ISSN: 0124-7913. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=74800814>
- Machaca, R. (2019). **Control de Erosión y Estabilización de Talud de Torre Eléctrica con Geosintéticos**. G&G Geomembranas y Geosintéticos. <https://web.facebook.com/geomembranas.geosinteticos/photos/pcb.5882384421801617/5882384085134984/>
- Makdisi, F., and Seed, H. (1977). **A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformation in Dams and Embankments**. Report UCB/EERC-77/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Marcuson, W., Hynes, M., and Franklin, A. (1990). **Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments**. Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, 6(3), 529–572.
- Martínez, R.; Barrera, S.; y Gómez, P. (2011). **El Método Pseudoestático de Estabilidad en Presas: Un Análisis Crítico**. Universidad Nacional de Huancavelica. Imperial College London. <https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n9/art04.pdf>
- Mendoza, J. (2016). **Análisis de Estabilidad de Taludes de Suelos de Gran Altura en la Mina Antapaccay**. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Recuperado de: <http://hdl.handle.net/20.500.12404/7614>
- Ministerio de Energía y Minas (2009). **Guía Ambiental Para el Manejo de Relaves Mineros**. Gob.pe Plataforma digital única del Estado Peruano. <http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/relaveminero.pdf>
- Morgenstern, N.; y Price, V. (1965). **The Analysis of The Stability of General Slip Surface**.

- Geotechnique, Vol.15, No.4, pp. 289-290.
- Olaya, E.; y Sevillano, B. (2019). **Análisis Comparativo entre el Método Aguas Abajo y Suelo Reforzado para el Recrecimiento de la Presa de Relaves Viluyo**. Universidad Ricardo Palma. http://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/2720/CIV-T030_46894798_T%20%20%20SEVILLANO%20CELIS%20BRAHAN%20JORGE.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Oliva, A. (2005). **Estabilidad de Taludes y Ladera. Análisis Cuantitativo y Cualitativo**. Grupo ITEICO Euroamericano. https://www.mia.edu/12465089/ESTABILIDAD_DE_TALUDES_Y_LADERAS_AN%C3%81LISIS_CUANTITATIVOEn
- Olson, S., and Johnson, C. (2008). **Analyzing liquefaction-induced lateral spreads using strength ratios**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(8), 1035–1049.
- Ortiz, C. (2012). **Estabilidad de Taludes**. SlideShare. <https://es.slideshare.net/EfrainBanegasCapacute/metodos-de-calculo1>
- Pérez, E. (1989). **Análisis de la estabilidad de taludes. Casos simples**. En Corominas, J. (editor), “Estabilidad de Taludes y Laderas Naturales”, Monografía no 3, Sociedad Española de Geomorfología, pp. 97–118.
- Pérez, E. (2005). **Estabilidad de Taludes**. Cataluña: Universitat Politècnica de Catalunya. https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250339/2015/Tema5--Taludes.pdf
- Pérez, O. (2015). **Análisis Geotécnico para la Estabilización de la Plataforma Conformada Sobre el Talud para la Construcción de los Pilotes y Dado del Eje 2 Puentes El Tablazo, mediante El Método de Equilibrio Límite Utilizando Gen Hoek Brown y Elementos Finitos-Carga de Gravedad**. Universidad de Santander, Bucaramanga. Recuperado de: <http://repositorio.udes.edu.co/handle/001/2936>
- Poulos, S., Castro, G., and France, J. (1985). **Liquefaction Evaluation Procedure**. Journal of Geotechnical Engineering, 111(6), June, 772–792.
- Quispe, D.; y Zúñiga, Á. (2019). **Análisis Sísmico Pseudo Estático Y Pseudo Dinámico De La Estabilidad De La Presa N° 9 Acchilla - Ccochaccasa - Angaraes - Huancavelica**. Universidad Nacional de Huancavelica. <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/3089>
- Raj, D.; y M., B. (2014). **Analysis of Shallow Foundation on Slope: A Comparative Study**. ResearchGate. <https://www.researchgate.net/publication/269702291>
- Ros, J. (2008). **Metodología**. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (ETSECCPB). Barcelona: España. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6529/05.pdf?sequence=6&isAllowed=y>
- Romero, M. (2020). **Brumadinho Bajo el Lodo: Se Cumple Un Año de la Tragedia en Brasil**. FRANCE24. <https://www.france24.com/es/20200125-brumadinho-bajo-el-lodo-se-cumple-un-a%C3%B1o-de-la-tragedia-en-brasil>

- Ruesta, P.; Díaz, J.; y Alva, J. (1988). **El Coeficiente Sísmico en el Diseño de Presas de Tierra y Enrocado**. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huaraz pp. 197-218.
- Ruiz, M. (2018). **Soluciones para el Diseño y Construcción de Cimentaciones de Torres de Transmisión Eléctrica de Alta Tensión**. Universidad de el Salvador. <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/16234>
- Sadrekarimi, A.; y Riveros, G. (2020). **Static Liquefaction Analysis of the Fundão Dam Failure**. Geotechnical and Geological Engineering. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01446-8>
- Sánchez, A.; y Taza, A. (2017). **Análisis de Estabilidad Sísmica para Una Presa Utilizando Relave Grueso con el Método de Suelo Armado (Huachocolpa Uno - Huancavelica)**. Universidad San Martín de Porres. https://repositorio.usmp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12727/3316/sanchez_taza.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Seed, H. (1979). **Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams**. Nineteenth Rankine Lecture, Géotechnique, 29(3), Sept., 215–263.
- Seed, H.; y Martin, G. (1966). **The Seismic Coefficient in Earth Dam Design**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92 SM3, pp. 25-58.
- Seed, R.; y Harder, L. (1990). **SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength**. Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, Vol.2, Bi Tech Publishers, pp. 351-376.
- Sepúlveda, A. (2017). **Evaluación de Herramientas para el Análisis de Estabilidad Física de una Presa de Relaves Espesados**. Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/148601/Evaluacion-de-herramientas-para-el-analisis-de-estabilidad-fisica-de-una-presa-de-relaves-espesados.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Sereco Gestión S.L. (2021). **Tratamiento de Relaves Mineros**. Sereco Servicios Digitales. <https://www.serecogestion.com/tratamiento-relaves-mineros/>
- Sernageomin. (2016). **Preguntas Frecuentes Sobre Relaves**. Servicio Nacional de Geología y Minería. <https://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/01/Preguntas-frecuentes-sobre-relaves.pdf>
- Soriano, A.; Valderrama, M.; y González, J. (2002). **Capacidad Portante de Cimentaciones Superficiales en Terreno Inclinado**. Revista Digital Del Cedex, (127), 61. <http://ingenieriacivil.cedex.es/index.php/ingenieria-civil/article/view/1648>
- Spencer, E. (1973). **The Thrust Line Criterion in Embankment Stability Analysis**. Geotechnique, 23, 85-100.
- Suarez, J. (1998). **Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en zonas tropicales**. Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.
- Suárez, J. (2008). **Deslizamientos - Análisis Geotécnico**. Universidad Industrial de Santander.

- Suarez, J. (2012). **Capítulo 7: Comportamiento Sísmico de los Taludes**. Erosion.com.co. <https://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-i-analisis-geotecnico/>
- Tardeo, C.; y Zanabria, E. (2016). **Análisis Dinámico de Estabilidad de Taludes por Elementos Finitos en la Zona de Huayllapampa del Distrito de Cuenca Huancavelica**. Universidad Nacional de Huancavelica, 2016. Recuperado de: <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/1935>
- Terzaghi, K., y Peck, R. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2nd Ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y
- The New York Times. (2019). **El Colapso de la Represa en Brasil, Una Tragedia Anunciada. AMERICA LATINA**. <https://www.nytimes.com/es/2019/02/13/espanol/america-latina/brasil-represa-vale.html>
- Torres, L. (2019). **Estabilidad de Taludes para Mejorar la Transitabilidad y Seguridad en los Tramos Críticos de la Carretera Monteseco, Distrito Catache**. Universidad Cesar Vallejo. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/37101>
- UPC COMMONS (s.f). **Metodología**. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (ETSECCPB). Barcelona: España. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6529/05.pdf?sequence=6&isAlloved=y>
- Valiente, R.; Sobrecases, S.; y Díaz, A. (2015). **Estabilidad de Taludes: Conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo**. REVISTA CIVILIZATE N° 7, 2015
- Varnes, D. (1978). **Slope Movement Types and Processes**. Transportation Reserach Board. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/sr/sr176/176-002.pdf>
- Villanueva, A. (2006). **Diseño de Presa de Relaves Alpamarca y el Uso de Materiales de Mina como Cuerpo de Presa**. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima, Perú.
- Vitor, R. (2015). **Análisis de suelos para determinar la estabilidad de talud en el servicio de depósito de relaves de la Presa Huachucaja – El Brocal**. Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión. <http://repositorio.undac.edu.pe/handle/undac/1669>
- Wong, C.; y Miller, M. (2009). **Guidelines For Electrical Transmission Line Structural Loading**. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784410356>
- Youd, T., Idris, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G. Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W., Harder, Jr., L. F., Hynes, M, Ishihara, K., Koester, J., Liao, S. S. C. Marcuson, III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P, Seed, R., Stokoe, II, K. H. (2001). **Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report From The 1996 NCEER And 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), Oct., 817–833
- Zevallos, O. (2002). **Ocupación de Laderas e Incremento del Riesgo de Desastres en el Distrito Metropolitano de Quito**. Escuela Politécnica Nacional. Disponible en:

<https://biblio.flacsoandes.edu.ec/catalog/resGet.php?resId=24704>

Zuloaga, I. (2020). **Grietas de Tracción.** Geotecnia. Online.
<https://www.diccionario.geotecnia.online/palabra/grietas-de-traccion/>

