

## INFLUENCIA DE LA HETEROGENEIDAD Y EL FACTOR ESCALA EN MUESTRAS DE GRANITO METEORIZADO

*B L. Hernández San Cristóbal<sup>1</sup>, J M. Montenegro Cooper<sup>2</sup>, R W. King St-onge<sup>3</sup>*

### RESUMEN

Los suelos residuales de origen granítico están sujetos a múltiples cambios en sus propiedades geotécnicas. La heterogeneidad y el efecto escala son algunos de los principales responsables de la baja representatividad de los valores obtenidos en distintos tipos de ensayos. Ante esto, se propone demostrar la influencia de estos factores mediante una revisión bibliográfica que reporte la variabilidad de los parámetros geotécnicos obtenidos en múltiples países por distintos autores, contrastando dicha información.

Los resultados, presentados en tablas y gráficos, mostraron una clara variabilidad en los parámetros de resistencia al corte de los suelos residuales graníticos de una misma zona. Las pruebas *in situ* evidenciaron una alta variabilidad en las propiedades geotécnicas, lo que demostró de manera más efectiva la influencia de la heterogeneidad y el factor escala en un mismo perfil de suelo residual.

Al comparar muestras de arena con contenidos de limo y arcilla (SM-SC) de distintos diámetros, se observó que las cohesiones fueron hasta un 200% mayores en probetas de menor volumen en los ensayos de corte no drenados (CU). En contraste, en las muestras de limo (MI) sometidas a ensayos de corte drenados (CD), la cohesión obtenida en las muestras de mayor volumen fue hasta un 650% superior en comparación con las de menor volumen.

**PALABRAS CLAVES:** Suelo residual; Heterogeneidad; Factor escala.

### ABSTRACT

Residual soils of granitic origin are subject to multiple changes in their geotechnical properties. Heterogeneity and scale effect are some of the main factors responsible for the low representativeness of the values obtained in different types of tests. In view of this, it is proposed to demonstrate the influence of these factors by means of a literature review that reports the variability of the geotechnical parameters obtained in multiple countries by different authors, contrasting such information.

The results, presented in tables and graphs, showed a clear variability in the shear strength parameters of residual granitic soils from the same area. *In situ* tests evidenced a high variability in geotechnical properties, which demonstrated more effectively the heterogeneity and the effect of the scale factor in the same residual soil profile.

When comparing sand samples with silt and clay contents (SM-SC) of different diameters, it was observed that cohesions were up to 200% higher in smaller volume specimens in undrained shear tests (CU). In contrast, in silt samples (MI) subjected to drained shear tests (CD), the cohesion obtained in the larger volume specimens was up to 650% higher compared to the smaller volume specimens.

**KEYWORDS:** Residual soil; Heterogeneity; Scale factor

---

<sup>1</sup> Braulio Hernández San Cristóbal., Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, bhernandezs@ing.ucsc.cl

<sup>2</sup> José Miguel Montenegro Cooper., Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, jmontenegro@ucsc.cl

<sup>3</sup> Robert King St-Onge., Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, rking@ucsc.cl

## 1 INTRODUCCIÓN

El adecuado conocimiento de las propiedades geológicas y geotécnicas del suelo es esencial para garantizar el éxito en la construcción de proyectos de infraestructura. Las características del suelo determinan directamente la estabilidad de edificaciones y otras obras civiles. Los suelos se clasifican en tres tipos principales: transportados, residuales y antrópicos. Cada uno de estos tipos representa un desafío geotécnico particular, lo que hace necesario un estudio exhaustivo para su correcta caracterización.

Los suelos residuales, debido a su origen *in situ*, presentan variaciones significativas en sus propiedades geotécnicas dentro de una misma zona. Estas variaciones suelen estar asociadas a factores como la heterogeneidad y el factor escala, presentes de manera recurrente en muestras de este tipo de suelo. Ambos factores dificultan la correcta caracterización de los suelos residuales y disminuyen la fiabilidad de los parámetros obtenidos, tanto de pruebas *in situ* como de ensayos de laboratorio. Estas dificultades afectan la capacidad de carga, la estabilidad y el comportamiento mecánico de las estructuras construidas sobre estos suelos, generando incertidumbre en su diseño y evaluación de riesgos.

Diversos autores, como Sew (2004) y Wesley (2009), han abordado la caracterización de los suelos residuales, enfocándose en su comportamiento mecánico y en la influencia de factores locales, como el clima. Sin embargo, pocos estudios han realizado un análisis comparativo que examine la influencia de la heterogeneidad y el factor escala en diferentes regiones geográficas.

El presente estudio se centrará en los suelos residuales derivados de granito meteorizado, que se encuentran en zonas de clima tropical y subtropical, con especial atención en países del sureste asiático y algunas zonas específicas de Chile. El objetivo principal de esta investigación será analizar la influencia de la heterogeneidad y el factor escala en estos suelos, demostrando la variabilidad de sus propiedades geotécnicas. Para alcanzar este objetivo, se realizará una revisión bibliográfica que recopile estudios que hayan reportado resultados de pruebas *in situ* y ensayos de laboratorio en diferentes países. Los datos recopilados se presentarán a través de tablas, gráficos de dispersión y diagramas de caja y bigotes, lo que permitirá comparar y analizar las propiedades geotécnicas de estos suelos.

## 2 MARCO TEÓRICO

### 2.1 Suelo y roca

Terzaghi y Peck (1973) definen a suelos y rocas como los principales materiales que conforman la superficie terrestre. Siendo el suelo todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad. Por otro lado, la roca será el agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas y permanentes.

Rocas de origen ígneo, sedimentario o metamórfico que hayan sufrido procesos de meteorización física y química, serán capaces de formar distintos suelos (Jenny, 1994). Si el material descompuesto de la roca madre permanece en el lugar de origen, este se definirá como suelo residual (Blight y Leong, 1997). Sin embargo, si el material sufrió transporte y depósito hacia otro lugar, este se llamará suelo transportado (Wesley, 2009). A continuación, en la Tabla 1 elaborada por Brenner *et al.* (1997) se expone una comparación del cómo afectan distintos parámetros a ambos tipos de suelos.

**Tabla 1:** Comparación de factores que afectan la resistencia en suelos residuales y suelos transportados (Brenner *et al.*, 1997).

Factores que afectan la resistencia	Efecto en suelos residuales	Efecto en suelos transportados
Historial de Tensiones	Usualmente no importante.	Importante, modifica inicialmente el posicionamiento de granos o partículas.
Resistencia de Partículas/Granos		Más uniforme, menos zonas de debilidad ya que las partículas más

	Variable, ya sea por cambios en composición mineral o por presencia de múltiples zonas de debilidad.	débiles se eliminan durante el transporte.
Unión de Partículas/Granos	La cementación producida por procesos de meteorización afecta significativamente parámetros como la cohesión y el límite elástico, pudiendo ser fácilmente esta destruida por perturbaciones.	Atribuida a la edad geológica y afecta en menor medida tanto a la cohesión como al límite elástico, pudiendo ser destruida por perturbaciones.
Estructuras heredadas y discontinuidades	Derivadas de la roca madre.	Desarrolladas por ciclos de deposición y el historial de tensiones.
Anisotropía	Derivada de las estructuras relictas o discontinuidades.	Derivada de la deposición e historial de tensiones.
Relación de vacíos/densidad	Depende del estado alcanzado por los procesos de meteorización.	Depende directamente del historial de tensiones.

Fookes (1997) resalta que la meteorización física y química deben actuar conjuntamente en la evolución del material rocoso hasta convertirse en suelo residual. La intensidad de ambas formas de meteorización determinará la conservación o la alteración de las propiedades mecánicas de la roca madre (Blight y Leong, 1997).

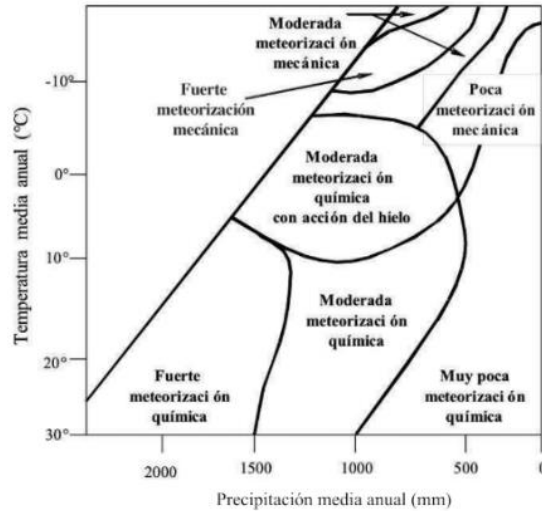
Existen dos sistemas principales para clasificar el grado de meteorización: el sistema cualitativo y el cuantitativo. Los sistemas de clasificación cualitativos se basan en la observación visual de las propiedades geológicas e índices. Uno de los más difundidos es el sistema elaborado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1981), donde como se muestra en la Tabla 2, se asigna un grado de meteorización que varía de I a VI al material rocoso. Este grado se determina de acuerdo con al nivel de decoloración y la conservación de las estructuras por parte de la roca madre.

**Tabla 2:** Clasificación del grado de meteorización (ISRM, 1981).

Clasificación	Descripción	Grado
Fresca	No presenta signos visibles de meteorización en la roca; tal vez una leve decoloración en las superficies de las discontinuidades mayores.	I
Levemente meteorizado	La roca en su totalidad puede estar decolorada por la meteorización.	II
Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca o decolorada se puede presentar como una estructura continua o como núcleos aislados.	III
Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura con núcleos aislados.	IV
Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Esta conserva la estructura original del macizo rocoso.	V
Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material.	VI

Por otro lado, los sistemas de clasificación cuantitativos incluyen parámetros que expresen cambios en la intensidad de la meteorización. Un ejemplo común de esto, son las relaciones propuestas por Cooke y Doornkamp (1990), las cuales determinan el grado de meteorización de según la relación entre precipitaciones

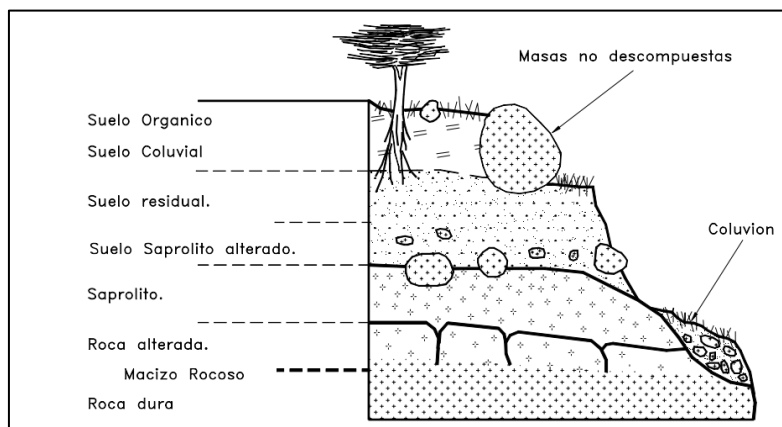
anuales y temperaturas promedio, donde como se puede observar en la Figura 1, altas precipitaciones y temperaturas generaran disitintos niveles de meteorización química, mientras que bajas precipitaciones y temperaturas seran asociadas a distintos niveles de meteorización física.



**Figura 1:** Relación entre precipitación, temperatura y tipo de meteorización (Cooke y Doornkamp, 1990).

## 2.2 Granito meteorizado

Sun *et al.* (2023) definen el granito meteorizado como un eluvio de roca originado en ambientes tropicales. Las propiedades mecánicas de este granito están notablemente influenciadas por la fuerza de cementación, que es producida por el material fino que contiene. Este granito está compuesto generalmente por minerales como cuarzo, feldespato y mica, junto con minerales secundarios arcillosos, como caolinita, illita y montmorillonita. Estos minerales forman un suelo residual de bajo pH y con altos contenidos de óxidos libres. Wesley (2009) afirma que esta roca ígnea, en lugar de producir suelos residuales con planos de debilidad distintivos, se caracteriza por generar perfiles de suelo, cuyo grado de meteorización aumenta a medida que se acerca a la superficie, como se puede observar en la Figura 2.



**Figura 2:** Esquema general de una ladera compuesta de granito meteorizado. (Suarez, 1998).

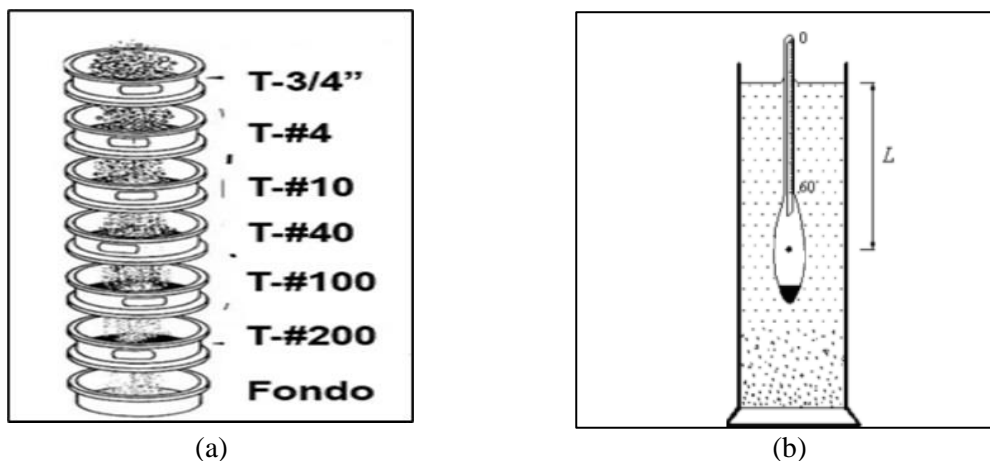
## 2.3 Propiedades geotécnicas

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la granulometría, plasticidad, permeabilidad, resistencia y deformación, se determinan generalmente mediante ensayos en laboratorio o pruebas *in situ*. La influencia de estructuras heredadas y grados de meteorización variables en la roca madre, hacen que los procedimientos recomendados por normas o bibliografía para suelos sedimentarios no sean del todo prácticos en suelos residuales (Graft-Johnson y Bhatia, 1969). Wesley (2009) afirma que teorías clásicas, como la ley de Terzaghi

para calcular tensiones totales y efectivas del suelo, o el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, utilizado para medir la resistencia al corte, sí son aplicables en este tipo de suelos.

### 2.3.1 Granulometría

La distribución del tamaño de los granos en una muestra de suelo es una propiedad fundamental en la geotecnia. Villalobos (2014) reporta que, cuando el tamaño de los granos o partículas del suelo aumenta, también aumenta su resistencia mecánica y permeabilidad. Comúnmente, se mide la granulometría mediante ensayos de tamizado, los cuales distinguen entre granos gruesos de grava y arena. Además, se utilizan ensayos de hidrómetro para diferenciar el material fino, que incluye limo y arcilla (Figura 3).



**Figura 3:** Esquemas de ensayo de granulometría (Flandes, 2017). (a) ensayo de matizado (geo blog, 2020). (b) ensayo hidrómetro.

### 2.3.2 Plasticidad

Atterberg (1911) estableció fronteras que definen la consistencia de los suelos con contenidos de arcilla en función de su nivel de humedad. Esta clasificación diferencia entre suelos de comportamiento sólido, que se producen por bajas humedades, y suelos de comportamiento líquido, que tienen una tendencia a fluir debido a su elevada humedad. Así, se establecen los siguientes estados básicos del suelo: sólido, semisólido, plástico y líquido (Das, 2020).

El índice de plasticidad (IP), mostrado en la ecuación (1), se define como el producto de la diferencia entre los límites de Atterberg. El límite plástico (LP) representa el porcentaje de humedad requerido para que el suelo cambie de un estado semisólido a plástico. Por otro lado, el límite líquido (LL) indica el porcentaje de humedad necesario para que el suelo haga una transición de estado plástico a líquido.

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

### 2.3.3 Permeabilidad

La permeabilidad del suelo define su capacidad para permitir el paso de agua o fluidos a través de él. En los suelos residuales, esta permeabilidad está controlada por las estructuras heredadas del suelo, el tamaño de los granos, el índice de vacíos, la mineralogía y las características de las fisuras (Blight y Leong, 1997). Brand y Phillipson (1985) señalan que las pruebas *in situ*, como las de caída de presión en pozos de sondeo, mostrarán la influencia de las estructuras heredadas y otros tipos de drenajes. Esto genera valores más fiables que los obtenidos en pruebas de laboratorio. Las estructuras abiertas en este tipo de material son destruidas por actividades como la compactación y el remodelado, lo que puede disminuir notablemente la permeabilidad en las muestras. Ante esto, Wesley (2009) presenta un rango de valores de  $5 \times 10^{-9}$  a  $4 \times 10^{-3}$  m/s para el coeficiente de permeabilidad en suelos residuales de origen granítico, a modo de guía para muestras inalteradas.

### 2.3.4 Resistencia al corte y deformación

La resistencia al corte en una masa de suelo nos reporta su capacidad de aguante ante fallas o deslizamiento (Das, 2020). Esta propiedad geotécnica es calculada mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, el cual mediante la ecuación (2) determina al esfuerzo de corte en función del esfuerzo normal aplicado (Coulomb, 1776).

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2)$$

Donde:

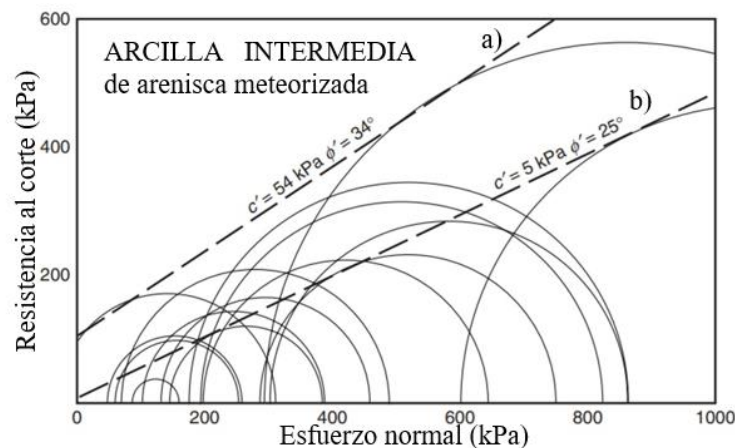
$c$  = cohesión (kPa)

$\phi$  = ángulo de fricción interna ( $^{\circ}$ )

$\sigma$  = esfuerzo normal en el plano de falla (kPa)

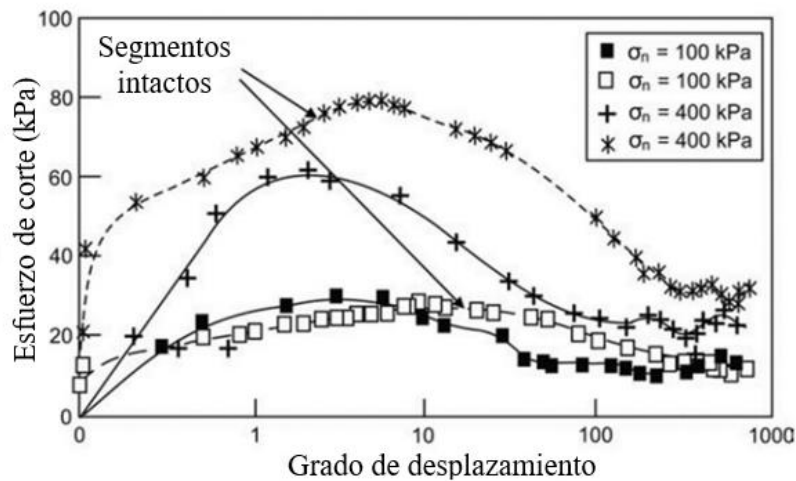
$\tau$  = resistencia al corte (kPa)

Blight y Leong (1997) reportan que las pruebas *in situ* entregan resultados más representativos sobre la resistencia al corte en suelos residuales en comparación con los ensayos de laboratorio. Ensayos realizados bajo condiciones no drenadas en muestras de suelo inalteradas, exponen una mayor resistencia al corte en comparación con muestras completamente remodeladas. Esto es producto de la no alteración en la estructura interna del suelo (Wesley, 2009). Sin embargo, las estructuras heredadas en forma de fallas o discontinuidades de la roca madre pueden disminuir considerablemente los valores de  $c$  y  $\phi$ . Esto se puede apreciar en el gráfico de resistencia al corte presente en la Figura 4.



**Figura 4:** Influencia de discontinuidades en los valores de  $c$  y  $\phi$  para arcillas de plasticidad intermedia (extraído y modificado de Wesley, 2009). a) Sin discontinuidades, b) Con discontinuidades.

La deformación es el cambio de forma y volumen que ocurre en muestras de suelo después de la aplicación de esfuerzos que miden su resistencia mecánica (Vallejos, 2004). Blight y Leong (1997) reportan que la heterogeneidad en la distribución de minerales presente en muestras de suelos residuales produce distintas respuestas ante el mismo esfuerzos de carga, como se puede apreciar en la Figura 5.



**Figura 5:** Ejemplo de deformación variable en ensayos triaxiales para muestras remodeladas e inalteradas de suelo residual derivado de esquistos meteorizados. (extraído y modificado de Blight y Leong, 1997).

### 3 ANTECEDENTES Y ANALISIS DE DATOS

Se recopilieron pruebas *in situ* y ensayos de laboratorio realizados en zonas de clima tropical y subtropical en países como Brasil, Chile, China, Japón, Malasia y Singapur. A partir de esta información, se exponen las propiedades geotécnicas de distintos suelos residuales de origen granítico mediante tablas y gráficos. Esta recopilación genera una base de datos que será sometida a un análisis descriptivo utilizando variables como el coeficiente de variación. Además, se emplearán diagramas de caja y bigotes para mostrar la variabilidad de propiedades geotécnicas, como la resistencia al corte, la deformación y la permeabilidad, mostrando así la influencia de la heterogeneidad y el factor escala en este tipo de suelos.

#### 3.1 Influencia de la heterogeneidad

En suelos residuales graníticos, la meteorización no uniforme provoca cambios continuos en sus propiedades geotécnicas. Estos cambios derivan de la presencia de estructuras heredadas de la roca madre, así como de la variabilidad en la composición mineral y el tamaño de los granos (Sew *et al.*, 2004). La variación en el tamaño de los granos genera zonas con una mayor relación de vacíos, lo que incrementa la permeabilidad y puede afectar significativamente los parámetros de resistencia al corte dentro del mismo perfil de suelo (Bowles, 1996).

##### 3.1.1 Chile

El Batolito de la Costa es una formación geológica datada del Carbonífero Superior (295-316 Ma), esta se extiende desde la región de Valparaíso hasta la cordillera de Nahuelbuta en el sur del país (Rodríguez, 2015). En esta formación, es común encontrar rocas de granito sometidas a meteorización física debido a constantes procesos de compresión y descompresión. Además, se produce una fuerte meteorización química como resultado de precipitaciones anuales de entre 1000-3000 mm y una temperatura promedio anual de 14 °C. Estas condiciones generan suelos residuales derivados de un saprolito granítico compuesto principalmente por minerales como cuarzo (25-30%), feldespatos (55-60%), biotita (10-15%) y minerales secundarios, como hornblenda y moscovita (Flandes, 2017).

La

Tabla 3 presenta información general sobre ensayos realizados en muestras de suelos residuales derivados del saprolito granítico. Estas muestras fueron recolectadas en las ciudades de Tomé (Bustos, 2022; Galindo, 2023) y Concepción (Flandes, 2017; Rodríguez, 2015; Valenzuela *et al.*, 2004), dentro de la región del Biobío. Los suelos reportados corresponden a suelos limosos de baja plasticidad (ML), arenas limosas (SM) y arenas con contenidos de limo y arcillas (SM-SC), con grados de meteorización variables de IV a VI (ISRM, 1981).

**Tabla 3:** Información general de suelos graníticos provenientes de la región del Biobío, Chile.

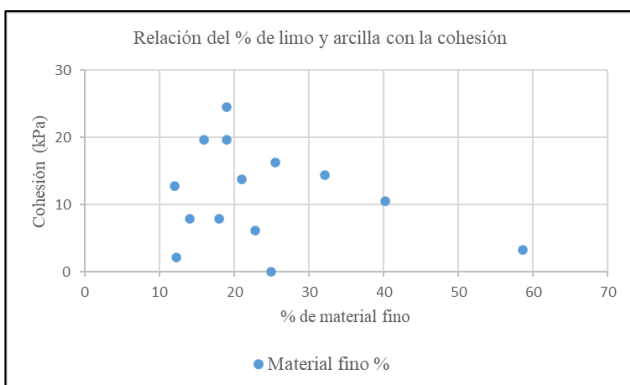
Autor	Clasificación (USCS)	Meteorización (ISRM, 1981)	Material fino (%)	IP (%)	Tipo de ensayo	c (kPa)	$\phi$ (°)
Bustos (2022)	ML	V-VI	60-68	9	DST (CD)	13	27
Flandes (2017)	SM-SC	IV-V	12-25	2-5	DST (CD)	0-2	36-41
Galindo (2023)	ML	V-VI	50-67	9	DST (CD)	17	32-34
Rodríguez (2015)	SM	IV	23-59	NP	DST (CD)	6-16	30-38
Valenzuela <i>et al.</i> (2004)	SM	IV-V	12-21	2-14	DST (CD) Triaxial (CIU)	9-25 8-21	32-35 29-32

Donde:

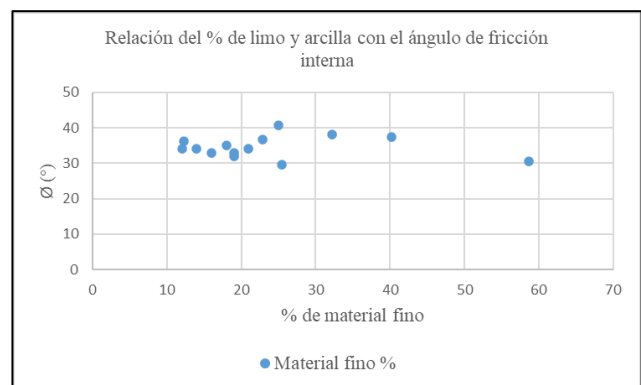
DST (CD) = Ensayo de corte directo consolidado drenado.

Triaxial (CIU) = Ensayo de compresión triaxial isotrópicamente consolidado no drenado.

Aunque los suelos transportados no son completamente homogéneos, la mecánica de suelos clásica asume una cierta homogeneidad y establece que suelen mostrar relaciones consistentes entre sus distintas propiedades geotécnicas. Un ejemplo de esto es que un mayor contenido de materiales finos, como limos y arcillas, junto con un aumento en el índice de plasticidad (IP), incrementa la cohesión total del suelo. Al mismo tiempo, el ángulo de fricción interna disminuye debido al menor contacto entre los granos gruesos de arena (Terzaghi y Peck, 1973). En suelos residuales de origen granítico, los cuales son estrictamente heterogéneos, las relaciones entre algunas propiedades geotécnicas son débiles. Esto se evidencia en las Figura 6a y Figura 6b, que muestran gráficos de dispersión con los valores de cohesión y ángulos de fricción interna en función del porcentaje de limo y arcilla en muestras de arenas limosas (SM), ensayadas por Flandes (2017), Rodríguez (2015) y Valenzuela *et al.* (2004). En dichas figuras se observa una baja correlación entre los parámetros de resistencia al corte y el porcentaje de material fino presente. Registrando una cohesión mínima de 0 kPa en una muestra que contenía un 25% de material fino y una cohesión máxima de 25 kPa cuando el material fino era del 19%. Por otro lado, el ángulo de fricción interna mínimo fue de 30° en muestras con un 26% de material fino, mientras que el máximo fue de 41° con un 25% de material fino.



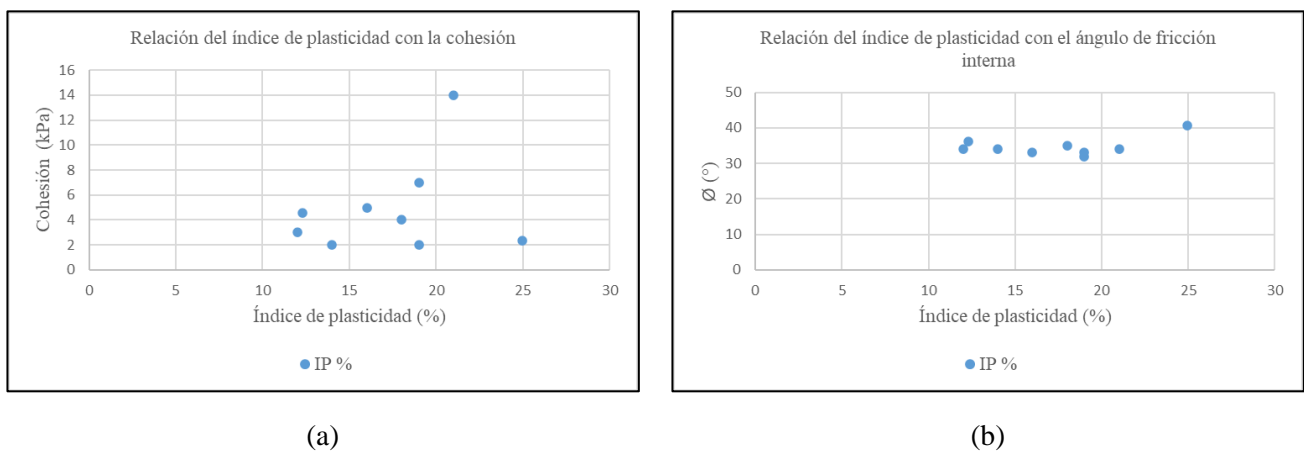
(a)



(b)

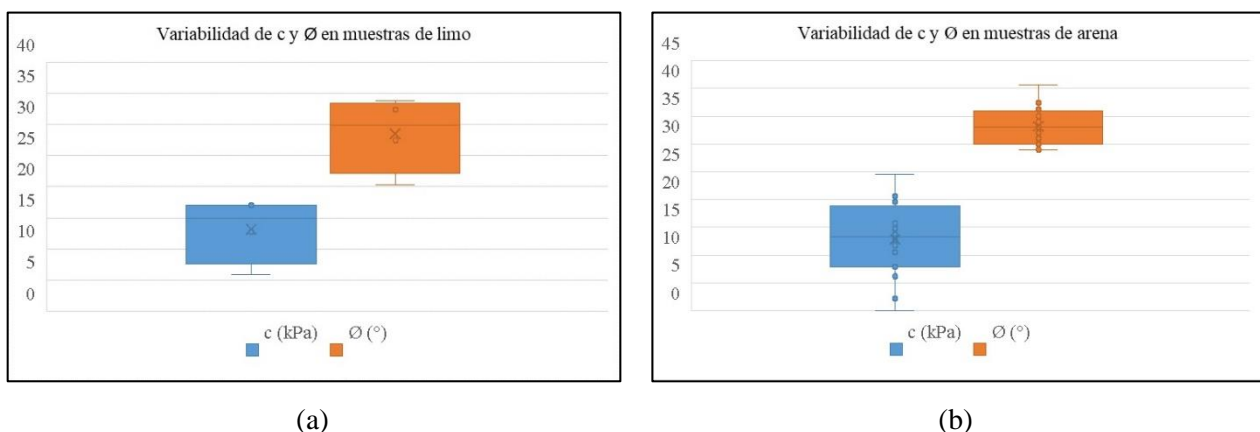
**Figura 6:** Relación entre el porcentaje de material fino y parámetros de resistencia al corte. (a) Cohesión. (b) Ángulo de fricción interna.

Las Figura 7a y Figura 7b, basadas en los datos de Flandes (2017) y Valenzuela *et al.* (2004) para muestras de arena limosa (SM), presentan gráficos de dispersión que muestran la relación entre los valores de cohesión y ángulos de fricción interna respecto a los índices de plasticidad. En estos gráficos, se observa nuevamente que el aumento del índice de plasticidad no genera un incremento significativo en la cohesión ni una disminución considerable en el ángulo de fricción interna, lo que evidencia una relación débil entre estas propiedades geotécnicas. En particular, se registran valores máximos de cohesión de 14 kPa para un índice de plasticidad del 21% y una cohesión mínima de 2 kPa para índices de plasticidad del 14%, 19% y 25%. En cuanto al ángulo de fricción interna, el valor máximo fue de 41° para muestras con un índice de plasticidad del 25%, mientras que el mínimo fue de 32° para un índice de plasticidad del 19%.



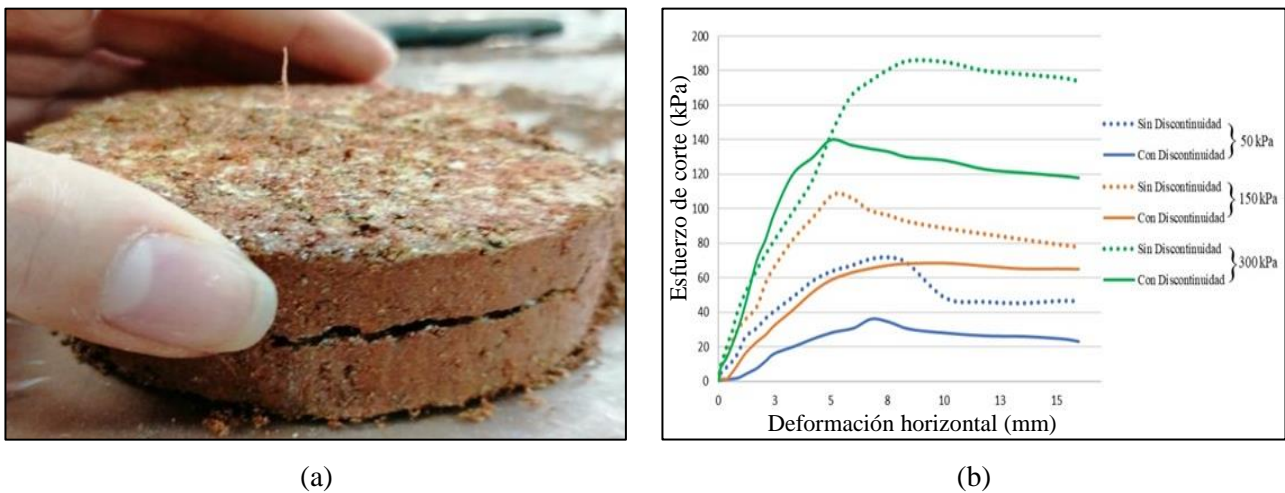
**Figura 7:** Relación entre el índice de plasticidad y parámetros de resistencia al corte. (a) Cohesión. (b) Ángulo de fricción interna.

Se han elaborado diagramas de caja y bigotes utilizando los datos de Bustos (2022) y Galindo (2023) para muestras de limos con baja plasticidad (ML), así como de Flandes (2017), Rodríguez (2015) y Valenzuela *et al.* (2004) para muestras de arena limosa (SM). Estos diagramas muestran la variabilidad de los parámetros de resistencia al corte en todas las muestras disponibles con la información proporcionada. La Figura 8a, correspondiente a las muestras de limo con baja plasticidad (ML), esta indica que la cohesión varía entre 6 y 17 kPa, con un promedio de 13 kPa y un coeficiente de variación del 40%. Además, el ángulo de fricción interna oscila entre 20° y 34°, con un promedio de 28° y un coeficiente de variación del 21%. Por otro lado, la Figura 8b representa la variabilidad de los parámetros de resistencia al corte en muestras de arena limosa (SM). En esta figura se observa que la cohesión varía entre 0 y 25 kPa, con un valor promedio de 13 kPa y un coeficiente de variación del 50%. El ángulo de fricción interna varía entre 29° y 41°, con un promedio de 33° y un coeficiente de variación del 10%.



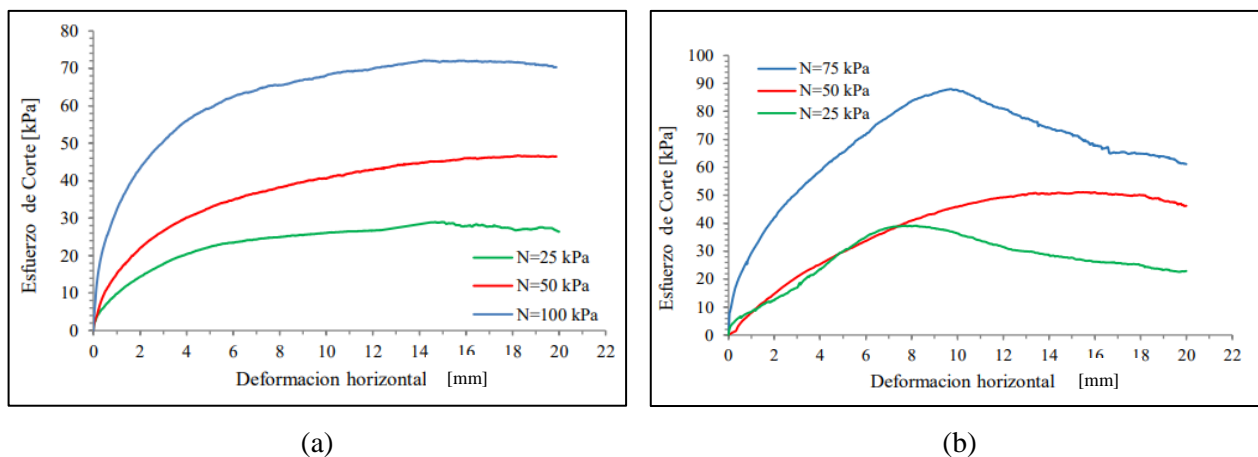
**Figura 8:** Diagrama de caja y bigotes para valores de cohesión y ángulos de fricción interna en distintos tipos de muestra. (a) Limo de baja plasticidad (MH). (b) Arena limosa (SM).

Las estructuras heredadas presentes en los suelos residuales de origen granítico son un claro indicativo de su heterogeneidad. Esta heterogeneidad es el resultado de la meteorización no uniforme que experimentan (Wesley, 2009). Bustos (2022), como se muestra en la Figura 9a, midió la resistencia al corte y las deformaciones en las estructuras heredadas presentes en las muestras. Para ello, aplicó el esfuerzo lateral del aparato de caja de corte directamente sobre las discontinuidades, las cuales estaban dispuestas en forma paralela al eje horizontal. Este procedimiento demostró que la resistencia al corte medida en muestras sin discontinuidades fue entre un 40% y un 50% superior, como se observa en la Figura 9b, evidenciando la influencia de las estructuras heredadas en la resistencia al corte en suelos residuales de origen granítico.



**Figura 9:** Procedimiento y resultados de esfuerzos de corte y deformación. (Bustos, 2022). (a) Muestra con discontinuidad. (b) Gráfica de resistencia al corte versus deformación.

Las muestras de granito meteorizado obtenidas por Rodríguez (2015) en la cordillera de Nahuelbuta, dentro de la región del Biobío, como se muestra en la Figura 10a, revelan la existencia de zonas de suelo fuertemente meteorizadas y, por ende, menos densas. Estas zonas presentan una respuesta dúctil ante esfuerzos de corte, alcanzando resistencias al corte máximas de 28, 45 y 72 kPa para tensiones normales de 25, 50 y 100 kPa, respectivamente. En contraste, la Figura 10b muestra zonas menos meteorizadas que producen suelos más densos. Estos suelos exhiben una respuesta frágil frente a distintos esfuerzos de corte. El pico de resistencia al corte en estas zonas se encuentra en 38, 52 y 90 kPa para las mismas tensiones normales aplicadas en el caso anterior.



**Figura 10:** Graficas de resistencia al corte y deformación en muestras de granito meteorizado (Rodríguez, 2015). (a) Muestra obtenida en Fundo Caballo de Palo. (b) Muestra obtenida en Parcelas Cabrera.

### 3.1.2 Singapur

La formación Bukit Timah, datada del período Triásico (201-251 Ma) y ubicada en el centro de Singapur, se caracteriza por la presencia de grandes masas de granito sometidas a intensa meteorización química (Zhao *et al.*, 1994). En esta región, los extensos períodos de lluvia, que abarcan aproximadamente 179 días al año, alcanzan una precipitación media de 2000-2300 mm/año, con temperaturas promedio de 27 °C según el Servicio Meteorológico de Singapur (1997).

Rahardjo *et al.* (2004), quienes realizaron ensayos de difracción de rayos-X en diversos puntos de la formación, determinaron que el granito de la zona está compuesto principalmente por minerales como caolinita (37-51%), illita (15-25%), serpentinita (14-24%), feldespato (12-15%) y cuarzo (18-20%), con una menor presencia de micas (14%).

La Tabla 4 presenta un resumen de las clasificaciones y propiedades geotécnicas reportadas por Winn *et al.* (2001) y Zhang *et al.* (2018) para muestras de suelos residuales graníticos de la formación Bukit Timah. Estas muestras se clasifican como arenas limosas (SM) y limos de alta plasticidad (MH), con un grado de meteorización que varía entre V y VI, de acuerdo con la clasificación ISRM (1981).

**Tabla 4:** Información general de suelos graníticos provenientes de Bukit Timah, Singapur.

Autor	Clasificación (USCS)	Meteorización (ISRM, 1981)	Material fino (%)	IP (%)	Tipo de ensayo	c (kPa)	Ø (°)
Winn <i>et al.</i> (2001)	SM	V	0-37	30-50	Triaxial (UU)	13-186	0-10
	MH	VI	19-75	20-80	Triaxial (CD)	-	20-40*
Zhang <i>et al.</i> (2018)	SM	V	1-56	24-34	Triaxial (CU)	14-18	30-31
	MH	VI	11-73	24-33	Triaxial (CU)	9	29

Donde

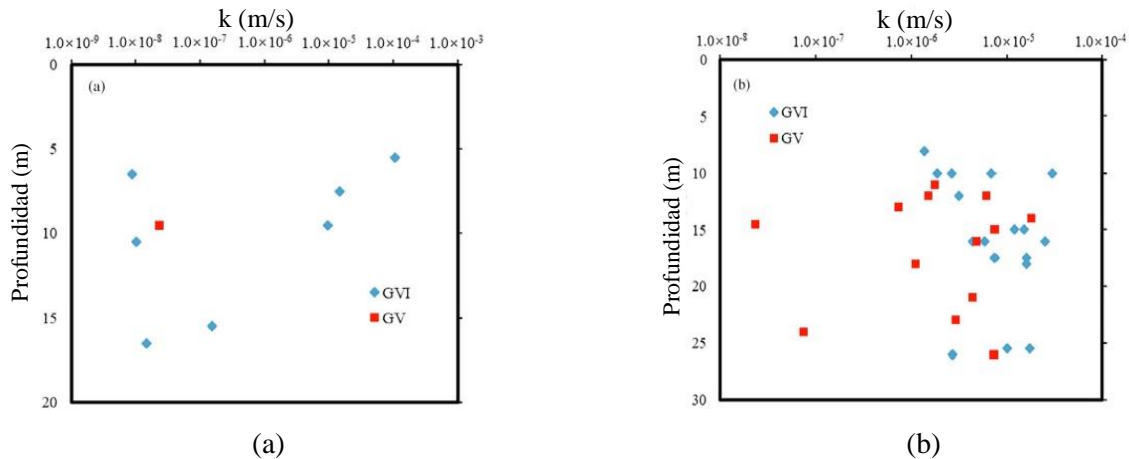
Triaxial (CD) = Ensayo de compresión triaxial consolidado drenado.

Triaxial (CU) = Ensayo de compresión triaxial consolidado no drenado.

Triaxial (UU) = Ensayo de compresión triaxial no consolidado y no drenado.

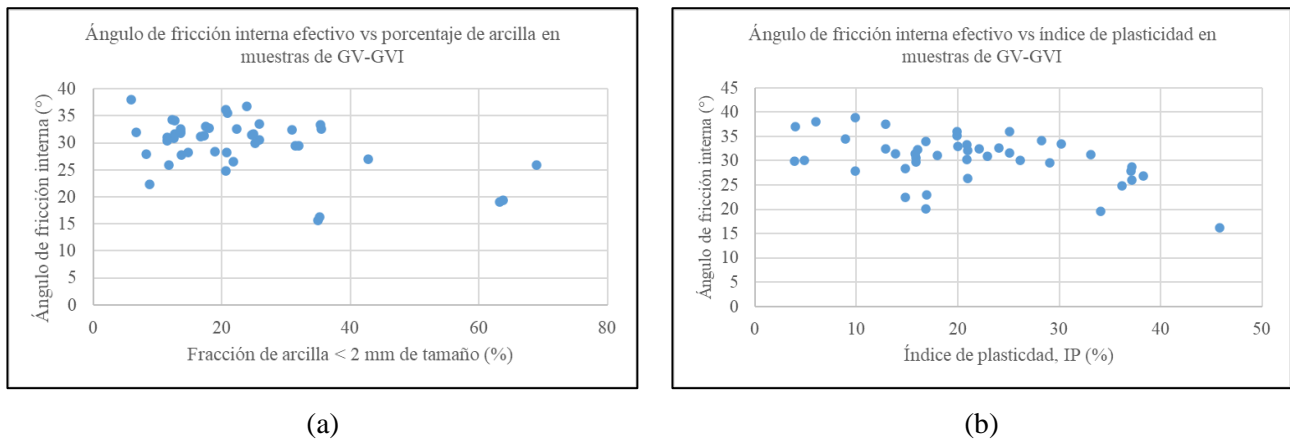
\* = Indica que la cohesión y/o ángulo de fricción es efectivo.

Winn *et al.* (2001) obtuvo valores del coeficiente de permeabilidad en un rango de  $10^{-6}$  a  $10^{-9}$  m/s para todo el perfil de suelo analizado. En contraste, Zhang *et al.* (2018), como se puede apreciar en las Figura 11a y 11b, distinguió los coeficientes de permeabilidad según el grado de meteorización, tanto para pruebas *in situ* como para ensayos de laboratorio. En ambos casos, se observa una alta dispersión de valores que alcanza un rango de  $10^{-4}$  a  $10^{-8}$  m/s. Comúnmente, las zonas con un mayor grado de meteorización y, por ende, una mayor cantidad de arcillas, presentan menores coeficientes de permeabilidad en suelos transportados (Das, 2020). Sin embargo, en la Figura 11b se observa que las zonas con mayor grado de meteorización muestran coeficientes de permeabilidad más altos. Saunders y Fookes (1970) explican que, aunque en estas zonas el material fino de arcilla absorbe agua y disminuye la permeabilidad, la abundancia de fisuras y grietas crea caminos preferenciales para el flujo de agua. Esto genera un aumento considerable de la permeabilidad en zonas más meteorizadas para suelos residuales.



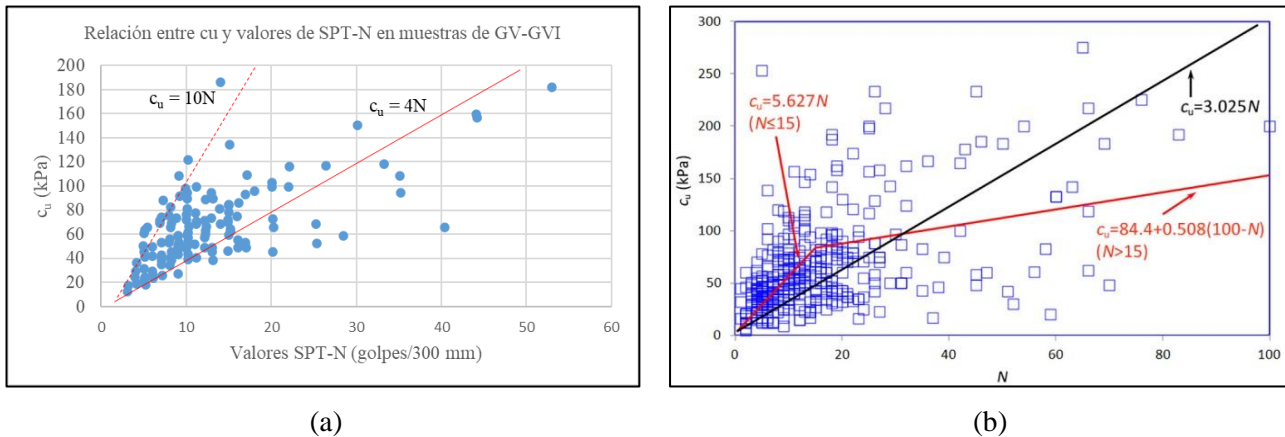
**Figura 11:** Coeficiente de permeabilidad versus profundidad (extraído y modificado de Zhang *et al.*, 2018).  
 (a) Ensayos en laboratorio. (b) Pruebas *in situ*.

Mediante los datos obtenidos en ensayos de compresión triaxial consolidados no drenados (CU), Winn *et al.* (2001) elaboró gráficos de dispersión que muestran la variabilidad del ángulo de fricción interna en función del porcentaje de arcilla y el índice de plasticidad. En la Figura 12a se observa que el ángulo de fricción interna varía entre  $16^\circ$  y  $38^\circ$ , sin mostrar una tendencia clara a disminuir a medida que aumenta el porcentaje de arcilla. De manera similar, la Figura 12b muestra que los ángulos de fricción interna tampoco disminuyen de forma evidente conforme aumenta el índice de plasticidad, alcanzando un rango de  $16^\circ$  a  $39^\circ$ .



**Figura 12:** Ángulo de fricción versus otras propiedades geotécnicas (extraído y modificado de Winn *et al.*, 2001). (a) Porcentaje de arcilla. (b) índice de plasticidad.

Ambos autores, además de realizar ensayos de compresión triaxial en laboratorio para muestras obtenidas a distintas profundidades, generaron correlaciones entre la resistencia al corte no drenado ( $c_u$ ) y el número de golpes (N) necesarios para que un martinete, en ensayos de penetración estándar (SPT), lograra que la barra de perforación penetrara en el suelo cada 30 cm. Las Figura 13a y Figura 13b muestran estas correlaciones y exponen una gran dispersión en los valores de cohesión obtenidos. Donde, a mayor número de golpes necesarios, mayor es la resistencia al corte no drenado dada el menor grado de meteorización, alcanzando valores máximos de 180 kPa en las pruebas de Winn *et al.* (2001) y 270 kPa en las de Zhang *et al.* (2018).



**Figura 13:** Resistencia al corte no drenado versus número de golpes para penetrar al suelo en distintas profundidades. (a) extraído y modificado de Winn (*et al.*, 2001). (b) Zhang (*et al.*, 2018).

### 3.1.3 Malasia

Se estima que más del 75% de la superficie de Malasia está cubierta por suelos residuales provenientes de rocas ígneas y sedimentarias (Rahman *et al.*, 2018). Entre estos suelos, destacan los residuales derivados del granito, debido a su amplia extensión en el estado de Selangor y el territorio federal de Kuala Lumpur. Este granito, datado del período Pérmico-Triásico (200-300 Ma), está compuesto principalmente por feldespato (60-65%), cuarzo (30%) y minerales secundarios como biotita y hornblenda (Zhao, 1994). Esta roca ígnea está sometida a una fuerte meteorización química, provocada por precipitaciones que alcanzan los 2500 mm/año y una temperatura promedio de 27 °C. Este proceso genera suelos residuales de color marrón-rojizo con una alta presencia de arena y arcilla (Huat *et al.*, 2005).

Estudios realizados en los suelos residuales graníticos de Kuala Lumpur por Taha *et al.* (1998), muestran que este material se clasifica como arcillas de alta plasticidad (CH), con un grado de meteorización VI (ISRM, 1981). La Tabla 5 presenta rangos de valores en los parámetros de resistencia al corte, obtenidos a partir de ensayos de corte directo en muestras inalteradas y remodeladas, tanto en condiciones saturadas como no saturadas, junto con ensayos de compresión triaxial consolidados drenados y no drenados para muestras inalteradas.

**Tabla 5:** Información general de suelos graníticos provenientes de Kuala Lumpur, Malasia.

Autor	Clasificación (USCS)	Meteorización (ISRM, 1981)	Tipo de ensayo	c (kPa)	$\phi$ (°)
Taha <i>et al.</i> (1998)	CH	VI	DST (CD) <sub>i<sub>n</sub></sub>	100-121	35-38
			DST (CD) <sub>i<sub>s</sub></sub>	10	17-19
			DST (CD) <sub>r<sub>o</sub></sub>	113-144	26-35
			DST (CD) <sub>r<sub>s</sub></sub>	13-103	26-27
			Triaxial (CD) <sub>i</sub>	10	28
			Triaxial (CU) <sub>i</sub>	15	31

Donde:

DST (CD)<sub>i<sub>n</sub></sub> = Ensayo corte directo consolidado dreña en muestra inalterada no saturada.

DST (CD)<sub>i<sub>s</sub></sub> = Ensayo corte directo consolidado dreña en muestra inalterada saturada.

DST (CD)<sub>r<sub>o</sub></sub> = Ensayo corte directo consolidado dreña en muestra remodelada a humedad optima.

DST (CD)<sub>r<sub>s</sub></sub> = Ensayo corte directo consolidado dreña en muestra remodelada saturada.

Triaxial (CD)<sub>i</sub> = Ensayo de compresión triaxial consolidado drenado en muestra inalteradas.

Triaxial (CU)<sub>i</sub> = Ensayo de compresión triaxial consolidado no drenado en muestra inalteradas.

Al considerar el conjunto completo de datos reportados por Taha *et al.* (1998), se observa un cambio considerable en la cohesión total obtenida en los ensayos de corte directo realizados en muestras inalteradas bajo condiciones de humedad natural y saturadas. En las muestras saturadas, la cohesión resultó ser casi diez veces inferior en comparación a las muestras con humedad natural, lo que generó un coeficiente de variación del 92%. Además, el ángulo de fricción interna disminuyó en un 50%, con un coeficiente de variación del 37%.

En los ensayos realizados con muestras remodeladas, tanto las muestras ensayadas a humedad óptima como las saturadas registraron un ángulo de fricción de 27°, con un coeficiente de variación del 13%. Sin embargo, la cohesión total en las muestras saturadas volvió a ser casi diez veces inferior, generando esta vez un coeficiente de variación del 67%.

Por otro lado, las pruebas de compresión triaxial en muestras inalteradas revelaron que, cuando no se permitió el drenaje, la cohesión aumentó en un 50%, con un coeficiente de variación del 28%. Finalmente, el ángulo de fricción interna en muestras no drenadas fue un 10% superior al de las muestras drenadas, con un coeficiente de variación del 7%.

### 3.1.4 Japón

Japón tiene en su zona occidental una notable presencia de suelos residuales derivados de granito meteorizado. Este material presenta un grado de meteorización variable, que va de IV a VI, según la clasificación ISRM (1981). Los granitos están compuestos principalmente por minerales de cuarzo, feldespato y minerales secundarios de arcilla, como la caolinita y la haloisita (Matsuo y Nishida, 1968).

En este estudio, se considera la investigación de Tsuchida *et al.* (2011), quien, como se muestra en la Tabla 6, realizó múltiples pruebas de resistencia al corte en suelos de arena limosa (SM) en tres zonas de una ladera del Monte Gagara, cerca de la Universidad de Hiroshima. Estas pruebas incluyeron ensayos de corte directo en muestras inalteradas, consolidadas y drenadas (CD) en laboratorio, así como ensayos *in situ* con un penetrómetro de cono dinámico ligero hasta una profundidad de 3 metros.

**Tabla 6:** Información general de suelos provenientes de granito meteorizado en Hiroshima, Japón.

Autor	Clasificación (USCS)	Meteorización (ISRM, 1981)	Material fino (%)	Tipo de ensayo	Zona 1		Zona 2		Zona 3	
					c (kPa)	Ø (°)	c (kPa)	Ø (°)	c (kPa)	Ø (°)
Tsuchida <i>et al.</i> (2011)	SM	IV	48	DST <sub>50</sub> (CD)	12	43	45	37	21	38
				LWDCPT <sub>50</sub>	10	38	11	38	10	37

Donde:

DST<sub>50</sub> (CD) = Ensayo corte directo consolidado drenado para muestras obtenidas a 50 cm de profundidad.

LWDCPT<sub>50</sub> = Prueba de penetrómetro de cono dinámico ligero realizado a 50 cm de profundidad.

El ensayo de penetrómetro de cono dinámico ligero desarrollado en Francia (Langton, 1997), mide la resistencia del suelo a la penetración de una varilla de acero con punta cónica. Esta varilla se introduce en el suelo mediante golpes controlados aplicados por un martillo automático. La resistencia dinámica del suelo a la penetración del cono ( $q_d$ ), se puede calcular utilizando la fórmula holandesa (Cassan, 1988; Chaigneau *et al.*, 2000), a través de la ecuación ((3).

$$q_d = \frac{1}{A} \times \frac{1/2 M \times V^2}{1 + \frac{P}{M}} \times \frac{1}{x} \quad (3)$$

Donde:

X= Penetración debido a un golpe de martillo (m).

A= Área del cono ( $m^2$ ).

M= Masa del martillo (kg).

P= Masa de la pieza golpeada (kg).

V= Velocidad de impacto del martillo (m/s).

Tsuchida *et al.* (2011) identificaron que los suelos residuales de origen granítico seleccionados presentaban una sobrecarga de 5 kPa en los ensayos de penetración de cono dinámico ligero. A partir de esta observación, los autores propusieron el ajuste descrito en la ecuación (4), el cual compensa la sobrecarga considerando la variabilidad del peso unitario del suelo a diferentes profundidades.

$$q_{d5} = q_d - 0.01 \times \gamma_t \times z - 5 \quad (4)$$

Donde:

$q_{d5}$ = Resistencia dinámica del cono corregida (MPa).

$q_d$ = Resistencia dinámica de cono (MPa).

$\gamma_t$ = Peso unitario del suelo  $kN/m^3$ .

Z= Profundidad (m).

Una vez realizado el ajuste mencionado, Tsuchida *et al.* (2011) establecieron correlaciones entre los parámetros de resistencia al corte, obtenidos en pruebas de compresión triaxial para muestras remodeladas y la resistencia dinámica del cono ( $q_{d5}$ ). Estas correlaciones, como se puede observar en las ecuaciones (5) y (6), presentan cierta dependencia del grado de saturación ( $S_r$ ) del suelo.

$$\phi_d = 29.9 + 1.61 \times \ln(q_{d5}) + 0.142 \times S_r \quad (5)$$

$$c_d = 10.6 + 1.19 \times \ln(q_{d5}) + 0.041 \times S_r \quad (6)$$

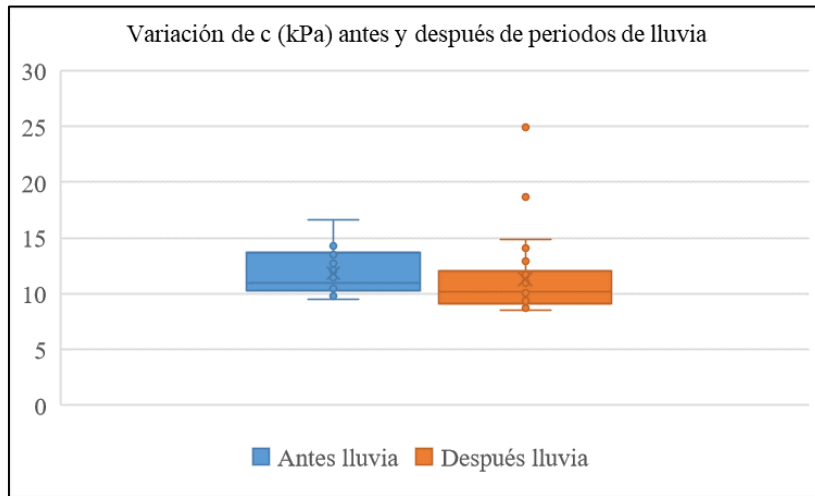
Donde:

$\phi_d$ = Ángulo de fricción interna aparente ( $^\circ$ ).

$c_d$ = Cohesión aparente (kPa).

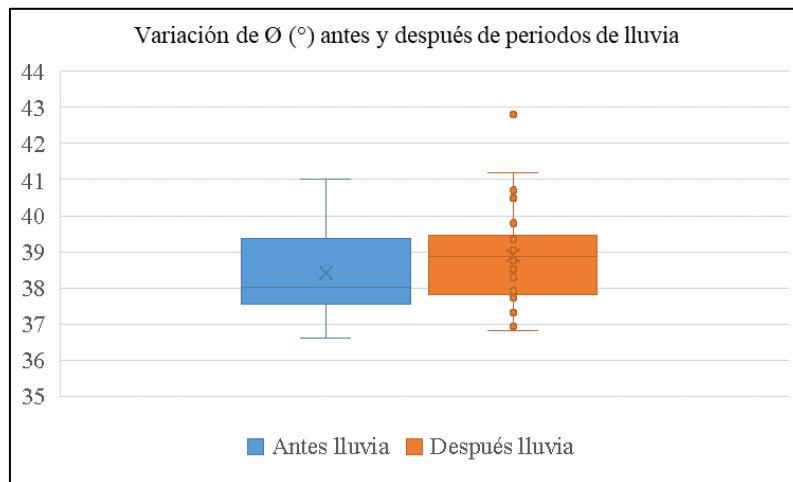
$S_r$ = Grado de saturación del suelo (%).

La Figura 14 muestra la variación de la cohesión aparente obtenida a partir de ensayos de penetración de cono dinámico ligero en un perfil de suelo que ha experimentado un período de lluvia. En esta figura, se observa que las cohesiones obtenidas antes de los períodos de lluvia son levemente superiores, con un rango de valores entre 10 y 17 kPa y un valor promedio de 12 kPa. Después de los períodos de lluvia, la cohesión disminuye ligeramente, alcanzando un rango de 9 a 15 kPa, con algunos valores atípicos de 17 y 25 kPa, y un valor promedio de 11 kPa. Esta variación genera un coeficiente de 24% entre los valores obtenidos antes y después de los períodos de lluvia.



**Figura 14:** Diagrama de caja y bigotes sobre la variación de la cohesión aparente en suelos de arena limosa (SM).

La Figura 15 presenta la variación de los ángulos de fricción aparentes, medidos en el mismo perfil de suelo mencionado previamente. En esta figura, se observa una gran similitud en los valores registrados antes y después de los períodos de lluvia, con ángulos que varían entre 37° y 41° en ambos casos. Los valores promedio son de 38° antes de la lluvia y 39° después, con un coeficiente de variación de solo el 3%.



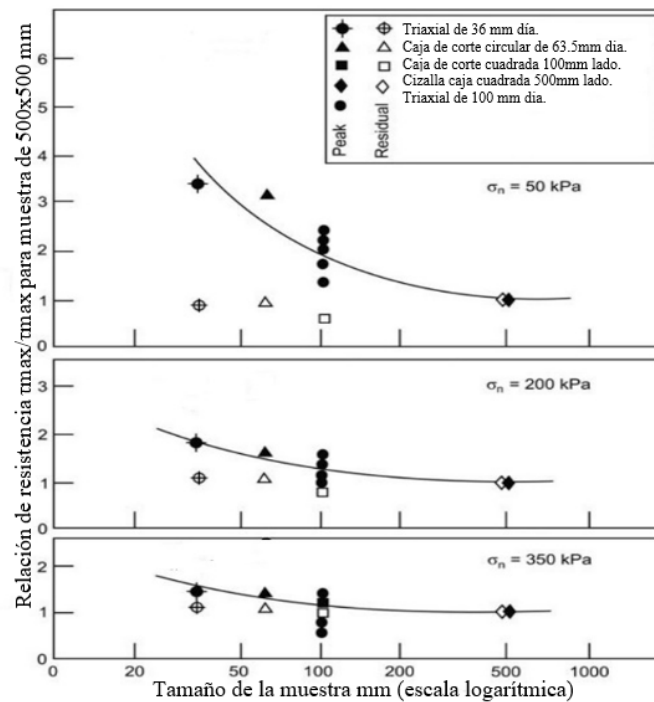
**Figura 15:** Diagrama de caja y bigotes sobre la variación del ángulo de fricción interna aparente en suelos de arena limosa (SM).

A diferencia de los casos de Chile y Singapur, donde se evidenció una alta variabilidad en los parámetros de resistencia al corte obtenidos para muestras de suelos residuales de origen granítico, en este estudio la variabilidad fue notablemente inferior. Sin embargo, es importante considerar posibles explicaciones para esta diferencia. Una de ellas es la limitada profundidad del sondeo, ya que el equipo solo permitió alcanzar hasta 3 metros de profundidad, lo que pudo haber impedido detectar variaciones en el grado de meteorización y la composición mineral del perfil del suelo. Además, el proceso de calibración del penetrómetro de cono dinámico ligero se basó en correlaciones obtenidas a partir de muestras remodeladas, lo que pudo haber destruido las estructuras heredadas presentes en el suelo, alterando así los valores obtenidos y reduciendo la influencia de la heterogeneidad.

### 3.2 Influencia efecto escala

Las pruebas de resistencia al corte en muestras de distintas dimensiones indican que los diámetros menores pueden sobreestimar la resistencia real en suelos residuales derivados de rocas ígneas. Garga (1988) propone

que las dimensiones óptimas para ensayos a pequeña escala deben tener un diámetro de muestra al menos dos veces mayor que el espaciamiento entre las discontinuidades (Figura 16). Blight y Leong (1997) informan que los ensayos triaxiales con diámetros menores a 75 mm son ineficientes para medir la resistencia al corte en este tipo de suelos. Por su parte, Richards (1980) señala que las muestras con bajo contenido de arcilla requieren el uso de moldes cuya sección transversal cuadrada sea de al menos 100 mm por lado para ensayos de corte directo.



**Figura 16:** Efecto del tamaño de muestra en suelos residuales generados por lavas basálticas vesiculares meteorizadas. (extraído y modificado de Garga, 1988)

La Tabla 7 presenta información general y valores promedios de los parámetros de resistencia al corte efectivos obtenidos por Alias *et al.* (2017) y Feitosa *et al.* (2016), quienes detallaron las dimensiones de las muestras analizadas. Los ensayos que no permitieron drenaje (CU) mostraron ligeras variaciones en los ángulos de fricción interna. Este parámetro fue un 7% mayor para los especímenes de mayor volumen en las muestras de material limoso con plasticidad intermedia (MI) y un 12% mayor en las probetas de menor volumen para las muestras de arena con contenidos de limo y arcilla (SM-SC). En cuanto a las cohesiones obtenidas en condiciones no drenadas (CU), ambas investigaciones reportaron sus mayores valores en las muestras de menor volumen. Para los limos de alta plasticidad (MI), la muestra de 72000 mm<sup>3</sup> presentó una cohesión efectiva un 67% mayor que la muestra de 86,193 mm<sup>3</sup>. Por otro lado, en las arenas con contenidos de limo y arcilla (SM-SC), la muestra de 86193 mm<sup>3</sup> alcanzó cohesiones efectivas un 277% mayores que las obtenidas por la muestra de 196350 mm<sup>3</sup>. Sin embargo, en los ensayos del material limoso (MI) donde se permitió drenaje (CD), la cohesión aumentó significativamente en las muestras de mayor volumen, alcanzando cohesiones efectivas hasta un 650% mayores que las de menor tamaño. Esta diferencia podría explicarse por una distribución más uniforme de las presiones de poro en las muestras de mayor volumen (Rahardjo *et al.* 2018).

**Tabla 7:** Resumen de parámetros de resistencia a corte para distintos volúmenes de muestras.

Autor	Ubicación de la muestra	Clasificación (USCS)	Tipo de ensayo	Dimensiones (mm)	Volumen de muestra (mm)	c (kPa)	$\phi$ (°)
Alias <i>et al.</i> (2017)	Selangor, Malasia	MI	DST (CU)	L=60x60, H=20	72000	5	26
			Triaxial (CU)	D=38, H=76	86193	3	28
			DST (CD)	L=60x60, H=20	72000	2	25
			Triaxial (CD)	D=38, H=76	86193	15	27
Feitosa <i>et al.</i> (2016)	Ceará, Brasil	SM-SC	Triaxial (CU)	D=50, H=100	196350	18	33
				D=38, H=76	86193	68	29

Donde

DST (CU) = Ensayo de corte directo consolidado no drenado.

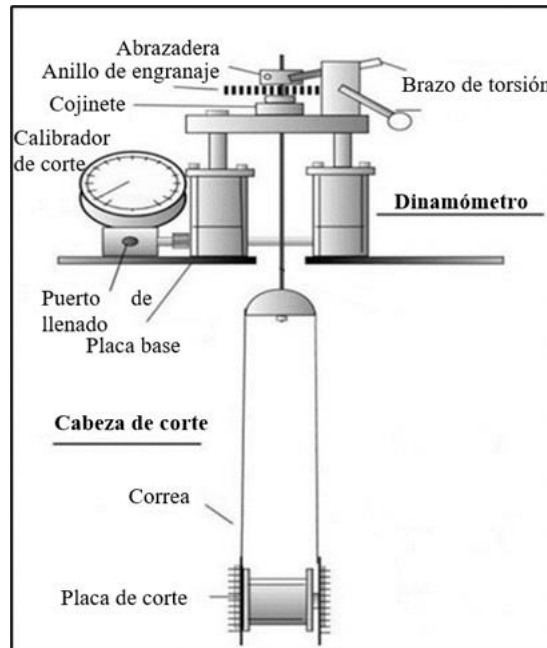
DST (CD) = Ensayo de corte directo consolidado drenado.

Triaxial (CU) = Ensayo de compresión triaxial consolidado no drenado.

Triaxial (CD) = Ensayo de compresión triaxial consolidado drenado.

Autores como Blight y Leong (1997) y Wesley (2009) afirman que la mejor manera de obtener parámetros de resistencia al corte fiables es mediante la aplicación de pruebas *in situ* a gran escala. Estas pruebas abordan de manera más efectiva las discontinuidades y los cambios de meteorización comunes en suelos residuales. Actualmente, el uso de pruebas *in situ* junto con ensayos de laboratorio son una práctica común en países asiáticos como China, Japón y Malasia.

Las pruebas de corte en pozo (BST) han ganado gran popularidad en los últimos años, ya que no requieren generar correlaciones con ensayos de laboratorio para calibrar sus instrumentos. Este tipo de pruebas simulan directamente a ensayos de corte directo, evaluando la resistencia al corte no drenado, los ángulos de fricción interna y la cohesión. En términos generales, como se observa en la Figura 17, estas pruebas consisten en consolidar el suelo circundante a un pozo de sondeo aplicando distintas cargas radiales preestablecidas. Luego, se introduce una cabeza de corte expandible en el pozo hasta la profundidad deseada. Una vez situada la cabeza de corte, sus placas laterales se expanden para ejercer tensiones normales que confinan las paredes del suelo. Finalmente, se empuja hacia arriba la cabeza de corte hasta que el suelo falle, midiendo directamente los datos de resistencia al corte a través de software. Este proceso se repite entre 4 y 5 veces (Vega, 2016).



**Figura 17:** Esquema de montaje ensayo BST. (extraído y modificado de Bechtum, 2012)

Yin *et al.* (2024) realizó tres pruebas de corte en pozo (BST1, BST2 y BST3), junto con ensayos de compresión triaxial y corte directo, en suelos de granito meteorizado ubicados en la provincia de Guangdong, China. El autor reporta como se observa en la Tabla 8, que el material se describe como arena con altos contenidos de caolinita (83-92%). La humedad de este suelo tiende a aumentar con la profundidad debido a la alta permeabilidad de la zona y a un proceso de meteorización no uniforme, que varía entre los grados IV y VI según la clasificación de la ISRM (1981).

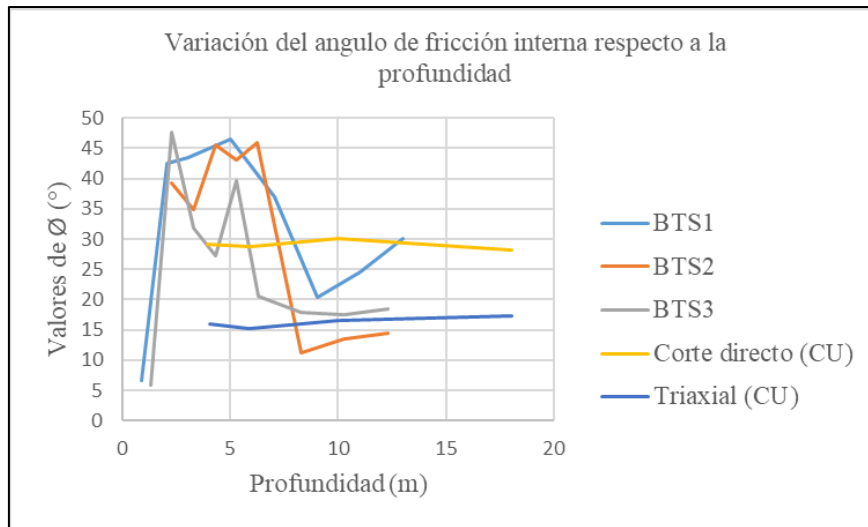
**Tabla 8:** índices físicos y mecánicos medios del suelo estudiado por Yin *et al.* (2024).

Profundidad (m)	Contenido de agua (%)	Índice de plasticidad	Composición mineral (%)				
			Cuarzo	Pirita	Gibbsita	Caolinita	Illita
2-2.3	30	32	5	2	3	83	4
3.8-4.1	38	32	6	3	3	90	0
5.7-6.0	40	26	2	1	3	88	0
9.8-10.0	44	31	2	1	3	85	4
17.9-18.2	37	28	15	1	0	92	5

La Figura 18 muestra los resultados de los ángulos de fricción interna obtenidos en las pruebas de corte en pozo (BST1, BST2 y BST3) y en los ensayos de laboratorio realizados por Yin *et al.* (2024). Se observa que los ángulos de fricción interna obtenidos en las pruebas *in situ* varían considerablemente con el aumento de la profundidad. En contraste, los ensayos realizados en laboratorio para muestras obtenidas a diferentes profundidades no muestran cambios significativos. Además, los ángulos de fricción interna obtenidos en las pruebas de corte directo son aproximadamente el doble de grandes que los obtenidos en las pruebas de compresión triaxial.

Los menores ángulos de fricción interna en las pruebas *in situ* se registran a profundidades entre 7 y 10 metros, donde los contenidos de humedad son más altos, alcanzando valores de 20°, 21° y 11° en las pruebas de corte en pozo. Esto se debe a la infiltración de agua en los poros del suelo, lo que reduce la interacción o el roce entre las partículas del material (Terzaghi y Peck, 1973). Por otro lado, las pruebas realizadas en laboratorio

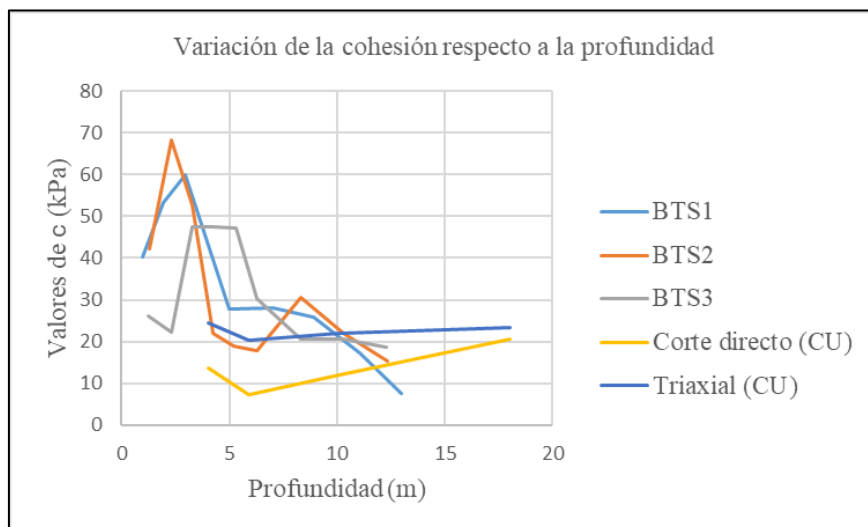
para esas mismas profundidades, a menor escala, muestran por el contrario los valores máximos de ángulos de fricción interna, con  $30^\circ$  en las pruebas de corte directo y  $17^\circ$  en las pruebas de compresión triaxial.



**Figura 18:** Variación del ángulo de fricción interna en a distintas profundidades, Guangdong, China. (extraído y modificado de Yin *et al.* 2024)

La Figura 19 muestra la variación de la cohesión a distintas profundidades. En las pruebas in situ, se observa que a partir de los 3 metros de profundidad hay un descenso general de la cohesión conforme aumenta la profundidad, con un leve repunte entre los 6 y 8 metros, coincidiendo con un incremento en los contenidos de illita, para luego volver a disminuir. Entre los 8 y 13 metros, las pruebas de corte en pozo presentan una disminución continua de la cohesión, alcanzando valores de 19, 18 y 8 kPa. Por otro lado, las pruebas de corte directo y compresión triaxial muestran un aumento en los valores de cohesión, con 23 kPa y 18 kPa, respectivamente.

Una posible explicación para esta discrepancia es la presencia de discontinuidades o material más grueso, resultado de la meteorización no uniforme a esas profundidades. Las muestras de menor volumen utilizadas en los ensayos de laboratorio probablemente no incluyeron estas características, lo que podría haber sobrestimado la resistencia del suelo.



**Figura 19:** Variación de la cohesión a distintas profundidades, Guangdong, China. (extraído y modificado de Yin *et al.* 2024).

#### 4 CONCLUSIONES

Basados en los datos de las investigaciones analizadas, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- 1) La heterogeneidad presente en los suelos residuales derivados de granito meteorizado influye en propiedades geotécnicas como la permeabilidad, la resistencia al corte y la deformación, lo que genera una alta variabilidad en los valores obtenidos en distintos ensayos.
- 2) A diferencia de suelos considerados homogéneos, los suelos residuales derivados de granito meteorizado presentan relaciones débiles entre algunas de sus propiedades geotécnicas.
- 3) Las muestras de menor volumen en los ensayos de laboratorio tienden a sobreestimar los parámetros de resistencia al corte en los ensayos de compresión triaxial y corte directo. No obstante, el estado de la muestra (inalterada o remodelada) y los cambios en las condiciones de drenaje parecen tener una influencia aun mayor en los resultados.
- 4) Los coeficientes de variación determinados en los ensayos de laboratorio indican que tanto la heterogeneidad como el factor escala generan variaciones significativas en la cohesión, mientras que el ángulo de fricción interna presenta una menor variabilidad.
- 5) En muchas ocasiones, los ensayos de laboratorio no lograron identificar posibles discontinuidades ni cambios en el grado de meteorización a mayores profundidades, lo que genera valores poco fiables. Por esta razón, se recomienda el uso de pruebas *in situ*. Sin embargo, es necesario tener precaución al aplicar correlaciones en este tipo de pruebas, resultando aconsejable utilizar pruebas de corte en pozo (BST).

#### 5 RECOMENDACIONES

Si bien a lo largo de la investigación se experimentó con una continua falta de información asociada en torno a suelos residuales derivados de rocas ígneas. Existen ciertos aspectos que podrían llegar a considerarse para futuras investigaciones, a fin de complementar y profundizar la influencia de la heterogeneidad y el efecto escala en muestras de granito meteorizado, siendo algunos: considerar otras propiedades geotécnicas como la compactación, exponer la influencia de la geometría de la probeta, la succión matricial y la velocidad de corte y/o tasa de presión de confinamiento del equipo durante el ensayo, además de considerar otros tipos de ensayos como el de compresión uniaxial (UCS) y veleta de corte (VST).

## 6 REFERENCIAS

- Alias, R. A., Kasa, A. K., & Taha, M. R. (2017).** Effective Shear Strength Parameters for Remolded Granite Residual Soil in Direct Shear and Triaxial Tests. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*.
- Atterberg, A. (1911).** Die Plastizität der Tone. *Intern. Mitteil. Bodenkunde* 1, 4-37.
- Blight, G. E., & Soils, R. (1997).** Mechanics of residual soils: a guide to the formation, classification and geotechnical properties of residual soils, with advice for geotechnical design.
- Bowles, J. E. (1996).** Foundation analysis and design (5.<sup>a</sup> ed.). The McGraw-Hill Companies.
- Brand, E.W. & Philipson, H.B. 1985.** Sampling and testing of residual soil. A Review of International Practice. Southeast Asian Geotechnical Society. Hong Kong: Scorpion Press. 7–22.
- Brenner, R.P., Garga, V.K. & Blight, G.E. (1997).** Shear Strength Behaviour and the Measurement of Shear Strength in Residual Soils. *Mechanics of Residual Soils*, ed. G.E. Blight, Chapter 9. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Burland, J. B. (1990).** On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique/Geotechnique*, 40(3), 329-378. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>
- Bustos, S. (2022).** Estudio de metodología de muestreo y caracterización geotécnica de un suelo residual con estructuras heredadas, ruta O-300 Bellavista, Tomé, Región del Biobío. Tesis de Pregrado. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil.
- Cooke, R.; Doornkamp, J. (1990).** *Geomorphology in Environmental Management*. Oxford University Press, Oxford.
- Das, B. M. (2020).** Principles of Geotechnical Engineering. <http://ci.nii.ac.jp/ncid/BB02331371>
- Feitosa, F., Coelho, L., Sampaio, A., Porto, M., Rodriguez, I., & Pereira, Y. (2016).** Specimen diameter influence on effective shear strength parameters in triaxial tests. *EJGE*.
- Flandes, N. E. (2017).** Estudio de la relación entre meteorización y características geomecánicas de la roca granítica de Concepción. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil Geológica y al grado de Magister en Ingeniería Geotécnica. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil.
- Fookes, P.G. (1997).** Tropical residual soils. A geological society engineering group working party revised report. The Geological Society.
- Galindo, R. (2023).** Geotechnical Evaluation for embankment using general equilibrium model. Tesis de Pregrado. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil.
- Garga, V.K. (1988)** Effect of sample size on shear strength of basaltic residual soils. *Canadian Geotech. J.*, 25, 478–487
- Graft-Johnson, J. W. S., and H. S. Bhatia. 1969.** General report—engineering characteristics. Proc. Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969, Vol. 2, 13–43.
- Huat, B., Ali, F., & Abdullah, A. (2005).** Shear strength parameters of unsaturated tropical residual soils of various weathering grades. *Electronic Journal Of Geotechnical Engineering*.

- Jenny, H. (1994).** Factors of Soil Formation: A System of Quantitative Pedology. *Geographical Review*, 35(2), 336. <https://doi.org/10.2307/211491>
- Matsuo, S., & Nishida, K. (1968).** Physical and Chemical Properties of Decomposed Granite Soil Grains. *SOILS AND FOUNDATIONS*, 8(4), 10-20. [https://doi.org/10.3208/sandf1960.8.4\\_10](https://doi.org/10.3208/sandf1960.8.4_10)
- Mitchell, J. K. (2005).** Fundamentals of soil behavior. <http://ci.nii.ac.jp/ncid/BA20269148>
- Rahardjo, H., Aung, K. K., Leong, E. C., & Rezaur, R. B. (2004).** Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering. *Engineering Geology*, 73(1-2), 157-169. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.01.002>
- Rahman, A. S. A., Noor, M. J. M., Jais, I. B. M., Sidek, N., & Ahmad, J. (2018).** Shear strength of granitic residual soil in saturated and unsaturated conditions. *AIP Conference Proceedings*. <https://doi.org/10.1063/1.5062629>
- Richards, B.G. (1980).** Measurement of soil suction in expansive clay. *Inst. Engrs, Australia Civ. Eng. Trns. Vol. CE22, No.3*, pp 252-261.
- Rodríguez, P. (2015).** Caracterización Geomecánica y Mineralógica del Maicillo en la cordillera de Nahuelbuta. Tesis de Pregrado. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil.
- Saunders, M. K., and P. G. Fookes. (1970).** A review of the relationship of rock weathering and climate and its significance to foundation design. *Engineering Geology* 4, 289–325.
- Sew, G. S., Ali, F. H., & Huat, B. (2004).** Tropical Residual Soils Engineering. En CRC Press eBooks. <https://doi.org/10.1201/9780203024621>
- Sun, Y., Ma, S., Kuang, Y., & Xie, J. (2023).** Effect of mineral compositions on mechanical properties of granite residual soil. *Case Studies in Construction Materials*, 18, e02140. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02140>
- Taha, M. R., Hossain, M., Chik, Z., & Nayan, K. A. M. (1998).** Geotechnical Behaviour of a Malaysian Residual Granite Soil. *Universiti Putra Malaysia Press*. <http://psasir.upm.edu.my/3472/>
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1973).** Soil mechanics in engineering practice (2.<sup>a</sup> ed.). EL ATENEO S.A.
- Tsuchida, T., Athapaththu, A., Kano, S., & Suga, K. (2011).** Estimation of In-Situ Shear Strength Parameters of Weathered Granitic (MASADO) Slopes Using Lightweight Dynamic Cone Penetrometer. *SOILS AND FOUNDATIONS*, 51(3), 497-512. <https://doi.org/10.3208/sandf.51.497>
- Valenzuela, M., Bonilla R., Soto C. (2004).** Caracterización geotécnica y resistencia al corte de los suelos residuales de Concepción. V Congreso de Ingeniería Geotécnica. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción, Chile.
- Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004).** INGENIERÍA GEOLÓGICA [PEARSON EDUCACIÓN, S.A.]. Isabel Capella.
- Villalobos, F. (2014).** Mecánica de Suelos. Editorial Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, 428p.
- Wesley, L. D. (2009).** Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils. <https://doi.org/10.1002/9780470549056>
- Winter, J. D. (2001).** An introduction to igneous and metamorphic petrology. Prentice Hall.

**Yin, S., Liu, P., Zhang, X., He, W., Yan, P., & Sun, Y. (2024).** Field testing of shear strength of granite residual soils. *Journal Of Rock Mechanics And Geotechnical Engineering*.  
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.11.034>

**Zhang, W. G., Zhang, R. H., Han, L., & Goh, A. T. C. (2019).** Engineering properties of the Bukit Timah Granitic residual soil in Singapore. *Underground Space*, 4(2), 98-108. doi:  
10.1016/j.undsp.2018.07.001

**Zhao, J. (1994).** Engineering properties of the weathered Bukit Timah granite and residual soils, *Regional Conference in Geotechnical Engineering*, 94, Melaka, Malaysia.