

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA
XXVI CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

**DISEÑO DE PRETILES EN DEPÓSITOS DE RELAVES CONVENCIONALES,
UNA ALTERNATIVA PARA LA RECUPERACIÓN DE AGUAS**

RODOLFO MORALES G.^{1 2 3}
HENGELS CASTILLO V.⁴
ALDO TAMBURRINO T.^{5 6}

RESUMEN

En el proceso de depositación de relaves convencionales se generan estanques de decantación y playas de relaves de amplia superficie, lo que da lugar a altas pérdidas de agua por evaporación y resaturación de las playas. La práctica de la construcción de pretiles sobre depósitos de relaves permite su sectorización, reduciendo las áreas de playa y las pérdidas de agua. Sin embargo, su diseño presenta un desafío, ya que durante la construcción existe acumulación de presiones intersticiales que afectan la estabilidad y comprometen la seguridad de los trabajadores durante la construcción. En este trabajo se abordan las dificultades del diseño de pretiles, estudiando analítica y numéricamente el efecto de acumulación y disipación del exceso de presión intersticial mediante un modelo de consolidación isotrópica y análisis de equilibrio límite. Finalmente, a través de la

¹ Candidato PhD, Programa de Doctorado en Ciencias de la Ingeniería mención Fluidodinámica, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile - email: rodolfomoraless@ug.uchile.cl

² Profesor Part-time, Departamento de Metalurgia y Materiales, Universidad Técnica Federico Santa María – email: rodolfo.moralesg@usm.cl

³ Especialista Geociencias, JRI Ingeniería S.A – email: rmorales@jri.cl

⁴ Jefe de Área Geociencias, JRI Ingeniería S.A – email: hcastillo@jri.cl

⁵ Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile – email: atamburr@ing.uchile.cl

⁶ Investigador Asociado, Advanced Mining Technology Center, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile – email: atamburr@ing.uchile.cl

sensibilización de los parámetros de diseño y resistencia, se construyen relaciones que pueden ser utilizadas como una primera guía para su construcción.

1. INTRODUCCIÓN

Los relaves corresponden al desecho sólido descartado del proceso minero de concentración de minerales, usualmente constituidos por mezclas de rocas finamente molidas y agua. El manejo del agua en relaves es una operación clave, ya que puede ser retornada para su procesamiento a la vez que se evita filtraciones de drenaje ácido hacia el suelo y consigo la contaminación de napas subterráneas.

Las operaciones convencionales de almacenamiento de relaves requieren de extensas áreas de terreno para acomodar los relaves depositados. Estos generalmente salen de la descarga experimentando una segregación natural, lo que hace que la fracción gruesa tienda a permanecer cerca del punto de descarga mientras que la fracción fina es desplazada por el agua. Esto conduce a la formación de estanques de decantación y playas de relaves de amplia superficie, lo que da lugar a altas pérdidas de agua por evaporación y resaturación de playas. La práctica de construcción de pretiles permite la sectorización del depósito de relaves, reduciendo así las áreas de playa y las pérdidas de agua. Este método se ha utilizado con éxito en depósitos de relaves de cobre. Sin embargo, su construcción representa un desafío al emplear un suelo de fundación poco competente.

Los relaves convencionales en su condición de depositación corresponden típicamente a arenas sueltas de baja densidad relativa y permeabilidad. Estos factores condicionan su respuesta frente a cargas estáticas y/o sísmicas, cuya aplicación conlleva a una disminución en el volumen y a un incremento súbito en la presión de agua en los poros, y por lo tanto una reducción de la tensión efectiva y la resistencia al corte del medio. Cuando las presiones de poros igualan a la presión de contacto entre las partículas, el medio experimenta licuefacción, adquiriendo la consistencia de un líquido pesado. Este último es un comportamiento que típicamente se observa en relaves convencionales sujetos a cargas estáticas y/o sísmicas.

Para medios granulares en condiciones drenadas, es decir, cuando se permite la liberación de las presiones de poros de exceso, la resistencia a la falla se suele describir por medio de la teoría del estado crítico a través del criterio de Mohr-Coulomb que relaciona las tensiones de corte y normal al plano de falla de acuerdo con $\tau = \sigma'_n \tan(\phi) + c$, donde τ es la tensión de corte en el plano de falla, $\sigma'_n = \sigma_n - p$ es la tensión normal efectiva, obtenida como la diferencia entre la tensión normal total σ_n y la presión de poros p , ϕ es el ángulo de fricción interna y c es la cohesión. En condiciones no drenadas, es decir, cuando el medio no logra disipar las presiones de poros de exceso y el esfuerzo efectivo es nulo, la resistencia al corte τ alcanza un valor residual S_u cuya magnitud es proporcional al esfuerzo vertical efectivo σ'_v : $\tau = S_u \sim \sigma'_v$. Medios granulares gruesos como las gravas sin compactar presentan valores de fricción interna de 35° , mientras que un valor típico para arenas de relaves es de 30° , a la vez que ambos presentan una cohesión nula. A diferencia de las gravas que suelen presentar un comportamiento drenado debido al alto valor de sus permeabilidades, las arenas de relaves pueden licuar y responder con una resistencia residual S_u/σ'_v con valores de 0,22 o inferiores (Robertson, 2009).

A causa de los fenómenos previamente descritos, la construcción de los pretiles sobre un depósito de relaves convencionales para el manejo de las aguas posee la dificultad técnica de requerir construir sobre un suelo de fundación que puede experimentar licuefacción durante el proceso de construcción y/o la ocurrencia de eventos sísmicos, comprometiendo la seguridad de la operación, personal y equipos. En búsqueda de afrontar esta dificultad, conocer los límites de aplicabilidad del método y proporcionar algunas recomendaciones para su construcción, en el presente trabajo se estudian diferentes configuraciones geométricas para los pretiles, y se evalúa su estabilidad por medio del efecto que su propio peso origina sobre su estabilidad estática y sísmica. Con esta finalidad, se resuelve analíticamente un problema de consolidación isotrópica, que describe la evolución de las presiones de poros de exceso para una de las etapas constructivas del pretil, y sus resultados se incorporan en el análisis de estabilidad de los pretiles por medio del Método de Equilibrio Límite (LEM).

El presente trabajo se estructura de la siguiente manera: en la sección 2 se describe el modelo de consolidación isotrópica que describe la evolución temporal de las presiones de poros de exceso asociadas a una etapa constructiva; en la sección 3 se describe el método de equilibrio límite junto a su implementación numérica; en la sección 4 se presentan los resultados de la evaluación numérica y análisis de sensibilidad ejecutados. Finalmente, en la sección 5 se presentan las conclusiones.

2. CONSOLIDACIÓN ISOTRÓPICA

Suponiendo que tanto las permeabilidades horizontal k_x y vertical k_y , como el coeficiente de consolidación C_v permanecen aproximadamente constantes e independientes de la fracción de vacíos, puede considerarse que la presión de poros de exceso p_e satisface la siguiente ecuación de difusión bidimensional (Terzaghi, 1943; Verruit, 2009):

$$\frac{\partial p_e}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 p_e}{\partial y^2} + \frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 p_e}{\partial x^2} \right) \quad (1)$$

Para resolver esta ecuación se considerará una profundidad finita H_r de relaves, con una línea de carga horizontal en superficie de largo $\left(-\frac{L}{2} \leq x \leq \frac{L}{2}\right)$ y una condición inicial $p_e\left(-\frac{L}{2} < x < \frac{L}{2}, 0 < y < H, t = 0\right) = \Delta\sigma_v$ ($p_e = 0$ en otro caso) equivalente a la distribución uniforme del peso de una de las etapas constructivas. Se supondrá que la extensión horizontal de la cubeta es mucho mayor que cualquiera de estas longitudes características, es decir, de extensión infinita. Para las condiciones de borde, sólo se permitirá el drenaje superior, manteniendo una base impermeable: $\partial p_e / \partial y (y = 0, t) = 0$ y $p_e(y = H_r, t) = 0$. Luego, se puede demostrar que la solución corresponde a:

$$\frac{p_e}{\Delta\sigma_v} = \frac{2}{\pi} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{m} \cos\left(\pi\left(m + \frac{1}{2}\right)\frac{y}{H}\right) e^{-\frac{\pi^2 C_v}{4H^2}(2m+1)^2 t} \frac{1}{\sqrt{4\pi C_v t}} \int_{-L/2}^{L/2} e^{-\frac{(x-z)^2}{4C_v t}} dz \quad (2)$$

O bien, definiendo las variables adimensionales

$$x' = \frac{x}{L}; y' = \frac{y}{H}; t' = \frac{t}{T_H}; T_H \equiv \frac{1}{C_v} \left(\frac{H}{\pi} \right)^2 \text{ y } \vartheta \equiv \left(\frac{H}{\pi L} \right)^2, \quad (3)$$

se tiene:

$$\frac{p_e}{\Delta\sigma_v} = \left[\frac{2}{\pi} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{m} \cos \left(\pi \left(m + \frac{1}{2} \right) y' \right) e^{-(m+\frac{1}{2})^2 t'} \right] \left[\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\frac{x'-1/2}{\sqrt{2\vartheta t'}}}^{\frac{x'+1/2}{\sqrt{2\vartheta t'}}} e^{-\frac{\xi^2}{2}} d\xi \right] \quad (4)$$

En la ecuación anterior se identifican dos escalas temporales, cada una de ellas asociada a la dependencia de la solución con las coordenadas vertical (primer término en corchetes) y horizontal (segundo término en corchetes), las que denominaremos por T_H y T_L . La primera de ellas es tal que, evaluando el primer corchete en el par $(y', t/T_H) = (0,1)$ conlleva a un valor aproximado de 0,47, equivalente a una disipación del 53% de la presión intersticial de exceso. Una definición análoga para T_L se obtiene al exigir que el segundo corchete evaluado en el par $(x', t/T_L) = (0,1)$ proporcione un valor de aproximadamente 0,47, lo que se consigue si los límites de la integral Gaussiana son de $\pm 1/2\sqrt{2\vartheta t'} \approx \pm 0,63$. Así, $T_L \approx 0,25(\pi/0,63)^2(L/\pi)^2/C_v \approx 0,32T_H\vartheta^{-1}$.

3. EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

El Método de Equilibrio Límite (LEM) presupone que la rotura de un talud se origina a través de una superficie, de modo que la masa por sobre dicha superficie se desliza por sobre la masa inferior. Para evaluar la factibilidad del movimiento a lo largo de una superficie determinada se calcula su Factor de Seguridad (F_S), definido como el valor que cuantifica la diferencia entre las condiciones reales de un determinado talud, y las condiciones que llevan a su rotura. Matemáticamente el F_S se define como el cociente entre su resistencia al corte máximo, y la resistencia al corte movilizado. Para valores inferiores a la unidad, el movimiento es posible a lo largo de la superficie de deslizamiento. Así, el F_S se interpreta como el margen de seguridad al deslizamiento. Los valores de F_S típicamente aceptados para el cálculo de taludes son de $F_S = 1,3$ para taludes temporales, y de $F_S = 1,5$ para el caso de taludes definitivos (Hoek y Bray, 1981).

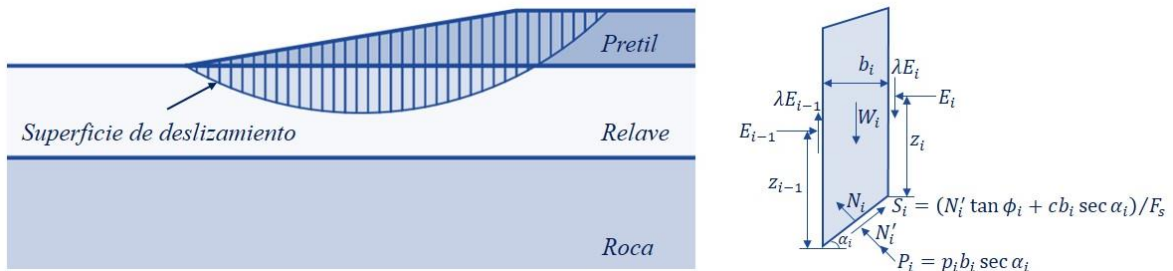


Figura 1: A la izquierda, configuración de estudio para el método de equilibrio límite empleando discretización en dovelas de la masa en deslizamiento. A la derecha, fuerzas actuantes sobre una dovela. Se asume fuerza tangencial entre dovelas proporcional a fuerza horizontal.

Para el cálculo del Factor de Seguridad (F_S) del talud se emplea el método de dovelas, el que consiste en dividir la superficie de deslizamiento en rebanadas horizontales que interactúan

entre sí por medio de fuerzas tangenciales y de empuje horizontales. Considerando que en las superficies se desarrolla una resistencia al corte del tipo friccional, el F_s de cada rebanada se calcula como

$$F_s = \frac{N'_i \tan \phi_i + c b_i \sec \alpha_i}{S_i}, \quad (5)$$

donde b_i y α_i son parámetros geométricos, definidos en la Figura 1, ϕ y c corresponden al ángulo de fricción y cohesión en la base de la rebanada (típicamente evaluados en el punto medio de la base), $N'_i = N_i - p_i b_i \sec \alpha_i$ es el esfuerzo normal efectivo, y S_i corresponde al esfuerzo de corte movilizado, con p la suma de las presiones hidrostática y de exceso p_e . El equilibrio de fuerzas y momentos de cada rebanada, expresado respecto a un sistema de coordenadas localmente orientado con la base de éstas, conlleva a las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} F_x &= \frac{(N'_i \tan \phi_i + c b_i \sec \alpha_i)}{F_s} + [\lambda E_{i-1} - \lambda E_i - W_i] \sin \alpha_i \\ &\quad + [E_{i-1} - E_i - kW_i] \cos \alpha_i, \\ F_y &= N'_i + U_i + [\lambda E_{i-1} - \lambda E_i - W_i] \cos \alpha_i - [E_{i-1} - E_i - kW_i] \sin \alpha_i, \\ M_o &= E_{i-1} \left(z_{i-1} - \frac{b_{i-1}}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \left(z_i + \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) + \lambda (E_{i-1} + E_i) \frac{b_i}{2}. \end{aligned} \quad (6)$$

Aquí, se ha supuesto que la fuerza tangencial entre dovelas es proporcional al empuje horizontal (método de Spencer, refiérase a Holtz y Kovacs 1981), donde el factor de proporcionalidad corresponde a λ . Además, W_i es el peso de la dovela. Realizando las definiciones:

$$\begin{aligned} T_i &= W_i \sin \alpha_i + kW_i \cos \alpha_i, \\ R_i &= [W_i \cos \alpha_i - P_i] \tan \phi_i + c_i b_i \sec \alpha_i, \\ O_i &= F_s (\lambda \sin \alpha_i + \cos \alpha_i) + (\sin \alpha_i - \lambda \cos \alpha_i) \tan \phi_i. \end{aligned} \quad (7)$$

Se sigue a partir de ambos balances de fuerza que los empujes entre rebanadas pueden ser escritos como:

$$E_i = \sum_{j=1}^i \frac{R_j - F_s T_j}{O_j}. \quad (8)$$

Imponiendo como condición que los empujes en los extremos son nulos, se obtiene la siguiente definición para el Factor de Seguridad:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^N R_i / O_i}{\sum_{i=1}^N T_i / O_i}. \quad (9)$$

Sumando los términos sobre el balance de momento e identificando el sumatorio telescópico, se obtiene la siguiente relación para el cociente entre empujes horizontales y tangenciales:

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^N (E_{i-1} + E_i) b_i \tan \alpha_i}{\sum_{i=1}^N (E_{i-1} + E_i) b_i}. \quad (10)$$

Estas ecuaciones son resueltas numéricamente en el Software Matlab, incorporando el incremento de presiones intersticiales de acuerdo con la solución encontrada en la Ecuación (4).

A continuación, en la Figura 2 se presenta el algoritmo implementado para el cálculo del mínimo factor de seguridad asociado al talud. Por simplicidad en el cálculo, se han considerado superficies de falla circulares.

```

1  Ingresar parámetros geotécnicos y geométricos de los taludes
2  Calcular presiones de poros de exceso
3  Iterar sobre potenciales superficies de falla
4      Calcular parámetros geométricos de cada dovela
5      Calcular presión de poros de exceso
6      Calcular funciones T y R
7      Proponer valor de  $F_S = 1$  y  $\lambda = 0$ 
8      While diferencia < tolerancia
9          Calcular función O
10         Actualizar  $F_S$ 
11         Calcular empujes E
12         Actualizar  $\lambda$ 
13         Calcular diferencia (valores  $F_S$  y  $\lambda$  respecto a iteración anterior)
14     End
15 End
    Factor de seguridad igual al mínimo obtenido para todas las superficies

```

Figura 2: Algoritmo de cálculo mínimo factor de seguridad.

4. MODELAMIENTO NUMÉRICO

El modelamiento numérico se divide en dos etapas. En la primera se estudia la condición post-sísmica, suponiendo relaves licuados cuya resistencia al corte es igual a su resistencia residual. En la segunda se estudia la condición estática, incorporando las presiones de poros de exceso asociadas al peso de los pretiles. En este último, se utilizan relaciones entre parámetros que aseguran la estabilidad post-sísmica, con el objetivo de disminuir el número de variables independientes del modelo. Por otro lado, las presiones de poros de exceso se calculan de forma secuencial, dividiendo el pretil en capas horizontales dispuestas en intervalos de tiempo equidistantes.

En función de lo anterior, para asegurar la condición post-sísmica se realizó un proceso de solución iterativa considerando una condición licuada de los relaves. Así, su envolvente de resistencia se obtuvo como:

$$S = N' \tan(\phi) + cb \sec(\alpha) \text{ con } \phi = 0 \text{ y } c = S_u(\sigma_v - p). \quad (11)$$

donde S_u corresponde a la resistencia no drenada residual, σ_v al esfuerzo vertical y p a la presión de poros. Se realizaron 65 simulaciones con distintas configuraciones de espesor de relaves (H_r), altura (H_p) y ángulo (θ) de pretil. El objetivo de estas fue determinar el valor mínimo de resistencia residual que cumple con un Factor de Seguridad unitario. De estas simulaciones, 25 se elaboraron con un espesor de relaves de $H_r = 5$ m y altura de pretil de

$H_p = 2,5 - 5,0 - 7,5 - 10$ m, y 40 con un espesor de relaves de $H_r = 10$ m y alturas de pretil de $H_p = 2,5 - 5,0 - 7,5 - 10 - 12,5 - 15,0 - 20,0 - 25,0$. En ambos casos se utilizaron relaciones de talud $V:H = 1:2 - 1:3 - 1:4 - 1:5 - 1:6$, equivalentes a ángulos de $\theta = 26,6^\circ - 18,4^\circ - 14,0^\circ - 11,3^\circ - 9,5^\circ$.

Para asegurar la condición estática se realizaron 85 simulaciones con distintas configuraciones de espesor de relaves (H_r), altura (H_p) y ángulo (θ) de pretil. En éstas se utilizó una envolvente de resistencia dada por:

$$S = N' \tan(\phi) + c \sec(\alpha) \text{ con } \phi = 30^\circ \text{ y } c = 0. \quad (12)$$

Para los casos en que $N' = 0$ (licuación estática), se utilizó la expresión entregada en la Ecuación (11). Los valores de resistencia residual utilizados en cada simulación se obtuvieron a partir del ángulo de pretil de acuerdo con la expresión encontrada en los análisis post-sísmicos, la que se presenta en la sección siguiente, a modo de reducir el número de parámetros libres y asegurar la estabilidad post-sísmica. El objetivo de estas simulaciones fue determinar el tiempo mínimo entre etapas constructivas para lograr una disipación de presiones de poros que proporcione un Factor de Seguridad de $F_s = 1,3$. De estas simulaciones, 24 se elaboraron con un espesor de relaves de $H_r = 5$ m y altura de pretil de $H_p = 3 - 5 - 8 - 10$; 24 con una altura de columna de relaves de $H_r = 10$ m y alturas de pretil de $H_p = 5 - 10 - 15 - 20$; 54 con un espesor de columna de relaves de $H_r = 20 - 50 - 100$ m (18 simulaciones por cada uno de ellos), con alturas de pretil de $H_p = 5 - 10 - 20$ m. Para cada altura de pretil se utilizaron relaciones de talud de $V:H = 1:2 - 1:3 - 1:4 - 1:5 - 1:6$, equivalentes a ángulos de $\theta = 26,6^\circ - 18,4^\circ - 14,0^\circ - 11,3^\circ - 9,5^\circ$.

5. RESULTADOS

En la Figura 3 se presentan los resultados de las simulaciones asociadas a la condición post-sísmica. Éstos se expresan en términos del valor de resistencia residual que proporciona un Factor de Seguridad unitario (post-sísmico), y la tangente del ángulo de inclinación del pretil (relación de talud). El resultado de las simulaciones permite identificar una tendencia aproximadamente lineal entre estas variables para alturas de relaves mayores a la altura del pretil, la cual queda descrita por la recta:

$$S_u = 0,4397 \tan(\theta) + 0,0825 \quad (H_r \geq H_p) \quad (13)$$

También se observa que es posible utilizar valores inferiores de resistencia residual si la altura de relaves es menor a la altura de pretil. Esto se debe a que, en estas condiciones, la superficie de falla se encuentra limitada por la presencia de un estrato más competente, originando un incremento en el factor de seguridad en relación a cuando la altura de relaves es mayor a la altura del pretil.

En la Figura 4 (izquierda) se presenta el resultado de las simulaciones asociadas a la condición estática. Éstos se expresan en términos del tiempo adimensional entre etapas constructivas t/T_H y la tangente del ángulo de inclinación del pretil $\tan \theta$. Los valores se agrupan en función del valor del cociente entre la altura de pretil y la altura de columna de relaves H_p/H_r . En la Figura 5 se presentan los resultados del nuevo adimensional $\Psi = (H_r/\Delta h)(t/T_H)$ y el cociente H_p/H_r , con $\Delta h = 1$ m, agrupados en términos de $\tan \theta$. Es

posible ver que el parámetro Ψ representa el cociente entre las magnitudes $t/\Delta h$ y T_H/H_r . La primera corresponde al intervalo tiempo t de disipación de presión de poros de exceso p_e en el espesor Δh de la etapa constructiva, y la segunda al tiempo característico de disipación vertical T_H a través del espesor H_r del depósito de relave.

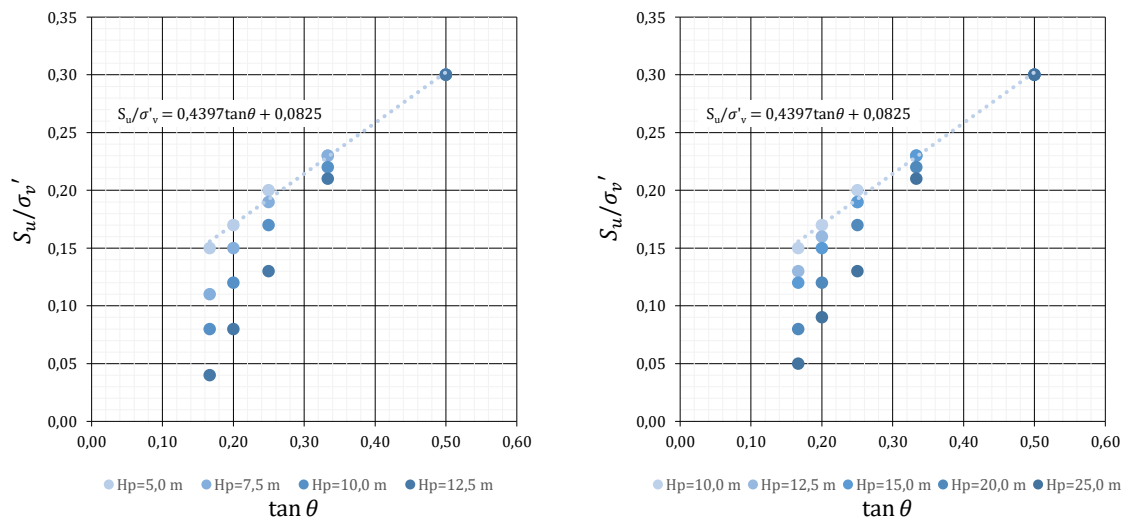


Figura 3: A la izquierda y derecha, resultados numéricos para una altura de columna de relaves de 5 m y 10 m respectivamente. Línea segmentada corresponde a tendencia para una altura de columna de relaves mayor o igual a la altura de pretil ($H_r \geq H_p$).

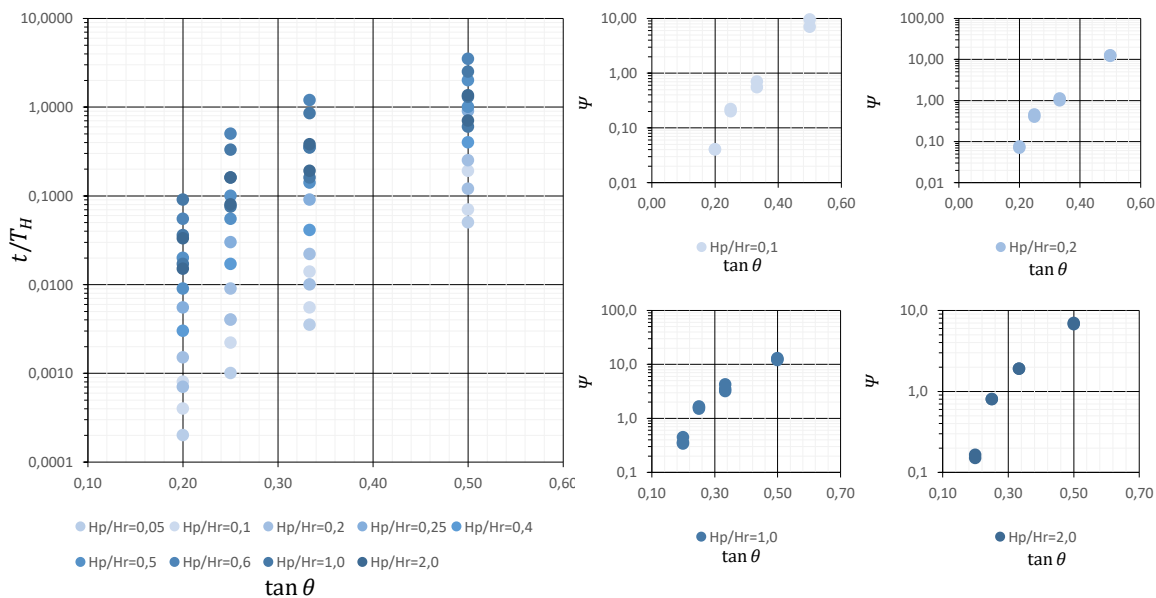


Figura 4: A la izquierda, resultados de simulaciones estáticas expresadas en términos del tiempo adimensional entre etapas constructivas t/T_H y la tangente del ángulo de inclinación del pretil $\tan \theta$. A la derecha, resultados numéricos considerando el parámetro Ψ y la tangente del ángulo de inclinación del pretil, para $\Delta h = 1$ m. Se observa que los datos se agrupan en función de los siguientes adimensionales: Ψ , H_p/H_r y $\tan \theta$.

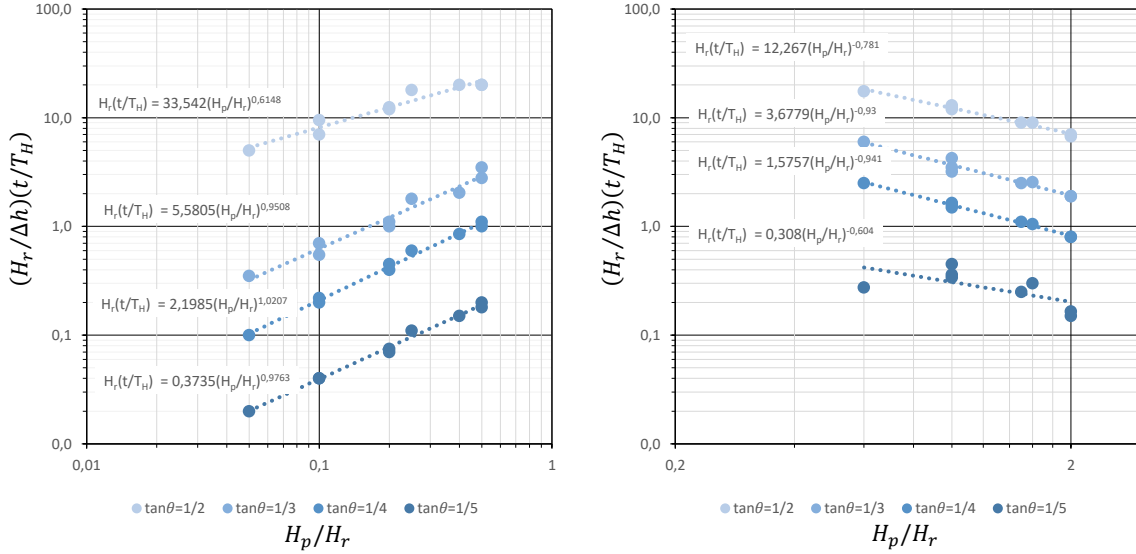


Figura 5: A la izquierda y derecha, resultados de simulaciones estáticas para $H_p / H_r \leq 0,5$ y $H_p / H_r > 0,5$, respectivamente.

Se reconocen los siguientes parámetros adimensionales para el problema:

$$\pi_1 = \frac{t}{T_H}, \quad \pi_2 = \frac{\Delta h}{H_r}, \quad \pi_3 = \frac{H_p}{H_r} \text{ y } \pi_4 = \tan \theta \quad (14)$$

Para las simulaciones elaboradas, se fijó el espesor de las etapas constructivas: $\Delta h = 1$ m. Luego, a partir del teorema π de Buckingham, es posible escribir la relación entre las variables adimensionales en la forma $\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \pi_4)$ o bien, de forma equivalente:

$$\frac{t}{T_H} = f\left(\frac{\Delta h}{H_r}, \frac{H_p}{H_r}, \tan \theta\right). \quad (15)$$

Al mantener fijos los valores de π_3 y π_4 , se observa que $\pi_1 = \pi_2 g(\pi_3, \pi_4)$ (ver Figura 4, derecha) por lo que la ecuación anterior se reduce a:

$$\frac{t}{T_H} = \frac{\Delta h}{H_r} g\left(\frac{H_p}{H_r}, \tan \theta\right) \quad \text{con } \Delta h = 1\text{m}. \quad (16)$$

Al mantener fijos los valores de π_3 (ver Figura 5) se observa a una relación del tipo

$$g\left(\frac{H_p}{H_r}, \tan \theta\right) = A \left(\frac{H_p}{H_r}\right)^B, \quad (17)$$

donde A y B son funciones de $\tan \theta$, dadas por:

$$A = 548,56e^{-\frac{1,442}{\tan \theta}} \quad (18)$$

$$B = -0,0951 \tan^{-2} \theta + 0,7811 \tan^{-1} \theta - 0,5595 \quad \text{si} \quad \frac{H_p}{H_r} \leq 0,5$$

y

$$A = 141,48 e^{-\frac{1,199}{\tan \theta}}$$

$$B = 0,1043 \tan^{-2} \theta - 0,6973 \tan^{-1} \theta + 0,1843 \quad \text{si} \quad \frac{H_p}{H_r} > 0,5. \quad (19)$$

Estos ajustes son aplicables en las regiones $H_p/H_r \leq 0,5$ (Ecuación 18) y $H_p/H_r > 0,5$ (Ecuación 19). En general, el resultado proporcionado por la Ecuación (18) actúa como una cota inferior para la estimación del tiempo entre etapas constructivas. A continuación, en la Figura 6 se presenta una comparación entre los resultados numéricos y los obtenidos mediante la aplicación de las Ecuaciones 16, 18 y 19.

A título de ejemplo, para un relave caracterizado por un coeficiente de consolidación de magnitud $C \sim 1 \cdot 10^{-1} \text{m}^2/\text{d}$ (orden de magnitud típico) y un valor de resistencia residual de $S_u/\sigma'_v = 0,22$, se sigue a partir de la Ecuación (12) que es posible utilizar un talud de relación $V:H = 1:4$. Luego, para una altura de columna de relaves de 10-100 m y un pretil de 5 m de altura, se estima un tiempo mínimo de $t = 8,6 - 8,3$ días.

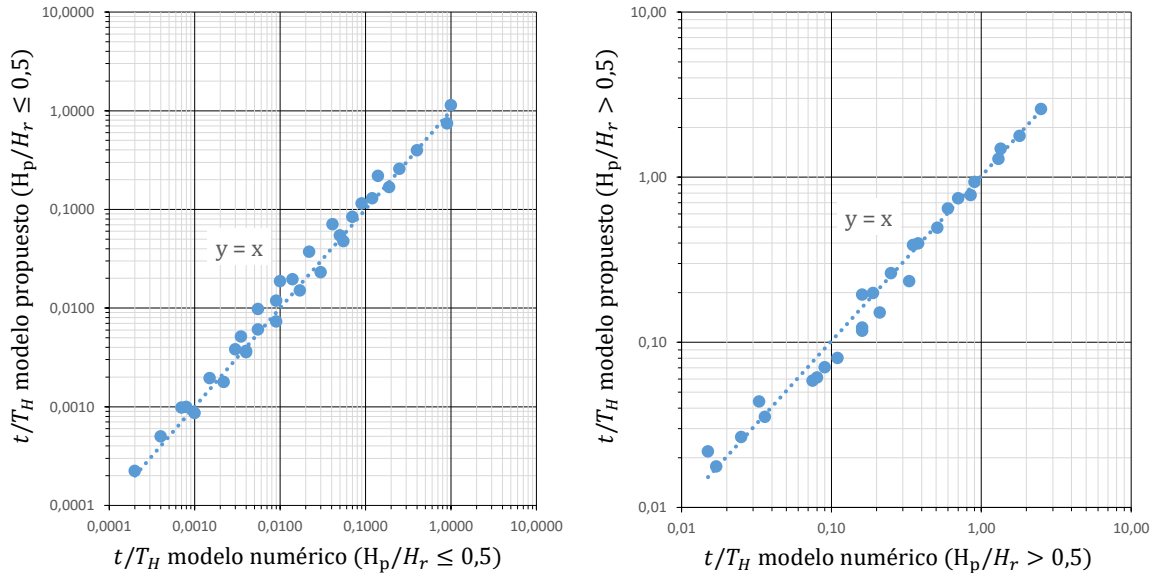


Figura 6: Comparación de tiempos de disipación de presiones de poros en exceso y tiempo característico de disipación vertical para una condición de equilibrio estático ($F_s=1,3$), entre los resultados del modelo numérico y las estimaciones realizadas a partir del modelo propuesto en las Ecuaciones 16, 17, 18 y 19. A la izquierda y derecha, comparación para $H_p/H_r \leq 0,5$ y $H_p/H_r > 0,5$, respectivamente.

6. CONCLUSIONES

La práctica de construcción de pretiles para la sectorización del depósito de relaves convencionales permite reducir las áreas de playa y las pérdidas de agua. Este método se ha utilizado con éxito en depósitos de relaves de cobre. Sin embargo, su construcción representa un desafío al emplear un suelo de cimentación poco competente. Para sortear esta dificultad, en este trabajo se abordaron aspectos teóricos asociados a las dificultades del diseño de pretiles, estudiando analíticamente y numéricamente el efecto de acumulación y disipación de presiones de poros de exceso mediante un modelo de consolidación isotrópica y análisis de equilibrio límite. Se estudiaron diferentes configuraciones geométricas para los pretiles, y se evaluó su estabilidad por medio del efecto que su propio peso origina sobre su estabilidad estática y sísmica. A partir del estudio de la condición post-sísmica se encontró que existe una relación entre la resistencia residual al corte y el ángulo de inclinación de talud que permite obtener un factor de seguridad al deslizamiento (post-sísmico) de $F_S = 1,0$. La relación encontrada fue utilizada en la ejecución de los análisis estáticos con el objetivo de reducir el número de variables independientes. A través de un análisis dimensional se ajustó una relación para estimar el tiempo mínimo a emplear entre etapas constructivas para obtener un factor de seguridad al deslizamiento (estático con acumulación de presiones de poros de exceso) de $F_S = 1,3$. Los parámetros adimensionales relevantes identificados fueron Ψ , H_p/H_r y $\tan \theta$. El primero de estos corresponde al cociente entre las magnitudes $t/\Delta h$ y T_H/H_r . La primera corresponde al intervalo tiempo t de disipación de presión de poros de exceso p_e en el espesor Δh de la etapa constructiva, y la segunda al tiempo característico de disipación vertical T_H a través del espesor H_r del depósito de relave. La metodología desarrollada y aquí presentada, para el caso particular en que $\Delta h = 1\text{m}$, resulta útil para la estimación inicial de los parámetros de diseño, con el objetivo de evaluar la factibilidad del uso de pretiles para el manejo de aguas en un depósito convencional de relaves.

AGRADECIMIENTOS

A.T. agradece al Fondo Basal ANID AFB220002 (AMTC).

REFERENCIAS

- Hoek, E. y Bray, J. (1981) Rock Slope Engineering, IMM, London.
- Holtz, D.R. and Kovacs, D.W. (1981) An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice-Hall, Inc.
- Robertson, P.K. (2009) Interpretation of Cone Penetration Test – A Unified Approach. Can. Geotech. J., 45, 1337-1355.
- Terzaghi, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons Ltd, New York.
- Verruit, A. (2009) Theory of Consolidation, Encyclopedia of Hydrological Sciences, John Wiley & Sons Ltd, New York.