



# Estudio de la estabilidad de taludes en roca meteorizada de la formación Quiriquina

Study of slope stability in weathered rock of the Quiriquina formation

Fecha de entrega: 15 de abril 2011

Fecha de aceptación: 18 de junio 2011

Verónica Sobarzo<sup>1</sup>, Felipe Villalobos<sup>2</sup> y Robert King<sup>3</sup>

<sup>1</sup>DSS Ambiente Ingeniería Innovación, Los Nogales 159, San Pedro de la Paz, Concepción, Chile, veronica.sobarzo@dss.cl

<sup>2</sup>Laboratorio de GeoMateriales, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Concepción, Chile, avillalobos@ucsc.cl

<sup>3</sup>Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Concepción, Chile, rking@ucsc.cl

*En este artículo se estudia la estabilidad de taludes en rocas sedimentarias meteorizadas existentes en la ciudad de Concepción. Primeramente se realiza una descripción geológica de la roca sedimentaria perteneciente a la formación Quiriquina, mediante la utilización de mapas e información geológica disponible. Luego se presentan resultados de ensayos de corte directo realizados en el laboratorio, lo cual permite determinar valores de parámetros resistentes de la arenisca perteneciente a la formación Quiriquina. Finalmente se analiza la estabilidad de taludes en arenisca por medio de métodos de equilibrio límite. Se analizan los casos de falla plana y falla de cuña usando los valores de los parámetros obtenidos en los ensayos de laboratorio. Se concluye que además de la importancia de la determinación adecuada de valores de cohesión y ángulo de fricción en condiciones residuales y saturadas, resulta fundamental la determinación previa de las posibles superficies de falla.*

Palabras clave: estabilidad de taludes, equilibrio límite, resistencia residual, arenisca formación Quiriquina

*In this article the slope stability of weathered sedimentary rocks present in the city of Concepción is studied. A geological description of the sedimentary rocks, which form part of the Quiriquina Formation, is presented using available geological maps and bibliographic information. Laboratory results from direct shear tests are shown. This allows the determination of strength parameter values of the sandstones of the Quiriquina Formation. Finally, slope stability analyses are performed by means of limit equilibrium methods. The case scenarios of plane and wedge failure are analysed using the parameter values obtained in the laboratory tests. It is concluded that, in addition to the importance of the adequate determination of the cohesion and friction angle values in residual and saturated conditions, it is fundamental the previous determination of possible failure surfaces.*

Keywords: slope stability, limit equilibrium, residual strength, Quiriquina Formation sandstone

## Introducción

En el Gran Concepción el deslizamiento de taludes ha representado siempre un gran problema, provocando la interrupción de caminos, líneas férreas, derrumbes de construcciones y en ocasiones la pérdida de vidas humanas. Los métodos utilizados para el análisis de estabilidad de laderas asumen que el material es un continuo homogéneo y uniforme, lo cual no siempre resulta cierto ya que muchos deslizamientos se producen en sectores donde el material desliza como bloques de roca, diferente a como se comporta un talud de suelo. Los métodos existentes para el análisis de estabilidad de taludes de suelos, los cuales asumen superficies de falla circulares, están en general bien

establecidos en la práctica de la Ingeniería Geotécnica. Sin embargo, el estudio de estabilidad de taludes de roca no es tan simple, debido principalmente a la necesidad de detectar la geometría de las posibles superficies de deslizamiento.

El estudio de estabilidad de taludes es aún más necesario y relevante dentro de una zona que está constantemente expuesta a persistentes y torrenciales lluvias que se presentan principalmente en los periodos de otoño e invierno. La determinación del potencial riesgo de deslizamiento de un talud, a causa de su saturación o por reperfilamiento para la construcción de caminos, edificios o casas, puede ayudar a evitar daños o planificar la mitigación de estos posibles daños.

## Formación Quiriquina

La formación Quiriquina (Ksq en Figura 3) comprende una secuencia de rocas sedimentarias fosilíferas de origen marino que se distribuye en una delgada franja costera de la provincia de Concepción. Esta formación está compuesta por un conglomerado basal de un metro de espesor con clastos centimétricos del basamento. Sobreyacente al conglomerado existe una secuencia de aproximadamente 25 m de areniscas pardas de grano fino a grueso y un alto contenido de fósiles. Sobre las areniscas pardas, se encuentran las areniscas glauconíticas con una potencia de 20 m, de grano fino, color verde y sin fósiles. Estas rocas se encuentran en estado fresco sólo en cortes de caminos, en otros lugares aflora meteorizada, argilizada en varios grados y con alto contenido de minerales ferrosos. Los fósiles en la arenisca parda han permitido datar esta Formación como Cretácico Superior (Biró-Bagósczky, 1982).

Entre las localidades de Lirquén y Cocholgüe, sobreyace al Basamento Metamórfico, mientras que en la ciudad de Concepción y al oeste de la localidad de Dichato, sobreyace a las rocas graníticas del Batolito de la Costa (Quezada, 1996).

En la ciudad de Concepción, la formación Quiriquina aflora en la ladera norte del cerro La Pólvara, en la ladera sur del cerro Lo Galindo, en el cerro Chacabuco y en el cerro Amarillo. En otras localidades cercanas a Concepción, principalmente en Tomé, Cocholgüe e Isla Quiriquina, la formación Quiriquina aparece mejor expuesta y con abundantes fósiles bien preservados. En la ladera sur del cerro Lo Galindo se observa el contacto tipo disconformidad de la formación Quiriquina con las rocas graníticas del Batolito de la Costa (Figura 1).

La Figura 3 resume en un plano geológico las unidades litológicas presentes en Talcahuano, Concepción, Hualpén y parte de San Pedro de la Paz, el cual se ha basado principalmente en el estudio de Galli (1967). En este mapa geológico es posible observar la ubicación de afloramientos de la formación Quiriquina en color verde.



Figura 1: Contacto formación Quiriquina con el Batolito de la Costa, ladera sur cerro Lo Galindo.

## Meteorización

Las areniscas de la formación Quiriquina se encuentran en general en un estado meteorizado avanzado, en pocas palabras, la roca se puede desintegrar fácilmente debido, principalmente a una cementación débil. Las características climáticas y en particular los elementos de precipitación y temperatura determinan la naturaleza e intensidad de los procesos de meteorización. De acuerdo a Cooke y Doornkamp (1990) la meteorización química en Concepción es moderada dado que la temperatura media anual es de aproximadamente 10°C y la precipitación anual fluctúa entre 900 mm y 1200 mm (Figura 2).

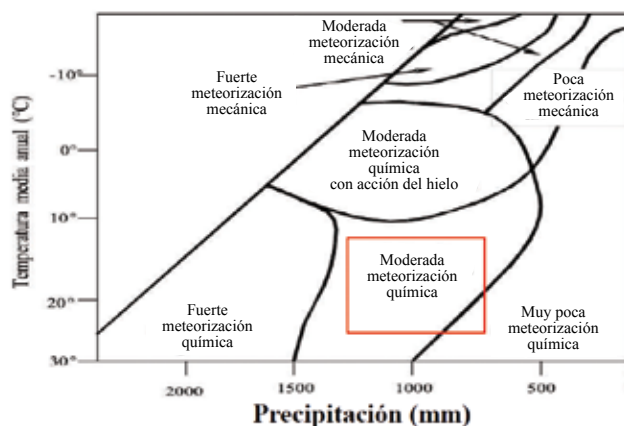


Figura 2: Relación entre precipitación, temperatura y tipo de meteorización (adaptado de Cooke y Doornkamp, 1990)

## Ensayos de corte directo

Se realizaron ocho ensayos de corte de directo, cuatro en muestras de arenisca parda y cuatro en muestras de arenisca rojiza, ambas de la formación Quiriquina. En el contexto geológico de la formación Quiriquina la

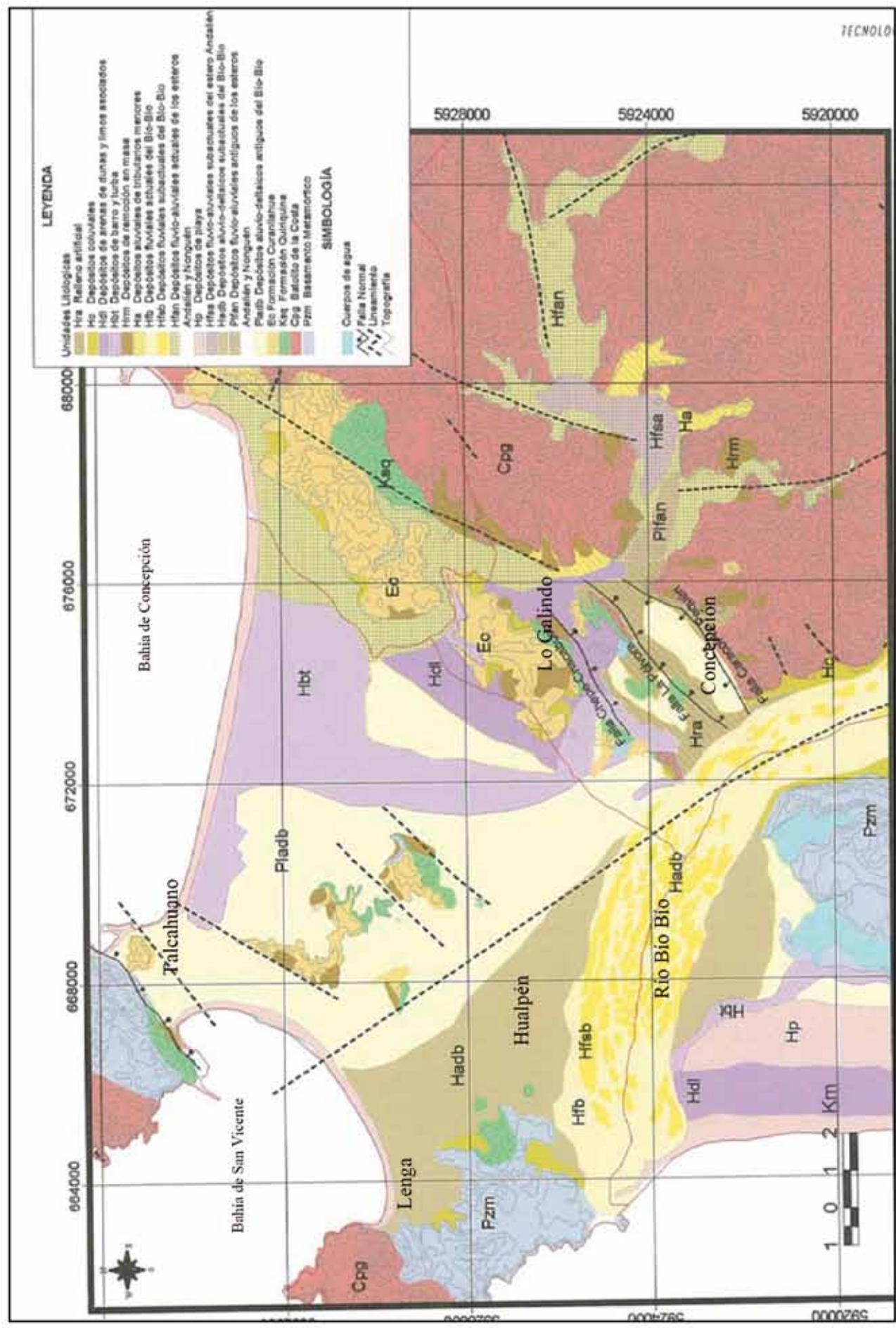


Figura 3: Síntesis de las unidades litológicas presentes alrededor de Concepción (CIMM, 2004)

arenisca rojiza forma parte de la arenisca parda. Las rocas se encuentran cerca de la superficie, o sea próximas al contacto con el perfil del suelo, están un poco más alteradas y contienen un más alto contenido de óxidos de hierro, lo cual les da la coloración rojiza.

Si bien es cierto la norma ASTM D 3080 establece que el ensayo de corte directo es para suelos, las muestras ensayadas corresponden a una arenisca, la cual puede ser considerada como un suelo cementado. Las muestras fueron extraídas de la ladera sur del cerro Lo Galindo, en un corte expuesto que da hacia la laguna Lo Mendez.

Se procedió a cortar y tallar las muestras de forma que calzaran en la caja de corte de 100 mm x 100 mm x 30 mm. Las muestras fueron cortadas cuidadosamente con un dremel eléctrico (Figura 4) y haciendo coincidir la posición horizontal a como se encuentran en terreno. Una vez colocada la muestra en la caja de corte se procedió a saturarla en agua por 24 horas, midiendo el aumento de volumen de la misma. Luego de las 24 horas de saturación, se cargó verticalmente la muestra y se midió la consolidación de ésta durante 30 minutos. Finalmente se procede a desplazar horizontalmente la mitad inferior de la caja de corte con respecto a la mitad superior, bajo una carga vertical o normal constante. La velocidad promedio del desplazamiento horizontal fue de 0.68 mm/min. Durante el ensayo se registraron el desplazamiento horizontal y vertical, además de la carga horizontal y el tiempo. Se debe comentar que la norma ASTM D 3080 establece que dentro del rango de velocidades de 0.0025 a 1 mm/min es posible mantener condiciones drenadas. La Tabla 1 resume las propiedades índice promedio de las muestras ensayadas.

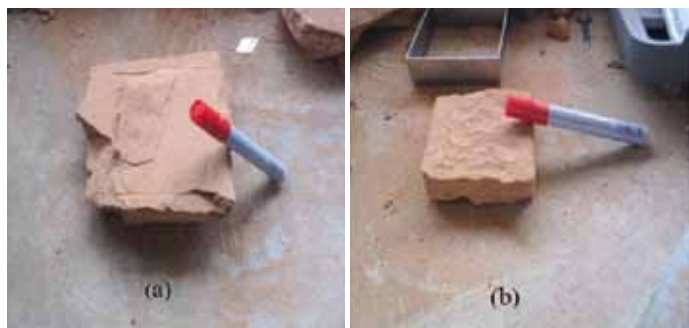


Figura 4: Preparación muestras para ensayo de corte directo: (a) muestra con dimensiones más grandes que la caja de corte y (b) muestra cortada y tallada lista para colocar en caja de corte.

Tabla 1: Propiedades índice promedio de las muestras ensayadas

Propiedades índice	valor
Peso específico $G_s$	2,69
Peso unitario seco $\gamma_d$ , kN/m <sup>3</sup>	17,07
Humedad $\omega$ , %	25,51
Volumen seco $V_s$ , cm <sup>3</sup>	192,57
Relación de vacíos $e$	0,56
Porosidad $n$ , %	0,36
Volumen de vacíos $V_v$ , cm <sup>3</sup>	107,43
Saturación $S$ , %	100

Los resultados de los ensayos de corte directo se muestran en la Figura 5, en términos de la relación entre la tensión de corte  $\tau$  y el desplazamiento horizontal  $u_x$ . Existe un tramo inicial similar para todas las curvas hasta  $u_x \approx 0.5$  mm, siendo primera en desviarse la curva de la arenisca parda para una tensión normal  $\sigma_n$  de 44 kPa debido a una pérdida anticipada de rigidez. En el caso de la arenisca roja ocurre lo esperado, o sea que para 15 kPa la curva se separe de las demás. En seguida se tiene que las otras tres curvas de la arenisca parda siguen unidas hasta  $u_x \approx 1$  mm que es cuando la curva de  $\sigma_n = 15$  kPa se separa dado que la muestra ha fallado por corte. Para la arenisca roja la curva con  $\sigma_n = 64$  kPa presenta una mayor rigidez inicial hasta la falla. Estas variaciones reflejan la heterogeneidad del material, sin embargo, aún es posible identificar patrones no muy diferentes de rigidez, tensión y deformación en falla y residual (ver Tabla 2).

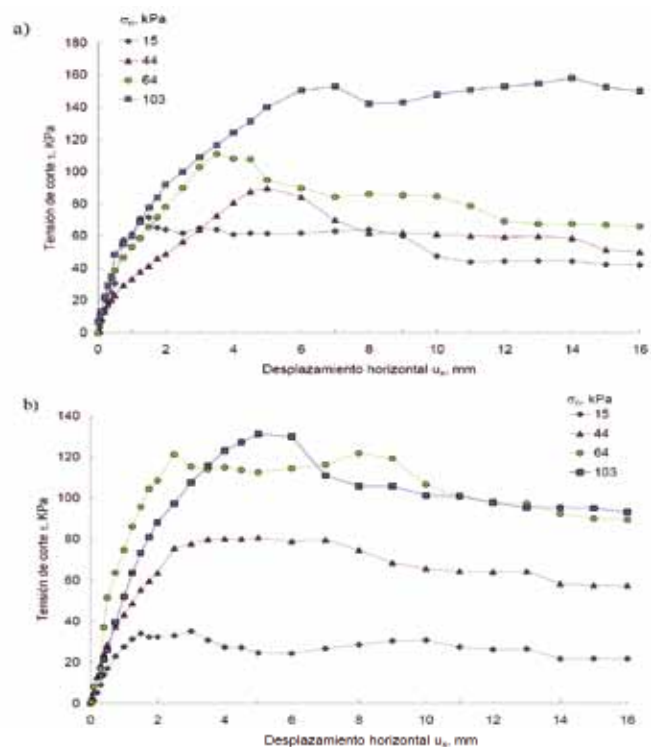


Figura 5: Variación de la tensión de corte respecto al desplazamiento horizontal obtenido para areniscas de la formación Quiriquina a) parda y b) roja



En general se tiene que las muestras ensayadas alcanzan una resistencia al corte máxima para luego disminuir hasta llegar a una situación de resistencia al corte residual para grandes desplazamientos horizontales,  $u_x > 10$  mm. Sin embargo, en el caso de la curva para  $\sigma_n = 103$  kPa (arenisca parda) no es posible observar la resistencia al corte residual. Se requerirían desplazamientos mayores a 20 mm para llegar a una condición residual.

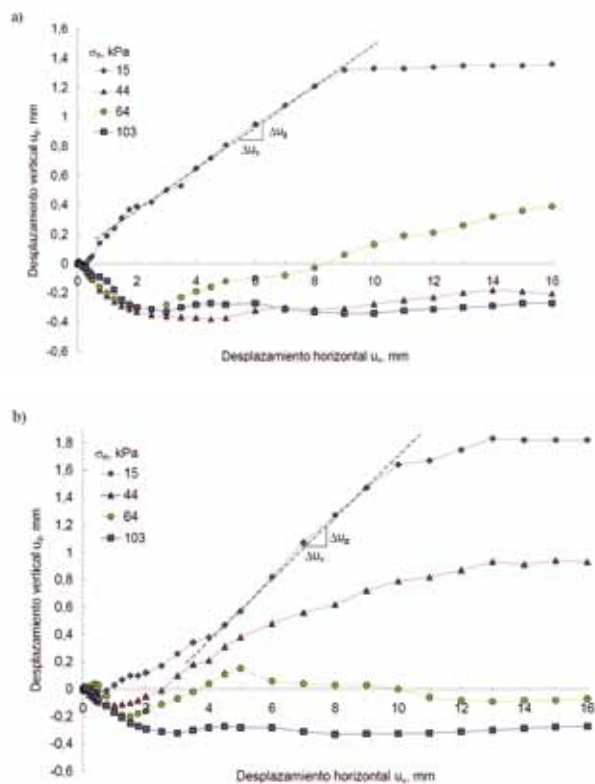


Figura 6: Desplazamiento vertical versus desplazamiento horizontal para areniscas de la formación Quiriquina a) parda y b) roja

En las curvas de desplazamiento vertical versus desplazamiento horizontal, mostradas en la Figura 6, se observa que para las curvas con  $\sigma_n = 15$  kPa existe claramente un comportamiento dilatante de la muestra hasta  $u_x = 9$  mm, desde donde la muestra disminuye o simplemente ya no tiene cambio volumétrico. En el caso de la curva con  $\sigma_n = 44$  kPa (arenisca parda), primero existe compresión hasta  $u_x \approx 4.5$  mm para luego producirse un nivel de dilatación muy bajo. Las curvas con  $\sigma_n = 64$  kPa presentan también compresión inicial, pero luego desarrollan dilatación. Y finalmente las curvas con  $\sigma_n = 103$  kPa se comprimen inicialmente para luego llegar a una situación sin cambio volumétrico, o sea no hay compresión ni dilatación. Los valores de la tensión de corte máxima  $\tau_{max}$ , residual  $\tau_{res}$  y el ángulo de dilatación  $\psi$ , se presentan en la Tabla 2, además de los desplazamientos horizontales asociados a  $\tau_{max}$  y  $\tau_{res}$ .

Tabla 2: Resultados de ensayo de corte directo en arenisca parda/roja

$\sigma_n$ , kPa	15	44	64	103
$\tau_{max}$ , kPa	72/35	90/81	111/121	153/132
$u_{x-max}$ , mm	1.5/3	5/4	3.5/2.5	7/5
$\tau_{res}$ , kPa	58/22	61/58	67/91	-/95
$u_{x-res}$ , mm	11/14	9/14	13/16	-/15
$\psi$ , °	8.2/12.1	0.9/5.8	2.7/8.0	0/0

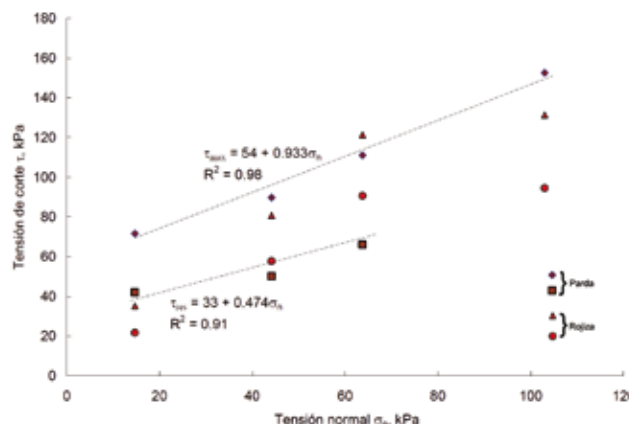


Figura 7: Tensión de corte con respecto a la tensión normal obtenida de ensayos de corte directo en arenisca parda y roja

En la Figura 7 se observa mayor consistencia (menor desviación estándar) en los resultados de la arenisca parda. Por ello se ha decidido usar estos resultados para realizar un ajuste lineal según el criterio de falla de Coulomb, y así obtener la cohesión  $c_{max}$  y el ángulo de fricción  $\phi_{max}$ , los cuales resultan igual a 54 kPa y 42.5° respectivamente. Estos valores son algo mayores a los acostumbrados en muestras saturadas de suelos cohesivos o no cohesivos.

Utilizando los resultados de tensión de corte residual para la misma muestra de arenisca parda y haciendo también el ajuste lineal con el criterio de Coulomb, se obtiene una cohesión  $c_{res} = 33$  kPa y un ángulo de fricción  $\phi_{res} = 25^\circ$  (Figura 7). Estos valores consideran el desarrollo de grandes deformaciones de corte  $\gamma = u_x / h$ , mayores al 30% ( $h$  es el espesor de la muestra igual a 30 mm). Los valores residuales son los que generalmente aplican en fenómenos de deslizamiento debido justamente al desarrollo de grandes deformaciones de corte.

Es importante notar que, al considerar la resistencia al corte máxima para el cálculo de factores de seguridad en problemas de estabilidad de taludes, se puede llegar a inexactitudes. Esto debido a que se asume que la resistencia al corte máxima actúa a lo largo de toda la superficie de falla. Tal como se ha presentado en los resultados de los ensayos de corte directo, el material desarrolla la resistencia al corte residual luego de que ya ha ocurrido la falla. Skempton (1964) observó que en arcillas sobre



consolidadas de Gran Bretaña, la resistencia calculada después del análisis del deslizamiento correspondía a valores de la resistencia residual, por lo que recomendó para el cálculo de los factores de seguridad los valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos a partir de la resistencia residual del material.

## Procedimientos de análisis de estabilidad

El estudio de la estabilidad de un talud considera la determinación de un factor de seguridad al deslizamiento. Para esto es necesario conocer los parámetros tanto geométricos del talud, como geotécnicos del material que compone el talud. Una vez determinada la cinemática de falla del talud, el siguiente paso es realizar un análisis de estabilidad utilizando el método del equilibrio límite para comparar las fuerzas resistentes, con las fuerzas que actúan a favor del movimiento. Conocido el rango o diferencia entre estos dos grupos de fuerzas se podrá establecer el factor de seguridad para la estabilidad del talud.

## Deslizamiento plano o falla plana

La falla plana se produce a favor de la superficie preexistente, que puede ser una estratificación, una junta tectónica, una falla u otro tipo de discontinuidad. Este deslizamiento se puede producir a lo largo de una superficie plana. Hoek y Bray (1981) establecen las condiciones cinemáticas y mecánicas que deben cumplirse para que se produzca este tipo de falla (ver Figura 8). Primero, la superficie de falla corresponde a un plano continuo que debe tener un rumbo paralelo o casi paralelo a la superficie del talud, sin diferir en más de  $\pm 20^\circ$ . Segundo, la superficie de falla debe buzarse hacia el exterior del talud, es decir, el buzamiento de la superficie de falla  $\psi_p$ , debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud  $\psi_f$ . Tercero, el buzamiento de la superficie de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción en este plano, en el caso de no haber cohesión. Y cuarto, las superficies laterales que separan el plano deslizante deben tener una resistencia despreciable frente al conjunto talud y plano de falla.

En la Figura 8(b) la línea de color negro representa el plano de deslizamiento, la de color azul representa el plano de la cara del talud, mientras que las líneas rojas representan los límites en que se pueden trazar círculos máximos que representen el plano de deslizamiento para el talud, es decir, todos los planos que se generen entre estas líneas

rojas podrían ser superficies potenciales de deslizamiento.

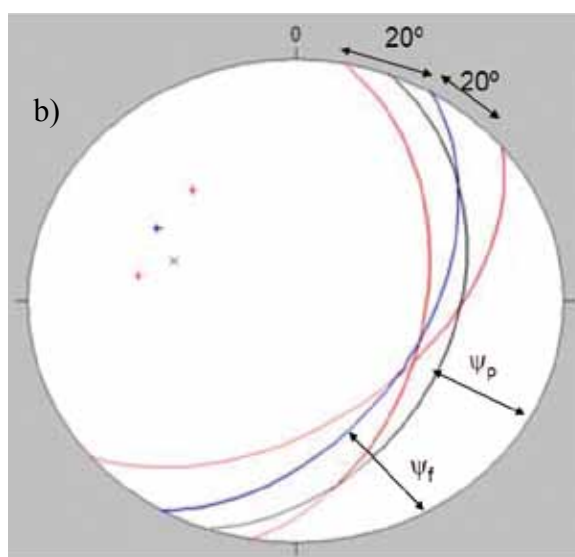
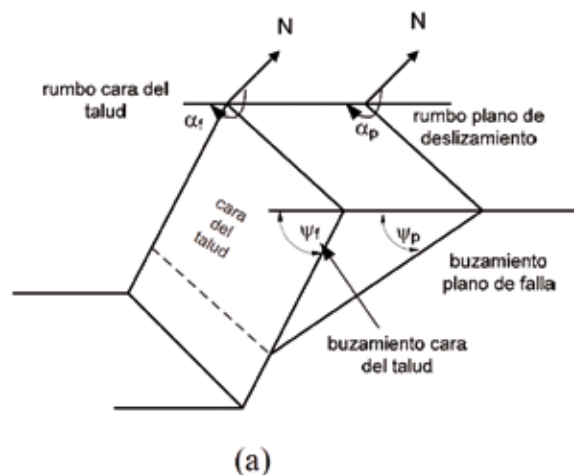


Figura 8: a) Condiciones en el análisis cinemático de falla en el mecanismo plano y b) proyección estereográfica del mecanismo de falla plana (adaptado de Hoek y Bray 1981)

El caso más general de análisis propuesto por Hoek y Bray (1981) utiliza las fuerzas actuantes sobre la superficie de falla considerada, además de incluir el caso en que exista una grieta de tracción en la corona o cara del talud (Figura 9).

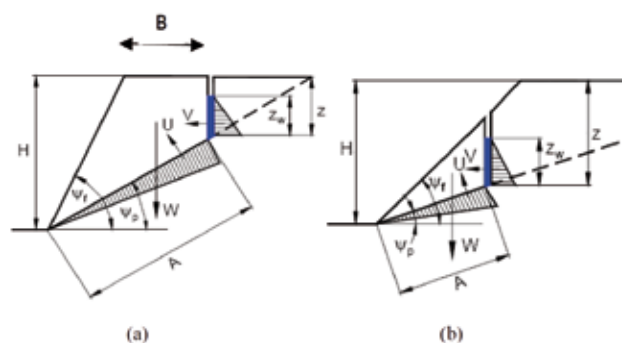


Figura 9: Falla plana con grieta de tracción en (a) corona del talud y (b) cara del talud (adaptado de Hoek y Bray 1981)



El cálculo del factor de seguridad FS viene dado por la siguiente fórmula,

$$FS = \frac{c'A + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi'}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad (1)$$

donde  $c'$  es la cohesión a lo largo del plano de deslizamiento en kPa,  $A$  es el área de la superficie de deslizamiento por unidad de ancho en  $m^2$ ,  $H$  y  $z$  representan la altura del talud y profundidad de la grieta de tracción respectivamente y  $W$  es el peso del bloque que desliza. En el caso que la grieta de tracción se encuentre en la corona del talud el peso del bloque queda definido como sigue,

$$A = \frac{H-z}{\sin \psi_p} \quad (2)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[ \frac{1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2}{\tan \psi_p} - \frac{1}{\tan \psi_f} \right] \quad (3)$$

En el caso en que la grieta de tracción se encuentre en la cara del talud el peso del bloque  $W$  queda dado por:

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left( 1 - \frac{z}{H} \right)^2 \frac{(\tan \psi_f - 1)}{\tan \psi_p} \quad (4)$$

donde  $\psi_p$  es el ángulo que forma el plano de deslizamiento con la horizontal,  $V$  es la fuerza que ejerce el agua en la grieta de tracción del talud y se determina según,

$$V = 0.5 \gamma_w z_w^2 \quad (5)$$

donde  $\gamma_w$  es el peso unitario del agua y  $z_w$  es la altura del agua en la grieta de tracción. La fuerza  $U$  ejercida por la presión del agua a lo largo de la superficie de deslizamiento, o empuje del agua, queda definido por,

$$U = 0.5 (\gamma_w z_w A) \quad (6)$$

A continuación se presenta un ejemplo de análisis con el objetivo de mostrar el procedimiento de cálculo. Por lo tanto el ejemplo no representa un caso en particular sino que cubre rangos posibles de factores de seguridad para falla plana de un talud con grieta de tracción en la corona. No obstante lo anterior se consideran los ángulos de fricción y cohesión máximos y residuales determinados de los ensayos de corte directo. Además se adopta un valor de peso unitario saturado determinado para la arenisca parda  $\gamma_{sat} = 19.64 \text{ kN/m}^3$ , altura del talud  $H = 20 \text{ m}$ , profundidad de la grieta de retracción  $z = 5 \text{ m}$ , altura de agua en la grieta de retracción  $z_w = 2.5 \text{ m}$ , buzamiento del talud  $\psi_f = 75^\circ$  y un buzamiento del plano de falla  $\psi_p$  de  $30^\circ$  y  $35^\circ$ . Con estos

datos y las expresiones de (1) a (6) es posible determinar el área, peso del bloque deslizante y también las fuerzas del agua en la grieta y sobre la superficie de falla.

En la Figura 10 se puede observar como FS aumenta con la cohesión de la arenisca y con el ángulo de fricción interna. La condición con valores de cohesión y fricción máximos conducen a factores de seguridad mayores a 1, excepto para el caso de cohesión menor a 12 kPa y plano de falla de  $35^\circ$ . Se destaca con círculos los valores correspondientes a la cohesión determinados en el laboratorio. Este ejemplo presenta una condición de saturación de la arenisca, la cual se podría dar en condiciones de lluvias intensas y prolongadas, situación posible durante el otoño e invierno Penquista. Es por ello que FS resulta menor a 1 para valores residuales y planos de falla mayores a  $30^\circ$ .

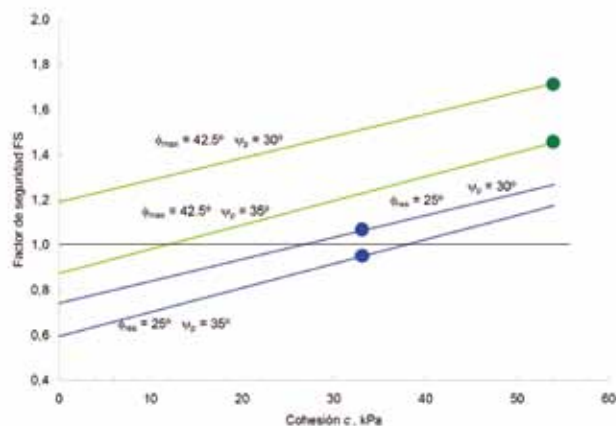


Figura 10: Variación del factor de seguridad con la cohesión, para valores máximos y residuales del ángulo de fricción interna, se destacan con círculos los valores medidos de cohesión

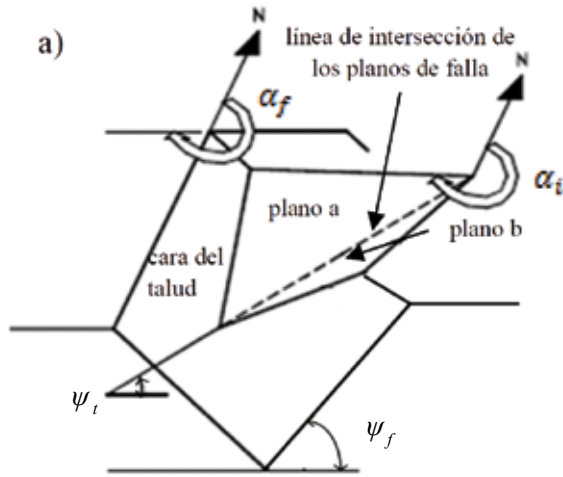
## Deslizamiento de cuña

Hoek y Bray (1981) definen la rotura por cuña a aquella que se produce cuando dos planos de discontinuidad se interceptan y definen un bloque tetraédrico. En las Figuras 11(a) y 12 se puede observar la geometría de la falla por cuña de un talud y en la Figura 11(b) la proyección estereográfica. Según la proyección estereográfica el deslizamiento ocurrirá en la línea de intersección de los planos de debilidad del macizo rocoso. Dentro de las condiciones para el análisis cinemático de la falla en cuña se debe considerar que el rumbo de la línea de intersección de los planos debe ser cercano al rumbo de la cara del talud. El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor al buzamiento de la superficie de talud  $\psi_i < \psi_f$ . Y el buzamiento de la línea del talud debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio entre las dos superficies  $\psi_f > \phi'_p$ .



El cálculo del deslizamiento de cuña es más complejo que el de falla plana, ya que el análisis involucra más parámetros.

dos planos de cuña y que el ángulo de fricción es el mismo para ambos planos (Figura 12d). En este caso el factor de seguridad queda expresado como:



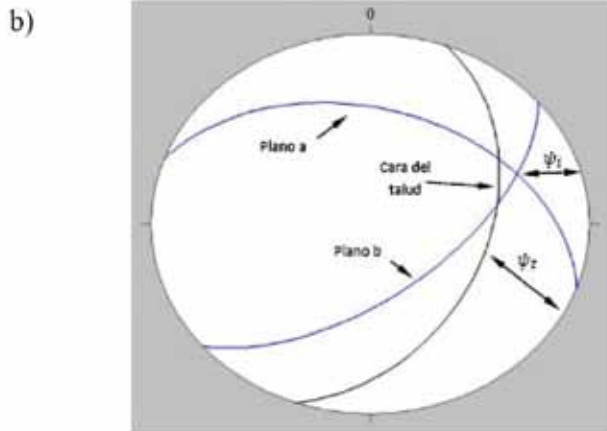
$$F.S = \frac{[(R_A + R_B) \tan \phi]}{W \sin \psi_i} \quad (7)$$

donde  $R_A$  y  $R_B$  son las reacciones normales a los planos que forman la cuña,  $\phi$  es el ángulo de fricción y  $\psi_i$  es la inclinación de la cuña con respecto a la horizontal. Para obtener  $R_A$  y  $R_B$  se deben calcular las fuerzas actuantes en la dirección paralela y perpendicular a la línea de intersección de los planos que forman la cuña.

$$R_A \sin(\beta - \xi/2) = R_B \sin(\beta + \xi/2) \quad (8)$$

$$R_A \cos(\beta - \xi/2) - R_B \cos(\beta + \xi/2) = W \cos \psi_i \quad (9)$$

$$R_A + R_B = \frac{[W \cos \psi_i \sin \beta]}{\sin \xi/2} \quad (10)$$



De esta manera el factor de seguridad queda expresado como:

$$F.S = \left[ \frac{\sin \beta}{\sin \xi/2} \right] \left[ \frac{\tan \phi}{\xi \psi_i} \right] \quad (11)$$

Notar que la expresión (11) no incluye el efecto de la cohesión, para ello habría que agregarla en el numerador de (7) como una fuerza  $C + (R_A + R_B) \tan \phi$ . Además no se incluye la fuerza hidrostática dentro del cálculo de estabilidad de una cuña, la cual habría que sustraerla de  $R_A$  y  $R_B$ . Por lo tanto el posible deslizamiento dependerá sólo de los ángulos de inclinación de la intersección de la falla  $\psi_i$ , el ángulo de fricción  $\phi$ , el ángulo de apertura de la cuña  $\xi$  y el ángulo que forma la directriz de la línea de intersección de la cuña con la horizontal  $\beta$ .

Figura 11: (a) Mecanismo de falla en cuña y (b) proyección estereográfica de falla en cuña (adaptado de Hoek y Bray 1981)

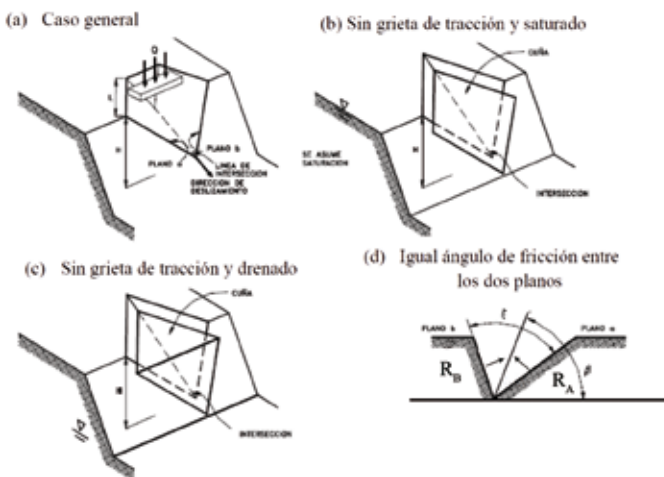


Figura 12: Esquema general y geometría de taludes con deslizamiento en cuña (adaptado de Hoek y Bray 1981)

El caso de falla en cuña más simple de analizar, es el caso en que se asume que sólo existe fricción para los

La Figura 13 presenta los resultados de FS a partir del uso de la expresión (11) dejando fijo el ángulo de apertura de la cuña  $\xi = 60^\circ$  y el ángulo entre la directriz de la cuña y la horizontal  $\beta = 60^\circ$ . El factor de seguridad FS disminuye claramente con el ángulo de inclinación de la cuña de falla, siendo un valor de  $40^\circ$  el límite para la ocurrencia de deslizamiento al superarse la resistencia residual. La incorporación de la cohesión aumentaría el FS, pero para ello se debe calcular el peso de la cuña y la fuerza debida a la cohesión. Sin embargo, este análisis permite analizar el efecto de la geometría de la cuña.

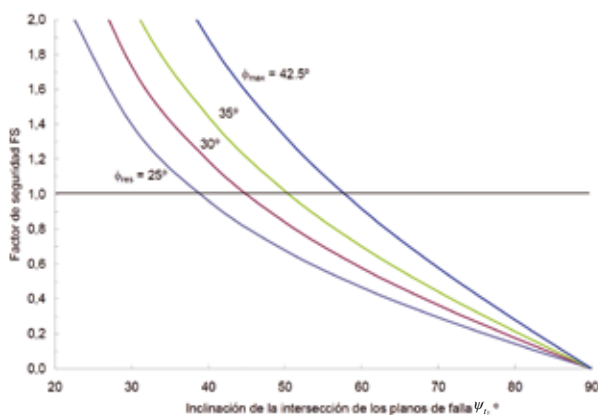


Figura 13: Variación del factor de seguridad con respecto a la inclinación de la cuña de falla.

En la Figura 14 se presenta la variación del FS, pero en función del ángulo de apertura de la cuña de falla  $\xi$ . La inclinación de la línea de intersección de la cuña de falla  $\psi_t$  y el ángulo  $\beta$  permanecen fijos e iguales a  $50^\circ$  y  $60^\circ$  respectivamente. Deslizamiento ocurre para el caso residual cuando la apertura de cuña es mayor a  $40^\circ$ . La situación más desfavorable es que el plegamiento genere un bloque de roca en forma de cuña muy abierta, es decir, con ángulos de apertura de cuña  $\xi$  mayores a  $90^\circ$ , ello induce a inestabilidad como se observa en la Figura 14. Esto en el caso sin cohesión y sin presencia de agua.

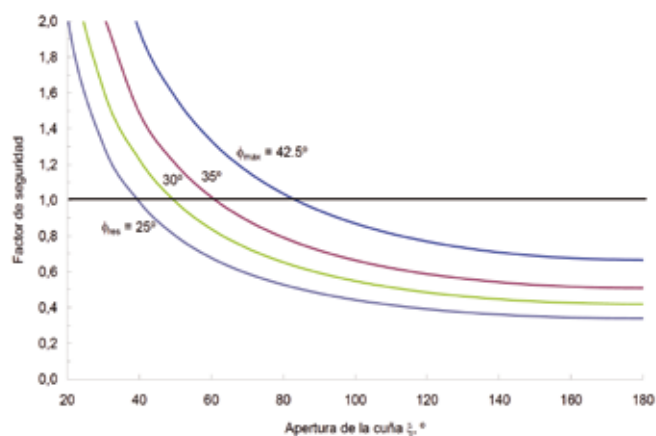


Figura 14: Variación del factor de seguridad con respecto al ángulo de apertura de la cuña de falla.

El caso general para el cálculo del factor de seguridad para una falla en cuña donde sí se puede considerar la cohesión y la presencia del agua, se puede calcular a partir de la siguiente expresión,

$$F.S = \frac{3}{\gamma_r H} (C_a X + C_b Y) + \left( A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left( B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_B \quad (12)$$

donde  $C_a$  y  $C_b$  son las cohesiones correspondientes al plano de falla  $a$  y  $b$  respectivamente,  $\phi_a$  y  $\phi_b$  son los ángulos de fricción para cada plano,  $\gamma_r$  y  $\gamma_w$  son el peso unitario de la

roca y agua, respectivamente,  $H$  es la altura de la cuña de falla, las variables  $X$ ,  $Y$ ,  $A$  y  $B$  dependen de la geometría del talud y la cuña de falla, las que incorporan implícitamente el peso de la cuña de falla.

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{21}}{\text{sen } \theta_{15} \text{cos } \theta_{2na}} \quad (13)$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \text{cos } \theta_{1nb}} \quad (14)$$

$$A = \frac{\text{cos } \psi_A - \text{cos } \psi_B \text{cos } \theta_{nanb}}{\text{sen } \psi_5 \text{sen}^2 \psi_{nanb}} \quad (15)$$

$$B = \frac{\text{cos } \psi_B - \text{cos } \psi_A \text{cos } \theta_{nanb}}{\text{sen } \psi_5 \text{sen}^2 \psi_{nanb}} \quad (16)$$

Los subíndices indican las líneas que forman el ángulo indicado y  $na$  y  $nb$  se refiere a las normales de cada plano. La representación de estos parámetros se presenta en la Figura 15.

Los valores para los ángulos relacionados a la geometría del talud, se obtienen a partir de la proyección estereográfica de la cuña de deslizamiento, cabe recalcar que el peso de la cuña de deslizamiento no aparece explícitamente en el cálculo del factor de seguridad, ya que en su lugar se incluyen los términos geométricos de la cuña de deslizamiento. En la proyección estereográfica los ángulos deben ser medidos como se muestra en la Figura 15.

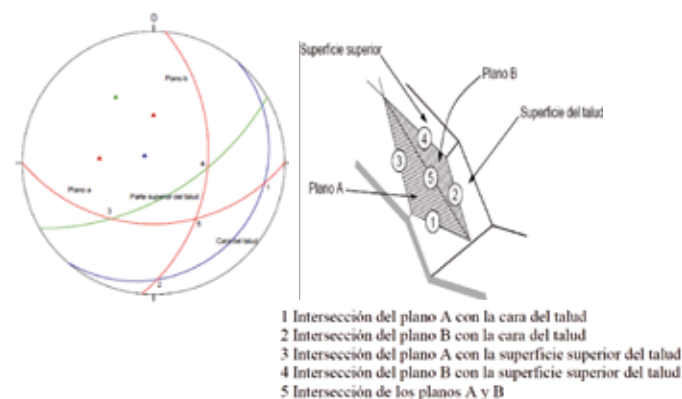


Figura 15: Ángulos de la cuña de falla según proyección estereográfica (adaptado de Hoek y Bray 1981)

Se utilizará la proyección estereográfica de la Figura 15 para realizar el cálculo del factor de seguridad de la cuña. La geometría de la cuña a analizar considerará alturas de cuña desde 5 a 20 m, con rangos de 5 m. Cabe mencionar que los valores de rumbo y buzamiento indicados en la Tabla 3 son hipotéticos y no corresponden a mediciones del sector Lo Galindo.

Tabla 3: Rumbo y buzamiento de la cuña en análisis

	Plano a	Plano b	Cara del talud	Parte superior del talud
Rumbo / Buzamiento	90/40 SW	5/45 SE	40/10 SE	60/60 SE

El ángulo de inclinación del talud  $\psi_i$  es  $10^\circ$  (respecto a la vertical), la inclinación de la línea de intersección de los planos  $a$  y  $b$  se obtuvo mediante el programa computacional StereoNett (2008) utilizado para realizar la proyección estereográfica y es  $\psi_s = 34^\circ$  al igual que el ángulo entre la normal del plano  $a$  y la intersección del plano  $b$  con la cara del talud  $\theta_{2na} = 45.2^\circ$ , el ángulo entre la normal del plano  $b$  y la intersección del plano  $a$  con la cara del talud  $\theta_{1nb} = 59.5^\circ$ . La Tabla 4 entrega los valores de los demás ángulos obtenidos con StereoNett (2008).

Tabla 4: Ángulos entre los puntos de la Figura 15

$\theta_{13}$	$\theta_{24}$	$\theta_{35}$	$\theta_{45}$	$\psi_s$	$\theta_{nab}$	$\psi_a$	$\psi_b$
$81.7^\circ$	$75.1^\circ$	$42^\circ$	$46^\circ$	$34^\circ$	$54.7^\circ$	$90^\circ$	$5^\circ$

La Figura 16 muestra resultados del factor de seguridad en función de la cohesión, altura de la cuña y ángulo de fricción interna en los planos  $a$  y  $b$  de una cuña saturada. Resulta evidente el gran aumento del factor de seguridad con la cohesión y la disminución de la altura de la cuña. Se ha asumido la misma cohesión en ambos planos  $a$  y  $b$ , no así el ángulo de fricción que ha sido de  $20^\circ$  y  $25^\circ$  en los planos  $a$  y  $b$  para luego cambiar a  $25^\circ$  en el plano  $a$  y  $20^\circ$  en el plano  $b$ . Este último caso resulta ser el más desfavorable sumado a una cuña de 20 m de altura y cohesiones menores a la residual de 33 kPa (ver puntos azules en la Figura 16).

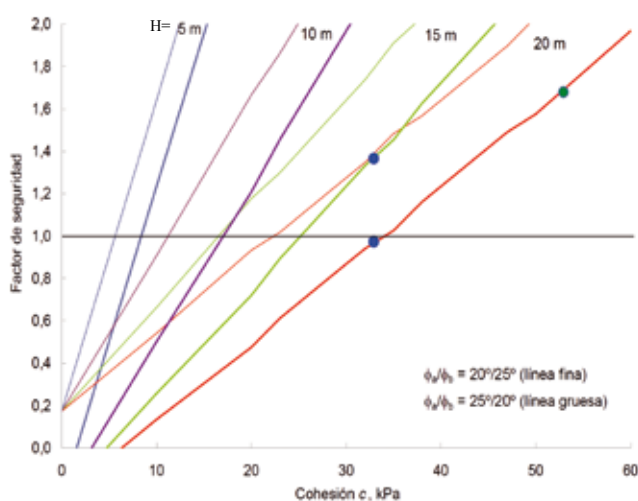


Figura 16: Variación del factor de seguridad con la cohesión presente en el plano  $a$  y  $b$  y la altura  $H$  de la cuña de deslizamiento.

## Conclusiones

Se ha presentado una metodología de análisis de taludes en areniscas meteorizadas de la formación Quiriquina. Se puede concluir que es fundamental contar con antecedentes geológicos que permitan caracterizar los posibles planos de deslizamiento y el grado de meteorización del macizo rocoso. Además es necesario determinar los valores de las propiedades geomecánicas del material por donde se espera que ocurra un deslizamiento. En este estudio se realizaron ensayos de corte directo en muestras saturadas. Además de la resistencia máxima se han considerado condiciones de resistencia residual. La saturación simula periodos de lluvia intensa y prolongada habituales en otoño e invierno alrededor de Concepción. La resistencia residual representa una condición para la cual ocurren los deslizamientos.

## Referencias

ASTM D 3080 (2003). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. West Conshohocken, PA, USA

Biró-Bagócszky, L. (1982). Revisión y redefinición de los "Estratos de Quiriquina" Campaniano-Maastrichtiano, en su localidad tipo, en la isla Quiriquina a  $36^\circ 27' S$ , Chile, Sudamérica con un perfil complementario en Cocholgue. *Tercer Congreso Geológico Chileno*, Concepción. Tomo I, A29-A64.

CIMM Centro de Investigación Minero Metalúrgico (2004). Diagnóstico Geo-Ambiental de Concepción y Talcahuano.

Cooke and Doornkamp. (1990). *Geomorphology in enviromental management*. Oxford University Press, UK

Galli, C. (1967). Geología urbana y suelo de fundación de Concepción y Talcahuano. Universidad de Concepción.

Hoek, E. and Bray, J.W. (1981). *Rock Slope Engineering*. Edition of the Institution of Mining and Metallurgy. London

Quezada, J. (1996). Geología urbana y ambiental de la ciudad de Concepción. Memoria para optar al título de Geólogo, Universidad de Concepción

Skempton, A. W. (1964). Long term stability in clay slopes. *Géotechnique* 14, 77-101

StereoNett (2008). Software for geoscientists: Stereo32 and StereoNett. Ruhr University Bochum <http://www.ruhr-uni-bochum.de/hardrock/downloads.html>



Tanque de Almacenamiento PR Pharmaceuticals.  
Canovanas, Puerto Rico



International Place Tower III  
Memphis, Tennessee



Victory Wind Farm, Carroll & Crawford Counties, Iowa



- ELEMENTOS RÍGIDOS DE ALTA RESISTENCIA
- CONTROL DE ASENTAMIENTOS

- CAPACIDAD DE CARGA SUPERIOR
- AHORRO EN COSTOS DE CIMENTACIÓN

[www.sistemasgeotecnicos.cl](http://www.sistemasgeotecnicos.cl) - [geoemin@emin.cl](mailto:geoemin@emin.cl) - Tel. 299 8000 299 8001



UNIVERSIDAD CATOLICA  
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

## Laboratorio de GeoMateriales

La asesoría que necesita para sus proyectos



Laboratorio de GeoMateriales UCSC



**El Laboratorio de GeoMateriales es parte de la Facultad de Ingeniería  
de la Universidad Católica de la Santísima Concepción**

**Ensayos de laboratorio y en terreno**

**Mecánica de suelo**

- Exploración
- Clasificación y propiedades índices
- Resistencia al corte, triaxial, corte directo, veleta
- Permeabilidad, compactación, consolidación

**Proyectos geotécnicos**

**Tecnología del hormigón**

- Control de calidad
- Extracción de testigos
- Inspección técnica
- Investigación

Alonso de Ribera 2850 Campus San Andrés Concepción

Fonos: 56 41 2345566 - 56 41 2345047 - 56 41 2345303 - Fax: 56 41 2345300 [lgm@ucsc.cl](mailto:lgm@ucsc.cl)