

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**MODELACIÓN DEL PENETRÓMETRO DE BARRA T
PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA NO
DRENADA EN RELAVES MINEROS**

BRIAN MAURICE BEDWELL DE LUIGGI

Ingeniero Civil

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Marzo de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): Memoria o trabajo de título; Tesis de Postgrado;

Título del trabajo: Modelación del penetrómetro de barra T para determinar la resistencia no drenada en relaves mineros.

Nombre del candidato(a): Brian Bedwell De Luigi

Carrera / Grado: Magíster en ciencias de la ingeniería civil

Campus: Casa Central Valparaíso ; Departamento: Obras civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Gonzalo Suazo Fuentealba, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL

El trabajo **NO contiene información que amerite confidencialidad** y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por:

6 meses; 12 meses; 2 años; 3 años; 5 años; 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 16/05/2025

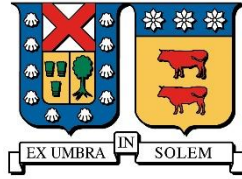
; Firma:

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 16/05/2025

; Firma:

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**MODELACIÓN DEL PENETRÓMETRO DE BARRA T
PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA NO
DRENADA EN RELAVES MINEROS**

Tesis de Grado y Memoria de Título presentada por

BRIAN MAURICE BEDWELL DE LUIGGI

como requisito parcial para optar al grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía

GONZALO HERNÁN SUAZO FUENTEALBA

Marzo de 2025

Resumen

La investigación tiene como enfoque principal la realización de una modelación numérica del ensayo de barra T con el propósito de analizar el comportamiento mecánico de un relave específico a través de la determinación de su resistencia al corte no drenada. Se realiza una comparación entre los datos obtenidos de la simulación del ensayo, las pruebas de penetración in situ y los ensayos de laboratorio realizados en el relave objeto de estudio. Este estudio implica un análisis detallado mediante la aplicación de la metodología de elementos finitos, se llevan a cabo análisis de grandes deformaciones con remallado empleando el enfoque Euleriano-Lagrangiano acoplado utilizando el software ABAQUS, permitiendo así la simulación explícita de la penetración de la barra T. A partir de estos análisis, se examina el impacto en la simulación del uso de diferentes modelos constitutivos para representar el comportamiento del relave, así como se evalúa la influencia de la velocidad de penetración del ensayo y otros parámetros en la determinación del factor de barra T. Además, se realiza una revisión de la literatura sobre las características y propiedades del penetrómetro de barra T y respecto a diversos valores obtenidos por diferentes autores para el factor de barra T para diferentes tipos de suelos, los cuales son comparados con el factor de barra estimado a través de la modelación para el relave bajo estudio. Se observa una coherencia entre los resultados obtenidos con el software ABAQUS y los valores reportados en el estado del arte. Se verifica y se analiza la evolución de los diferentes mecanismos de falla durante la penetración de la barra T, destacando entre ellos el mecanismo de flujo total.

Palabras Clave: Penetrómetro de barra T, Mecanismo de falla de flujo completo, Relaves, Modelamiento numérico, Elementos finitos de grandes deformaciones.

Abstract

The focus of the research is the numerical modeling of the T-bar test to analyze the mechanical behavior of a specific tailings material by determining its undrained shear strength. A comparison is made between the data obtained from the test simulation, in situ penetration tests, and laboratory tests conducted on the tailings under study. This study involves a detailed analysis using the finite element methodology, including large deformation analyses with remeshing, employing the coupled Eulerian-Lagrangian approach using ABAQUS software. This approach allows the explicit simulation of the T-bar penetration. From these analyses, the impact of using different constitutive models to represent the behavior of the tailings is examined, as well as the influence of penetration velocity and other parameters on determining the T-bar factor. Additionally, a literature review is conducted on the characteristics and properties of the T-bar penetrometer and the various values reported by different authors for the T-bar factor in different soil types. These values are compared with the T-bar factor estimated through the modeling for the tailings under study. Consistency is observed between the results obtained using ABAQUS software and the values reported in the state of the art. The evolution of different failure mechanisms during the T-bar penetration is verified and analyzed, with particular emphasis on the full flow mechanism.

Keywords: T-bar, Full Flow, Tailings, Numerical Modeling, LDFE.

Índice

Resumen	i
Abstract.....	ii
Índice	iii
Índice de Figuras	vi
Índice de Tablas.....	vii
Capítulo I – Introducción.....	8
1.1 Contexto	8
1.1.1 Motivación.....	8
1.2 Objetivos.....	10
1.2.1 Objetivo general	10
1.2.2 Objetivos específicos.....	10
Capítulo II – Resistencia al corte.....	11
2.1 Definición	11
2.2 Condición de estudio	12
2.3 Estimación de la resistencia no drenada en laboratorio.....	12
2.3.1 Unconfined compression strength test, UCS.....	13
2.3.2 Triaxial test consolidated undrained, TX CU.....	13
2.3.3 Triaxial test unconsolidated undrained, TX UU.....	14
2.3.4 Relación entre ensayos (UCS vs TX UU)	15
2.4 Estimación de Su in situ.....	15
2.4.1 Cone Penetration Test, CPT	15
2.4.2 Vane Shear Test, VST	21
2.5 Estimación de Su en relaves a través de una nueva herramienta.....	23
Capítulo III – Penetrómetro de barra T	25
3.1 Origen y motivación	25
3.2 Geometría y materialidad	27
3.3 Instrumentación	30

3.4	Razón de penetración.....	31
3.5	Flujo Total / Full Flow	32
3.6	Factor de barra, Nb	33
3.7	Resistencia al corte no drenada a partir de T-bar	35
3.8	Estimación de Sensitividad del suelo a partir de T-Bar.....	36
Capítulo IV – Modelamiento Numérico.....		38
4.1	Metodología.....	38
4.2	Definiciones del modelo.....	39
4.2.1	Alcances y limitaciones	39
4.2.2	Partes involucradas	40
4.2.3	Dimensionamiento y mallado.....	40
4.2.4	Interfaz entre las partes.....	43
4.2.5	Condiciones de borde y parámetros predefinidos.....	43
4.2.6	Etapas de penetración.....	43
4.3	Suelo en estudio.....	44
4.3.1	Clasificación y propiedades índice	44
4.3.2	Peso unitario y contenido de humedad	45
4.3.3	Consolidación Edométrica.....	46
4.3.4	Permeabilidad	46
4.3.5	Resistencia al corte	46
4.3.6	Estimación Módulos de Deformación Elásticos.....	50
4.3.7	Resumen de parámetros geotécnicos adoptados.....	50
4.4	Modelación de los materiales	50
4.4.1	Barra T.....	50
4.4.2	Suelo en estudio.....	50
4.5	Calibración de los modelos constitutivos	54
4.6	Análisis de resultados	57
4.6.1	Comprobación de condición geostática	57
4.6.2	Comprobación de la sollicitación	58
4.6.3	Comprobación del desarrollo del mecanismo de Flujo Total / Full Flow	59
4.6.4	Distribución de presiones	60
4.6.5	Resistencia medida, qTbar	61
4.6.6	Obtención del factor de barra, Nb	63

4.6.7	Obtención de la resistencia al corte no drenada	63
4.7	Sensibilidad de los resultados.....	65
4.7.1	Tamaño de malla	66
4.7.2	Velocidad de penetración	67
4.7.3	Parámetros secundarios	68
Capítulo V – Conclusiones y Futuros desarrollos		71
5.1	Conclusiones.....	71
5.2	Futuros desarrollos	73
Bibliografía.....		75
Anexo A: Mediciones Ensayos CPTu		85

Índice de Figuras

Figura 1.- Relación lineal entre resistencias obtenidas mediante TX UU y UCS, modificado de (Taib <i>et al.</i> , 2011)	15
Figura 2.- Comparativa de perfiles de resistencia (Modificado de Chung, 2005).....	26
Figura 3.- Alternativas de penetrómetros y cono (Zhou and Randolph, 2007).....	27
Figura 4.- Visualización cierre de paredes tras penetración de T-Bar. Modificado de Fig. 3 y Fig. 5 de (Wallace <i>et al.</i> , 2015)	32
Figura 5.- Sketch del modelo – Secciones y tamaño de elementos (sin escala).....	42
Figura 6.- Granulometría suelo en estudio	44
Figura 7.- Humedad, Densidad Seca, Relación de Vacíos y Gravedad Especifica	45
Figura 8.- Resultados Ensayos de Consolidación.....	46
Figura 9.- Resistencia en punta y State Parameter CPTu 01 y 02.....	48
Figura 10.- Clasificación a partir de CPTu 01 y 02.....	49
Figura 11.- Criterio de falla modelo Cam Clay, plano p-q.....	52
Figura 12.- Criterio de falla modelo Drucker Prager, plano p-t.	53
Figura 13.- Variación en nivel de esfuerzo y deformación volumétrica, ensayo triaxial drenado, modelo Cam Clay.	55
Figura 14.- Esfuerzo desviador vs deformación axial, ensayo triaxial drenado.....	56
Figura 15.- Comprobación condición geostática	57
Figura 16.- Velocidad de penetración.....	58
Figura 17.- Desarrollo de mecanismo Full Flow.....	59
Figura 18.- Desarrollo de velocidades.....	60
Figura 19.- Desarrollo bulbo de presiones.	61
Figura 20.- Resistencia medida $qTbar$ en función del modelo constitutivo.	62
Figura 21.- Factor de barra en función del modelo constitutivo	63
Figura 22.- Resistencia al corte normalizada por esfuerzo efectivo.....	64
Figura 23.- Factor de barra en función de tamaño de elemento	66
Figura 24.- Factor de barra en función de la velocidad de penetración.....	68
Figura 25.- Sensibilidad del Factor de barra en función de parámetros secundarios.	70

Índice de Tablas

Tabla 1.- Factor de cono teórico (Modificado de Lunne, Robertson and Powell, 1997)	16
Tabla 2.- Valor N_k considerando resistencia en punta medida de CPT.....	17
Tabla 3.- Valor N_{kt} considerando resistencia en punta corregida de CPTu.....	18
Tabla 4.- Valor N_{ke} considerando resistencia efectiva de CPTu	19
Tabla 5.- Valor $N\Delta u$ considerando presión de poros de CPTu	20
Tabla 6.- Valores típicos de N_{kt} en relaves mineros	20
Tabla 7.- Valores típicos de N_s	21
Tabla 8.- Factores que afectan los resultados de VST (Modificado de Cerato and Lutenegeger, 2004).....	22
Tabla 9.- Dimensiones y características barra T.....	28
Tabla 10.- N_b obtenido por Randolph and Houlsby, 1984.....	34
Tabla 11.- Valores típicos de N_b	34
Tabla 12.- Dimensiones del modelo y tamaño de elementos.	42
Tabla 13.- Clasificación completa suelo en estudio	45
Tabla 14.- Resultados Ensayos Triaxiales suelo en estudio	47
Tabla 15.- Resumen parámetros geotécnicos – Suelo en estudio.....	50
Tabla 16.- Resumen parámetros geotécnicos – Modelo Mohr Coulomb.	51
Tabla 17.- Resumen parámetros geotécnicos utilizados – Modelo Cam Clay.	52
Tabla 18.- Resumen parámetros elásticos y plásticos – Modelo Cam Clay.....	53
Tabla 19.- Resumen parámetros elásticos y plásticos – Modelo Drucker Prager.	54
Tabla 20.- Sensibilidad tamaño de elementos.	66
Tabla 21.- Casos de sensibilidad velocidad de penetración.	67

Capítulo I – Introducción

1.1 Contexto

La tesis de investigación plantea comprobar la aplicabilidad del ensayo de barra T para caracterizar la resistencia no drenada en relaves, con el objetivo de aumentar el conocimiento y brindar una alternativa para la caracterización de las propiedades mecánicas de estos materiales, dado los volúmenes y superficies involucrados de estos materiales, una caracterización tanto espacial como en profundidad de las propiedades de los relaves implica desarrollar campañas de alto costo y tiempo.

Este ensayo actualmente es ampliamente utilizado en la industria del petróleo y gas para la caracterización de arcillas blandas no drenadas de baja resistencia emplazadas en suelos marinos (Stewart and Randolph, 1991). Además, el ensayo presenta un alto grado de representatividad para la estimación de la resistencia al corte no drenada al correlacionarse con otros ensayos geotécnicos (e.g. Triaxial, Veleta, Cone Penetration Test).

El ensayo consiste en un vástago cilíndrico de longitud adaptable, el cual se une perpendicularmente en el centro de otra barra cilíndrica que generalmente es de 250 [mm] de longitud con diámetro de 40 [mm], construyendo la forma de la letra “T”. La longitud más corta de la barra se introduce en el suelo a una razón constante generalmente de 20 [mm/s]. Finalmente se relaciona la resistencia medida en el ensayo con un factor de barra, deduciéndose así la resistencia al corte no drenada.

Para comprobar la aplicabilidad del ensayo en relaves, se propone analizar el comportamiento del ensayo de penetrómetro de barra T para estimar la resistencia no drenada en relaves a través de modelamiento numérico.

1.1.1 Motivación

Uno de los elementos principales de la investigación es proporcionar una herramienta sólida técnicamente pensando en su aplicación en grandes superficies de un tranque de relaves de forma eficiente.

Una vez comprobada la capacidad de medir la resistencia al corte no drenada en relaves en esta investigación, desarrollos posteriores permitirían desarrollar un mecanismo de penetración específico para la barra T para su aplicación in situ. Este mecanismo, al ser

concebido específicamente para la barra T y para relaves, prescindiría de características ampliadas que posee el ensayo CPT y que no contribuyen a los casos estudiados (e.g. celda de carga adecuada, profundidades de prospección específicas).

Por lo tanto, se puede estimar que los costos asociados a la ejecución del ensayo en terreno difieren en comparación a un ensayo tipo CPT, sumado a sus limitaciones de aplicación de este tipo de ensayos, descritas detalladamente más adelante en las ventajas comparativas. Por otro lado, el desarrollo de ensayos de laboratorio sobre muestras intactas requiere de una manipulación particular elevando los costos directos por temas de transporte y almacenamiento (Boldyrev, 2013).

Desde un punto de vista de la seguridad de un tranque y del monitoreo permanente de las propiedades de los materiales, el desarrollo de un ensayo insitu cuya ejecución en tiempo sería comparativamente menor con respecto al ensayo de veleta (si se considera generar un perfil en profundidad similar a través del ensayo de veleta), permitiría contar con una alta base de datos históricos y vinculados a procesos operacionales y ambientales. La variación en la resistencia no drenada de los relaves podría ser evaluada con posterioridad a periodos de fuerte lluvia o de desplazamiento de la laguna de aguas claras al interior de un tranque. Las playas de relave podrían ser evaluadas según los periodos de evaporación o de hidratación/rehidratación.

Esta tesis busca generar conocimiento científico con el objetivo de tener una mirada a largo plazo en la implementación y caracterización geotécnica.

Adicionalmente a la determinación de la resistencia al corte no drenada, la aplicación de este ensayo podría contribuir en otras materias. Por ejemplo, en el caso de relaves espesados, permitiría evaluar la presencia de capas con un mayor grado de humedad o saturación, en un material donde por definición lo que se busca y asume es la homogeneidad de las capas de depositación, aun cuando existe una variabilidad propia en la operación por el origen del mineral, y por las ventanas de tiempo que no permitan el correcto secado de los relaves.

1.2 Objetivos

A continuación, se detalla el objetivo general y los objetivos específicos de la investigación.

1.2.1 Objetivo general

Modelamiento numérico del ensayo de barra T para estudiar el comportamiento mecánico de relaves a través de la obtención de la resistencia al corte no drenada.

1.2.2 Objetivos específicos

Para el total cumplimiento del objetivo general de la investigación se definen los siguientes objetivos específicos:

- ❖ Estudiar la funcionalidad, particularidades y limitaciones del penetrómetro de barra T para su aplicación en relaves.
- ❖ Obtener un factor de barra representativo del material en estudio, el cual permita determinar la resistencia al corte no drenada.
- ❖ Obtener un perfil de resistencia de corte en función de la profundidad mediante la aplicación del penetrómetro de barra T en relaves mineros.
- ❖ Analizar la sensibilidad de las variables involucradas.

Capítulo II – Resistencia al corte

2.1 Definición

De la mecánica de materiales se desprende que el esfuerzo de corte es aquel que tiende a deslizar las partículas de un material a lo largo de una superficie de falla, el cual es inducido por una fuerza transversal o de corte (Coulomb, 1776). Por lo tanto, el esfuerzo de corte se rige según la ecuación (1).

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi \quad (1)$$

En donde τ , es el esfuerzo de corte (paralelo a la superficie), σ , el esfuerzo normal (perpendicular a la superficie), y ϕ , es el ángulo de fricción entre las superficies (ángulo de fricción del suelo).

Además, el comportamiento mecánico de los suelos se define por la interacción de los granos, el agua, y el aire que lo componen, donde producto de esfuerzos capilares o electrostáticos se observa una cohesión aparente y/o verdadera, respectivamente (Mohr, 1900; Terzaghi, 1925). Por lo tanto, la ecuación (1) se puede reescribir incorporando los efectos de la cohesión, c :

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

Esta ecuación representa el criterio de falla generalizado de Mohr-Coulomb en su expresión bidimensional donde el esfuerzo normal se relaciona con la combinación de tensiones principales en un determinado plano de falla.

Luego, si se considera que los esfuerzos totales presentes en el suelo (σ) son la sumatoria de los esfuerzos provocados por la interacción entre las partículas o generalmente llamado esfuerzo efectivo (σ'), más la presión que ejerce el agua o presión de poros (u) (Terzaghi, 1925, 1936) de acuerdo con la ecuación (3):

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3)$$

La ecuación (2) es posible reescribirla en términos de esfuerzos efectivos, como se muestra en la ecuación (4). Donde se visualiza que el agua no soporta esfuerzos de corte.

$$\tau = c + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (4)$$

Es importante tener en cuenta que según el tipo de suelo o roca bajo análisis y la disponibilidad de información, se pueden utilizar diversos criterios de falla. Entre ellos se pueden encontrar los criterios de Tresca, Drucker-Prager, Cam-Clay, von Mises, Lade, Hoek-Brown, entre otros.

2.2 Condición de estudio

Dependiendo de las condiciones de drenaje en las que este inmerso el suelo, se considera que la respuesta de un suelo durante la aplicación de una carga que induce esfuerzos de corte puede ser drenada o no drenada. Si el cambio tensional del suelo se realiza a una velocidad tal que permita la disipación de la presión de poros y además físicamente se permita la disipación de la presión de poros, se considera una condición drenada. En caso contrario, cuando existe una generación de presión de poros se considera una condición no drenada.

Como se discutirá más adelante, producto del contexto de drenaje en donde se emplaza el tipo de relave que se estudiará en la presente investigación, el interés se focaliza en la determinación de la resistencia al corte en una condición no drenada, estando fuera de alcance la determinación de la resistencia al corte en condiciones drenadas.

La resistencia al corte no drenada es un concepto de resistencia muy importante para los suelos cohesivos saturados (Braja M., 2001), usualmente se calcula sobre especímenes de arcilla, sobre suelos con un alto contenido de partículas finas, o materiales de muy baja permeabilidad los cuales proporcionan las condiciones de drenaje planteadas.

En condiciones sin drenaje, los suelos sueltos sin cohesión tienden a comprimirse, lo que lleva al desarrollo de una presión de agua de poro positiva y da como resultado una disminución de la resistencia efectiva. Los suelos densos tienden a dilatarse, la tendencia a la dilatación conduce al desarrollo de una presión de poros negativa y da como resultado un aumento de la resistencia efectiva. Por lo tanto, la resistencia al corte no drenada depende de los esfuerzos de confinamiento efectivos. Un aumento en las tensiones de confinamiento efectivas provoca una disminución en la relación de huecos y un aumento en la resistencia al corte no drenada (Adajar, 2012).

2.3 Estimación de la resistencia no drenada en laboratorio

En la actualidad los métodos de laboratorio que tradicionalmente se utilizan para obtener la resistencia al corte no drenada de un material son el ensayo de compresión no confinada (UCS) y los ensayos triaxiales consolidado no drenado (TX CIU) o no consolidado no drenado (TX UU).

Cabe destacar que existe una disparidad de los resultados experimentales en contraste con la teoría producto que lograr saturar completamente un suelo fino es sumamente complejo, dado las bajas permeabilidades que estos materiales presentan, por lo tanto, generalmente las distintas muestras ensayadas no se encuentran saturadas completamente o al mismo nivel deseado. Adicionalmente se considera un concepto de sensibilidad (S_t) asociado a la razón

entre la resistencia al corte no perturbada (S_u) sobre la resistencia al corte remoldeada o perturbada (S_{ur}), ambas medidas para un mismo contenido de agua.

En el mismo sentido, se ha identificado que la sensibilidad de la resistencia al corte no drenada (S_u), está definida principalmente por la anisotropía del suelo, la tasa de penetración, y el historial de esfuerzos del suelo en estudio (Robertson and Campanella, 1983a). Además, la resistencia al corte no drenada no es un parámetro único y esta depende del tipo de ensayo, la tasa de deformación, y la orientación de los planos de falla (Wroth, 1984).

2.3.1 Unconfined compression strength test, UCS

La resistencia al corte no drenada (S_u) obtenida a partir del ensayo de compresión no confinada (UCS) se establece de acuerdo con los procedimientos adoptados en la norma D2166-16 (ASTM International, 2016a). Este ensayo permite determinar la resistencia al corte no drenada de manera indirecta al relacionarla con el esfuerzo vertical máximo aplicado, (q_u). A partir de la relación de esfuerzos de Mohr Coulomb, se puede calcular el esfuerzo vertical máximo, como se muestra en la ecuación (5).

$$\tau = \sqrt{\sigma \cdot q_u - \sigma^2} \quad (5)$$

En donde:

- τ , es el esfuerzo de corte aplicado sobre la probeta [kPa].
- $\sigma = F_v/A$, es el esfuerzo vertical aplicado [kPa].
- F_v , es la fuerza vertical aplicada [kN].
- $A = A_0/(1 - \varepsilon)$, es el área transversal inicial de la probeta [m^2].

Por lo tanto, la resistencia al corte no drenada (S_u) determinada a partir del ensayo de compresión no confinada se calcula según la ecuación (6).

$$S_u = \frac{q_u}{2} \quad (6)$$

Determinar la sensibilidad a partir del ensayo de compresión no confinada se encuentra limitado en función del índice de plasticidad del suelo, lo que induce a que el ensayo solo es aplicable para suelos con sensibilidades bajas. Para suelos con índice de plasticidad cercano a 1, la probeta no tiene resistencia necesaria para sostenerse por sí misma, por lo que es imposible realizar el ensayo (Abuhajar *et al.*, 2010).

2.3.2 Triaxial test consolidated undrained, TX CU

La resistencia al corte no drenada del suelo se puede determinar mediante el ensayo triaxial consolidado no drenado mediante el análisis de la muestra de suelo sometida a condiciones controladas de carga. Durante el ensayo se permite el drenaje en la etapa de consolidación, mientras que en la etapa de corte no se permite.

A partir de los datos registrados (como esfuerzo axial y esfuerzo cortante), se construye la curva de esfuerzo-deformación que muestra la evolución de la resistencia del suelo a medida que se aplica la carga. La resistencia al corte no drenada se determina a partir del punto en el que se alcanza la máxima resistencia al corte sin que haya ocurrido drenaje de agua en la muestra durante el ensayo. Adicionalmente se puede determinar la resistencia al corte

residual, que resulta ser la resistencia alcanzada una vez transcurrida la falla. Ambos valores proporcionan valores representativos de la resistencia al corte del suelo en condiciones no drenadas. Aunque generalmente resulta más práctico utilizar la relación obtenida entre la resistencia no drenada (S_u) y la presión vertical efectiva (σ'_v). Para ello, se deben realizar varios ensayos a distintas presiones de confinamiento con el objetivo de establecer una relación entre los resultados obtenidos.

Cabe destacar que el objetivo principal del ensayo triaxial consolidado no drenado es la obtención de los parámetros resistentes en condiciones no drenadas. A partir del ensayo se puede estimar el ángulo de fricción interna y la cohesión del material. El ángulo de fricción se obtiene de la pendiente de la curva en el punto de máxima resistencia, y la cohesión se relaciona con el esfuerzo cortante interceptado en el eje del esfuerzo.

2.3.3 Triaxial test unconsolidated undrained, TX UU

A diferencia de los ensayos triaxiales consolidados drenados y no drenados (TX CID y TX CIU, respectivamente), el ensayo triaxial no consolidado no drenado (TX UU) fue concebido especialmente para la determinación de la resistencia al corte no drenada.

Teóricamente, producto que el ensayo triaxial no permite el drenaje en ningún momento durante el ensayo (ni en la consolidación, ni en el corte), el incremento de esfuerzos a lo largo del ensayo se ve reflejado en un aumento de la presión de poros, ya sea producto del aumento de la presión de confinamiento de la cámara (σ_3) o producto del aumento del esfuerzo desviador aplicado (σ_d), lo que conlleva que para diferentes niveles de confinamiento la resistencia obtenida es la misma, es decir, el esfuerzo desviador (σ_d) al momento de la falla es el mismo.

El criterio de falla de Mohr Coulomb se reduce a una recta horizontal que es tangente a la resistencia máxima alcanzada por las distintas muestras a diferentes niveles de confinamiento, en donde el ángulo de fricción interna es nulo ($\phi = 0$) y la resistencia al corte no drenada se define como la resistencia máxima alcanzada, como se observa en la ecuación (7).

$$S_u = \frac{\sigma_d}{2} \quad (7)$$

La resistencia al corte no drenada obtenida a partir del ensayo triaxial no consolidado no drenado se obtiene directamente a través de la medición de al menos 3 muestras ensayadas de acuerdo con los procedimientos adoptados en la norma D2850-15 (ASTM International, 2015).

Es válido considerar que el ensayo triaxial no consolidado no drenado es imparcial con respecto al tipo de suelo, producto que el procedimiento que se lleva a cabo para realizar el ensayo es independiente del tipo de suelo analizado (considerando suelos cohesivos), aunque esto no quiere decir que los resultados obtenidos sean dispares a la teoría descrita anteriormente.

2.3.4 Relación entre ensayos (UCS vs TX UU)

Taib *et al.* (2011) establecieron una relación lineal entre las resistencias al corte no drenada obtenidas a partir del ensayo de compresión no confinada (Su_{UCS}) y ensayo triaxial no consolidado no drenado (Su_{TXUU}) como se presenta en la Figura 1. Dependiendo del tipo de suelo analizado se puede encontrar frecuentemente que el ensayo UCS tiende a subestimar la resistencia y que el ensayo TX UU tiende a sobre estimar la resistencia.

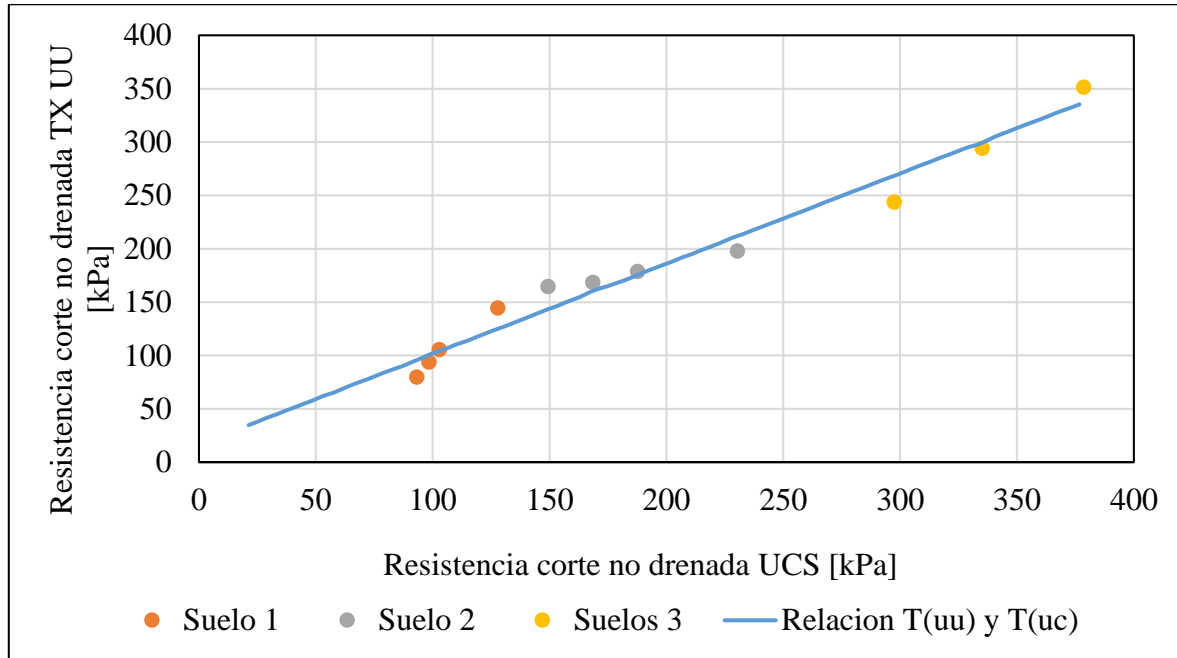


Figura 1.- Relación lineal entre resistencias obtenidas mediante TX UU y UCS, modificado de (Taib *et al.*, 2011)

2.4 Estimación de S_u in situ

En la actualidad, generalmente se utilizan dos ensayos de campo (o in situ) que tienen la capacidad de determinar la resistencia al corte no drenada, estos ensayos son el ensayo de penetración de cono estándar (Cone penetration test, CPT) y el ensayo de veleta (Vane shear test, VST).

2.4.1 Cone Penetration Test, CPT

El Cone Penetration Test (CPT) es un ensayo que consiste en insertar un cono en el terreno a una velocidad constante y medir la resistencia que opone el suelo al avance del cono. Una de las formas de relacionar la resistencia al corte no drenada con la resistencia medida en el ensayo es a través del factor de cono (N_c).

Existen diferentes investigaciones para determinar el factor de cono (N_c), las cuales se pueden categorizar en dos enfoques principales; un enfoque teórico, y un enfoque de correlaciones empíricas (Konrad and Law, 1987). Los enfoques teóricos se pueden clasificar en 5 tipos y el enfoque empírico en 3 tipos (Lunne, Robertson and Powell, 1997). La clasificación descrita se detalla a continuación:

2.4.1.1 Soluciones teóricas

Los distintos enfoques para determinar una solución teórica de S_u se pueden clasificar como:

- i. Teoría clásica de capacidad de carga, la cual considera una falla dependiente de la forma de la zona plástica definida;
- ii. Teoría de la expansión de la cavidad, donde se asume que la penetración del cono es igual a la penetración en una cavidad geométrica de un medio elastoplástico infinito;
- iii. Teoría de conservación de la energía en conjunto con la teoría de cavidad;
- iv. Enfoques analíticos y numéricos que utilizan relaciones tensión-deformación lineales y no lineales;
- v. Teoría de la trayectoria de deformación.

Los 5 enfoques descritos anteriormente tratan de buscar una solución para determinar el valor del factor de cono (N_c), con el objetivo que se cumpla la ecuación (8).

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_o}{N_c} \quad (8)$$

En donde;

- q_c , es la resistencia en punta medida por el ensayo CPT (MPa).
- σ_o , dependiendo de la teoría utilizada puede ser igual al esfuerzo vertical (σ_{vo}), esfuerzo horizontal (σ_{ho}), o esfuerzo promedio ($\sigma_{mean} = (\sigma_{vo} + 2\sigma_{ho})/3$).
- N_c , es el factor de cono.

En la tabla Tabla 1 se muestra un resumen de algunas de las distintas teorías desarrolladas para la determinación del factor de cono (N_c).

Tabla 1.- Factor de cono teórico (Modificado de Lunne, Robertson and Powell, 1997)

$N_c(\phi = 0)$	σ_o	Enfoque	Coment.*	Referencia
7.41	σ_{vo}	i		(Terzaghi, 1943)
7.0	σ_{vo}	i		(Caquot and Kerisel, 1956)
9.34	σ_{vo}	i	S. Lisa	(Meyerhof, 1951)
9.74	σ_{vo}	i	S. Rugosa	
9.94	σ_{vo}	i		(De Beer and Carpentier, 1977)
$\frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_t}{3S_u} \right] + 1$	σ_{vo}	ii	SCE	(Meyerhof, 1951)
$\frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_s}{S_u} \right] + 1$	σ_{vo}	ii	SCE	(Skempton, 1951)
$\frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_s}{3S_u} \right] + \cot \theta$	σ_{vo}	ii	SCE	
$\frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_s}{S_u} \right] + \cot \theta$	σ_{vo}	ii	SCE	(Wilson <i>et al.</i> , 1950)
$\frac{4}{3} [1 + \ln I_R]$	σ_{vo}	ii	SCE	(Vesic, 1963)
$\frac{4}{3} [1 + \ln I_R] + 1.83$	σ_{vo}	ii	SCE	(Ladanyi, 1967)

$N_c(\phi = 0)$	σ_o	Enfoque	Coment.*	Referencia
$9.4 + 1.155 \cdot \ln \frac{\sqrt{3}}{2} I_R$	σ_{mean}	ii	S. Lisa	
$4.18 + 1.155 \cdot \ln \frac{\sqrt{3}}{2} I_R$	σ_{mean}	ii	S. Rugosa	(Yu, 2000)
$\frac{4}{3}[1 + \ln I_R] + 2.57$	σ_{mean}	iii	SCE	(Vesic, 1975)
$[1 + \ln I_R] + 11$	σ_{ho}	iii	CCE	(Baligh, 1975)
$\frac{s_a}{s_u} + \frac{4s_r}{3s_u} \left[1 + \ln \frac{E_r}{3s_{ur}} \right] + \frac{4}{3}$	σ_{vo}	iv		(Ladanyi and Johnston, 1974)
$\left[\frac{E_u/s_u - E_r/s_{ur} \cdot s_{ur}/s_u}{E_u/s_u - E_r/s_{ur}} \right] \ln \frac{E_u s_{ur}}{s_u E_r}$	σ_{vo}	v		(Teh, 1987)
$+0.19 + 2.64 \ln I_r - \frac{\sigma'_{vo}}{s_u} (1 - k_0) + 2\alpha$				

* SCE: Cavidad esférica, CCE: Cavidad cilíndrica, S. Lisa: Superficie Lisa del cono, S. Rugosa: Superficie rugosa del cono, Índice de rigidez: $I_R = G_u/S_u = E_u/3S_u$.

Adicionalmente a las teorías mencionadas en la Tabla 1 se pueden incorporar teorías basadas en un comportamiento elasto-plástico perfecto del suelo (Teh and Houlsby, 1991; Yu, 2000; Lu *et al.*, 2004). En donde se observa una relación del factor de cono con el índice de rigidez (I_R), con la relación de los esfuerzos in situ ($\Delta = (\sigma_{vo} - \sigma_{ho})/2S_u$), y por último con el coeficiente de rugosidad de la interfaz suelo/cono, (α_c) (Chung, 2005).

2.4.1.2 Soluciones empíricas

En cambio, los distintos enfoques para determinar correlaciones empíricas de S_u se pueden clasificar como:

- i. Estimación de S_u considerando la:
 - a. resistencia en punta total medida en el ensayo (q_c), o la
 - b. resistencia corregida por la presión de poros (q_t).
- ii. Estimación de S_u considerando resistencia en punta “efectiva”.
- iii. Estimación de S_u considerando solo el registro del exceso de presión de poros (Δu).

Para el primer caso (i), las correlaciones buscan un valor del factor de cono (N_k), tal de satisfacer la relación mostrada en la ecuación (9).

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (9)$$

Ejemplos de este tipo de correlaciones son variados, en la Tabla 2 se muestran valores para (N_k) obtenidos a través de correlaciones.

Tabla 2.- Valor N_k considerando resistencia en punta medida de CPT

N_k	Consideración	Referencia*	Autor
17	Arcillas sobre-consolidadas	TXC	(Kjekstad, Lunne and Clausen, 1978)
11 a 19	Arcillas normalmente consolidadas	VST	(Lunne and Kleven, 1981)

*TXC: Triaxial en compresión, VST: Ensayo de Veleta

La referencia utilizada en este tipo de aproximaciones (Tabla 2) hace alusión al ensayo ocupado para calibrar el valor de N_k . Es decir, se calcula S_u con el ensayo de referencia y luego se determina el factor N_k con la ayuda de la ecuación (9).

Gracias a los beneficios de incorporar un sensor de presión de poros en los ensayos CPT, la relación mostrada en la ecuación (9) ha evolucionado en el tiempo producto de la corrección en la resistencia en punta medida. La corrección producto del efecto de la presión de poros ha sido discutido ampliamente (Baligh *et al.*, 1981; Campanella, Gillespie and Robertson, 1982; Campanella, 1995), donde se ha concluido que la medición de la resistencia en punta (q_c) debe ser corregida según la ecuación (10).

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2 \quad (10)$$

En donde;

- $\alpha = A_N/A_q$, es el factor de área de la punta del CPT.
- A_N , es el área de la sección transversal donde se mide la presión de poros.
- A_q , es el área proyectada del cono o punta utilizada.
- u_2 , es la presión de poros medida en la posición u_2 (Campanella, Gillespie and Robertson, 1982).

En la ecuación (11) se muestra la estimación de S_u que incorpora la corrección de resistencia en punta que se realiza.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (11)$$

En donde;

- q_t , es la resistencia en punta corregida del ensayo CPT.
- N_{kt} , es el factor de cono.

Al igual que en el caso anterior, existen variados autores que establecen correlaciones en función del tipo de suelo analizado. En la Tabla 3 se resumen algunos de estos.

Tabla 3.- Valor N_{kt} considerando resistencia en punta corregida de CPTu

N_{kt}	Consideración	Referencia*	Autor
8 a 16	Función del Índice de Plasticidad, PI	TXC, TXE, CS	(Aas <i>et al.</i> , 1986)
11 a 18	Sin relación con PI	TXC, TXE, CS	(Rochelle <i>et al.</i> , 1988)
8 a 29	Función del OCR	TXC	(Rad and Lunne, 1988)
10 a 20	Función del Índice de Plasticidad, PI	TXC	(Powell and Quarterman, 1988)
8.5 a 12	Fn. de la relación H/D y rugosidad	TX CAUC	(Luke, 1995)
6 a 15	Fn. de la razón de presión de poros, B_q	TX CAUC	(Karlsrud, Lunne and Brattlien, 1996)

*TXC/E: Triaxial en compresión o tracción, TX CAUC: Triaxial Anisotrópico, CS: Corte Simple

Para el segundo caso (ii), se utiliza la resistencia efectiva medida, la cual es la resistencia en punta corregida por efecto de la posición del lugar de medición de la presión de poros (q_t),

transformada a esfuerzos efectivos (Campanella, Gillespie and Robertson, 1982). Por lo tanto, se busca un factor de cono (N_{ke}), tal que cumpla la ecuación (12).

$$S_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{(q_t - u_2)}{N_{ke}} \quad (12)$$

En donde;

- q_e , es la resistencia efectiva medida del ensayo CPT.
- N_{ke} , es el factor de cono.

Al igual que en el caso anterior, existen diversas correlaciones logradas en función de los materiales y parámetros estudiados. En la Tabla 4 se observan algunas propuestas.

Tabla 4.- Valor N_{ke} considerando resistencia efectiva de CPTu

N_{ke}	Consideración	Referencia	Autor
9 ± 3	Considera q_c y no q_t		(Senneset, Janbu and Svan, 1982)
$1 a 13$	Función de razón de presión de poros, B_q		(Lunne, Christophersen and Tjelta, 1985)
$\sim 1 a 13$	Función de razón de presión de poros, B_q		(Robertson <i>et al.</i> , 1986)
$\sim 2 a 10$	Función de razón de presión de poros, B_q	TX CAUC	(Karlsruud, Lunne and Brattlien, 1996)

TX CAUC: Triaxial Anisotrópico

Cuando se estima S_u en función de la resistencia efectiva (q_e) se debe realizar con cautela, ya que, para algunos materiales como lo son las arcillas normalmente consolidadas la estimación resulta aceptable, mientras que para arcillas sobreconsolidadas no aplica producto que la razón de presión de poros resulta muy pequeña (Powell and Quarterman, 1988).

Para el tercer caso (iii), se trabaja solamente con la diferencia de presión de poros generada, ya que las resistencias medidas en punta para suelos blandos o arcillosos son pequeñas y se asume que el efecto del agua es más preponderante. Las teorías que se enmarcan en las consideraciones descritas anteriormente deben cumplir la ecuación (13).

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (13)$$

En donde;

- Δu , es la diferencia de presión de poros.
- u_0 , es la presión de poros inicial.
- $N_{\Delta u}$, es el factor de cono.

Al igual que en los dos casos anteriores, hay autores que han determinado un valor de factor de cono ($N_{\Delta u}$) que cumpla la ecuación (13). En la Tabla 5 se muestran algunos de estos autores.

Tabla 5.- Valor $N_{\Delta u}$ considerando presión de poros de CPTu

$N_{\Delta u}$	Consideración	Referencia	Autor
4 a 10	Función de razón de presión de poros, B_q	TX CAUC	(Lunne, Christophersen and Tjelta, 1985)
7 a 9	Función de OCR entre 1.2 a 50	VST	(Rochelle <i>et al.</i> , 1988)
6 a 8	Relación no clara con B_q	TX CAUC	(Karlsrud, Lunne and Brattlien, 1996)

TX CAUC: Triaxial Anisotrópico

2.4.1.3 Factor de cono para relaves

Las propiedades físicas y mecánicas de los relaves mineros varían dependiendo del tipo de mineral procesado, la molienda utilizada, la concentración de sólidos en los depósitos, del método de vertido, lugar y edad (Lunne, Robertson and Powell, 1997). La caracterización del relave requiere estudios y la construcción de relaciones específicas entre los parámetros de penetración y los parámetros de resistencia de los relaves (Mlynarek, Lunne and Schuschke, 1995). En las zonas de playa de un depósito de relaves, el perfil mostrado por el CPT se compone principalmente de suelos arenosos y limos no cohesivos, en cambio a medida que se acerca a la laguna de aguas claras, el perfil está compuesto principalmente de suelos arcillosos y cohesivos (Campanella *et al.*, 1984).

El ensayo CPT tiene excelentes capacidades de registro en estructuras de relaves para identificar estratigrafía a menudo compleja (Lunne, Robertson and Powell, 1997). En la mayoría de los casos, los métodos de interpretación disponibles para depósitos naturales también se pueden utilizar para relaves mineros (Vidic, Mayne and Beckwith, 1995), aunque también existen herramientas alternativas que tienen como objetivo caracterizar relaves, como por ejemplo el CPT-mini (Almeida *et al.*, 2011)

En la Tabla 6 se recopila algunos de los valores registrados para el factor de cono (N_{kt}), ya sea en minas de Cobre, Oro, Plata, Uranio, y otros.

Tabla 6.- Valores típicos de N_{kt} en relaves mineros

N_{kt}	Mina	Mineral	Referencia
15	“Brenda”, Peachland, British Columbia, Canadá	Cobre - Molibdeno	(Campanella <i>et al.</i> , 1984)
15 a 19	Albuquerque, New Mexico, USA	Uranio	(Larson and Mitchell, 1986)
9 a 12	“Grizzly Gulch”, Lawrence County, South Dakota, USA	Oro y Plata	(East, Cincilla and Ransone, 1988)
10.43	New México, USA	Uranio	(East and Ulrich, 1989)
15.5 ± 4.5	“Żelazny Most”, Poznan, Poland	Cobre	(Mlynarek, Lunne and Schuschke, 1995)
15	Phoenix, Arizona, USA	Cobre	(Vidic, Mayne and Beckwith, 1995)

El CPT al contrario del ensayo triaxial, determina la resistencia al corte no drenada de manera indirecta. Además, producto que el ensayo triaxial estandariza la forma de determinar la resistencia, no existen divergencias en los resultados obtenidos, a diferencia del ensayo CPT,

en donde como se observó anteriormente la determinación de S_u resulta más difusa producto de las consideraciones adoptadas y por el tipo de suelo analizado en cada estudio.

2.4.1.4 Sensitividad a partir de CPT

La sensibilidad del suelo a partir del ensayo CPT se puede estimar con una correlación en función de la razón de fricción medida. La ecuación (14) muestra una de las correlaciones más utilizadas para determinar la sensibilidad del suelo ($S_{t(CPT)}$) a partir del ensayo CPT.

$$S_{t(CPT)} = \frac{N_s}{R_f} \quad (14)$$

En donde;

- N_s , es un factor de ajuste de la correlación.
- R_f , es la razón de fricción medida del CPT expresada en %.

En la Tabla 7 se muestran algunos valores encontrados de distintas correlaciones de N_s .

N_s	Autor
15	(Schmertmann, 1978)
10	(Robertson and Campanella, 1983b)
7.5	(Lunne, Robertson and Powell, 1997)

En la Tabla 7 se observa que los valores de N_s son dispersos, esto conlleva a que se deba estimar un valor único dependiendo del tipo de suelo.

En el numeral 2.4.2.1 se describen métodos más precisos para determinar la sensibilidad del suelo.

2.4.2 Vane Shear Test, VST

La resistencia al corte no drenada obtenida a partir del ensayo de veleta se obtiene directamente a través de la medición registrada de acuerdo con los procedimientos adoptados en las normas D2573-18 y D4648-16 (ASTM International, 2016c, 2018) dependiendo si el ensayo es realizado in situ o en laboratorio, respectivamente.

Para determinar S_u in situ se utiliza la relación mostrada en la ecuación (15).

$$S_u = \frac{T}{K} = \frac{T}{\frac{\pi}{10^6} \cdot \frac{D^2 H}{2} \cdot \left[1 + \frac{D}{3H}\right]} [kPa] \quad (15)$$

En donde;

- T , es el torque aplicado [Nm].
- K , es la constante de dimensión y forma de la veleta [m^3].
- D , es el diámetro de la veleta [cm]. ($D = 6,5 [cm]$)*
- H , es la altura de la veleta [cm]. ($H = 13 [cm]$)*

Nota: *Valores típicos

El origen de la relación utilizada en la norma para determinar la resistencia al corte no drenada se basa en la investigación realizada por Cadling and Odenstad, 1950. Se basa en la aplicación de un torque luego de no más de 5 minutos después de la inserción de la veleta en el campo, en donde la rotación no debe exceder una tasa de rotación de 0.1° por segundo. Durante el ensayo se debe registrar el máximo torque durante la rotación y el ensayo finaliza cuando se encuentra un valor residual de resistencia (ASTM International, 2018).

El ensayo de veleta se caracteriza por entregar valores “peak” y valores residuales de resistencia “post-peak”, como también tener la capacidad de determinar resistencias remoldeadas.

Aunque el ensayo de veleta tiene un procedimiento más sencillo en comparación a los ensayos descritos anteriormente, este posee algunas limitaciones al momento de determinar la resistencia al corte no drenada in situ. Las limitaciones del ensayo hacen alusión a la incertidumbre de sus mediciones, producto de distintos factores que afectan en la variabilidad de estas mismas.

En la Tabla 8 se muestran los principales factores que afectan en los resultados obtenidos por el ensayo de veleta. Además, se incluye algunos de los principales autores que han estudiado los factores descritos.

Tabla 8.- Factores que afectan los resultados de VST (Modificado de Cerato and Lutenegeger, 2004)

Factores	Referencia
i. Geometría de la veleta	
	(Cadling and Odenstad, 1950)
<i>Razón longitud/diámetro</i>	(Osterberg, 1956)
	(Bazzet, Adams and Matyas, 1961)
ii. Propiedades del suelo	
	(Lo, 1961)
<i>Geometría de la superficie de falla</i>	(Lo and Milligan, 1967)
	(Loh and Holt, 1974)
	(Andrawes, 1975)
iii. Razón de corte	
	(Skempton, 1948)
	(Cadling and Odenstad, 1950)
<i>Velocidad de rotación de la veleta</i>	(Bazzet, Adams and Matyas, 1961)
	(Aas, 1965)
	(Wiesel, 1973)
	(Perlow and Richards, 1977)
iv. Distribución de esfuerzos	
<i>Alteración producto de la inserción de la veleta</i>	(Flaate, 1966)
<i>Fricción entre las varillas y el suelo</i>	(Donald <i>et al.</i> , 1977)
<i>Anisotropía de los esfuerzos del suelo (σ_{vo} y σ_{ho})</i>	(Menzies and Merrifield, 1980)

Factores	Referencia
	(Wroth, 1984)
v. Efectos del tiempo	
<i>Tiempo de espera entre la inserción y la rotación de la veleta</i>	(Aas, 1965)
	(Torstensson, 1977)

Al igual que el ensayo triaxial y a diferencia del ensayo CPT, una de las desventajas del ensayo de veleta es que este no tiene la capacidad de crear un perfil en profundidad de la resistencia S_u es forma continua.

2.4.2.1 Sensitividad a partir de VST

Como se mencionó anteriormente, el ensayo de veleta tiene la capacidad de calcular resistencias remoldeadas, lo cual permite calcular la sensitividad del suelo. La sensitividad calculada a partir del ensayo de veletas se determina según la ecuación (16).

$$S_t (VST) = \frac{S_u (VST)}{S_{ur} (VST)} \quad (16)$$

En donde;

- $S_u (VST)$, es la resistencia “peak” registrada por VST.
- $S_{ur} (VST)$, es la resistencia remoldeada medida por VST.

2.5 Estimación de S_u en relaves a través de una nueva herramienta

Una de las características para que un servicio sea innovador es que este debe considerar crear o generar una mejora sustancial a los procedimientos ya adoptados. En este sentido la interrogante que se genera automáticamente es ¿Por qué investigar una nueva manera de determinar la resistencia al corte no drenada en relaves si ya existen alternativas como los ensayos tipo CPT, ensayo de veleta, o ensayos triaxiales?

Para responder esta interrogante, y considerando la experiencia adquirida en la aplicación del ensayo de penetración de barra T en otras industrias, se han identificado algunas ventajas potenciales de su uso en la caracterización de relaves mineros en comparación con los métodos descritos en este capítulo. Estas ventajas son:

- Obtención de una mayor definición de la resistencia en los casos donde la resistencia es muy pequeña.
- Incertidumbre de factores empíricos en la determinación de la resistencia al corte a través del ensayo CPT, dado que el origen de las correlaciones utilizadas en muchos casos son estimadas para suelos naturales y no relaves mineros.
- Incapacidad de generar un perfil de resistencia continuo en profundidad en la aplicación de ensayos triaxiales o de veleta.
- Muestras reconstituidas de los relaves en ensayos triaxiales pueden presentar variaciones de la respuesta real debido al cambio de las condiciones del ambiente, por lo tanto, es preferible pruebas en terreno.

- Complejidad logística del traslado de muestras desde los depósitos de relave hasta laboratorios certificados para su posterior análisis lo que significa un periodo considerable en la entrega de resultados.

Según Randolph *et al.*, 1998, se estima que la incertidumbre en la estimación de S_u a través del ensayo CPT puede exceder un 35%, incertidumbre que se puede desglosar en los siguientes factores:

- i. Inexactitud de la resistencia de cono en punta medida q_c en suelos blandos, ($\pm 5\%$)
- ii. Incertidumbre del esfuerzo efectivo in situ σ_{vo} , ($\pm 5\%$)
- iii. Corrección por área α , ($\pm 10\%$)
- iv. Incertidumbre de los factores B_q o β , ($\pm 20\%$)
- v. Incertidumbre del factor de cono N_c , ($\pm 20\%$)

La incertidumbre generada por los primeros cuatro factores mencionados anteriormente se elimina por completo con la utilización del penetrómetro de barra T.

Capítulo III – Penetrómetro de barra T

3.1 Origen y motivación

Los primeros registros del penetrómetro de barra T se remontan a comienzos de los años noventa producto de las investigaciones realizadas en centrifuga y luego en campo por Stewart and Randolph durante los años 1991 y 1994, respectivamente (Stewart and Randolph, 1991, 1994)

El penetrómetro de barra T surge de la necesidad de eliminar la incertidumbre presente al momento de determinar la resistencia al corte no drenada in situ en suelos de baja resistencia o habitualmente llamados suelos blandos. Para lograr este objetivo, se propone generar un equipo capaz de determinar S_u de forma más exacta, capaz de combinar los beneficios que proporcionan los ensayos de campo tradicionales (CPT y VST). Entre las cualidades que se buscan mantener, se encuentra la capacidad de generar un perfil de resistencia en profundidad (CPT), como también de obtener una relación directa entre la resistencia medida y la resistencia al corte no drenada (VST).

En la Figura 2 se muestra una comparación de perfiles de resistencia obtenidos con los ensayos de campo mencionados, en un suelo donde sus primeros 3 [m] corresponden a una arcilla ligeramente sobreconsolidada, luego hasta los 15 [m] corresponde a una arcilla limosa (Chung, 2005).

Se observa que los perfiles de resistencia provenientes del ensayo CPT y barra T son bastante similares, los cuales conservan la incertidumbre en los primeros metros y luego de los 10 [m] el ensayo CPT estima una resistencia mayor. Si bien el ensayo de veletas no genera un perfil continuo, en las profundidades donde se realizó el ensayo se registran resistencias muy similares a las obtenidas por la barra T.

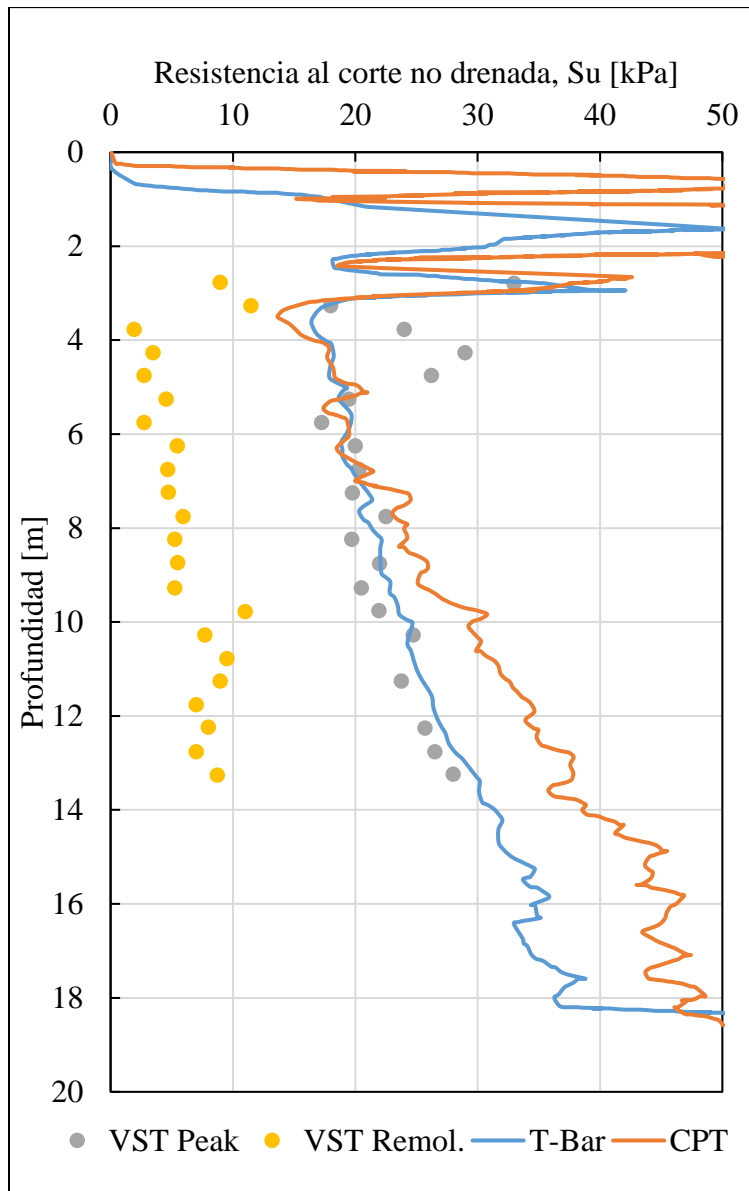


Figura 2.- Comparativa de perfiles de resistencia (Modificado de Chung, 2005)

Como se describió en el Capítulo 2.4, la determinación de S_u a través del ensayo CPT tiene cierta incertidumbre producto principalmente de la variabilidad en la estimación del factor de cono (N_{kt}) y poca definición para los casos de suelos de baja resistencia.

En primer lugar, la definición o precisión de la resistencia medida se soluciona completa o parcialmente proporcionando un área mayor de contacto en la interfaz instrumento/suelo, la cual para un mismo nivel de fuerza aplicada, genera una mayor resistencia medida (Stewart and Randolph, 1991, 1994).

En segundo lugar, como un efecto adicional del aumento de área de contacto, y producto que el área del vástago de empuje no varía, se facilita el equilibrio de tensiones en el suelo a razón que el penetrómetro avanza en el material (Stewart and Randolph, 1991, 1994; Randolph *et al.*, 1998; Yafrate, Dejong and DeGroot, 2007). Efecto que se detalla más adelante como mecanismo de flujo total o “Full Flow”.

En tercer lugar, como otro efecto adicional del aumento de área de contacto, al obtener una mayor resistencia medida, la corrección por presión de poros discutida anteriormente en el numeral 2.4.1.2 resulta relativamente despreciable, ya que la resistencia medida es mucho mayor a la presión de poros registrada (Stewart and Randolph, 1994; Randolph *et al.*, 1998).

En cuarto lugar, la variabilidad generada por la incertidumbre en la estimación del factor de cono (N_{kt}) no resulta eliminada o resuelta por completo. Ahora en adelante denominado factor de barra (N_b) producto del cambio en la geometría de la punta del penetrómetro. Valores y consideraciones para el factor de barra de detallan más adelante en este capítulo.

Por último, si se considera la incorporación de una celda de carga capaz de medir tracción, al momento de retirar la barra T se puede estimar la resistencia remodelada del suelo de manera similar al ensayo de veleta. Junto con determinar la resistencia remodelada, se puede establecer la sensibilidad del suelo (S_t) después se realizar varios ciclos de penetración y extracción.

3.2 Geometría y materialidad

En general, la estructura de la barra T se compone de un cilindro macizo de acero inoxidable de largo l y diámetro d , el cual tiene una superficie lisa o rugosa, donde este se encuentra soldado o enroscado perpendicularmente a un vástago de empuje generalmente de diámetro igual o menor al del cilindro macizo. Para mayor entendimiento, en la Figura 3 se muestra la barra T de dos dimensiones distintas junto con otros penetrómetros y el cono (CPT).

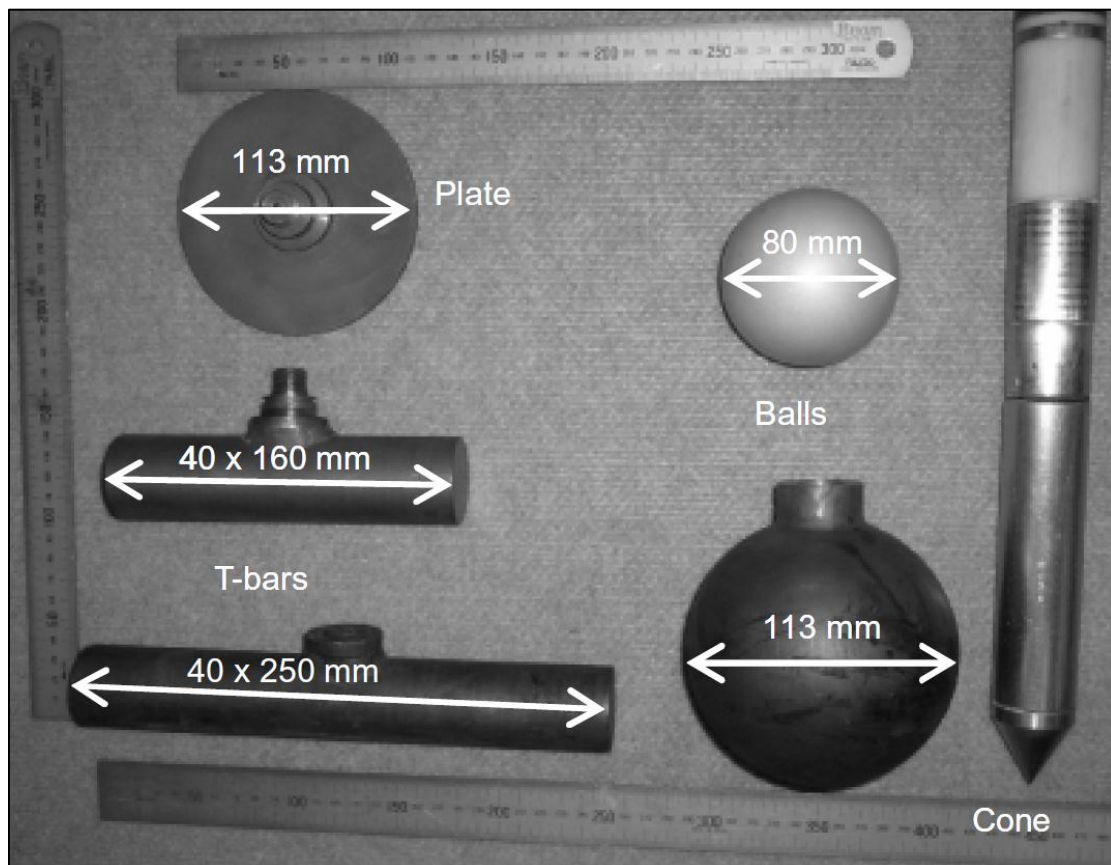


Figura 3.- Alternativas de penetrómetros y cono (Zhou and Randolph, 2007).

Para analizar la geometría de la barra T se puede realizar una clasificación dependiendo de si su aplicación es en laboratorio o directamente in situ. Dentro de las barras T desarrolladas para laboratorio, la gran mayoría son para estudios en centrifuga, aunque igual existen otras fabricadas en escalas mayores, las cuales tienen una escala inferior a las barras de aplicación in situ.

Producto que la barra T resulta una alternativa o complemento al ensayo CPT para determinar S_u , las dimensiones de la barra T se definen de tal manera que sean comparables con el ensayo CPT. Debido a que son geometrías completamente distintas, el único punto de comparación es el área proyectada (A_p) que proporciona tanto el cono (A_p^{CPT}) como la barra T (A_p^{Tbar}).

Como referencia, un cono de tamaño estándar según la norma D3441-16 posee un diámetro $d = 35.7 [mm]$ y ángulo de incidencia $\alpha = 60 [^\circ]$, el cual proyecta un área $A_p^{CPT} = 10 [cm^2]$ (ASTM International, 2016b). Por lo tanto, con el objetivo de tener un punto de comparación, la barra T tiene generalmente un área proyectada escalable a los $10 cm^2$.

A continuación, en la Tabla 9 se tabula la geometría y características de las distintas barras T desarrolladas por los diferentes autores, tanto en escalas pequeñas (laboratorio) como en escalas mayores (campo).

Tabla 9.- Dimensiones y características barra T

Geometría			Aplicación			Referencia
l [mm]	d [mm]	A_p [mm ²]	Sup.	Uso	Suelo en estudio	
–	–	–	<i>L</i>	Cent.	–	(Stewart and Randolph, 1991)
200	50	10000	<i>R</i>	In situ	Soft Clay	(Stewart and Randolph, 1994)
20	5	100	<i>L</i>	Cent.	Soft Offshore Soils (Calcareous Clay & Kaolin)	(Watson, Newson and Randolph, 1998)
250	40	10000	<i>R</i>	In situ	Carbonate Very Silty Clay	(Randolph <i>et al.</i> , 1998)
20	5	100	<i>L</i>	Cent.	Fine-Grained Soils (Normally Consolidated Kaolin Clay)	(House, Oliveira and Randolph, 2001)
250	40	10000	<i>R</i>	In situ		
30	6	180	<i>R</i>	TX	Lightly Overconsolidated Soft Clay	(Chung, 2005)*
250	40	10000	<i>L y R</i>	In situ		
160	40	6400	<i>R</i>			
250	40	10000	<i>L y R</i>	In situ	Soft Clay (Onshore & Offshore Clay Sediments)	(Lunne <i>et al.</i> , 2005)*
50	40	2000	<i>R</i>	In situ	Deposit of Connecticut Valley Varved Clay (CVVC) (Low Over-Consolidation Ratio)	(Yafrate and Dejong, 2007)
125	40	5000	<i>R</i>			
250	40	10000	<i>R</i>			
376	40	15000	<i>R</i>			
250	40	10000	<i>R</i>	MN	–	

Geometría			Aplicación			Referencia
l [mm]	d [mm]	A_p [mm ²]	Sup.	Uso	Suelo en estudio	
160	40	6400	R			(Zhou and Randolph, 2009)
250	40	10000	R	In situ	Soft to Medium Stiff Clays	(Yafrate <i>et al.</i> , 2009)
20	5	100	L	Cent.	Soft Clay (Kaolin)	(White <i>et al.</i> , 2010)
V	15.2	V	R	Cent.	Lightly Overconsolidated Highly Compressible Soft Clay	(Almeida <i>et al.</i> , 2011)
250	40	10000	R	In situ	Organic Soils	(Boylan, Long and Mathijssen, 2011)
250	40	10000	R	In situ	Soft to Medium Stiff Clays	(DeJong, Yafrate and DeGroot, 2011)
62.5	12.5	781	–	OD	Transparent Soft Clay Surrogates Laponite RD	(Wallace <i>et al.</i> , 2015)
250	40	10000	R	In situ	Soft Offshore Clay	(Randolph, 2016)

*: T-bar de acero Inoxidable, L: Liso, R: Rugoso, V: Variable, Cent.: Centrifuga, TX: En triaxial modificado, MN: Modelación Numérica, OD: Observación de deformaciones

Como se observa en la Tabla 9, para la escala de laboratorio existe una preponderancia por la barra de largo $l = 20$ [mm] y diámetro $d = 5$ [mm], la cual provee un área proyectada de contacto de $A_p^{Tbar} = 100$ [mm²] = 1 [cm²]. El área proyectada de la barra T resulta ser diez veces menor que el área proyectada del cono estándar de $A_p^{CPT} = 10$ [cm²] correspondiente al ensayo CPT.

La barra T utilizada en campo suele tener una dimensión estándar con pequeñas diferencias dependiendo del estudio, como se observa en la Tabla 9, al igual que en caso anterior existe una preponderancia por una geometría específica. La barra de largo igual a $l = 250$ [mm] y diámetro $d = 40$ [mm] es reconocida como estándar, la cual provee un área proyectada de $A_p^{Tbar} = 10000$ [mm²] = 100 [cm²]. A diferencia del caso anterior, el área proyectada resulta ser diez veces mayor que el área proyectada del cono estándar de $A_p^{CPT} = 10$ [cm²] correspondiente al ensayo CPT.

El beneficio más importante de un aumento del área proyectada es la mayor definición y la precisión de la resistencia medida en suelos blandos, ya que para un mismo nivel de fuerza aplicada se genera una mayor resistencia medida.

Adicionalmente, producto que el área proyectada de la barra T es mucho mayor a la sección transversal del vástago de empuje, efecto que no ocurre en el caso del cono donde el área proyectada es la misma que la sección transversal del vástago de empuje, la corrección por área revisada anteriormente en el numeral 2.4.1.2 se puede despreciar.

Producto que la razón entre el área proyectada de la barra T (A_p^{Tbar}) y el área transversal del vástago de empuje ($A_p^{Vástago}$) resulta muy grande (8:1 para barras de uso in situ), generalmente no se incluyen los efectos del vástago de empuje, ya que son despreciables.

Aunque, resultados experimentales con penetrómetros de diferentes proporciones de área indican que una proporción de área de 5:1 o mayor es adecuado para minimizar la influencia del vástago de empuje en el mecanismo de flujo del suelo y resistencia medida a la penetración (Yafrate and Dejong, 2007).

3.3 Instrumentación

El penetrómetro de barra T mide resistencia en punta, para lo cual existen dos alternativas de medición, en donde la aplicación de estas últimas depende del tamaño de la barra.

La primera alternativa, en el caso de barras de pequeña escala es recomendable utilizar Strain Gauge ubicados en el comienzo del vástago de empuje, es decir, inmediatamente o lo más próximo al cilindro macizo de contacto. Existen diferentes tipos de Strain Gauge, pero generalmente estos miden la diferencia de potencial de su circuito interno, este cambio de potencial se traduce en una deformación, la cual a través de las leyes constitutivas del material se pueden transformar en esfuerzos.

En general, para ensayos realizados en escalas pequeñas se ocupa un actuador que sea capaz de sobrepasar la resistencia del suelo en estudio. Estos pueden ser manuales, mecánicos, hidráulicos, eléctricos, o una combinación de los anteriores. Producto de las tasas de penetración requeridas para realizar el ensayo, detallas más adelante en el apéndice 3.4, se opta generalmente por actuadores servomotores.

La segunda alternativa, para el caso de barras de mayor escala se utiliza celdas de carga de mayor capacidad. En donde, debido a que el penetrómetro de barra T se originó como una alternativa del ensayo CPT, las primeras investigaciones realizadas consisten en una modificación de la punta que se utiliza en el ensayo CPT, es decir, remplazar la punta de cono estándar por la barra T. Por lo que en un principio los mecanismos de empuje y de medición son los mismos utilizados en el ensayo CPT.

Durante los años que se ha desarrollado la barra T se ha continuado con la práctica de empuje descrita anteriormente, aunque existen ciertas excepciones principalmente enfocadas en ensayos de centrifuga (e.g., Stewart and Randolph, 1991; Almeida *et al.*, 2011), visualización de mecanismos de falla (Wallace *et al.*, 2015), o métodos de penetración alternativos (Chung, 2005), las cuales optan por otros mecanismos de empuje.

En cuanto a la definición de la medición, generalmente es la misma que la obtenida en el ensayo de cono (CPT). Ya que, se pueden adoptar los procedimientos descritos en la norma D5778-20 (ASTM International, 2020), en donde se estandariza las características de los componentes electrónicos de un ensayo de penetración. La resistencia en punta es grabada continuamente ya sea en penetración, extracción, o en intervalos cíclicos, aproximadamente en intervalos de 2 [mm] de profundidad (Yafrate *et al.*, 2009).

Los penetrómetros de bola y de placa circular tiene algunas ventajas en cuanto a la precisión de la medición de la celda de carga producto que evitan la generación de momento flector. Pero, el penetrómetro de placa suele arrastrar el suelo que está por debajo de la placa, lo que produce que varíe la medición de la resistencia (Lu, Hu and Randolph, 2001; Chung, 2005).

En general la presión de poros no es medida mediante el penetrómetro de barra T. Es habitual que la presión de poros sea medida de manera externa en el caso de ensayos en laboratorio (Randolph, 2004; Yafrate *et al.*, 2009), o a través de otro ensayo complementario para el caso de ensayos de campo (a través de CPT), aunque existen investigaciones en donde se mide mediante la barra (Randolph *et al.*, 1998; Peuchen and Terwindt, 2016) o directamente en el penetrómetro de bola (Low, Randolph and Kelleher, 2007; Colreavy, O’Loughlin and Randolph, 2016).

3.4 Razón de penetración

La razón de penetración es la velocidad con que se introduce el penetrómetro en el suelo. Se tiene evidencia que la razón de penetración afecta directamente a la resistencia medida y por lo tanto a la resistencia al corte no drenada calculada (Craig, 1985).

Se han identificado dos fenómenos que provocan que se sobre estime la resistencia medida en función de la razón de penetración:

- El primer efecto se produce cuando la razón de penetración es muy elevada, lo que ocasiona que la resistencia medida aumente debido a los efectos viscosos del suelo (Craig, 1985).
- En cambio, el segundo efecto sucede cuando la razón de penetración es muy baja, lo cual provoca una consolidación parcial del suelo por delante del penetrómetro, induciendo de igual manera un aumento de la resistencia medida (Finnie and Randolph, 1994).

Por lo tanto, como ambos efectos provocan un aumento en la resistencia medida, se establece que existe una razón de penetración en donde ambos efectos están minimizados y por ende se registra la menor resistencia, es decir, el caso más conservador (Craig, 1985).

En otro sentido, un cambio en la razón de penetración varia inevitablemente un cambio en las condiciones de drenaje, ya que si la razón de penetración es muy baja puede permitir el drenaje y por lo tanto la disipación de la presión de poros.

Por lo tanto, ya sea el efecto de una sobre estimación de la resistencia medida o el cambio en las condiciones de drenaje, un cambio en la razón de penetración puede considerarse perjudicial para la estimación de la resistencia al corte no drenada. Aunque desde otro enfoque, si se requiere buscar por ejemplo el coeficiente de consolidación del suelo, un cambio en la razón de penetración es necesaria y favorable.

Como se mencionó en el Capítulo 3.1, la realización del ensayo de penetrómetro de barra T busca obtener la resistencia al corte no drenada S_u , por lo tanto, la resistencia obtenida debe ser en condiciones de carga donde no se permita el drenaje. Por este motivo se debe asegurar en primer lugar que la carga aplicada sea a una velocidad tal que asegure las condiciones descritas.

Al igual que en el caso descrito en el apéndice 2.4.1 sobre los mecanismos de empuje adoptados, un valor establecido para la razón de penetración se origina en base al ensayo CPT. El ensayo CPT se rige bajo la norma D3441-16 (ASTM International, 2016b), en donde

se detalla que la razón de penetración estándar es de 20 [mm/s]. Es por este motivo y producto que los primeros ensayos del penetrómetro de barra T son una adaptación del ensayo CPT, que el ensayo de barra T se realiza generalmente a esta misma tasa de penetración.

La razón de penetración descrita anteriormente se considera una tasa relativamente alta en comparación con otros ensayos de laboratorio. Con una tasa de penetración de 20 [mm/s] se asegura que las condiciones de penetración no permitan el drenaje.

3.5 Flujo Total / Full Flow

Los penetrómetros de flujo total se definen teóricamente como aquellos que permiten el equilibrio y no distorsionan la tensión vertical del suelo a medida que el penetrómetro es embebido en el suelo. Es decir, los penetrómetros de flujo total permiten que el suelo “fluya” alrededor del penetrómetro a medida que este se introduce.

Para entender de mejor manera el concepto de flujo total, se deben definir dos zonas de contacto de un penetrómetro; la zona inferior de contacto y la zona superior de contacto. La zona inferior, es la primera en tener contacto con la superficie inexplorada del suelo a medida que se introduce el penetrómetro, mientras que la zona superior, corresponde a la última zona del penetrómetro en tener contacto con el suelo antes que pase el vástago de empuje.

Por lo tanto, un penetrómetro de flujo total es aquel que permite que la tensión vertical en la zona inferior como en la zona superior sea la misma después del paso del penetrómetro. Tanto el penetrómetro de barra T, como el penetrómetro de bola, y el penetrómetro de placa circular se pueden categorizar como penetrómetros de flujo total.

El efecto de Full-Flow se visualiza en la investigación realizada por Wallace *et al.*, (2015), donde estudia el flujo del suelo luego de la introducción del penetrómetro de barra T en una probeta de suelo transparente de reemplazo. Imágenes recopiladas de este estudio se observan en la Figura 4.

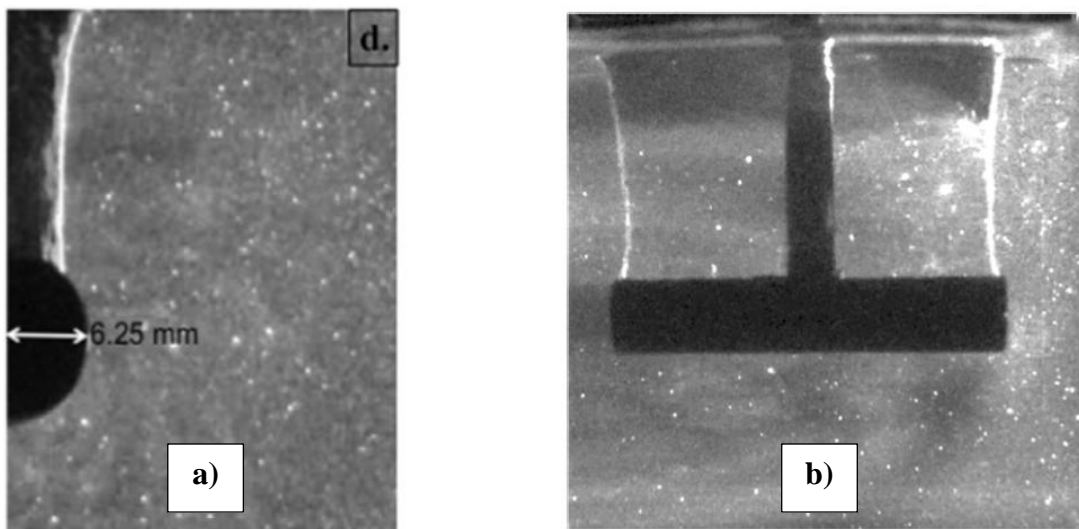


Figura 4.- Visualización cierre de paredes tras penetración de T-Bar. Modificado de Fig. 3 y Fig. 5 de (Wallace *et al.*, 2015)

En la Figura 4a se observa el cierre de las paredes superiores del suelo tras la penetración del penetrómetro. En cambio, en la Figura 4b si bien no se observa un cierre de las paredes tras la penetración, este cierre si se logra a mayores profundidades de penetración (Wallace *et al.*, 2015).

De acuerdo con Watson, Newson and Randolph, 1998, las principales ventajas de todo penetrómetro de flujo total son:

- i. Un penetrómetro que proyecte un área más grande requiere una corrección mínima o nula de la tensión vertical in situ para proporcionar una resistencia neta medida y así dar una mayor precisión en suelos blandos.
- ii. Dado que la resistencia se debe principalmente al flujo alrededor del penetrómetro, en lugar de la inserción de un volumen adicional (del eje del cono) en el suelo, la resistencia debería verse menos afectada por las características secundarias del suelo, como el índice de rigidez (I_r) o la relación de tensión in situ (k_o).
- iii. Existe un mecanismo de falla bien definido (deformación plana para la barra T y simétrico axial para la bola y la placa circular), el cual proporciona una base teórica más sólida para derivar factores relacionados con la resistencia a la penetración y la resistencia al corte (e. g., Factor de barra N_b).

Además, los penetrómetros de flujo total ofrecen una mejor estimación tanto de la sensibilidad (S_t) como también proveen una base teórica mejorada para la conversión de la resistencia a la penetración medida (q_m) en resistencia al corte no drenada (S_u) (Einav and Randolph, 2005).

En la búsqueda del instrumento que determine de mejor manera S_u nacen distintos penetrómetros de flujo total, los cuales se diferencian principalmente por su geometría. Si bien el penetrómetro de barra T fue el primero, tanto el penetrómetro de bola como el penetrómetro de placa circular surgieron para reducir el potencial de que la celda de carga se someta a momentos de flexión derivados de la resistencia no simétrica presente a lo largo de la barra T (Watson, Newson and Randolph, 1998).

3.6 Factor de barra, N_b

El factor de carga tiene como objetivo ajustar la resistencia medida con la resistencia al corte no drenada calculada. Estimar el factor de carga para la barra T tiene los mismos fundamentos que el factor de carga asociado al cono, comentados en el numeral 2.4.1 del capítulo anterior.

Favorablemente de acuerdo con los argumentos ya planteados en el numeral 3.2 y 3.5 del presente capítulo, el ajuste que se realiza no se ve afectado por la medición de la presión de poros ni tampoco por el nivel o historial de esfuerzos en la zona en estudio.

La primera aproximación para un valor del factor de carga o barra (N_b) la presenta Randolph and Houlsby, 1984. En donde presenta una solución y aplicación para la teoría de plasticidad para un pilote cargado lateralmente (Broms, 1964).

En donde, el valor de N_b se extrae de la solución de plasticidad de la presión existente al borde de un cilindro infinito que se mueve lateralmente a través de un suelo puramente cohesivo.

La solución de Randolph and Houlsby, 1984, tiene un enfoque de límite inferior y límite superior. El primero considera, una distribución de esfuerzos en el suelo en equilibrio con la carga aplicada, donde la carga aplicada es menor o igual a la carga de falla. En cambio, el segundo enfoque considera un mecanismo de falla y se estima la carga de falla igualando la disipación de energía con el trabajo externo realizado.

Cabe destacar que la solución propuesta no considera los extremos lisos del cilindro o el vástago de empuje, ya que este último es de área despreciable en comparación al área proyectada del cilindro de contacto.

La ecuación (17), muestra los parámetros involucrados en la solución descrita anteriormente.

$$N_b = \frac{P}{S_u d} \tag{17}$$

En donde;

- N_b , es el factor de barra.
- P , es la carga aplicada lateralmente.
- S_u , es la resistencia al corte no drenada del suelo.
- d , es el diámetro de la barra.

El nivel de rugosidad de la superficie de la barra es calibrado en función del parámetro Alpha. El valor cero representa una pequeña rugosidad, mientras que el valor 1 representa la barra con mayor rugosidad (arenada). En la Tabla 10 se resumen los dos valores para el factor de barra (N_b), obtenidos por Randolph and Houlsby, 1984.

Tabla 10.- N_b obtenido por Randolph and Houlsby, 1984.

N_b	Condición	Alpha
9.1	<i>Muy Liso</i>	0
11.9	<i>Muy rugoso</i>	1

Se recomienda un valor intermedio de $N_b = 10.5$ (Stewart and Randolph, 1991; Watson, Newson and Randolph, 1998).

En la Tabla 11 se muestran algunos de los valores de N_b obtenidos por diferentes autores ya sea con un enfoque empírico o numérico, para distintos suelos estudiados.

Tabla 11.- Valores típicos de N_b

N_b	Enfoque	Observación	Autor
10.5	<i>E</i>	–	(Stewart and Randolph, 1991, 1994)
10.5	<i>E</i>	–	(Watson, Newson and Randolph, 1998)
11.8 – 15.54	<i>N</i>	Sol. límite sup.	(Randolph, Martin and Hu, 2000)
10.98 – 15.10	<i>N</i>	Sol. límite inf.	
10.9 – 12.7	<i>N</i>	–	(Randolph, 2004)
10.75 – 15.12*	<i>N</i>	Función de N_b	(Einav and Randolph, 2005)
10.5 – 12.5	<i>E</i>	–	(Lunne <i>et al.</i> , 2005)
11 – 13	<i>N</i>	S_u promedio	(Randolph and Andersen, 2006)

N_b	Enfoque	Observación	Autor
11.6 – 13.2	<i>E</i>	–	(Yafrate and Dejong, 2007)
–	<i>E</i>	–	(Boylan <i>et al.</i> , 2007)
<i>Variable</i>	<i>N</i>	Fn. de i y ii.	(Zhou and Randolph, 2007)

E: Empírico; N: Numérico

Como se adelantó en el comienzo del apéndice, el factor de barra N_b no se ve afectado por el nivel o la historia de esfuerzos del suelo (Stewart, 1992; Lu, Hu and Randolph, 2000). Aunque se ha observado que existen diferencias entre valores teóricos y experimentales obtenidos para el factor N_b (Watson, Newson and Randolph, 1998; DeJong *et al.*, 2004; Randolph, 2004). Según Randolph and Andersen, 2006, estas diferencias se pueden atribuir a los siguientes factores:

- i. Anisotropía de la fuerza aplicada,
- ii. Velocidad de deformación,
- iii. Ablandamiento por deformación,
- iv. Sensitividad del suelo

La dependencia de N_b con los factores mencionados se fundamenta en que son elementos que no se contabilizan en las soluciones teóricas (Chung, 2005).

Tanto el efecto causado por la velocidad de deformación como el efecto producido por el ablandamiento por deformación se han cuantificado utilizando una técnica de elementos finitos de gran deformación (Zhou and Randolph, 2009). La velocidad de deformación provoca una mejora de la resistencia, en cambio, el ablandamiento por deformación induce una degradación gradual del suelo durante la perturbación causada por la penetración.

El efecto causado por la velocidad de deformación de puede caracterizar con la ayuda del parámetro μ , el cual expresa el aumento en la resistencia producto por un aumento de la velocidad de deformación. Mientras que el efecto de ablandamiento por deformación se puede caracterizar mediante la sensitividad (S_t) y por la resistencia al corte acumulada (ξ_{95}). Esta última, definida como el 95% de la resistencia obtenida por la diferencia entre la resistencia peak (S_u) y la resistencia remodelada (S_{ur}).

Por lo tanto, para un sitio determinado, N_b debe ser asumido sobre la base de un trabajo numérico previo y experimental o retro calculado contra datos de resistencia específicos del sitio en estudio (Yafrate *et al.*, 2009).

3.7 Resistencia al corte no drenada a partir de T-bar

La resistencia al corte no drenada a partir del penetrómetro de barra T se puede calcular según la ecuación (18).

$$S_{u(TBar)} = \frac{q_{Tbar}}{N_b} \quad (18)$$

En donde;

- q_{Tbar} , es la resistencia medida.
- N_b , es el factor de barra.

Aunque, si no se desea despreciar la corrección por las tensiones in situ (la cual en teoría debería ser mínima), se puede utilizar la corrección desarrollada por Randolph, 2004. Para lo anterior, se define una resistencia medida neta (q_{net}) según la ecuación (19).

$$q_{net} = q_{Tbar} - [\sigma_{vo} - (1 - \alpha) \cdot u_2] \cdot A_R \quad (19)$$

En donde;

- q_{Tbar} , es la resistencia medida.
- σ_{vo} , son las tensiones in situ.
- $\alpha = A_N/A_q$, es el factor de área.
- A_N , es el área donde se mide la presión de poros.
- A_q , es el área del cono o punta utilizada.
- u_2 , es la presión de poros medida en la posición u_2 (Campanella, Gillespie and Robertson, 1982).
- $A_R = A_s/A_p$, es la razón de áreas de penetración.
- A_s , es el área de la sección transversal del vástago de empuje.
- A_p , es el área proyectada del penetrómetro de barra T.

En relación con la presión de poros, esta puede ser medida de acuerdo con lo descrito en el numeral 3.3, pero en el caso de no ser medida (habitualmente) se puede considerar la presión hidrostática (Randolph, 2004). Adicionalmente, si se utiliza un mecanismo de empuje tipo CPT, se puede utilizar un valor típico para el factor de área igual a $\alpha = 0.71$ (Lunne, Robertson and Powell, 1997).

Cabe destacar que si la razón de áreas es $A_R = 1$ se obtiene la condición de un ensayo CPT, como se describe en la ecuación (11). Además, siguiendo las configuraciones geométricas para la barra T descritas en el numeral 3.2, un valor típico para la razón de áreas es $A_R = 10$.

Por lo tanto, la resistencia al corte no drenada a partir del penetrómetro de barra T considerando la corrección propuesta por Randolph, 2004, se determina según la ecuación (20).

$$S_{u(TBar)} = \frac{q_{net}}{N_b} \quad (20)$$

En donde;

- q_{net} , es la resistencia medida corregida.
- N_b , es el factor de barra.

3.8 Estimación de Sensitividad del suelo a partir de T-Bar

Para determinar la sensitividad del suelo a partir del penetrómetro de barra T se debe obtener en primer lugar la resistencia remodelada. La resistencia remodelada se define como la resistencia del suelo cuando ya se ha perdido la estructura de este.

La resistencia remodelada se puede obtener a través de ensayos de degradación cíclica, es decir, ensayos donde se inserta y luego se retira de manera reiterada la barra T en una

distancia prestablecida (Randolph, 2004; Boylan *et al.*, 2007; Yafrate and Dejong, 2007; Yafrate, Dejong and DeGroot, 2007).

Con el objetivo de que el mecanismo de Full-Flow descrito en el numeral 3.5 se desarrolle correctamente, la distancia prestablecida mencionada anteriormente para ensayos cíclicos debe ser de al menos 3 diámetros de penetrómetro (Zhou and Randolph, 2009) o de al menos 0.3 [m] (Jannuzzi, Danziger and Martins, 2012).

Adicionalmente, los ensayos cíclicos para determinar resistencia remoldeada son válidos siempre y cuando el mecanismo de Full-Flow se desarrolle. Es decir, es aplicable para suelos cohesivos y en profundidades donde el esfuerzo vertical como horizontal del suelo sea lo suficientemente grande para envolver al penetrómetro (Yafrate *et al.*, 2009).

Para calcular la resistencia remoldeada a partir del penetrómetro de barra T se utiliza tanto la resistencia remoldeada medida (q_{rem}) descrita anteriormente obtenida a través de ensayos cíclicos como también un factor de resistencia remoldeada (N_{rem}). Por lo tanto, la resistencia al corte remoldeada a partir del penetrómetro de barra T ($S_{ur(TBar)}$) se puede determinar según la ecuación (21).

$$S_{ur(TBar)} = \frac{q_{rem}}{N_{rem}} \quad (21)$$

En donde;

- q_{rem} , es la resistencia remoldeada medida por T-Bar.
- N_{rem} , es el factor de resistencia remoldeada de T-Bar.

Para poder determinar el factor de resistencia remoldeada se puede utilizar una resistencia al corte remoldeada (S_{ur}) de referencia. Esta última, puede ser obtenida de los ensayos analizados en el Capítulo 2.3. Un factor $N_{rem} = 13$ (entre un rango de 10.5 a 15) puede ser apropiado para estimar una resistencia al corte remoldeada apropiada para aplicaciones prácticas (Randolph and Andersen, 2006).

Como se analizó anteriormente en el numeral 2.4.1.4 y 2.4.2.1, la sensibilidad del suelo se puede calcular a partir de los ensayos CPT y VST, respectivamente. En donde para el primer caso se utiliza un factor de sensibilidad (N_s), en cambio para el segundo caso, se utiliza tanto la resistencia peak (S_u) como también la resistencia remoldeada (S_{ur}).

La sensibilidad calculada a partir del penetrómetro de barra T es una combinación de los conceptos descritos en los ensayos mencionados, debido a que incorpora un factor de resistencia remoldeada (N_{rem}) similar al establecido en el ensayo CPT (N_s) y además incorpora la resistencia al corte calculada ($S_{u(TBar)}$) como también la resistencia remoldeada descrita anteriormente ($S_{ur(TBar)}$). Por lo tanto, la sensibilidad determinada a partir del penetrómetro de barra T se calcula de acuerdo con la ecuación (22).

$$S_t(TBar) = \frac{S_{u(TBar)}}{S_{ur(TBar)}} \quad (22)$$

Capítulo IV – Modelamiento Numérico

En este capítulo se expone la modelación numérica empleada para simular la penetración de la barra T en un relave convencional que se encuentra depositado en un tranque de relaves ubicado en el norte de Chile.

Dado que el desplazamiento real del suelo alrededor de la barra T implica deformaciones significativas, se ha utilizado un enfoque de modelado numérico Euleriano-Lagrangiano arbitrario (ALE) a través del software Abaqus/CAE 2024, perteneciente a la categoría de análisis de Elementos Finitos de Grandes Deformaciones (LDFE). Almeida 2020, emplea el mismo enfoque para el análisis del comportamiento de un suelo blando del lecho marino, suelos donde generalmente es utilizado el ensayo de barra T. Enfoques de pequeñas deformaciones también son utilizados para estos tipos de suelos (Randolph and Andersen, 2006) o métodos de elementos discretos (Carvalho *et al.*, 2016).

El propósito principal es mejorar la comprensión de las propiedades geotécnicas del suelo a través de las correlaciones entre los datos obtenidos en pruebas in situ y de laboratorio, y los resultados del modelado, con la finalidad última de caracterizar el suelo con mayor precisión.

En este capítulo, se detallan los parámetros y variables utilizados en el modelado numérico para reproducir el ensayo de penetración de la barra T. Se incluye una descripción de la metodología, el método de análisis, los parámetros de entrada al modelo, las consideraciones generales adoptadas para la modelación, así como los resultados obtenidos.

4.1 Metodología

A continuación, se describe el procedimiento de análisis adoptado en el modelamiento numérico:

- Paso 1 : Definición y descripción del material de estudio y definición de modelos constitutivos utilizados.
- Paso 2 : Calibración de modelos constitutivos utilizados. Esta se realiza a través de la modelación en el software de los ensayos triaxial consolidado drenado (CID) y triaxial consolidado no drenado (CIU).

- Paso 3 : Comparación de los resultados obtenidos en el paso anterior versus la caracterización geotécnica del material definido en el paso 1.
- Paso 4 : Construcción del modelo del ensayo de penetración de barra T en el software. El cual entregue como resultado la reacción impuesta por el suelo hacia la barra producto de la penetración, q_{Tbar} . Con el objetivo último de obtener un perfil de la resistencia no drenada $S_u(TBar)$ según lo descrito en el Capítulo 3.7.
- Paso 5 : Ejecutar la modelación del ensayo de penetración de barra T en el suelo en estudio y analizar las variables involucradas.
- Paso 6 : Por último, obtener un perfil de resistencia no drenada $S_u(TBar)$ para el material en estudio y comparar con caracterización previa del material.

4.2 Definiciones del modelo

4.2.1 Alcances y limitaciones

En el análisis por elementos finitos existen tres enfoques principales para abordar problemas de mecánica de medios continuos: las formulaciones Euleriana, Lagrangiana total y Lagrangiana actualizada (Hu & Randolph, 1998).

El enfoque Euleriano utiliza una malla estacionaria, donde los nodos permanecen fijos y el material se desplaza entre los elementos, permitiendo modelar grandes deformaciones sin distorsionar la malla. Por otro lado, los enfoques Lagrangiano total (TL) y Lagrangiano actualizado (UL) son comunes para modelar sólidos con deformaciones pequeñas a moderadas. La diferencia entre ambos radica en el estado de referencia: TL toma como referencia la geometría inicial (tiempo igual a cero), mientras que UL utiliza la geometría actualizada en cada paso del análisis.

Sin embargo, los enfoques Lagrangianos tienen una limitación significativa frente a grandes deformaciones, ya que generan una distorsión excesiva de los elementos finitos, lo que los hace inadecuados para modelar fenómenos de deformación extrema.

Con el objetivo de superar las limitaciones de los enfoques puramente Lagrangiano y Euleriano en la modelación se utiliza un enfoque mixto, un enfoque numérico Euleriano-Lagrangiano Arbitrario (ALE), pero este presenta algunas limitaciones.

Su alta complejidad computacional, debido al remallado constante y la interpolación de variables, incrementa los tiempos de cálculo considerablemente y puede introducir errores numéricos, especialmente en problemas con propiedades complejas o materiales heterogéneos, por lo tanto, en el presente estudio se acota la profundidad de penetración en función de los resultados obtenidos y se adoptan materiales homogéneos, ambas acciones con el objetivo de reducir los tiempo de cálculo.

Además, este tipo de enfoque es sensible a parámetros como el tamaño de la malla y la frecuencia de remallado, lo que puede generar problemas de convergencia e inestabilidad

numérica, por lo tanto, estos factores son analizados más adelante en la sensibilidad de los resultados.

En cuanto al software Abaqus/CAE, su modulo Explicit permite el uso de técnicas como el enfoque Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL), útil para modelar problemas de interacción fluido-estructura o penetración en suelos. Es compatible para problemas donde los materiales experimentan grandes deformaciones y movimientos, ya que puede manejar escenarios con distorsión severa de la malla con enfoques adaptativos como Adaptive Meshing (AM), para mantener la calidad de la malla en problemas de grandes deformaciones, permite el flujo de materiales (como suelos o fluidos) y modelar materiales con comportamiento complejo, como plasticidad, viscoelasticidad y viscoplasticidad. Aunque se debe tener en cuenta que para los modelos constitutivos utilizados en el presente estudio el software no permite la obtención de la presión de poros durante la penetración de la barra T en conjunto con un enfoque de grandes deformaciones.

4.2.2 Partes involucradas

Con el enfoque de modelado numérico Euleriano-Lagrangiano Arbitrario (ALE) es posible simular el desplazamiento de un material lagrangiano a través de otro material discretizado por una malla euleriana. Es decir, el penetrómetro de barra T se define como un cuerpo rígido en una malla lagrangiana, y se crea un campo discretizado donde el dominio del suelo se define como un cuerpo deformable euleriano.

La malla euleriana permanece fija en el espacio, mientras que el suelo puede moverse a través de la malla y alrededor del penetrómetro de barra T. Esto se logra haciendo que la barra T ocupe una región vacía dentro de la malla euleriana, donde se define una restricción de interfaz para que el suelo no pueda fluir más allá de la superficie del penetrómetro de barra T y hacia la región vacía.

En la Figura 5 se observa el dominio lagrangiano (penetrómetro de barra T) y el dominio euleriano, el cual se subdivide en el volumen ocupado por el suelo y el volumen vacío.

4.2.3 Dimensionamiento y mallado

Como primera definición, en el entendido que el penetrómetro de barra T es simétrico en dos direcciones (considerando el eje Z paralelo al vástago de empuje de la barra T, los ejes de simetría son los ejes X e Y) y con el objetivo de disminuir los costos computacionales de la modelación solo se modela un cuarto del ensayo, lo que se describe como un modelo con doble simetría o un modelo cuarteado. Para cumplir esta definición, se establecen ciertas condiciones de borde, las cuales se describen más adelante en este capítulo.

Es importante destacar que la modelación se define en un entorno tridimensional, en donde se analizan ambos ejes ortogonales del penetrómetro (ejes X e Y). Lo anterior con el objetivo de evaluar el desarrollo del flujo total, “Full Flow”, en la dirección menor del penetrómetro (eje X) y además evaluar el comportamiento del suelo en su dirección mayor (eje Y), el cual comúnmente no es abordado en estudios anteriores.

4.2.3.1 Penetrómetro de barra T (Dominio Lagrangiano)

De acuerdo con lo descrito en el Capítulo 3.2, las dimensiones del penetrómetro de barra T definidas para la modelación son las utilizadas comúnmente en pruebas in situ, lo que corresponde a un largo de barra igual a $l = 250 [mm]$ y diámetro $d = 40 [mm]$, la cual provee un área proyectada de $A_p^{Tbar} = 10000 [mm^2] = 100 [cm^2]$. En la Figura 5 se esquematiza la barra T y sus dimensiones, aunque solo se observa la mitad del largo de la base de la barra T producto de la definición de modelo cuarteado que se comentó anteriormente. Adicionalmente, se define una longitud de penetración de 4 m de profundidad, con el objetivo que la medición obtenida de la modelación pueda ser comparable con perfiles de resistencia para esta misma profundidad.

Cabe destacar que en la modelación se aplica una restricción de cuerpo rígido a todo el conjunto de la barra T (vástago y base) con el objetivo de optimizar el tiempo de cálculo. Lo anterior, ya que no es objetivo de la modelación medir la deformación de la barra durante la penetración (aunque esta haya sido definida como una parte deformable en 3D en el dominio lagrangiano).

Al definir el conjunto de la barra T como cuerpo rígido se debe definir un punto de referencia con la finalidad de poder medir los parámetros de respuesta de la barra en su conjunto (vectores de desplazamientos, velocidades y fuerzas de reacción). Este enfoque posibilita obtener una medición precisa de la reacción de la barra T a medida que se adentra en el suelo. Se define como punto de referencia la intersección de los ejes longitudinales del vástago y de la base de la barra T, aunque también se realizaron pruebas que demostraron que la ubicación de este punto de referencia no afecta los parámetros de respuesta medidos.

Producto de las geometrías cilíndricas del conjunto de la barra T, este se particiona en distintas secciones para obtener una malla sin problemas de convergencia, las principales secciones son el vástago de empuje y la base de la barra T, las cuales a su vez están subdivididas en secciones más pequeñas. El tamaño mínimo de los elementos que conforman la base de la barra T se estableció en 0,005 m y se adoptó un valor mínimo de 0,02 m para el vástago de empuje. Este último se definió con un tamaño mayor, ya que el análisis de la modelación se centra en el comportamiento entorno a la base de la barra T.

En la Figura 5 se esquematiza las secciones principales del conjunto de la barra T, además se indica la posición del punto de referencia de medición.

4.2.3.2 Suelo en estudio (Dominio Euleriano)

Con respecto al medio en donde se embebe el penetrómetro se define un prisma rectangular de una altura de 5,0 m con un ancho de 0,6 m y con un espesor de 0,2 m, correspondiente a un cuarto del modelo. Adicionalmente, el prisma se subdivide verticalmente en 3 secciones (3 secciones en altura, eje Z), en 2 secciones en su ancho (dirección mayor del penetrómetro, eje X) y en 2 secciones en su espesor (dirección menor del penetrómetro, eje Y).

En la Figura 5 se muestra un esquema del modelo en donde se pueden visualizar las secciones mencionadas. En la Tabla 12 se observan las dimensiones y tamaños de elemento de la malla definidos para las secciones descritas.

Tabla 12.- Dimensiones del modelo y tamaño de elementos.

Sección	Dimensiones [m] (alto x ancho x espesor)	Tamaño elementos de la malla [m]					Observación
		X Min.	X Max.	Y Min.	Y Max.	Z	
Superior	0,5x0,6x0,2	0,005	0,01 a 0,025	0,005	0,01	0,025 a	Sector definido vacío
Media	4,0x0,6x0,2					0,005	Sector de suelo para ensayo
Inferior	0,5x0,6x0,2					0,025	Sector de suelo sin penetración

Adicionalmente se define el origen del sistema coordenado (X, Y, Z) en el extremo donde se ubica la barra T y se encuentra la interfaz vacío-suelo, delimitadas por la sección superior y sección media del dominio euleriano. Este punto representa la superficie de inicio del ensayo.

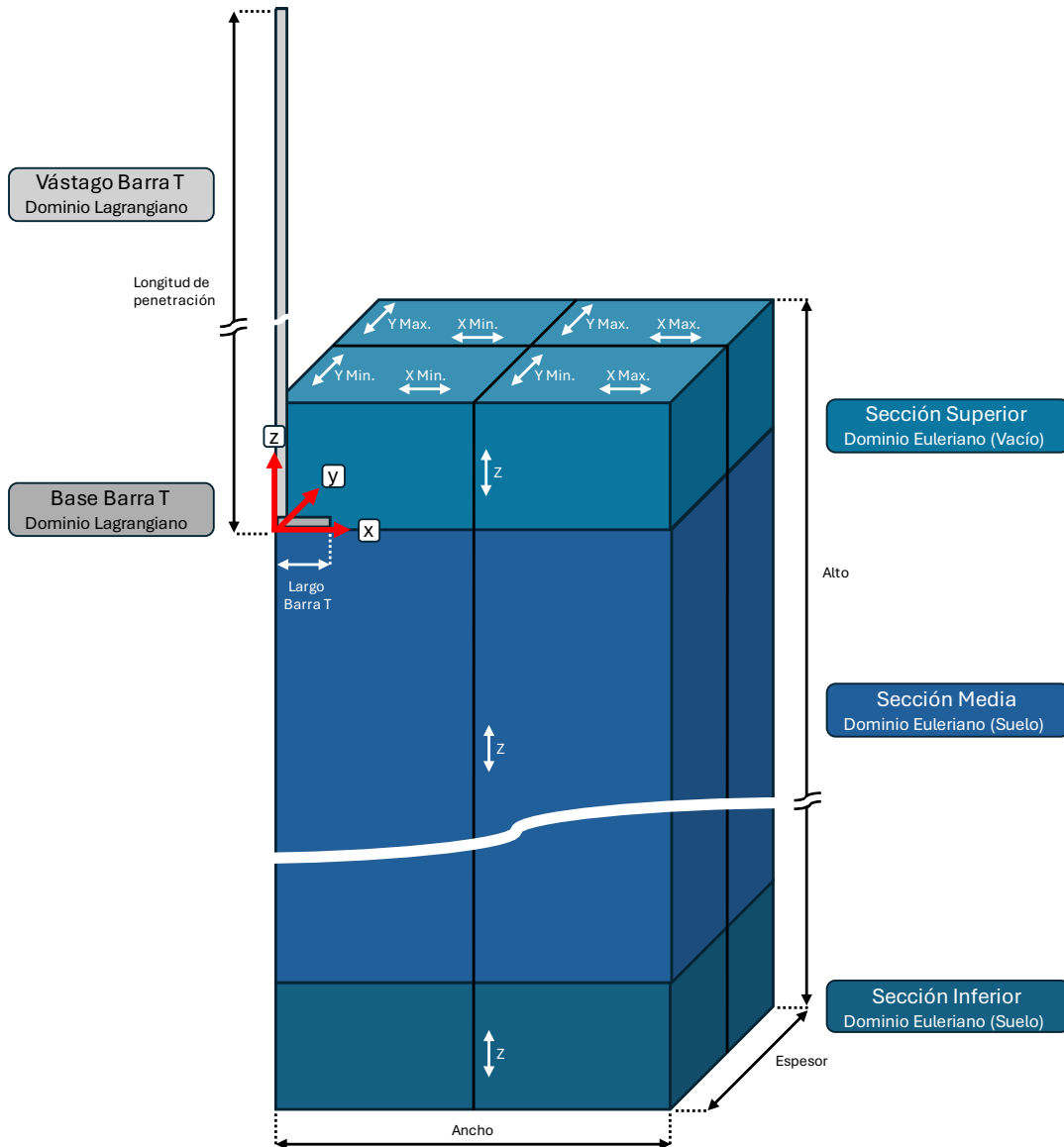


Figura 5.- Sketch del modelo – Secciones y tamaño de elementos (sin escala).

4.2.4 Interfaz entre las partes

La interfaz entre las partes (barra T y suelo) se define a través del coeficiente de rugosidad de la interfaz (α), el cual indica la relación entre la máxima tensión de corte que se puede generar en el contacto suelo-barra T y la resistencia al corte no drenada del suelo (S_u). El comportamiento tangencial, fuerza normal entre las partes, se define mediante una formulación de penalización isotrópica que proporciona ABAQUS, donde se emplea un valor de coeficiente de fricción muy alto y se establece un límite para la tensión de corte, igual a αS_u . Esto último significa que se limita la resistencia relativa al corte en la interfaz para el deslizamiento entre el suelo y la barra en T.

4.2.5 Condiciones de borde y parámetros predefinidos

Como se comentó anteriormente, solo se modela una cuarta parte del sistema completo, por lo tanto, se aplican dos condiciones de simetría para poder replicar el comportamiento del ensayo completo, una condición en el plano XZ y otra en el plano YZ.

Adicionalmente se limita la posibilidad de movimiento de los planos limítrofes del modelo en sus respectivas direcciones ortogonales, es decir, en ambos extremos del plano XZ se limita la velocidad en la dirección Y, asimismo en el plano YZ se limita la velocidad en la dirección X. Por último, a la base del modelo, plano inferior XY, se limita su velocidad en la dirección Z.

Por otro lado, con respecto a los parámetros predefinidos o condiciones iniciales, se define la gravedad en la dirección $-Z$. Además, producto que en ABAQUS no es posible definir un nivel piezométrico, la simulación completa se realiza asumiendo una condición saturada con una distribución hidrostática (sin flujos de agua), por lo tanto se imponen las tensiones efectivas iniciales para $t = 0$ en función de la profundidad de acuerdo con la ecuación (23).

$$\sigma' = \rho g z \quad (23)$$

En donde;

- ρ , densidad del suelo [kg/m^3].
- g , gravedad [m/s^2].
- z , profundidad del punto en estudio [m].

Cabe destacar que para la condición inicial de la modelación, se impide el movimiento del penetrómetro de barra T en todas sus direcciones.

4.2.6 Etapa de penetración

De acuerdo con lo comentado en el Capítulo 3.4, para representar la penetración durante el ensayo se impone un movimiento al penetrómetro de barra T en la dirección $-Z$ a una tasa constante de 20 [mm/s]. esta razón de penetración es utilizada comúnmente en pruebas in situ y a su vez asegura físicamente que las condiciones de penetración no permitan el drenaje a medida que se desplaza la barra T.

Para esta etapa, las condiciones de borde definidas previamente en la etapa inicial se mantienen.

4.3 Suelo en estudio

El suelo en estudio corresponde a un relave convencional que se encuentra depositado en un tranque de relaves ubicado en el norte de Chile. Este relave proviene como descarte del proceso de flotación de una faena minera que extrae Cobre como producto principal, en conjunto con subproductos como el Molibdeno, Plata y Oro. A continuación se presenta la caracterización geotécnica de este material, basándose en la información proporcionada por una campaña geotécnica realizada con otros fines al de este estudio ejecutada por terceros en la cubeta del tranque.

Producto de la extensión del tranque y la heterogeneidad del relave, se definió estudiar un sector en específico del tranque. Este sector fue seleccionado en función de la cantidad de información disponible, la cual fuese suficiente para realizar la calibración de los modelos constitutivos utilizados para representar el comportamiento del suelo en la modelación numérica (ver Capítulo 4.4).

En el sector seleccionado, la campaña geotécnica contempló la ejecución de dos calicatas de 3 m de profundidad cada una, la ejecución de un sondaje y de dos ensayos CPTu, prospecciones que alcanzaron los 20,5 m, 17,45 m y 15,23 m de profundidad, respectivamente. A partir del material recuperado de estas exploraciones, se determinó la clasificación completa del material, el peso unitario y contenido de humedad, la consolidación edométrica, permeabilidad, estimación de la resistencia al corte mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu, y finalmente una estimación del módulo de deformación.

4.3.1 Clasificación y propiedades índice

En la Tabla 13 se presentan los resultados de clasificación USCS y propiedades índice de las muestras provenientes de la cubeta del tranque mencionado. Además, en la Figura 6 se muestran las curvas granulométricas asociadas a estas muestras.

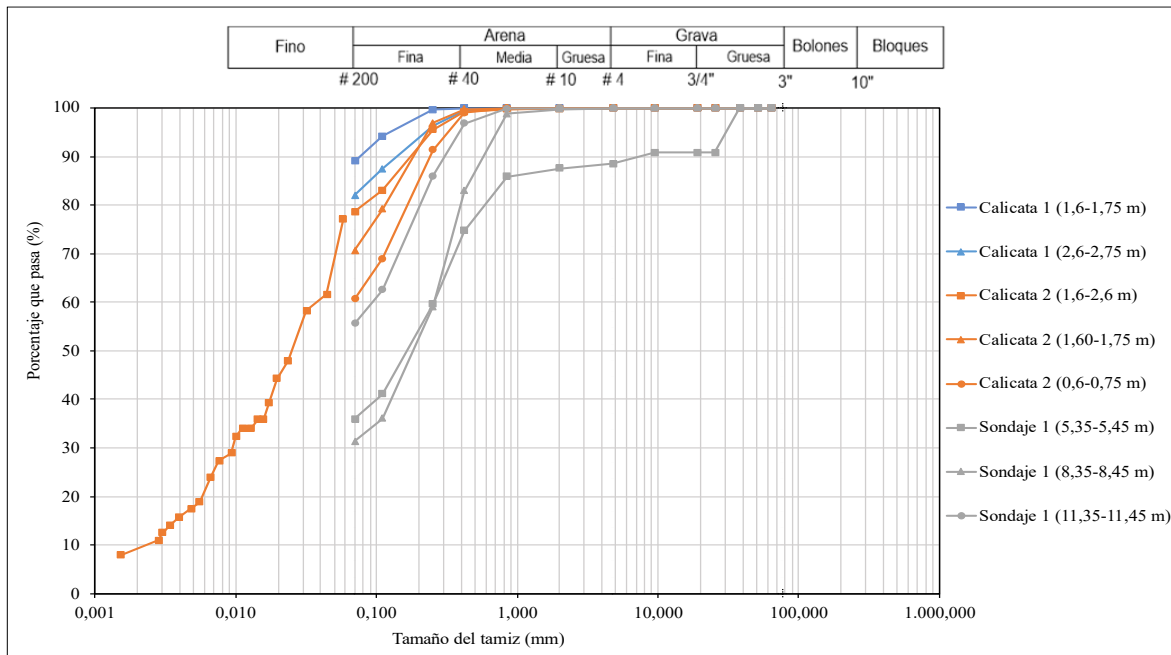


Figura 6.- Granulometría suelo en estudio

Tabla 13.- Clasificación completa suelo en estudio

Calicata Sondaje	Prof. (m)	G (%)	A (%)	F (%)	USCS	LL (%)	LP (%)	IP	Gs
Calicata 1	1,60 - 1,75	0	11	89	CL	33	17	16	2,73
	2,60 - 2,75	0	18	82	CL	29	18	11	2,71
Calicata 2	1,60 - 2,60	0	21	79	CL	28	17	11	2,69
	1,60 - 1,75	0	29	71	CL	24	15	9	2,73
	0,60 - 0,75	0	39	61	CL	22	13	9	2,71
Sondaje 1	5,35-5,45	12	52	36	SC-SM	22	16	6	2,69
	8,35-8,45	0	69	31	SM	-	-	NP	2,65
	11,35-11,45	0	44	56	CL-ML	23	16	7	2,7

G: Gravas, A: Arenas, F: Finos, LL: Limite Liquido, LP: Limite Plástico, IP: Índice plasticidad, Gs: Gravedad especifica

Como se observa en la Tabla 13 y Figura 6 el material varía según la muestra analizada. En general, el porcentaje pasante por el tamiz N°200 es entre 90% y 30%. Predominan suelos del tipo CL en superficie, en profundidad se observan suelos del tipo SC-SM, SM, o CL-ML.

El Límite Liquido promedio es 26%, el Límite Plástico promedio es 16% y el Índice de plasticidad promedio es 10%. Por otro lado, el valor promedio de la Gravedad Especifica es de 2,7 para las 8 muestras analizadas.

4.3.2 Peso unitario y contenido de humedad

La Figura 7 muestra los resultados para los contenidos de humedad, densidad seca, relación de vacíos y gravedad específica de las muestras extraídas de las dos calicatas y sondaje.

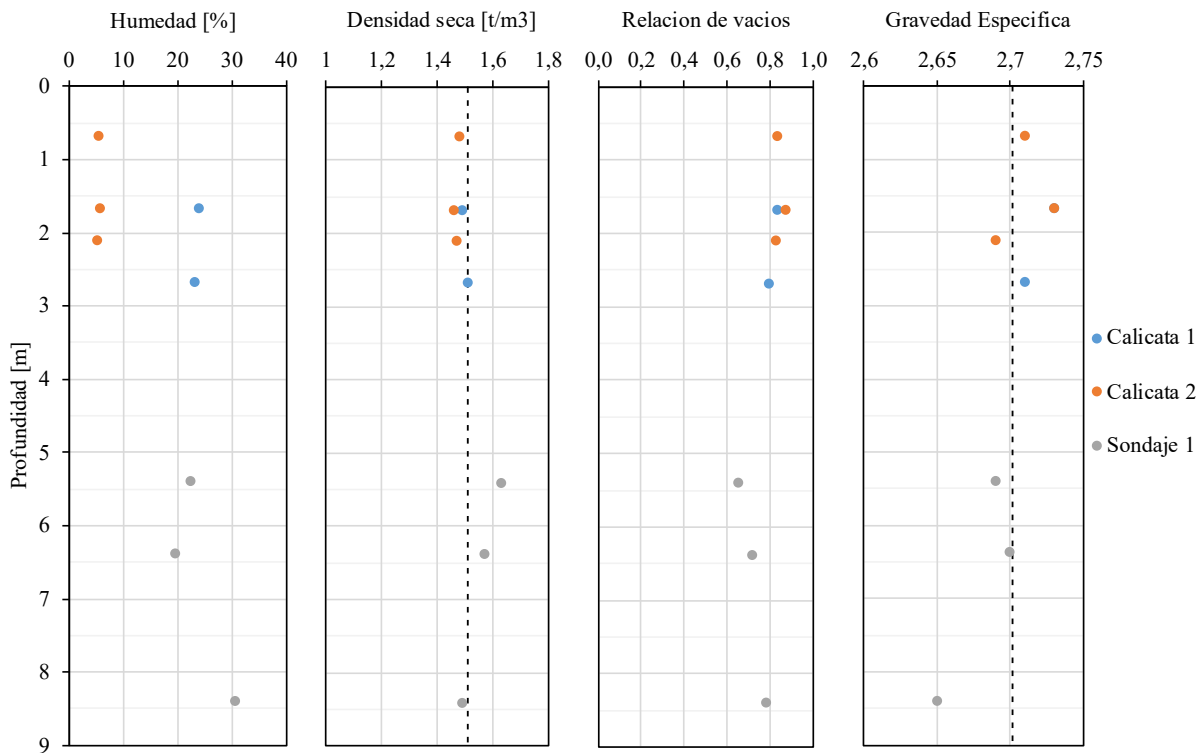


Figura 7.- Humedad, Densidad Seca, Relación de Vacíos y Gravedad Especifica

En base a los resultados de ensayos de laboratorio, el promedio del contenido de humedad es de 18,3%, el promedio de densidad seca es $1,5 [t/m^3]$, y la densidad natural promedio es de $1,8 [t/m^3]$.

Adicionalmente para la muestra ubicada entre 1,6 a 2,6 m de profundidad de la Calicata 2, se realizó un prueba de proctor, la cual dio como resultado una Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS) de $2,0 [t/m^3]$ con una humedad optima de compactación de 10,5%.

4.3.3 Consolidación Edométrica

La Figura 8 presenta los resultados de ensayos de consolidación de muestras inalteradas de relave provenientes de calicatas y sondajes en el sector cubeta. Se debe considerar que la gráfica incluye muestras extraídas a distintas profundidades.

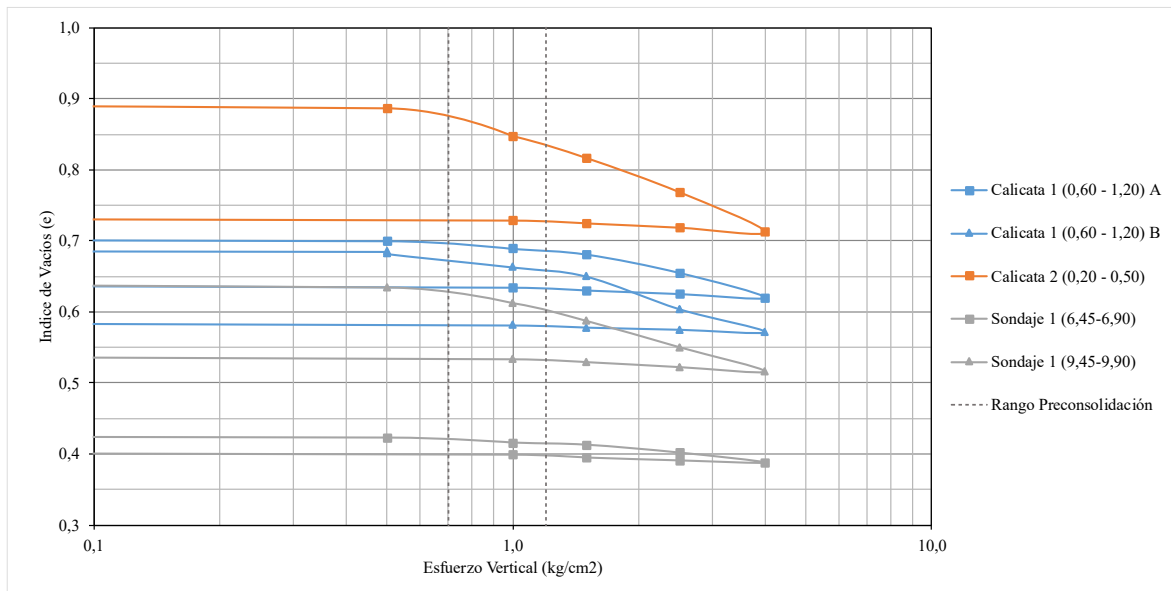


Figura 8.- Resultados Ensayos de Consolidación

Notar que el esfuerzo de preconsolidación para las muestras ensayadas se encuentra entre $0,7 [kg/cm^2]$ y $1,2 [kg/cm^2]$ aproximadamente. Adicionalmente, se estima que el coeficiente de compresión es de $cc \approx 0,035$ y el coeficiente de recompresión $cs \approx 0,007$.

4.3.4 Permeabilidad

Para el sector en estudio no se realizaron ensayos de permeabilidad a carga variable. Pero a partir de otras muestras que fueron extraídas en sondajes de la cubeta del tranque que se ejecutaron en sectores aledaños, se determinó que el orden de magnitud del coeficiente de conductividad hidráulica es de $10^{-7} [cm/s]$ a $10^{-6} [cm/s]$ para los relaves que clasifican como CL.

4.3.5 Resistencia al corte

La resistencia al corte del suelo en estudio se determinó a partir de ensayos triaxiales e interpretación de ensayos CPTu.

4.3.5.1 Ensayos triaxiales

En el sector en estudio se efectuaron dos series de ensayos del tipo consolidado drenado (CID) con material proveniente desde la Calicata 2, y se realizó una serie del tipo consolidado no drenados (CIU) con material del Sondaje 1. Adicionalmente, en las cercanías del sector en estudio se realizaron tres series de ensayos CIU adicionales (dos de material de una calicata y uno de un sondaje), los cuales también se incluyen en el análisis. Todas las probetas ensayadas eran de 5 cm de diámetro por 10 cm de altura. La Tabla 14 presenta los resultados de los ensayos triaxiales monótonos de compresión descritos.

Tabla 14.- Resultados Ensayos Triaxiales suelo en estudio

Calicata Sondaje	Tipo de muestra	Profundidad [m]	USCS	Tipo de ensayo	Densidad Seca [t/m ³]	ϕ [°]	c [t/m ²]
Calicata 2	Tubo PVC	1,40 – 1,55	CL	CID	1,50 – 1,57	35	0
	Hincado	1,80 – 1,95	CL	CID	1,50 – 1,56	35	0
Calicata cercana	Bloque	0,90 – 1,10	SM	CIU	1,69 – 1,71	31	0
	Inalterado	2,20 – 2,40	-	CIU	1,78 – 1,81	33	0
Sondaje 1	Tubo Shelby	12,45 – 12,90	CL	CIU	1,59 – 1,64	36	0
Sondaje cercano	Tubo Shelby	8,00 – 8,45	-	CIU	1,60 – 1,66	33	0

ϕ : Angulo de fricción, c : Cohesión.

De acuerdo con los resultados mostrados en la Tabla 14 se estima un ángulo de fricción de fricción igual a 33° para la condición no drenada.

4.3.5.2 Ensayos CPTu

Como se comentó anteriormente, a través de ensayos CPTu se efectuaron mediciones de resistencia de punta (q_t), de fuste (f_s), y de presión de poros dinámica (u_2) en dos puntos de la cubeta cercanos entre sí en el sector seleccionado de estudio, los cuales alcanzaron profundidades de 17,45 m y 15,23 m. En la Figura 9 se muestra la resistencia en punta y el parámetro de estado de ambos ensayos de piezocono. En el Anexo A se presentan la totalidad de las gráficas asociadas a estos ensayos.

De los ensayos CPTu desarrollados se puede estimar la resistencia residual o remoldeada como la resistencia peak o máxima no drenada.

Respecto a la resistencia residual $S_{u\ res}$ es tomada directamente desde el registro del sensor ubicado en el fuste del piezocono. Tomando en cuenta que el horizonte de suelo explorado es mayoritariamente homogéneo y considerando el percentil 20 de las mediciones obtenidas, es decir, el umbral para el cual el 80% de las mediciones fueron superadas o mayores, se calcula que la resistencia normalizada a presiones de confinamiento efectivas es de $S_{u\ res}/\sigma_v' = 0,035$ y $0,039$ para los ensayos CPTu-01 y CPTu-02, respectivamente. Por lo tanto, si se considera un promedio de ambas mediciones, se estima la resistencia residual normalizada a presiones de confinamiento efectivas igual a $S_{u\ res}/\sigma_v' = 0,037$. En un escenario menos conservador se puede ocupar el percentil 50, para el cual resulta una resistencia residual normalizada igual a $S_{u\ res}/\sigma_v' = 0,074$.

Siguiendo la misma metodología, se determina la resistencia peak no drenada normalizada por la presión de confinamiento efectiva igual a $S_{u\ peak}/\sigma_v' = 0,20$ y $0,30$ para los ensayos CPTu-01 y CPTu-02. Si se promedian ambos resultados, se puede adoptar un valor de $S_{u\ peak}/\sigma_v' = 0,25$ entre ambos ensayos.

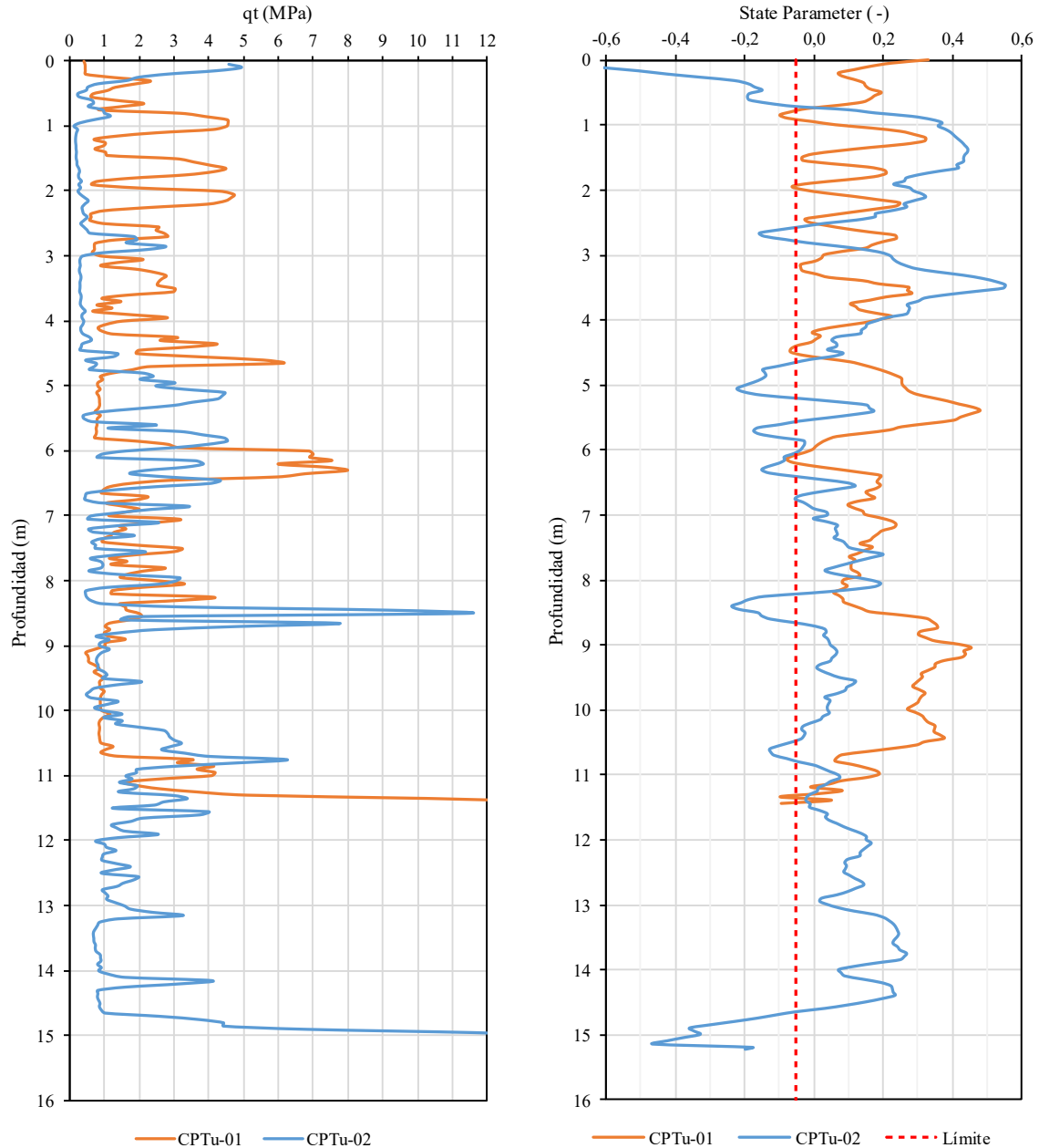


Figura 9.- Resistencia en punta y State Parameter CPTu 01 y 02.

En la gráfica de la izquierda de la Figura 9 se observa que el suelo en estudio es heterogéneo y presenta niveles de estratificación a distintas profundidades, atribuible principalmente a distintos periodos de depositación del material. Al realizar una comparación entre ambos ensayos, se observa que ambos presentan peak de resistencia a determinadas profundidades, aunque no existe una correlación clara. En grafica de la derecha de la Figura 9 se observa

que para ambos ensayos (CPTu-01 y CPTu-02) se obtiene mayoritariamente un comportamiento contractivo, ya que el parámetro de estado es superior a $\psi = -0.05$.

Adicionalmente, en la Figura 10 se presentan las mediciones de los ensayos CPTu-01 y CPTu-02 en el ábaco de Shuttle & Cunning, 2008.

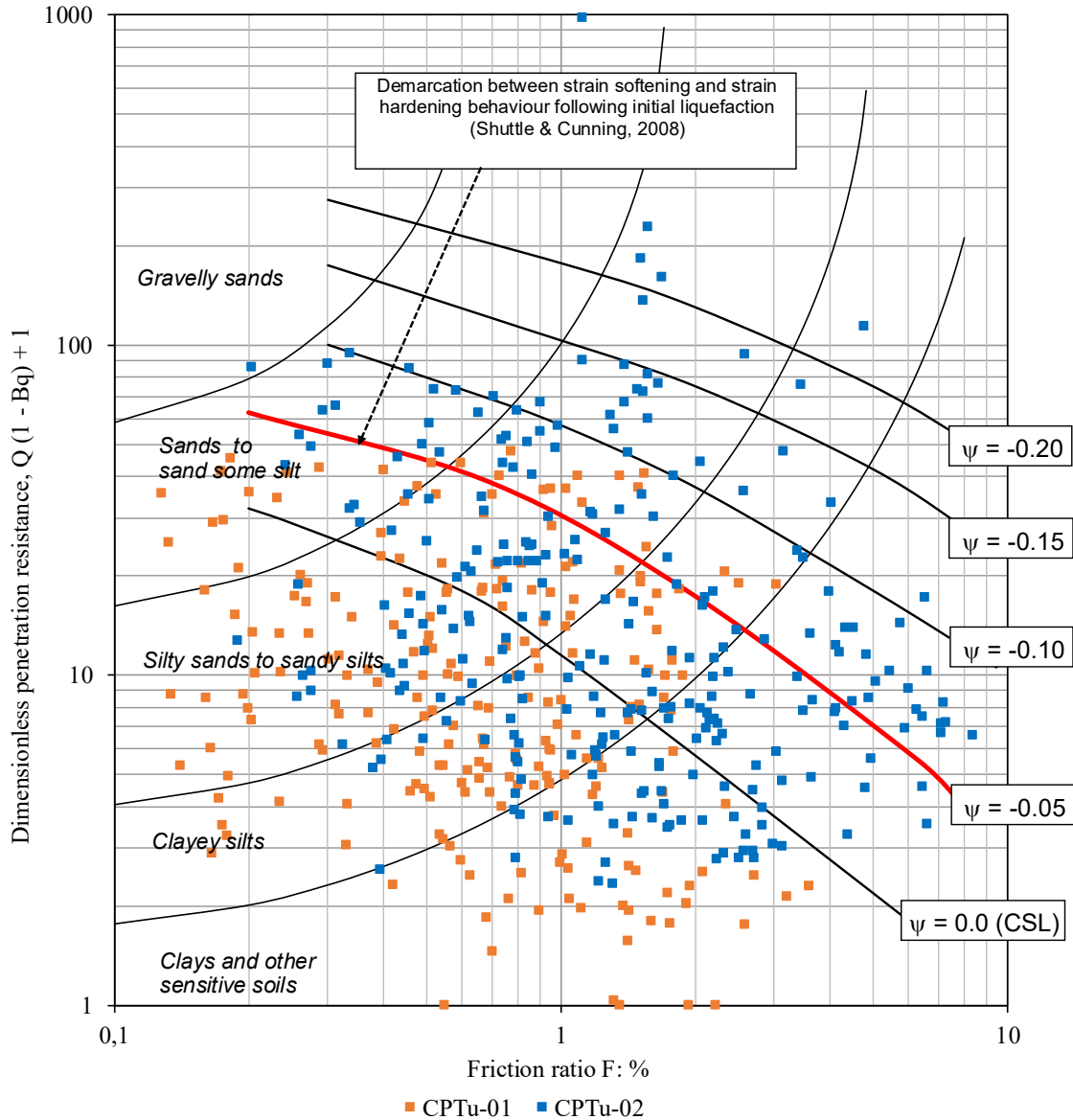


Figura 10.- Clasificación a partir de CPTu 01 y 02.

En la Figura 10 se observa una gran dispersión de los datos, aunque es posible reafirmar el comportamiento contractivo en la mayoría de los puntos analizados, sobre todo en el sondaje CPTu-01. Además, del gráfico también se desprende que la mayor parte de los suelos analizados corresponden a suelos finos con presencia de arenas, lo cual reafirma la clasificación descrita en el punto 4.3.1. Esta clasificación, contribuye a que la respuesta de estos materiales ante una eventual sollicitación sea no drenada producto de la baja permeabilidad que presentan este tipo de materiales.

4.3.6 Estimación Módulos de Deformación Elásticos

Se adopta un módulo de deformación elástico proveniente de campañas anteriores en el mismo relave, con un valor de Módulo de Young máximo, $E_{max} = 1500 [kg/cm^2]$, equivalentes aproximadamente a $E_{max} \approx 150 [MPa]$. Con un Coeficiente de Poisson $\nu = 0,4$.

4.3.7 Resumen de parámetros geotécnicos adoptados

La Tabla 15 resume los parámetros geotécnicos considerados y necesarios para la definición del material en estudio en la modelación.

Tabla 15.- Resumen parámetros geotécnicos – Suelo en estudio

ρ	σ_c	e	cc	cs	k	E_{max}	ν	ϕ'	c'	$\frac{S_{u peak}}{\sigma'_v}$	$\frac{S_{u res}}{\sigma'_v}$
$\left[\frac{t}{m^3} \right]$	$[kPa]$	$[-]$	$[-]$	$[-]$	$\left[\frac{cm}{s} \right]$	$[MPa]$	$[-]$	$[\circ]$	$[kPa]$	$[-]$	$[-]$
1,5	78	0,88	0,035	0,007	10^{-7}	150	0,4	33	0	0,25	0,074

4.4 Modelación de los materiales

A continuación se describen los modelos constitutivos utilizados para la modelación de la Barra T y del suelo en estudio.

4.4.1 Barra T

Para la modelación de la barra T se utilizan elementos Lagrangianos elásticos. De acuerdo con la materialidad descrita en el Capítulo 3.2, se considera que la barra es de acero inoxidable, por lo tanto esta tiene una densidad de $\rho = 7850 [kg/m^3]$, un modulo de elasticidad de $E = 210 [MPa]$ y un coeficiente de poisson de $\nu = 0,2$. Con la definición de estos parámetros se obtiene una condición favorable para la modelación, ya que se evitan deformaciones no deseadas en la barra durante la penetración, las cuales podrían incidir en los resultados esperados.

4.4.2 Suelo en estudio

Para analizar el suelo en estudio es fundamental utilizar modelos constitutivos precisos para representar fehacientemente el comportamiento del suelo durante la simulación. En la presente investigación se utilizan los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb, Cam Clay y Drucker-Prager.

El suelo en estudio se modela con elementos eulerianos isotrópicos que tienen un comportamiento inicial elástico lineal seguido de un comportamiento plástico en función del modelo constitutivo utilizado.

4.4.2.1 Mohr Coulomb

De acuerdo con lo descrito en el Capítulo 2.1, el modelo de Mohr-Coulomb es ampliamente empleado para describir el comportamiento del suelo en términos de resistencia al corte y

cohesión, considerando el ángulo de fricción y la cohesión como parámetros clave. Este modelo es efectivo para analizar suelos granulares y cohesivos, siendo útil en la predicción de fallas de corte. Los parámetros utilizados para la definición del modelo Mohr Coulomb son los presentados en la Tabla 16.

Tabla 16.- Resumen parámetros geotécnicos – Modelo Mohr Coulomb.

ρ	E	ν	ϕ'	c'	δ
$\left[\frac{t}{m^3}\right]$	[MPa]	[-]	[°]	[kPa]	[°]
1,5	15	0,4	33	0	0,1

Cabe destacar el valor del módulo de elasticidad estático se estima como el diez por ciento del valor máximo mostrado en la Tabla 15.

4.4.2.2 Cam Clay

Por otro lado, el modelo Cam Clay es utilizado generalmente para simular el comportamiento de suelos blandos y arcillosos en condiciones de consolidación y corte. Este modelo se basa en la teoría del estado crítico y es capaz de prever el comportamiento de suelos saturados, considerando aspectos como la compresibilidad y la dilatación durante la deformación.

En el modelo Cam Clay el estado crítico de una muestra de suelo se caracteriza por tres parámetros: el esfuerzo efectivo medio (p'), el esfuerzo desviador o esfuerzo cortante (q), y la razón de vacíos (e) (ver Figura 11). El esfuerzo efectivo medio se puede calcular como el promedio de los esfuerzos efectivos principales ($\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$) y el esfuerzo desviador como la diferencia cuadrática de estos. Para la etapa de corte de una prueba de compresión triaxial se cumple que $\sigma_1' \neq \sigma_2' = \sigma_3'$, por lo tanto el esfuerzo medio (p') y el esfuerzo desviador (q) quedan definidos según la ecuación (24) y ecuación (25), respectivamente:

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3} \quad (24)$$

$$q = \Delta\sigma_d = \sigma_1' - \sigma_3' \quad (25)$$

El criterio de falla utilizado en el modelo Cam Clay tiene el mismo significado que el criterio de fallo de Mohr - Coulomb (Ecuación (4)) considerando una cohesión nula. En donde se genera un recta de pendiente (M) tangente a las resistencias máximas alcanzadas para distintas presiones de confinamiento en el plano $p' - q$, como se muestra en la Figura 11.

La pendiente de la línea de estado crítico (M) en el plano $p' - q$ se relaciona con el ángulo de fricción interna según la ecuación (26):

$$\frac{\Delta q}{\Delta p'} = M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (26)$$

Cabe destacar que la superficie de fluencia del modelo Cam Clay está dado por una elipse de acuerdo con la Figura 11 y la ecuación (29):

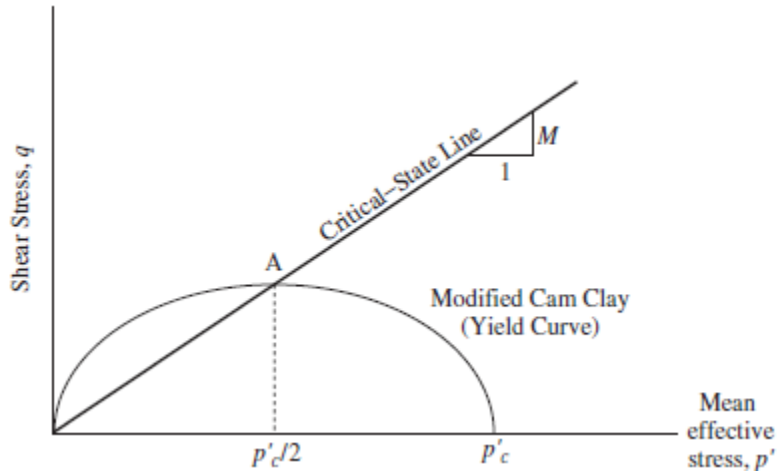


Figura 11.- Criterio de falla modelo Cam Clay, plano p-q.

$$\frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left(1 - \frac{\sigma_c'}{p'} \right) = 0 \quad (27)$$

En donde, el tamaño de la superficie de fluencia elíptica está controlada por la presión de preconsolidación (σ_c'). El comportamiento del suelo es elástico hasta que el estado de esfuerzo de la muestra de suelo (p', q) alcanza la superficie de fluencia (elipse). A partir de entonces, el suelo se comporta de manera plástica. Se debe tener en cuenta que la línea de estado crítico interseca la superficie de fluencia en el punto A de la Figura 11, ubicado en la parte superior de la elipse (y por lo tanto tiene el máximo q). También se debe tener en cuenta que la coordenada (p') de punto de intersección (punto A) es $(\sigma_c)/2$.

Los parámetros de entrada utilizados para la definición del modelo Cam Clay son los presentados en la Tabla 17.

Tabla 17.- Resumen parámetros geotécnicos utilizados – Modelo Cam Clay.

ρ	σ_c	e	cc	cs	v	ϕ'	c'
$\left[\frac{t}{m^3} \right]$	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[kPa]
1,5	78	0,88	0,035	0,007	0,4	33	0

Por último, en el modelo Cam Clay la deformación elástica volumétrica (ε_{vol}^{elas}) es una función del esfuerzo medio (p'). Además, el tamaño de la superficie de fluencia está completamente descrito por el esfuerzo medio (p'), en donde, la evolución de la superficie de fluencia está regida por la deformación plástica volumétrica ($\varepsilon_{vol}^{plast}$). La relación entre las deformaciones elásticas y plásticas con el esfuerzo medio se puede deducir a partir de la curva de consolidación isotrópica en el plano $e - \log p$. La cual se define completamente por

sus condiciones iniciales condiciones iniciales de σ_0 y e_0 , por la pendiente de consolidación normal ($cc = \lambda \ln 10$), y por la pendiente de descarga-recarga ($cs = \kappa \ln 10$).

En resumen, en la Tabla 18 se muestran los parámetros de entrada adicionales que definen completamente el modelo Cam Clay.

Tabla 18.- Resumen parámetros elásticos y plásticos – Modelo Cam Clay.

Parámetros Elásticos			Parámetros Plásticos				
Log Bulk Modulus	Poisson Ratio	Tenside limite	Log Plas Bulk Mod	Stress Ratio	Initial yield surface size	Wet yield surface size	Flow stress rate
κ	ν		λ	M			
$\frac{cs}{2,3}$	0,4	0	$\frac{cc}{2,3}$	$\frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$	$\frac{\sigma_0}{2}$	1	1

Considerar que no se ha definido una tensión límite para la superficie de falla y los parámetros de tamaño de superficie Wet Yield y el ratio de Flow Stress han sido definidos con un valor unitario.

4.4.2.3 Drucker Prager

En cuanto al modelo Drucker-Prager, se centra en la plasticidad del suelo, considerando la presión isotrópica y la resistencia al corte bajo cargas tridimensionales. Este modelo es útil para analizar el comportamiento de suelos en condiciones de carga compleja.

La superficie de falla de Drucker-Prager es representado en el plano $p' - t$ y se expresa de acuerdo con la ecuación:

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \tag{28}$$

La superficie de fluencia del modelo de plasticidad Drucker-Prager consta de tres partes: una superficie de falla de corte de Drucker-Prager, un zona elíptica (F_c) que interseca el eje del esfuerzo efectivo medio en ángulo recto y una región de transición suave entre la superficie de falla de corte y la zona elíptica (F_t), como se muestra en la Figura 12.

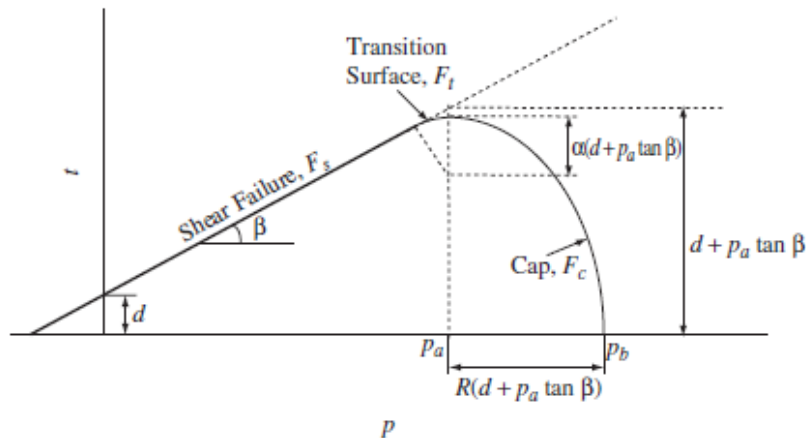


Figura 12.- Criterio de falla modelo Drucker Prager, plano p-t.

El comportamiento elástico se modela como elástico lineal utilizando la ley de Hooke generalizada. El inicio del comportamiento plástico está determinado por la superficie de fluencia y por la superficie de falla de Drucker-Prager.

Los parámetros de resistencia del criterio de falla de Mohr Coulomb (ϕ', c') obtenidos a través de los ensayos triaxiales se pueden transformar en los parámetros del modelo Drucker-Prager (β, d) de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$\tan \beta = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (29)$$

$$d = \frac{18c \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (30)$$

Los parámetros que describen el modelo Drucker Prager son los presentados en la Tabla 19.

Tabla 19.- Resumen parámetros elásticos y plásticos – Modelo Drucker Prager.

Parámetros Elásticos			Parámetros Plásticos		
Log Bulk Modulus κ	Poisson Ratio ν	Tenside limite	Angle of friction β	Flow stress rate	Dilation Angle δ
$\frac{cs}{2,3}$	0,4	0	53	1	0,1

Al igual que en el caso del Modelo Cam Clay, se debe considerar que no se ha definido una tensión límite para la superficie de falla y el ratio de Flow Stress se define con un valor unitario.

4.5 Calibración de los modelos constitutivos

Con el objetivo de que la respuesta obtenida por el software en la modelación de la penetración de la barra T represente el comportamiento de los materiales lo más cercano a la realidad, se verifica que los parámetros adoptados para cada uno de los modelos constitutivos sean los adecuados (ver Tabla 16, Tabla 18 y Tabla 19).

Para ello, se crea en el software ABAQUS una representación del ensayo triaxial consolidado drenado, en donde se define una probeta de 5 cm de diámetro por 10 cm de altura, al igual que las probetas utilizadas en los ensayos mostrados en el Capítulo 4.3. A esta probeta se le imponen las condiciones de borde del ensayo, es decir, para la etapa de consolidación se establece una presión de confinamiento alrededor del manto de la probeta y de su cara superior igual a la presión del ensayo real, se impone una restricción de movimiento en su cara inferior, además se permite la disipación de presión de poros en todo momento imponiendo una presión nula tanto en la cara superior como inferior de la probeta. Por otro lado, se definen campos predefinidos para el inicio de la simulación, es decir, se impone una presión inicial igual a la presión de confinamiento en toda la probeta y además se establece la relación de vacíos inicial del ensayo. Para la etapa de corte, se impone un desplazamiento

en la cara superior de la probeta equivalente a la deformación axial registrada en la prueba real. Lo anterior queda relacionado con la cantidad de pasos definidos para la simulación en la etapa de corte, ya que los pasos definidos deben ser suficientes para permitir la disipación de la presión de poros. Respecto a los elementos que conforman el material se establecen elementos tipo C3D20RP predefinidos en el software, correspondiente a elementos cuadráticos del tipo “pore/fluid stress”, con integración reducida. El mallado ocupado para los elementos tiene una distribución circular con un tamaño mínimo de elemento de 0,01 m.

En la Figura 13 se presenta la respuesta grafica de uno de los ensayos simulados, en particular se muestra, el tipo de malla utilizada, la variación de esfuerzos verticales y el cambio volumétrico que experimenta la probeta durante el ensayo, considerando el modelo constitutivo Cam Clay y una presión de confinamiento de 3 kg/cm^2 .

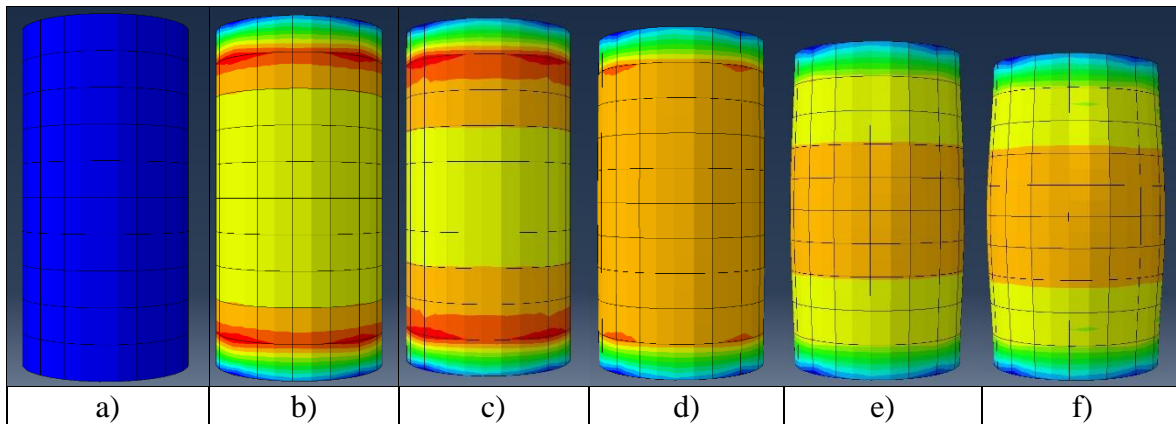


Figura 13.- Variación en nivel de esfuerzo y deformación volumétrica, ensayo triaxial drenado, modelo Cam Clay.

En la Figura 13 se observa que el comportamiento del ensayo es el esperado, en donde existe cambio en la distribución de esfuerzos dentro de la probeta desde la letra (a) a la letra (f). Inicialmente (letra a) se observa que la distribución de esfuerzos es uniforme, luego la distribución cambia, generando un aumento en estos respecto a la presión de la cámara, inicialmente se observa que los esfuerzos son máximos en los extremos de la probeta. En la etapa final se observa que la generación de esfuerzos se concentra en el centro de la probeta.

Además, en la Figura 13 es visible el cambio volumétrico que presenta la probeta lo largo del ensayo desde la letra (a) a la letra (f), dado que al aplicar la carga axial a la muestra de suelo se produce una deformación tanto lateral como axial. Producto que la probeta tiene la restricción de movimiento en su cara inferior, la deformación axial de la probeta es visible en la cara superior de esta.

En la Figura 14 se presenta el esfuerzo desviador versus la deformación axial de las probetas confeccionadas a partir del material proveniente de Calicata 2, anteriormente descrita en el Capítulo 4.3. Además, en el grafico se incluyen los resultados obtenidos de las simulaciones en el software para las distintas presiones de confinamiento ($1, 3, \text{ y } 5 \text{ kg/cm}^2$), para cada uno de los modelos constitutivos utilizados.

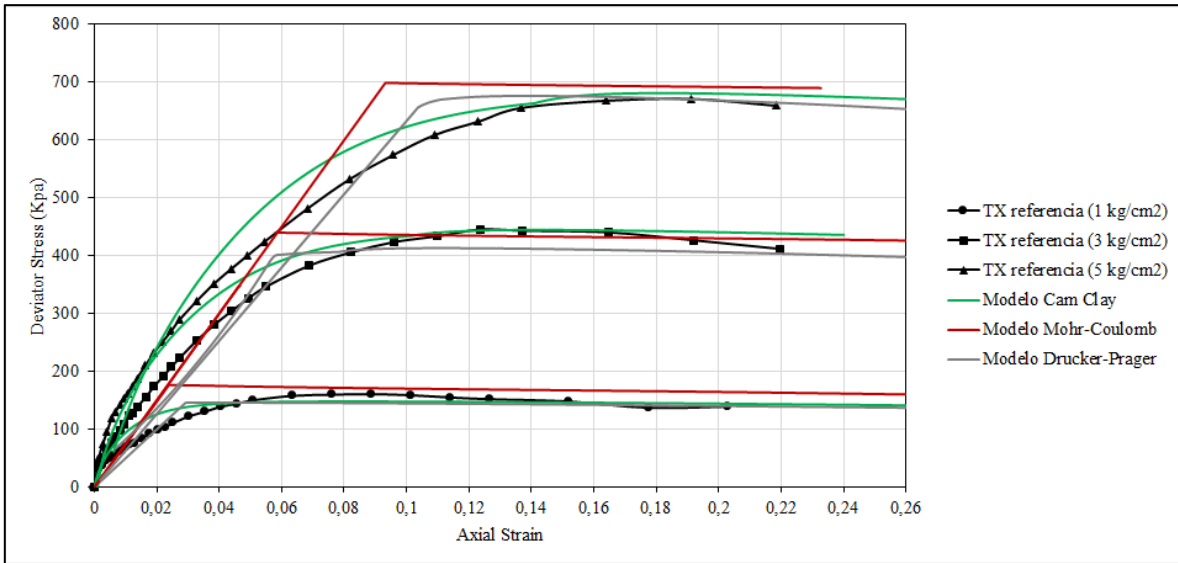


Figura 14.- Esfuerzo desviador vs deformación axial, ensayo triaxial drenado.

En la Figura 14 se observa que el ajuste logrado mediante el software para cada uno de los modelos constitutivos utilizados es en general similar con el comportamiento observado en las probetas ensayadas en laboratorio.

Se observa que los modelos Mohr Coulomb y Drucker Prager presentan un comportamiento elástico y plástico fácilmente diferenciable para un cierto nivel de deformación, generando un quiebre en la curva de deformación. Se observa que cuando se genera esta cambio, es donde los resultados de la modelación presentan mayores diferencias en relación con las pruebas de referencia de laboratorio. Al contrario, se observa que el modelo Cam Clay presenta un ajuste con mayor precisión para todos los niveles de deformación.

Con respecto a las resistencias máximas alcanzadas, en general se observa que los tres modelos son capaces de estimar de manera adecuada los valores de referencia. En particular se observa que el modelo Mohr Coulomb tiende a sobreestimar ligeramente la resistencia quedando por sobre las pruebas de referencia en los casos de 1 y 5 kg/cm^2 . Por otra parte, se observa que sucede el efecto contrario para el modelo Drucker Prager para los casos 1 y 3 kg/cm^2 . Aun así, los ajustes se consideran aceptables.

En cuanto a la deformación máxima alcanzada, este varía en cada una de las curvas producto de la cantidad de pasos definidos para cada una de las pruebas. Por lo tanto, no es un efecto propio de los modelos constitutivos utilizados.

4.6 Análisis de resultados

En el presente capítulo se muestran los resultados de la simulación. A continuación se analizan los datos, gráficos y conclusiones derivadas de la interacción entre la penetración de la barra T y el suelo. Se profundiza en la interpretación de los resultados, su precisión y validez, así como en la extracción de información relevante desde la simulación.

A modo de resumen, de acuerdo con lo descritos en los capítulos anteriores, la simulación se compone de dos partes principales: los elementos lagrangianos para la barra T y los elementos eulerianos para el suelo, cada uno definido por modelos constitutivos para representar el comportamiento del material ante esfuerzos y deformaciones. Estas partes interactúan en dos etapas claramente definidas; la primera, una etapa geostática para el cálculo de esfuerzos en el suelo, y la segunda, enfocada en la penetración del suelo. En esta segunda etapa, el objetivo primordial es determinar la resistencia en punta de la barra T, a fin de estimar la resistencia no drenada del suelo.

4.6.1 Comprobación de condición geostática

En la primera etapa de la modelación se impuso una condición inicial geostática, esta condición se comprueba numérica y gráficamente en los resultados de la modelación. Por ejemplo, en la Figura 15 se muestra la distribución de presiones efectivas del suelo para una columna de suelos de 2,5 m. En donde el suelo se encuentra en equilibrio y las tensiones aumentan linealmente en profundidad.

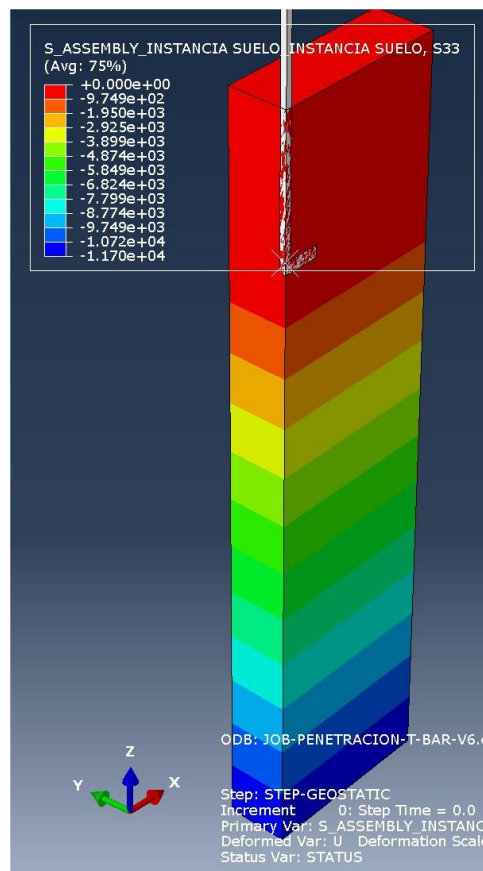


Figura 15.- Comprobación condición geostática

Como se mencionó anteriormente, la modelación se establece como un modelo cuarteado, por lo tanto, cabe destacar que la imagen mostrada en la Figura 15 corresponde a un cuarto del modelo completo.

4.6.2 Comprobación de la sollicitación

Respecto a la sollicitación impuesta para la segunda etapa de la modelación, se comprueba el desplazamiento resultante y la velocidad de penetración de la barra T.

En primer lugar, en la respuesta del modelo se verifica el desplazamiento mediante el análisis del desplazamiento vertical del punto de referencia de rigidez definido para la barra T. Este punto también es de utilidad para determinar las fuerzas actuantes sobre la barra T, punto que será analizado más adelante. En general en la respuesta del modelo se alcanza el valor predefinido de penetración, con una variabilidad de no más del 1%.

En segundo lugar, en la respuesta del modelo se verifica la velocidad de penetración de la barra T definida previamente como una sollicitación para la etapa de penetración del modelo. Si bien, la velocidad definida en el Capítulo 3.4 es a una tasa constante de 20 [mm/s], también se evalúan los efectos en la respuesta que se producen al variar esta velocidad, los cuales se presentan más adelante en el Capítulo 4.7. Al igual que en el caso del desplazamiento, se comprueba la velocidad de desplazamiento mediante el análisis del punto de referencia de rigidez definido para la barra T. En la Figura 16 se muestran varios casos de análisis, para los cuales la velocidad de penetración es de 0,02 [m/s] y 0,2 [m/s].

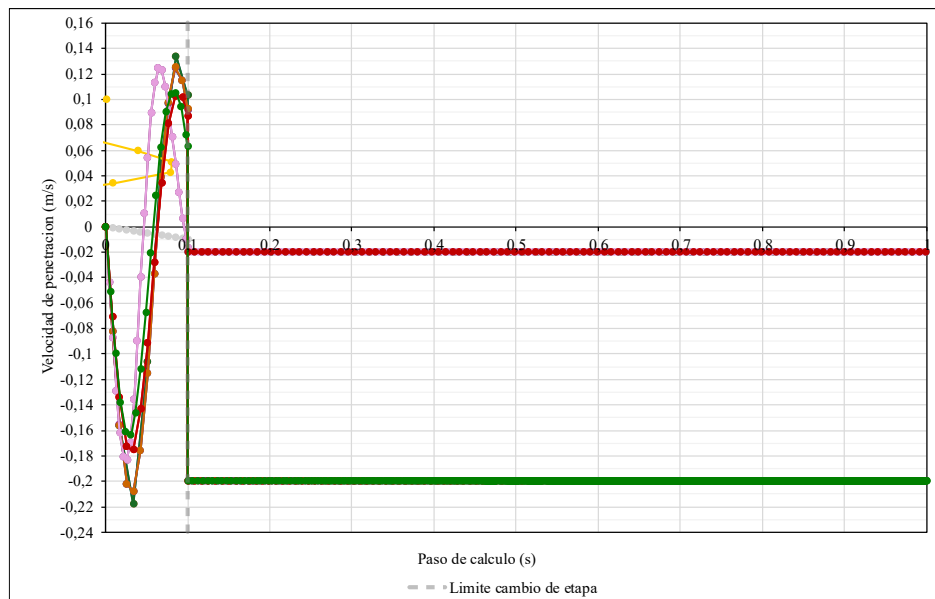


Figura 16.- Velocidad de penetración

En la Figura 16 se observan ambas etapas de la simulación. La etapa geostática tiene un paso de cálculo de 0,1 (s), luego de esta etapa comienza la etapa de penetración. Cabe destacar que la Figura 16 muestra que la etapa de penetración se mantiene hasta 1 (s) como paso de cálculo, esto se debe a que el gráfico está cortado en este valor con el objetivo de poder visualizar la primera etapa de la simulación. El tiempo del paso de cálculo depende del caso analizado y de la profundidad de penetración.

En la primera etapa se observa un oscilación en torno a el valor 0 (m/s), producto de que se restringe el movimiento de la barra T. Por otro lado, en la segunda etapa se observa una velocidad constante, es decir, sin aceleración a través de los pasos de cálculo cumpliéndose la condición impuesta inicialmente.

Por lo tanto, de acuerdo con el comportamiento observado respecto al desplazamiento como a la velocidad impuesta en la barra T, se considera que la respuesta es válida para los parámetros de desplazamiento definidos.

4.6.3 Comprobación del desarrollo del mecanismo de Flujo Total / Full Flow

Una vez comprobada las solicitaciones de desplazamiento se comprueba que el mecanismo de flujo total se desarrolle. De acuerdo con lo descrito en el Capítulo 3.5 el mecanismo de flujo total solo está operativo a partir de una cierta profundidad de penetración y bajo ciertas condiciones. El mecanismo de flujo total no se desarrolla inmediatamente cuando comienza la penetración, ya que en el comienzo de la penetración predomina una falla global, la cual empuja y levanta el suelo circundante (Figura 17, imagen a y b). Luego se desarrolla una etapa parcial del flujo total, la cual se caracteriza por la presencia de un vacío estable en la corona del penetrómetro de barra T (Figura 17, imagen c y d), la cual se denomina mecanismo de flujo de cavidad profunda (mecanismo que predomina en el CPT). En el momento en que el suelo llega a la corona de la barra en T, y la brecha de suelo se cierra, el mecanismo de flujo de cavidad profunda finaliza y el mecanismo de "full-flow" se considera que está en funcionamiento (Figura 17, imagen e y f).

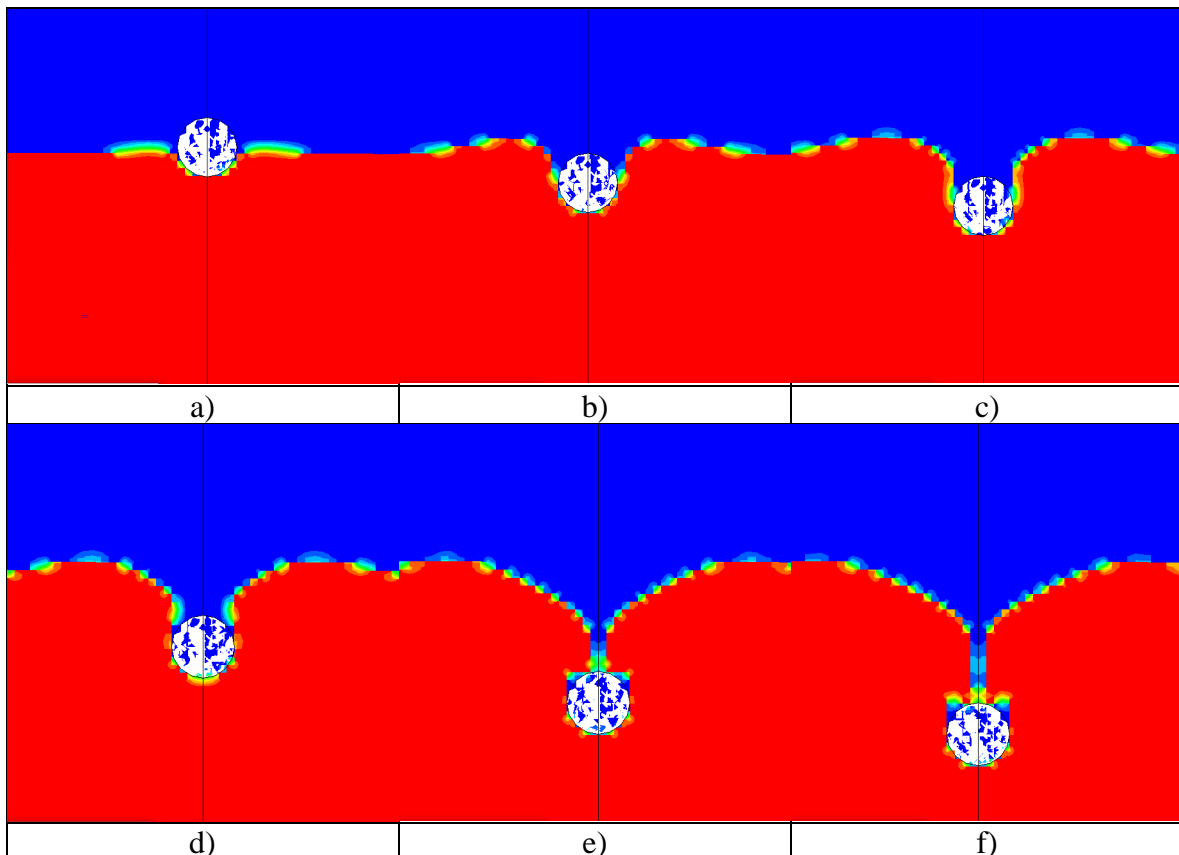


Figura 17.- Desarrollo de mecanismo Full Flow.

Cabe destacar que en la Figura 17 se muestra en color rojo el espacio ocupado por el suelo y en color azul el espacio vacío, los colores intermedios representan una densidad intermedia. Además, la Figura 17 muestra un corte transversal de la barra T, el cual se encuentra a un cuarto de la longitud total de la base, es decir, a 62,5 (mm) desde uno de sus extremos.

Por otro lado, también se analizan las velocidades resultantes de los elementos de suelo circundantes a la barra T, en la Figura 18 se observa la evolución del mecanismo de flujo total. En la primera imagen (a) se observa que las direcciones de velocidad de los elementos son mayoritariamente en el mismo sentido que la dirección de movimiento de la barra T. Esta condición cambia en las imágenes (b) y (c), ya que se observa la generación de un área esférica circundante a la barra T, en donde las direcciones de las velocidades de los elementos envuelven a la barra T a medida que esta avanza. En particular en la imagen (c) se observa la generación de un arco casi completo alrededor de la barra, lo cual representa el desarrollo del mecanismo de flujo total.

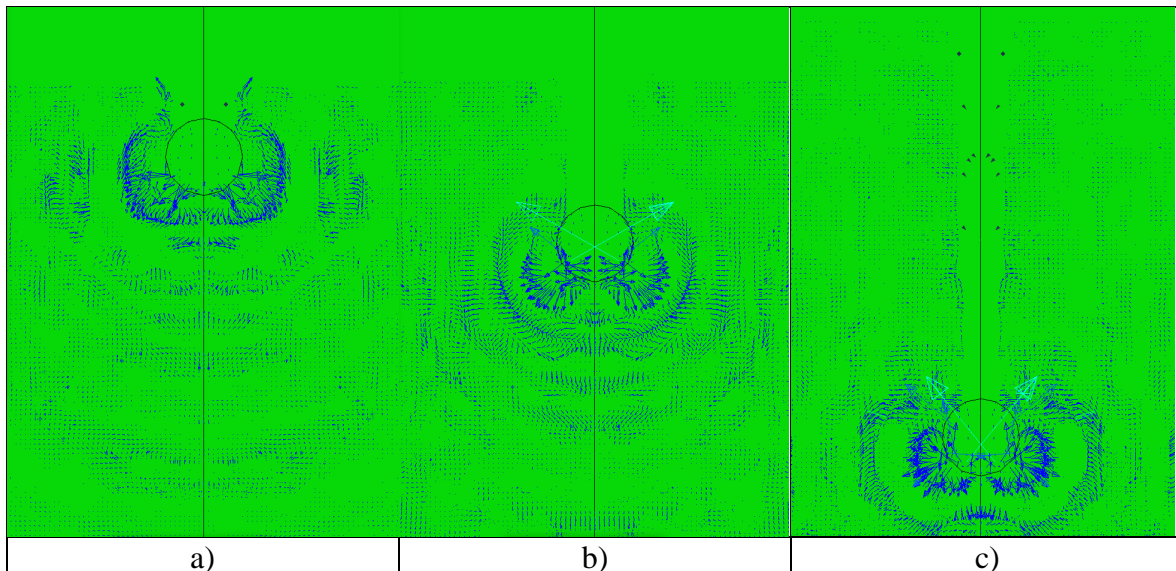


Figura 18.- Desarrollo de velocidades.

Cabe destacar que visualmente se observa que el mecanismo de flujo total se desarrolla completamente a una profundidad de penetración de aproximadamente entre 5 a 7 diámetros de barra. Luego, para mayores profundidades de penetración se observa que el mecanismo de falla no cambia para un material homogéneo.

4.6.4 Distribución de presiones

También se analiza la distribución de presiones generada bajo la barra T durante la penetración, la cual se asemeja a la distribución de presiones generada bajo una fundación cargada, es decir, se genera un bulbo de presiones generado debido a la transferencia de carga desde la barra T hacia el suelo subyacente. Se observa que el bulbo de presiones tiene forma de campana, con el máximo de presión en el centro de la zona cargada y disminuyendo a medida que nos alejamos de este punto central. Luego de algunos análisis, se observa que el tamaño y la forma del bulbo de presiones dependen de varios factores, como la velocidad de penetración, la geometría de la barra T y las propiedades del suelo.

En la Figura 20 se muestra la evolución del desarrollo del bulbo de presiones generado durante la penetración de la barra T.

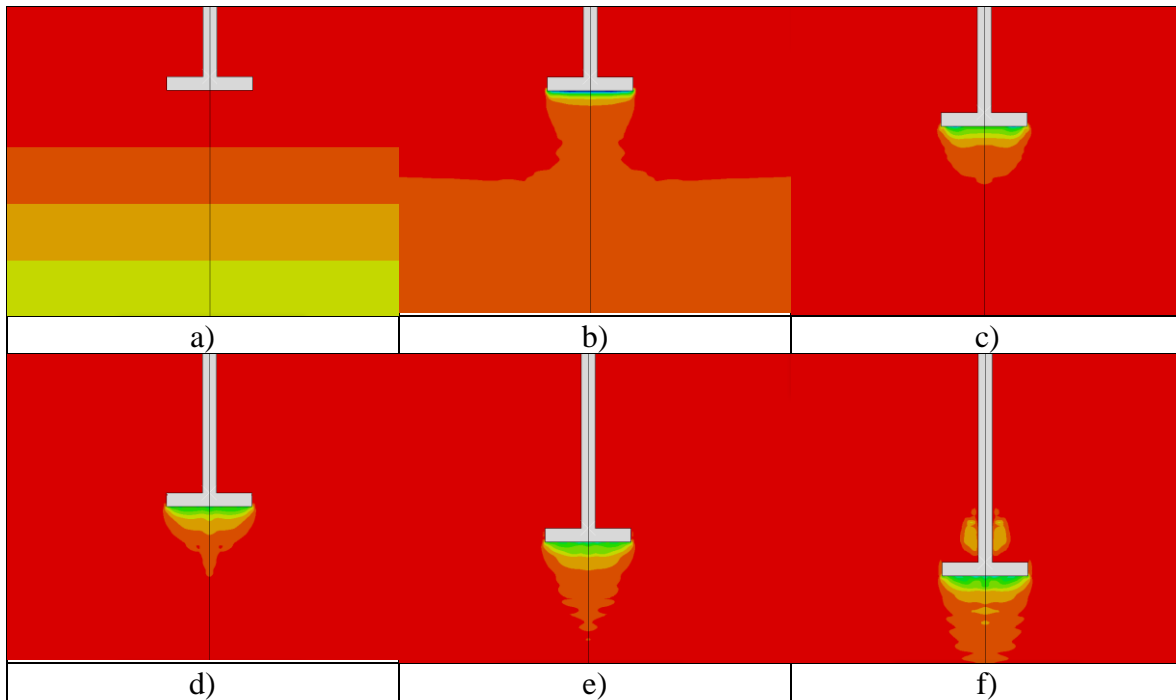


Figura 19.- Desarrollo bulbo de presiones.

En la imagen (a) se muestra la distribución de presiones para la primera etapa de la modelación, condición geostática. En la imagen (b) se observa el comienzo de la generación de sobrepresiones por debajo de la base de la barra T. En la imagen (c) y (d) se observa que el bulbo de presiones alcanza valores máximos en el centro de la base de la barra T, mientras que hacia los extremos las sobrepresiones generadas son menores. En la imagen (e) y (f) se observa que la extensión en profundidad del bulbo de presiones se estabiliza, alcanzado profundidades de en torno a 5 a 7 diámetros de barra T. Por último, en la imagen (f) se observa sobre la barra T la generaciones de presiones producto del desarrollo del mecanismo de flujo total descrito en los puntos anteriores.

4.6.5 Resistencia medida, q_{Tbar}

En la modelación resulta crucial definir puntos característicos que permitan evaluar el comportamiento de las variables medidas. Al definir un punto característico de referencia, se establece una base desde la cual se pueden analizar y comparar diferentes escenarios, lo que contribuye a una evaluación más precisa y detallada de la resistencia del suelo. En este contexto, de acuerdo con lo descrito en el Capítulo 4.2 se estableció un punto de referencia en la barra T con el objetivo de medir la resistencia que ejerce el suelo hacia la barra T durante la penetración (q_{Tbar}), de manera similar a la resistencia en punta del ensayo CPT. La resistencia que el suelo ejerce hacia la barra T es fundamental para comprender la resistencia al corte según lo descrito en el Capítulo 3.7.

Para calcular la resistencia ejercida por el suelo (q_{Tbar}), se debe tener en cuenta que como resultado de la modelación el software entrega la resultante de la sumatoria de las fuerzas (Q_{Tbar}). Por lo tanto, para obtener la resistencia se debe ocupar la ecuación (31):

$$q_{Tbar} = \frac{Q_{Tbar}}{A_p^{Tbar}} \quad (31)$$

De acuerdo con lo descrito en el Capítulo 3.2, A_p^{Tbar} corresponde al área proyectada de la barra T.

En la Figura 20 se presenta una comparación de la resistencia medida (q_{Tbar}) en función del modelo constitutivo utilizado para representar el suelo en estudio.

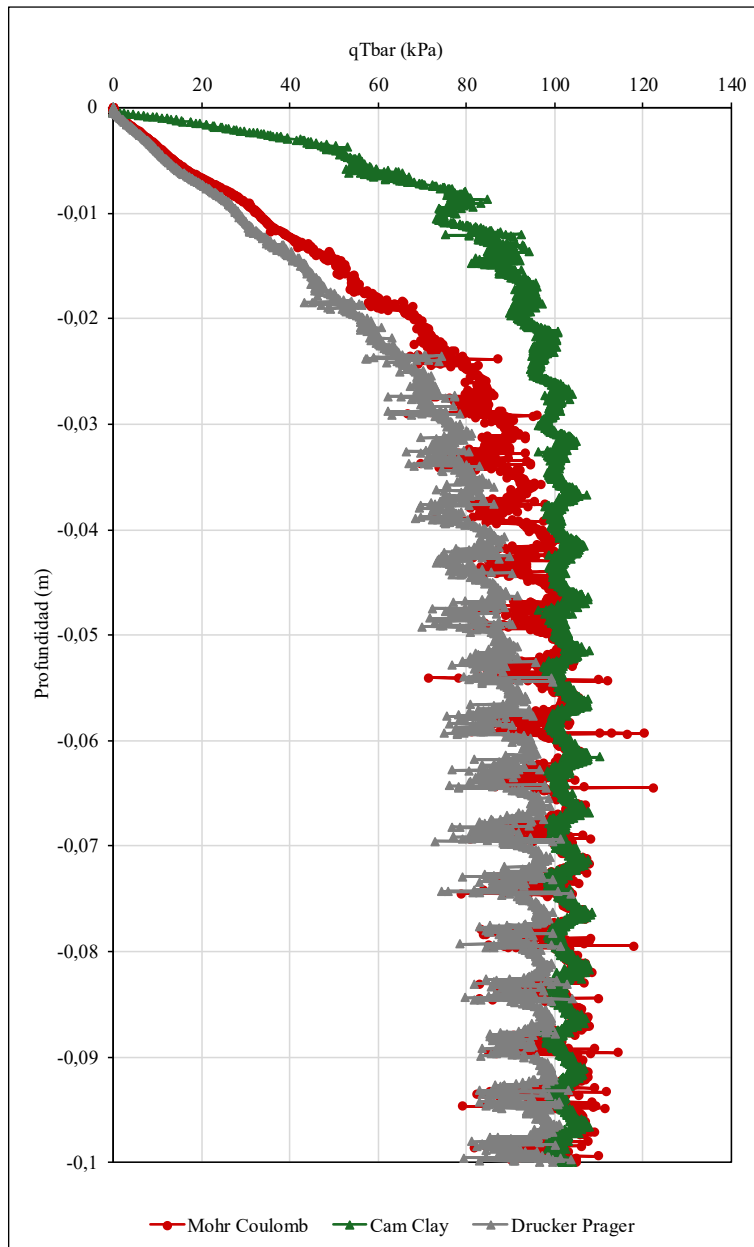


Figura 20.- Resistencia medida q_{Tbar} en función del modelo constitutivo.

En la Figura 20 se observa que para los tres modelos constitutivos utilizados crece la resistencia medida (q_{Tbar}) en función del avance de la penetración de la barra T hasta llegar un valor estable. El modelo Cam Clay se diferencia de los otros dos, al alcanzar un valor

estable a una profundidad menor de penetración. Además se observa que para los tres modelos constitutivos utilizados se alcanza un comportamiento oscilante entorno a un valor de 100 [kPa] a los 10 [cm] de profundidad. Cabe destacar que la gráfica se presenta hasta los 10 [cm] de profundidad, ya que el comportamiento observado se mantiene prácticamente constante en profundidad, para pequeñas profundidades. En cuanto a la oscilación, se observa que el modelo Drucker Prager genera una mayor oscilación en la respuesta, siendo el modelo Cam Clay el más estable en la respuesta. En cuanto al modelo Mohr Coulomb se observa que genera valores puntuales fuera de la tendencia.

4.6.6 Obtención del factor de barra, N_b

En función de los datos mostrados en la Figura 20 se puede determinar el factor de barra (N_b) de acuerdo con la ecuación (18), los valores obtenidos se muestran en la Figura 21. En donde se muestran tres curvas, cada una de ellas es la respuesta obtenida para los diferentes modelos constitutivos utilizados en la modelación.

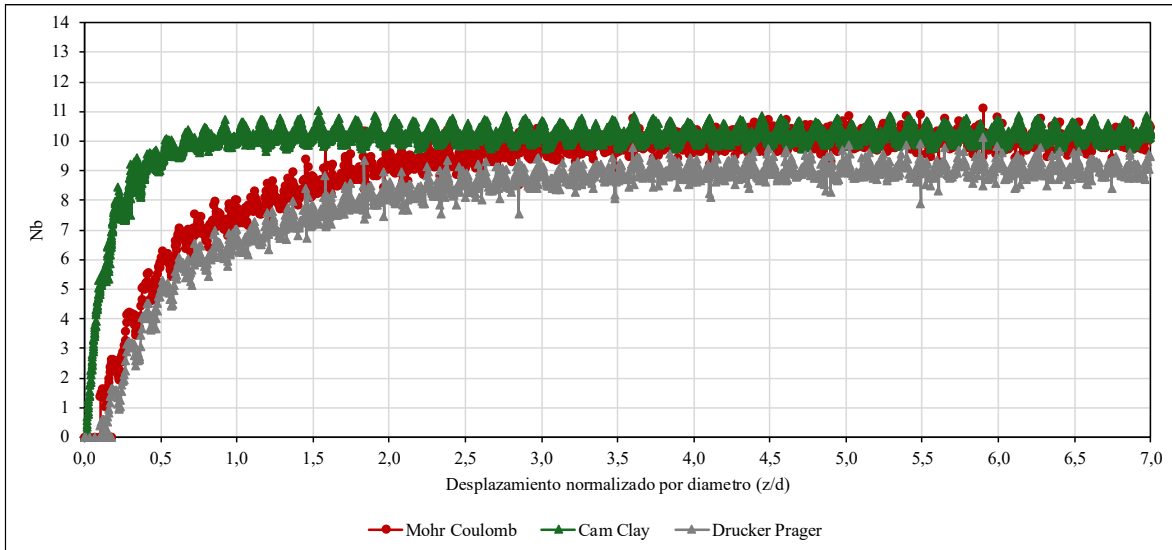


Figura 21.- Factor de barra en función del modelo constitutivo

De las curvas mostradas en la Figura 21 se desprende que los modelos Mohr Coulomb y Cam Clay se establecen con un valor de barra en promedio entre 9,5 y 11. Mientras que para el modelo Drucker Prager, se obtiene un valor de 8,5 y 9,5. Si bien se observa una gran oscilación en la respuesta, los valores obtenidos tienen una concordancia aceptable con el orden de magnitud del factor de barra reportado por diversos autores, de acuerdo con lo mostrado en la Tabla 11 del Capítulo 3.6. En función de esta información, se observa que los valores obtenidos son ligeramente menores en la modelación para un suelo caracterizado como relave, en torno a un 5 a 10%, en comparación con los valores reportados para suelos marinos, en donde tradicionalmente se utiliza la barra T.

4.6.7 Obtención de la resistencia al corte no drenada

En la Figura 22 se muestra la resistencia al corte no drenada normalizada por el esfuerzo vertical efectivo, obtenida a partir de la modelación del ensayo de barra T para una profundidad de penetración de 4 metros, los resultados son derivados utilizando el modelo

constitutivo Mohr-Coulomb. Estos resultados se comparan con la respuesta obtenida de los ensayos CPTu y ensayos Triaxiales previamente descritos en el Capítulo 4.3. Si bien, anteriormente se describió la respuesta para los modelos constitutivos Cam-Clay y Drucker-Prager, esta comparativa se enfoca exclusivamente en el modelo Mohr-Coulomb. Esto se debe a que la respuesta resulta equivalente o muy similar y además se debe considerar que el tiempo de cómputo empleado en una penetración de 4 metros es de gran envergadura, ya que este aumenta proporcionalmente con la profundidad de penetración.

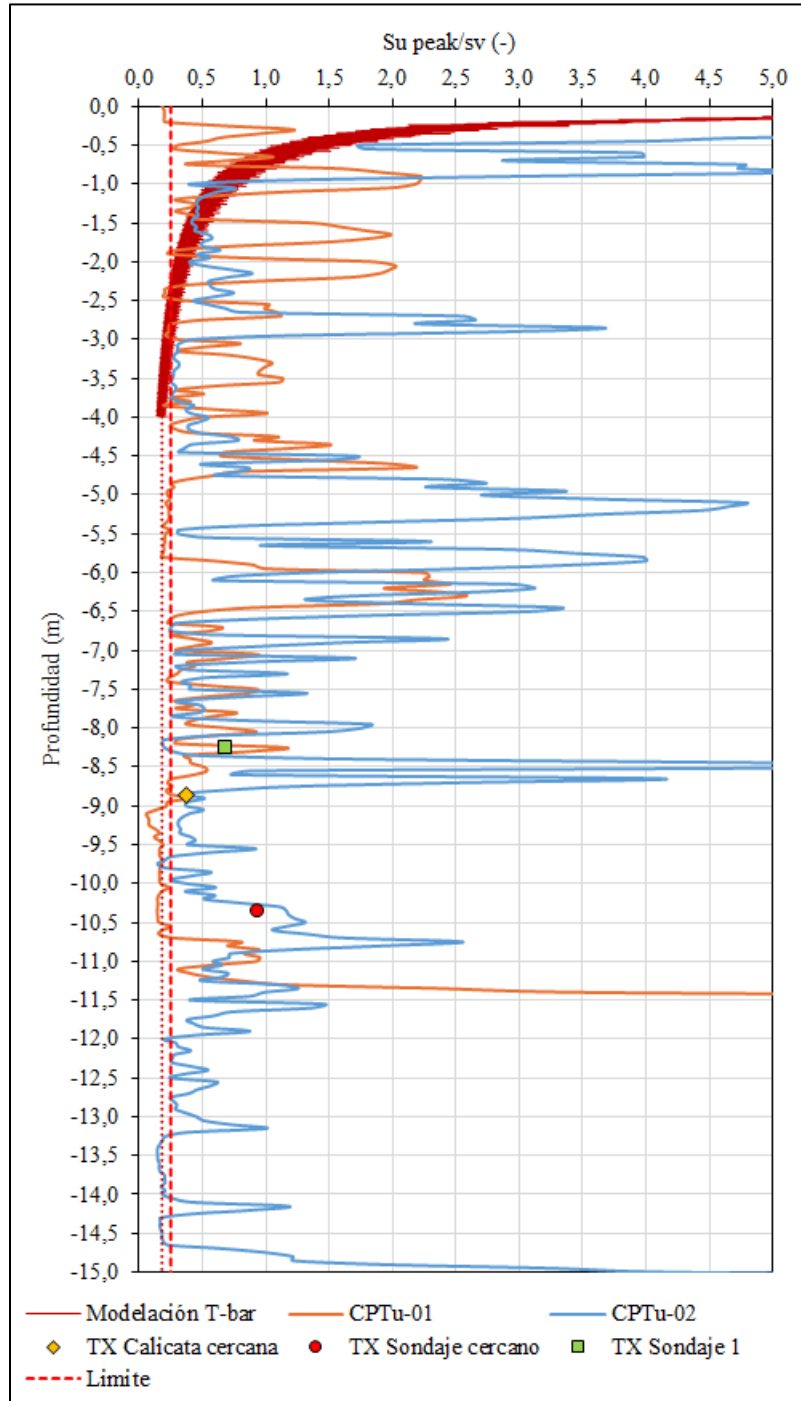


Figura 22.- Resistencia al corte normalizada por esfuerzo efectivo.

En primer lugar, se debe considerar que en la Figura 22 no es posible observar el comportamiento creciente que presenta la resistencia al corte normalizada en los primeros centímetros de penetración (menos de 10 cm) producto del aumento de la resistencia en punta registrada (q_{Tbar}) versus el bajo nivel de esfuerzo vertical efectivo existente en dicha zona. Caso contrario ocurre, para una mayor profundidad de penetración (más de 25 cm) en donde se visualiza una tendencia decreciente de la resistencia al corte normalizada a medida que se aumenta la profundidad de penetración, comportamiento que se observa hasta aproximadamente los 2,5 m de profundidad (curva decreciente).

Luego, se observa que la resistencia al corte no drenada normalizada obtenida de la simulación comienza a estabilizarse en torno a un valor cercano a $S_{uTbar}/\sigma'_v = 0,18$ a partir de los 2,5 m de profundidad en adelante. Comportamiento que se observa hasta el término de la modelación en los 4 m de profundidad de penetración. Posterior a esta profundidad, en la Figura 22 se establece una línea punteada de color rojo, la cual representa el comportamiento esperado de la modelación para profundidades mayores.

Es importante resaltar que los resultados de la resistencia al corte normalizada obtenidos mediante la modelación exhiben una oscilación significativa, del mismo modo como se observó en la Figura 20. Esta oscilación, junto con la extensa cantidad de pasos requeridos para una representación precisa del ensayo, se traducen en una gran cantidad de datos por centímetro de desplazamiento. Por lo tanto, la curva representada en la Figura 17 se visualiza más ancha en comparación con las demás curvas del gráfico.

A modo de comparación, el resultado obtenido mediante la modelación del ensayo muestra una resistencia al corte normalizada inferior en relación con la resistencia al corte normalizada estimada a partir de los ensayos CPTu. Esta última puede aproximarse a un valor cercano a $S_{uTbar}/\sigma'_v = 0,25$, como se describe en el Capítulo 4.3 y se muestra a través de la curva "Límite" en la Figura 22.

De igual modo, se destaca que las resistencias al corte normalizadas derivadas de los ensayos triaxiales son superiores a las estimadas tanto por los ensayos CPTu como por los resultados proyectados de la modelación para las profundidades de referencia.

Por último, notar que las diferencias descritas entre los resultados de la simulación y los ensayos reales en terreno son esperables debido a la simplificación de la modelación frente a la complejidad y variabilidad que presenta un suelo real, donde se pueden incluir factores como la heterogeneidad del suelo, variabilidad de propiedades geotécnicas y condiciones no consideradas en el modelo, junto con aspectos operativos y errores humanos en los ensayos de campo.

4.7 Sensibilidad de los resultados

Con el objetivo de evaluar la sensibilidad de los resultados mostrados anteriormente en el Capítulo 4.6, a continuación se analizan diversos aspectos y parámetros definidos en la modelación que pueden influenciar los resultados esperados. Principalmente se evalúa el efecto sobre el factor de barra (N_b).

4.7.1 Tamaño de malla

El tamaño de malla en el modelo es un factor crucial que influye en la precisión y la eficiencia de la simulación. Una malla más fina, con elementos más pequeños, puede capturar mejor detalles y variaciones en el comportamiento de la simulación, lo que puede resultar en resultados más precisos. Sin embargo, una malla muy fina puede incrementar significativamente la demanda computacional, aumentando el tiempo de cálculo. Por otro lado, una malla más gruesa puede acelerar el cálculo, pero puede perder detalles importantes en el análisis. En específico, durante el desarrollo del estudio se iteró hasta encontrar un tamaño de malla que fuera adecuado para representar el Flujo Completo o “Full Flow” del penetrómetro durante la penetración.

En la Tabla 20 se presentan los tamaños de elementos utilizados en 4 casos distintos de análisis para una misma distancia de penetración. En la Figura 23 se muestran los factores de barra obtenidos para los 4 casos analizados.

Tabla 20.- Sensibilidad tamaño de elementos.

Caso	Tamaño elementos de la malla [m]					
	Suelo					Barra T
	X Min.	X Max.	Y Min.	Y Max.	Z	X, Y, Z
Suelo Grueso + Barra Medio	0,01	0,05	0,01	0,02	0,01	0,01
Suelo Medio + Barra Medio	0,005	0,025	0,005	0,01	0,005	0,01
Suelo Medio + Barra Fina	0,005	0,025	0,005	0,01	0,005	0,005
Suelo Fino + Barra Medio	0,0025	0,005	0,0025	0,002	0,0025	0,01

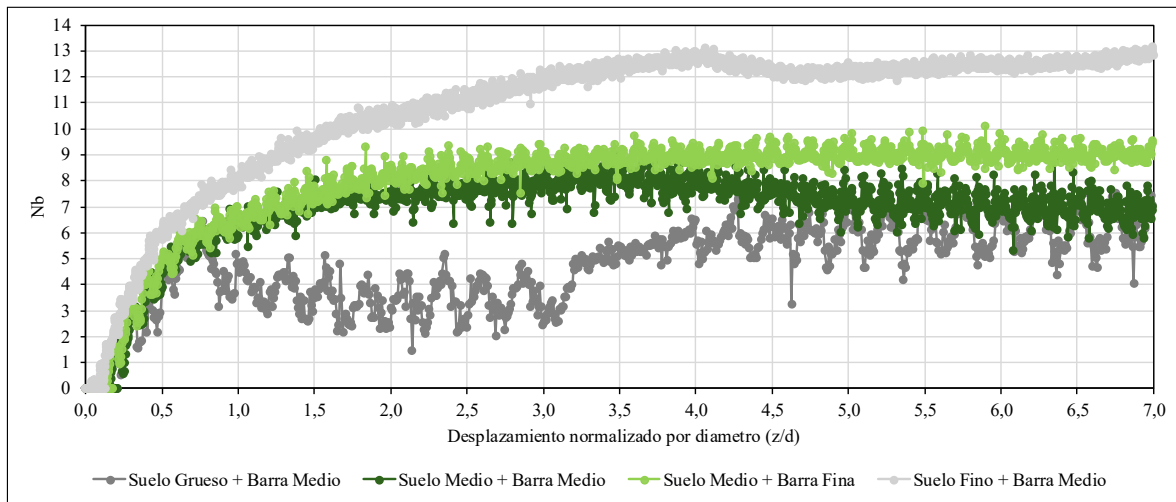


Figura 23.- Factor de barra en función de tamaño de elemento

En la Figura 23 se observa que para el caso de tamaño de elemento de malla más grueso, se presenta una gran oscilación en los resultados y además la respuesta no representa completamente el comportamiento esperado (curva gris oscuro). Así mismo, cuando la malla del suelo es muy fina se genera una sobre resistencia producto de que no se permite el desarrollo del mecanismo de flujo completo (curva gris claro). En cambio, para los casos de

un tamaño de elemento de malla intermedio se observa menor oscilación y además los resultados obtenidos representan el comportamiento esperado (curvas verdes). Por último, se observa que la respuesta es más precisa cuando el tamaño de elemento de malla de la barra T es del mismo tamaño que los elementos de suelo (curva verde claro).

Cabe destacar que mientras el tamaño de elemento de malla del suelo el más fino, los tiempos de cálculo aumentan considerablemente. Este mismo efecto se genera en menor medida al disminuir el tamaño de elemento de malla de la barra T, lo anterior producto de que la cantidad de elementos preponderantes en el modelo corresponden a elementos de suelo.

4.7.2 Velocidad de penetración

La velocidad de aplicación de una carga externa en el análisis está directamente relacionada con la cantidad de pasos definidos en la modelación de elementos finitos. Si la carga externa se aplica de manera muy rápida en relación con la discretización temporal de la simulación (es decir, el número de pasos de tiempo), es necesario aumentar la cantidad de pasos para capturar con precisión la respuesta del sistema. En cambio, si la carga externa se aplica lentamente o si su velocidad de aplicación no es crítica en la respuesta esperada, no es necesario utilizar un gran número de pasos de tiempo en la modelación.

Por lo tanto, a mayor cantidad de pasos de tiempo, mayor será la precisión del modelo en la captura de fenómenos transitorios o de respuesta dinámica. Sin embargo, un número excesivo de pasos puede aumentar significativamente el tiempo de computación necesario para el análisis. Por otro lado, si se emplea un número insuficiente de pasos de tiempo, es posible que se pierda detalle en el comportamiento físico esperado, lo que podría llevar a resultados inexactos o incompletos.

En resumen, la velocidad de aplicación de una carga externa puede influir en la cantidad de pasos de tiempo necesarios para obtener resultados precisos en una modelación de elementos finitos, ya que es importante asegurarse de que la discretización temporal sea lo suficientemente fina para capturar adecuadamente la respuesta del sistema a la carga aplicada. Y adicionalmente es crucial encontrar un equilibrio entre el número de pasos para obtener resultados precisos sin incurrir en costos computacionales excesivos.

En la Tabla 21 se presentan los parámetros de cuatro casos de análisis para una misma distancia de penetración y en Figura 24 se muestran los factores de barra asociados.

Tabla 21.- Casos de sensibilidad velocidad de penetración.

Casos	Tipo de Malla	Distancia de penetración	Tiempo del paso	Velocidad de penetración	Tiempo de computo
		[–]	[s]	[m/s]	[horas]
1	T-bar Malla Fina	7d	20	0,02	44,3
2		7d	2	0,2	5,3
3	T-bar Malla Media	7d	20	0,02	50,3
4		7d	2	0,2	6,5

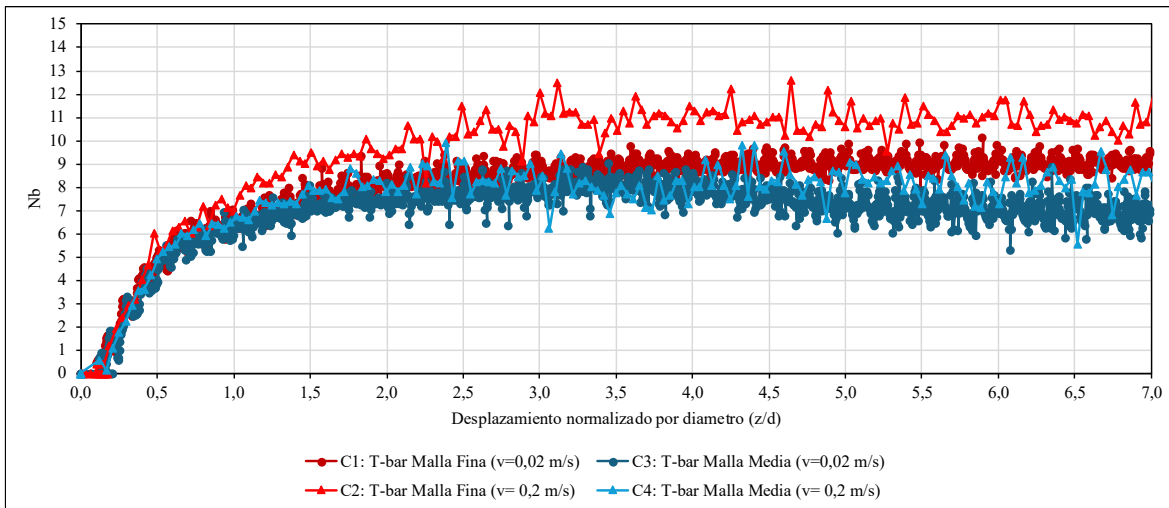


Figura 24.- Factor de barra en función de la velocidad de penetración

En la Figura 24 se observa que los casos que tienen una velocidad superior de penetración ($v = 0,2 [m/s]$) inducen una sobrerresistencia con valores en entorno a un 15 a 20% superiores, pero a su vez son una aceptable alternativa para representar la respuesta esperada considerando el aumento de tiempo de computo que involucran los casos que tienen una velocidad menor de penetración ($v = 0,02 [m/s]$). En donde, para estos últimos el tiempo de calculo resulta ser entre siete a nueve veces mas que el tiempo de calculo para los casos de menores velocidades de penetración.

4.7.3 Parámetros secundarios

Con el objetivo de analizar una posible variación significativa en la respuesta de la simulación, en el desarrollo del modelo también se evalúa la influencia de otros parámetros propios de la modelación. Los parámetros evaluados fueron los siguientes:

- i. Escalado de masa
- ii. Ubicación punto de referencia de rigidez
- iii. Coeficiente de rugosidad
- iv. Resistencia de fuste

Los parámetros descritos se evalúan a partir de un caso base de modelación, en el cual solo se modifica el parámetro en análisis.

Para el primer caso (i), para entender el objetivo de analizar el escalado de masa, primero se debe introducir una variable definida en ABAQUS. Esta variable es el diferencial de tiempo estable para un paso de simulación, el cual mientras mayor sea su valor, la convergencia de cada paso será más rápida. El diferencial de tiempo estable se define como:

$$\Delta t = L^e \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (32)$$

En donde;

- L^e , es la longitud característica del modelo, se calcula como $L^e = \sqrt[3]{\text{Volumen}}$.
- ρ , es la densidad de los elementos.

- E , es el módulo de elasticidad de los elementos.

En el caso particular de la modelación de la barra T, existen dos tipos de elementos (suelo y barra T), por lo tanto, el diferencial de tiempo estable que controla el análisis será el menor tiempo obtenido entre ambos tipos de elementos.

Por lo tanto, la técnica de escalado de masa consiste en aumentar artificialmente la masa de los elementos (denominador de la ecuación (32)) con el objetivo de aumentar el tiempo estable de simulación y con ello forzar artificialmente la convergencia más rápida de cada paso.

Aunque se debe tener en cuenta que, al modificar las propiedades de masa de los elementos finitos se están alterando las características dinámicas del modelo, lo que puede influir en la respuesta física buscada.

En específico se evaluó la respuesta para un escalado de masa de cien veces al nominal. Los resultados se muestran en la Figura 25.

Para el segundo caso (ii), se debe recordar que en el Capítulo 4.2 se definió un punto de rigidez para la barra T, el cual se ubica en la intersección de los ejes longitudinales del vástago y de la base de la barra T.

La definición de este punto de referencia genera que el software sintetice los grados de libertad de cada uno de los elementos que conforman la barra T en un solo punto. Para ver la posible influencia inducida al colocar este punto en otra zona de la barra T, se definió un nuevo punto de rigidez ubicado en la intersección del extremo superior del vástago de empuje con su eje longitudinal. El punto de referencia nuevo se incluyó en reemplazo del punto definido inicialmente.

Se evaluó la respuesta del sistema con el nuevo punto de referencia, los resultados se muestran en la Figura 25.

Para el tercer caso (iii), se evalúa la influencia del coeficiente de rugosidad definido en el modelo, el cual representa en parte el comportamiento de la interfaz existente entre la barra T y el suelo. Nominalmente, el coeficiente de rugosidad de la interfaz se definió con un valor igual a $\alpha = 0.5$. Se analizó la respuesta de la modelación con un coeficiente con un valor igual a $\alpha = 0$. Los resultados se muestran en la Figura 25.

Para el cuarto caso (iv), con el objetivo de verificar una de las consideraciones habituales que se ocupa en la estimación de la resistencia al corte no drenada mediante la utilización del ensayo de barra T se analiza el caso hipotético de no tener vástago de empuje durante la penetración. Ya que habitualmente se asume que la resistencia aportante por el vástago de empuje de la barra T durante la penetración (resistencia del fuste) es despreciable respecto a la resistencia en punta. Esta consideración se atribuye producto de una mayor área proyectada de la barra respecto al área proyectada del fuste. Además, al desarrollarse el mecanismo de flujo total se reduce la eventual fricción generada en el vástago de empuje.

En específico se realiza un modelo adicional, en el cual el vástago de empuje se encuentra cortado a una distancia de 2 [cm] desde la clave de la base de la barra T. Los resultados, se muestran en la Figura 25.

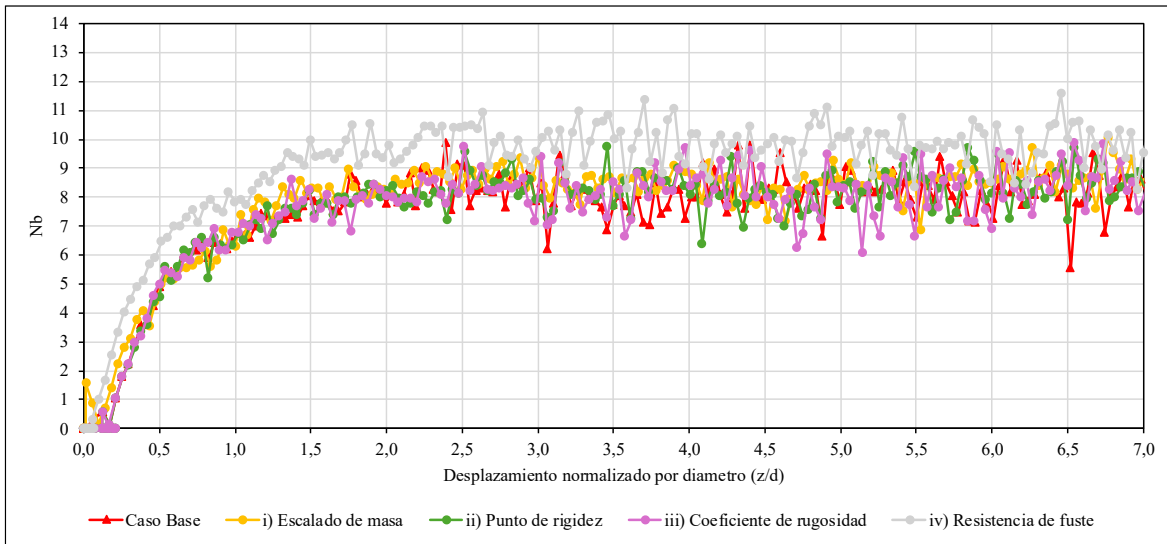


Figura 25.- Sensibilidad del Factor de barra en función de parámetros secundarios.

En la Figura 25 se observa que para los dos primeros casos (i y ii), curvas de color amarillo y verde, respectivamente, no existe variación en la resistencia medida y por lo tanto no existe variación en el factor de barra N_b . Incluso, para el segundo caso (ii), se comprobó numéricamente que la respuesta es muy similar al caso base. Para el primer caso (i), si bien se busca una disminución en el tiempo de cómputo con el escalado, este no fue significativo. En cambio, para los dos últimos casos (iii y iv), curvas de color magenta y gris, respectivamente, existe una variación en la resistencia observada. Para el tercer caso (iii) se observa una ligera disminución en la resistencia medida, la cual se denota con mayor facilidad cuando inicia el desplazamiento. Para el cuarto caso (iv) se observa un aumento en la resistencia medida y con ello un aumento en el factor de barra N_b , esto último se estima que se produce producto de la menor área de contacto con el suelo durante la penetración de la barra T.

Capítulo V – Conclusiones y Futuros desarrollos

5.1 Conclusiones

En la investigación se describen los ensayos ampliamente utilizados para determinar la resistencia al corte no drenada (S_u), entre los cuales encontramos los ensayos triaxiales, de compresión no confinada, veleta y CPTu. Como alternativa, los penetómetros de flujo total, como el penetómetro de barra T, surge como una buena alternativa al considerar lo siguiente. El aumento del área de contacto en la interfaz suelo/instrumento ha demostrado ser crucial para incrementar la resistencia medida con una misma fuerza aplicada. Esta mejora facilita el equilibrio de tensiones a medida que el penetómetro avanza en el suelo, efecto conocido como mecanismo de flujo total. Asimismo, el incremento en el área de contacto reduce la corrección por presión de poros, al obtener una resistencia medida significativamente mayor. Aunque, el cambio del factor de cono por el factor de barra debido a cambios en la geometría de la punta del penetómetro introduce consideraciones adicionales. La inclusión de una celda de carga para medir tracción permite estimar la resistencia remodelada del suelo y su sensibilidad tras ciclos de penetración y extracción, consolidando así un enfoque integral en la evaluación de la resistencia al corte no drenada.

En cuanto a las características de la barra T, generalmente se utiliza acero inoxidable como material para la fabricación de la barra y en la escala de laboratorio, se utiliza una barra de 20 mm de largo y 5 mm de diámetro, la cual tiene un área proyectada de contacto de 1 cm², diez veces menor que la del cono estándar de 10 cm² en el ensayo CPT. En cambio en pruebas insitu, se utiliza una barra T estándar de 250 mm de largo y 40 mm de diámetro, la cual tiene un área proyectada de 100 cm², diez veces mayor que la del cono estándar en el ensayo CPT. Por otro lado, el ensayo de penetómetro de barra T debe proporcionar condiciones de carga que eviten el drenaje, por lo tanto un cambio significativo en la razón de penetración impacta las condiciones de drenaje. Una baja razón de penetración puede permitir el drenaje y disipar la presión de poros, lo que podría afectar la estimación de la resistencia al corte no drenada (S_u). De manera estándar se utiliza una razón de penetración de 20 mm/s basada en el ensayo CPT, asegurando que las condiciones de penetración no permitan el drenaje, siendo una tasa relativamente alta en comparación con otros ensayos de laboratorio.

Se realiza una simulación de la penetración de la barra T sobre un relave definido a través de una modelación numérica. Se utiliza un enfoque de modelado numérico Euleriano-Lagrangiano arbitrario (ALE) a través del software Abaqus/CAE 2024, perteneciente a la categoría de análisis de Elementos Finitos de Grandes Deformaciones (LDFE). Se consideran los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb, Cam Clay y Drucker-Prager para la representación del comportamiento del suelo, los cuales son calibrados a través de resultados reales de ensayos triaxiales, presentando un correcto ajuste. El suelo se modela con elementos eulerianos isotrópicos que tienen un comportamiento inicial elástico lineal seguido de un comportamiento plástico. Para la modelación de la barra T se utilizan elementos Lagrangianos elásticos.

Se realiza un análisis del movimiento del suelo y de su velocidad con el objetivo de comprobar el mecanismo de flujo durante la penetración, se observa que el mecanismo de flujo total no se manifiesta de inmediato al principio de la penetración, ya que inicialmente prevalece una falla global que empuja y levanta el suelo circundante. Posteriormente, se evidencia una fase parcial del flujo total, caracterizada por la presencia de un vacío estable en la corona del penetrómetro de barra T, conocido como mecanismo de flujo de cavidad profunda. Cuando el suelo alcanza la corona de la barra en T y la brecha de suelo se cierra, el mecanismo "full-flow" que se desarrolla completamente a una profundidad de penetración de aproximadamente entre 5 a 7 diámetros de barra.

Como resultado de la modelación se obtiene la resistencia que ejerce el suelo sobre la barra T (q_{Tbar}). A partir de estos resultados se determina el factor de barra (N_b) para el relave en estudio, el cual para los modelos Mohr Coulomb y Cam Clay tiene un valor promedio entre 9,5 y 11, mientras que para el modelo Drucker Prager, se sitúa entre 8,5 y 9,5. Los valores obtenidos son ligeramente más bajos a los reportados por otros autores, aproximadamente un 5 a 10% menos, considerando que estos valores fueron calculados para suelos marinos, en donde tradicionalmente se emplea la barra T.

Se presenta un perfil en profundidad de la resistencia al corte no drenada normalizada por el esfuerzo efectivo vertical utilizando el modelo Mohr Coulomb. Este perfil se compara con las resistencias obtenidas a través de ensayos CPTu y ensayos triaxiales para el relave en estudio. Se observa que la resistencia al corte no drenada normalizada obtenida de la simulación se estabiliza en torno a un valor cercano a $S_{uTbar}/\sigma'_v = 0,18$ a partir de los 2,5 m de profundidad en adelante. Esta resistencia resulta ser inferior en comparación con la resistencia al corte normalizada estimada a partir de los ensayos CPTu, la cual puede aproximarse a un valor cercano a $S_{uTbar}/\sigma'_v = 0,25$. Asimismo, las resistencias al corte normalizadas derivadas de los ensayos triaxiales son superiores a las estimadas tanto por los ensayos CPTu como por los resultados proyectados de la modelación para las profundidades analizadas.

Se realiza una sensibilidad de los resultados respecto al tamaño de los elementos de la simulación, en cuanto a la velocidad de penetración y también en función de otros parámetros secundarios. Se observa que mientras el tamaño de elemento de malla del suelo el más fino, los tiempos de cálculo aumentan considerablemente. Aunque para tamaños de elementos muy pequeños no es posible representar en mecanismo de flujo completo. Los casos con una

velocidad de penetración más rápida a la estándar ($v = 0,2 [m/s]$) exhiben una sobre resistencia de aproximadamente un 15 a 20% en comparación con la velocidad estándar, pero representan una alternativa aceptable para reflejar la respuesta esperada. A pesar de esto, los casos con velocidades estándar de penetración ($v = 0,02 [m/s]$) implican un aumento significativo en el tiempo de cálculo, entre siete a nueve veces mayor que los casos de mayor velocidad de penetración. En cuanto a los parámetros secundarios evaluados, se observa que con una disminución del coeficiente de rugosidad de la interfaz de los materiales se obtiene una ligera disminución en la resistencia medida. En cambio, para el escenario en que no se considere el vástago de empuje en la modelación se observa un aumento en la resistencia medida y con ello un aumento en el factor de barra (N_b), atribuido a la reducción de área de contacto con el suelo al penetrar la barra T.

Por último, se enfatiza en que la modelación numérica se basa en supuestos y simplificaciones del comportamiento del suelo, mientras que los ensayos en terreno reflejan las condiciones y variabilidades reales del suelo. Las diferencias presentadas en la respuesta obtenida pueden atribuirse a la complejidad no capturada en la modelación, como la heterogeneidad del suelo, la variabilidad de las propiedades geotécnicas y las condiciones no consideradas en el modelo. Se debe tener en cuenta que para los modelos constitutivos utilizados en el presente estudio el software no permite la obtención de la presión de poros durante la penetración de la barra T, lo que no permite evaluar posibles correcciones en la medición. Además, factores como la materialidad, la instalación de instrumentación, el error humano, y otros aspectos operativos pueden influir en los resultados reales de los ensayos insitu. Por lo tanto, es fundamental entender que las discrepancias entre la modelación y los ensayos insitu son esperables, pero pueden proporcionar información valiosa para mejorar la precisión de las simulaciones y comprender mejor el comportamiento del suelo en condiciones reales.

5.2 Futuros desarrollos

En base a las conclusiones descritas, las lecciones aprendidas durante el desarrollo de la investigación y considerando las limitaciones de la modelación numérica efectuada se proponen alternativas para el desarrollo de nuevos estudios que indaguen en los siguientes aspectos relacionados con la presente investigación:

- i. Estudiar la respuesta en profundidad de la resistencia en punta medida en la barra T para un suelo no homogéneo, simulando por ejemplo una estratigrafía a partir de una caracterización real obtenida a través de una prospección. Lo anterior con el objetivo de obtener una comparación más realista con la respuesta real del suelo y con esto ajustar los valores de factor de barra obtenidos.
- ii. Evaluar alternativas de modelación que permitan la obtención de la presión de poros durante la penetración de la barra T en conjunto con un enfoque de grandes deformaciones, con el objetivo de confirmar que en un mecanismo de flujo total la corrección por las tensiones in situ son mínimas de acuerdo con relaciones teóricas obtenidas, como por ejemplo la de Randolph, 2004.

- iii. Implementar a escala de laboratorio el ensayo de barra T con el objetivo de comparar los resultados obtenidos en la presente investigación, en específico, los valores de factor de barra para el relave en estudio. Como primera aproximación es recomendable analizar el trabajo de Chung, 2005, en donde modifica el mecanismo actuador de una cámara triaxial para la realización del ensayo de barra T. Se debe tener especial cuidado en el dimensionamiento, materialidad y constructibilidad de la barra de forma que los resultados obtenidos sean comparables con escalas mayores, además de planificar de manera adecuada la instrumentación de esta.
- iv. Como objetivo último es deseable realizar pruebas in situ del ensayo de barra T en relaves, con el objetivo de analizar y comparar los resultados obtenidos a través de modelaciones numéricas, como la presente investigación, y de futuros resultados obtenidos en escala de laboratorio.

Bibliografía

Aas, G. (1965) 'A Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain in the Measured Values of In Situ Shear Strength of Clays', in *6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 141-145.

Aas, G. *et al.* (1986) *Use of in situ tests for foundation design on clay*. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute.

Abuhajar, O. *et al.* (2010) 'Review of Available Methods for Evaluation of Soil Sensitivity for Seismic Design', *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 5, p. 27. Available at: <https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/05icrageesd/session01b/27>.

Adajar, M. A. (2012) *Geotechnical characterization of gold mine tailings and waste from aggregate quarry in the philippines*.

Almeida, M. S. S. *et al.* (2011) 'CPT and T-bar penetrometers for site investigation in centrifuge tests', *Soils and Rocks*, 34(1), pp. 79–88.

Andrawes, K. Z. (1975) 'Anisotropy of strength in clays containing plates of increasing size', in Barden, L. (ed.) *4th Southeast Asian Conference on Soil Engineering*. Kuala Lumpur, Malaysia, pp. 6-12.

ASTM International (2015) 'ASTM D2850-15, Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils'. West Conshohocken, PA. Available at: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D2850>.

ASTM International (2016a) 'ASTM D2166 - 16, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil'.

ASTM International (2016b) 'ASTM D3441-16, Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Testing of Soils'. Available at: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D3441>.

ASTM International (2016c) 'ASTM D4648 / D4648M-16, Standard Test Methods for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil'. West Conshohocken, PA.

ASTM International (2017) 'ASTM D2487 - 17e1, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)'. doi: 10.1520/D2487-17E01.

ASTM International (2018) 'ASTM D2573-18, Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils'. West Conshohocken, PA. Available at: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D2573D2573M>.

ASTM International (2020) 'ASTM D5778 - 20. Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils'. West Conshohocken, PA. Available at: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D5778>.

- Azam, S. and Li, Q. (2010) 'Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years', in.
- Baligh, M. M. (1975) *Theory of Deep Site Static Cone Penetration Resistance*. M.I.T., Department of Civil Engineering (R (Massachusetts Institute of Technology. Dept. of Civil Engineering)). Available at: <https://books.google.cl/books?id=Gq3ZHAAACAAJ>.
- Baligh, M. M. *et al.* (1981) 'The piezocone penetrometer.'
- Bazzet, D. J., Adams, J. I. and Matyas, E. L. (1961) 'An Investi-gation of Studies in a Test Trench Excavated in Fissured Sensitive Marine Clay', in *5th Interna-tional Conference on Soil Mechanics and Foundation En-gineering*. Paris, pp. 431-436.
- De Beer, E. and Carpentier, R. (1977) 'Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles', *Soils and foundations*.
- Bhanbhro, R. (2014) *Mechanical Properties of Tailings: Basic Description of a Tailings Material from Sweden, Unpublished*. doi: 10.13140/2.1.1338.2082.
- Bjelkevik, A. and Knutsson, S. (2005) 'Swedish tailings: comparison of mechanical properties between tailings and natural geological materials', in *Securing the future: international conference on mining and the environment, metals and energy recovery: proceedings*. SveMin, pp. 117–129.
- Blight, G. and Steffen, O. (1979) 'Geotechnics of gold mining waste disposal', *Current geotechnical practice in mine waste disposal*, pp. 1-53.
- Boldyrev, G. (2013) 'Comparison of Laboratory in Situ Soil Tests', (January). Available at: <https://www.researchgate.net/publication/290433197>.
- Boylan, N. *et al.* (2007) 'Full-Flow Penetrometer Testing in Bothkennar Clay', *Offshore Site Investigation and Geotechnics: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge*. London, UK: Society of Underwater Technology, p. 10. Available at: <https://doi.org/>.
- Boylan, N., Long, M. and Mathijssen, F. A. J. M. (2011) 'In situ strength characterisation of peat and organic soil using full-flow penetrometers', *Canadian Geotechnical Journal*, 48(7), pp. 1085–1099. doi: 10.1139/t11-023.
- Braja M., D. (2001) *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning Latin Am. Available at: https://books.google.cl/books?id=r2ODVVr0r_4C.
- Broms, B. (1964) 'Lateral Resistance Of Piles in Cohesive Soils', in.
- Cadling, L. and Odenstad, S. (1950) 'The Vane Borer. An Apparatus for Determining the Shear Strength of Clay Soils Directly in the Ground', in *Royal Swedish Geotechnical Institute*. Stockholm.
- Campanella, R. *et al.* (1984) 'Piezometer–friction cone investigation at a tailings dam', *Canadian Geotechnical Journal*, 21, pp. 551–562. doi: 10.1139/t84-057.
- Campanella, R. G. (1995) *Guidelines for Geotechnical Design Using the Cone Penetrometer Test and CPT with Pore Pressure Measurement*. Hogentogler. Available at: <https://books.google.cl/books?id=UPiAtwAACAAJ>.
- Campanella, R. G., Gillespie, D. and Robertson, P. K. (1982) 'Pore pressures during cone

- penetration testing.’, *Penetration testing. Proc. 2nd European symposium, Amsterdam, 1982, Vol 2*, (May), pp. 507–512.
- Caquot, A. and Kerisel, J. (1956) *Traite mecanique des sols*. Phillipines Int Rice Res Inst. Available at: <https://books.google.cl/books?id=1T0IkGAAAJ>.
- Carvalho, L. S., Oliveira, J. R. M. S., Vasconcellos, C. A. B., Marques, M. E. S., Teixeira, M. G., & Lukiantchuki, J. A. (2016) Virtual T-bar penetrometer tests using Discrete Element Method.
- Cerato, a. B. and Lutenegeger, A. J. (2004) ‘Disturbance effects of field vane tests in a varved clay’, *Proceedings of the 2nd International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, (October), pp. 861–867. Available at: <http://faculty-staff.ou.edu/C/Amy.B.Cerato-1/cerdeo.pdf>.
- Chung, S. F. (2005) ‘Characterisation of soft soils for deep water developments’, *School of Civil and Resource Engineering*, Ph.D.
- Colreavy, C., O’Loughlin, C. D. and Randolph, M. F. (2016) ‘Experience with a dual pore pressure element piezoball’, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 16(3), pp. 101–118. doi: 10.1680/jphmg.15.00011.
- Conejera, C. (2016) ‘Efecto de la Fábrica y la Estructura en la Resistencia No Drenada de Relave Integral’. Available at: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/139887>.
- Coulomb, C. A. (1776) *Essai sur une application des regles de maximis & minimis á quelques problemes de statique, relatifs á l’architecture*. Paris: De l’Imprimerie Royale.
- Craig, W. (1985) ‘Modelling pile installation in centrifuge experiments’.
- Davies, M. P. (2002) ‘Tailings impoundment failures are geotechnical engineers listening?’, *Geotechnical News*, 20(3), p. 31.
- DeAlmeida, M. B. (2020). Numerical Modelling of the T-bar penetrometer.
- DeJong, J. T. *et al.* (2004) ‘Evaluation of the undrained shear strength profile in soft layered clay using full-flow probes’, *Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Vols 1 and*, pp. 679–686. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000393.
- DeJong, J. T., Yafrate, N. J. and DeGroot, D. J. (2011) ‘Evaluation of undrained shear strength using full-flow penetrometers’, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(1), pp. 14–26. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000393.
- Dirección de Vialidad, M. de O. P. (2019) ‘Manual de Carreteras’, 8.
- Donald, I. B. *et al.* (1977) ‘The Vane Test – A Critical Appraisal’, in *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 81-88.
- East, D. R., Cincilla, W. A. and Ransone, J. W. (1988) ‘Testing of the Homestake Mine Tailings Deposit’, *Proceedings of the 2nd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, pp. 495–502.
- East, D. R. and Ulrich, B. F. (1989) ‘The Electric Piezocone for Profiling of Mine Tailings Deposits’, *Engineering Geology and Geotechnical Engineering, Watters (ed.)*, (Balkema, Rotterdam). doi: 90 6191 878 2.

- Einav, I. and Randolph, M. F. (2005) 'Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance', *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 63(14), pp. 1991–2016. doi: 10.1002/nme.1350.
- Espinace, R. (2015) 'Depósitos de relaves: consideraciones en su manejo', *Seminario 'Tranques de relaves, una mirada detallada para el análisis informado en zonas mineras'*, p. 34. Available at: <http://www.corproa.cl/wp-content/uploads/2015/05/Relaves-Copiapo-REA.pdf>.
- Finnie, I. M. S. and Randolph, M. (1994) 'Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments', *Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments*. Massachusetts, USA : Pergamon , pp. 217-230 BT-Seventh International Conference on.
- Flaate, K. (1966) 'Factors Influencing the Results of Vane Tests', *Canadian Geotechnical Journal*, 3, pp. 18–31. doi: 10.1139/t66-002.
- Galaz, J. (2011) 'Estado del Arte en la Disposición de Relaves Espesados', in *VI Seminario de Mediana Minería "Oportunidades para seguir creciendo"*. Santiago, p. 35.
- Geremew, A. M. and Yanful, E. K. (2012) 'Laboratory Investigation of the Resistance of Tailings and Natural Sediments to Cyclic Loading', *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(2), pp. 431–447. doi: 10.1007/s10706-011-9478-x.
- House, A. R., Oliveira, J. R. M. S. and Randolph, M. F. (2001) 'Evaluating the coefficient of consolidation using penetration tests', *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 1(3), pp. 17–26. doi: 10.1680/ijpmsg.2001.010302.
- Hu, L. *et al.* (2017) 'Geotechnical Properties of Mine Tailings', *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(2), p. 04016220. doi: 10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001736.
- James, M. *et al.* (2011) 'A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings', *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11), pp. 1587–1600. doi: 10.1139/t11-060.
- Jannuzzi, G. M. F., Danziger, F. A. B. and Martins, I. S. M. (2012) 'Cyclic T-bar tests to evaluate the remoulded undrained shear strength of the sarapuí II soft clay', *Soils and Rocks*, 35(3), pp. 279–294.
- Jantzer, I., Bjelkevik, A. and Pousette, K. (2008) 'Material properties of tailings from Swedish mines', in *NGM 2008 : Nordisk Geoteknikermøte i Sandefjord 4.- 6. september 2008*. Norsk Geoteknisk Forening, pp. 229–235.
- Karlsrud, K., Lunne, T. and Brattlien, K. (1996) 'Improved CPTU interpretations based on block samples', *Proceedings of the 12th Nordic Geotechnical Conference*, 1, pp. 195–201.
- Kjekstad, O., Lunne, T. and Clausen, C. J. F. (1978) 'Comparison between in situ cone resistance and laboratory strength for overconsolidated north sea clays', *Marine Geotechnology*, 3(1), pp. 23–36. doi: 10.1080/10641197809379792.
- Klohn, E. J. (1997) 'Tailings dams in Canada', *Geotechnical News*, pp. 117–123.
- Konrad, J. M. and Law, K. T. (1987) 'Undrained shear strength from piezocone tests', *Canadian Geotechnical Journal*, 24(3), pp. 392–405. doi: 10.1139/t87-050.

- Ladanyi, B. (1967) 'Deep punching of sensitive clays', in *Third Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 533–46.
- Ladanyi, B. and Johnston, G. (1974) 'Behavior of Circular Footings and Plate Anchors Embedded in Permafrost', *Canadian Geotechnical Journal*, 11, pp. 531–553. doi: 10.1139/t74-057.
- Larson, N. B. and Mitchell, B. (1986) 'Cone Penetrometer Use on Uranium Mill Tailings', in *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*. Blacksburg, Virginia, United States, pp. 700–713.
- Lo, K. Y. (1961) 'Stability of Slopes in Anisotropic Soils', *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 91, pp. 85-106.
- Lo, K. Y. and Milligan, B. (1967) 'Shear Strength Properties of Two Stratified Clays', *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 93, pp. 1-15.
- Loh, A. and Holt, R. (1974) 'Directional Variation in Undrained Shear Strength and Fabric of Winnipeg Upper Brown Clay', *Canadian Geotechnical Journal*, 11, pp. 430–437. doi: 10.1139/t74-044.
- Low, H. E., Randolph, M. F. and Kelleher, P. (2007) 'Comparison of Pore Pressure Generation and Dissipation Rates From Cone and Ball Penetrometers', in *Offshore site investigation and geotechnics: confronting new challenges and sharing knowledge: proceedings of the 6th International Conference, 11-13 September 2007, Royal Geographical Society, London UK*. London UK. Available at: <https://www.onepetro.org/conference-paper/SUT-OSIG-07-547>.
- Lu, Q. *et al.* (2004) 'A numerical study of cone penetration in clay', *Geotechnique*, 54(4), pp. 257–267. doi: 10.1680/geot.2004.54.4.257.
- Lu, Q., Hu, Y. and Randolph, M. F. (2000) 'FE Analysis For T-Bar And Spherical Penetrometers In Cohesive Soil', *The Tenth International Offshore and Polar Engineering Conference*. Seattle, Washington, USA: International Society of Offshore and Polar Engineers, p. 7. Available at: <https://doi.org/>.
- Lu, Q., Hu, Y. and Randolph, M. F. (2001) 'Deep Penetration In Soft Clay With Strength Increasing With Depth', *The Eleventh International Offshore and Polar Engineering Conference*. Stavanger, Norway: International Society of Offshore and Polar Engineers, p. 6. Available at: <https://doi.org/>.
- Luke (1995) 'The use of cu from Danish triaxial test to calculate the cone factor', in *International Symposium on Cone Penetration testing, CPT95*. Linkoping, Sweden, pp. 209–14.
- Lunne, T. *et al.* (2005) 'Comparison of cone and T-bar factors in two onshore and one offshore clay sediments', *Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2005 - Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, pp. 981–989. doi: 10.1201/noe0415390637.ch118.
- Lunne, T., Christophersen, H. P. and Tjelta, T. . (1985) 'Enginerring use of piezocone data in North Sea clays', in *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Balkema Pub, Rotterdam., pp. 907–12.

- Lunne, T. and Kleven, A. (1981) 'Role of CPT in North Sea Foundation Engineering', in.
- Lunne, T., Robertson, P. K. and Powell, J. J. M. (1997) 'Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice', *Geotechnical Practice*, p. 312. Available at: http://www.pkg-bialystok.pb.edu.pl/pliki/Ankieta_do_zadania_2_1_mgr_inz_Mariusz_Leszczynski.doc.
- Medvinsky-Roa, G.; Caroca, V; Vallejos, J. (2015) 'Informe sobre la situación de los Relaves Mineros en Chile para ser presentado en el cuarto informe periódico de Chile para el Comité de Derechos Económicos, Sociales y Culturales, perteneciente al consejo Económico Social de la Naciones Unidas. Fundación', *Relave.Org.*, pp. 1–23. Available at: https://tbinternet.ohchr.org/Treaties/CESCR/SharedDocuments/CHL/INT_CESCR_CSS_CHL_20605_S.pdf.
- Menzies, B. K. and Merrifield, C. M. (1980) 'Measurements of shear stress distribution on the edges of a shear vane blade', *Géotechnique*, 30(3), pp. 314–318. doi: 10.1680/geot.1980.30.3.314.
- Meyerhof, G. G. (1951) 'The Ultimate Bearing Capacity of Foundations', *Géotechnique*, 2(4), pp. 301–332. doi: 10.1680/geot.1951.2.4.301.
- Ministerio de Justicia (1981) 'DFL N° 1122: "Codigo de Aguas"', *Diario Oficial*, pp. 1–95.
- Ministerio de Minería, S. (2004) 'Decreto Supremo N° 72: "Reglamento de seguridad minera" - Mod.DS132', *Diario Oficial*.
- Ministerio de Minería, S. (2007) 'Decreto Supremo N° 248: Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves', *Diario Oficial*, pp. 159–182. Available at: http://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/01/DS248_Reglamento_DepositosRelave.pdf.
- Ministerio de Minería, S. (2019) 'Anuario de la minería en Chile'. doi: 10.1017/CBO9781107415324.004.
- Ministerio de Minería, S. (2020) 'Preguntas frecuentes sobre relaves', pp. 1–9.
- Ministerio del Obras Publicas, M. (2015) 'Decreto Supremo N° 50', *Diario Oficial*, pp. 1–39.
- MINVU (2011a) 'D.S. 60 - Reglamento Diseño HA'.
- MINVU (2011b) 'D.S. 61 - Diseño Sísmico de Edificios', *Diario Oficial*.
- Mittal, H. K. and Morgenstern, N. (1976) 'Seepage control in tailings dams', *Canadian Geotechnical Journal*, 13, pp. 277–293.
- Mlynarek, Z., Lunne, T. and Schuschke, W. (1995) 'Use of CPT in mine tailings', in *International Symposium on Cone Penetration Testing*. Linkoping, Sweden, pp. 211–226.
- Mohr, O. (1900) 'Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?', *Vereins Deutscher Ingenieure*, 24, pp. 1524–1530, 1527–1577,.
- NCh 1508 (2014) 'Geotecnia- Estudio de Mecánica de Suelos y Fundaciones', *Instituto Nacional de Normalización*.
- NCh 433 (2009) 'Diseño sísmico de edificios', *Instituto Nacional de Normalización*.

- Osterberg, J. O. (1956) 'Introduction to Vane Testing of Soil', *ASTM Special Technical Publication*, pp. 1–7.
- Paousette, K. (2007) 'Laboratorieförsök på anrikningssand från Aitik. Ödometerförsök, skjuvförsök.'
- Perlow, M. and Richards, A. (1977) 'Influence of Shear Velocity on Vane Shear Strength', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103, pp. 19–32.
- Peuchen, J. and Terwindt, J. (2016) 'Critical appraisal of T-bar penetration tests', *International Society For Soil Mechanics*.
- Powell, J. J. M. and Quarterman, R. S. T. (1988) 'The interpretation of cone penetration tests in clays, with particular reference to rate effects', in *International Symposium on Penetration Testing, ISPT-1, Orlando, 2, Balkema Pub., Rotterdam.*, pp. 903–10.
- Qiu, Y. (Jason) and Segoo, D. C. (2001) 'Laboratory properties of mine tailings', *Canadian Geotechnical Journal*, 38(1), pp. 183–190. doi: 10.1139/t00-082.
- Rad, N. S. and Lunne, T. (1988) 'Direct correlation between piezocone test results and undrained shear strength of clay', in *The International symposium on penetration testing, ISOPT-1*. Rotterdam: Balkema Pub, pp. 911–917.
- Ramírez, N. (2007) 'Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves', *Servicio Nacional de Geología y Minería, Departamento de Seguridad Minera*, pp. 1–42.
- Randolph, M. (2004) 'Characterisation of soft sediments for offshore applications', *Characterisation of soft sediments for offshore applications*. Edited by A. V Da Fonseca and P. W. Mayne. Rotterdam, The Netherlands: Millpress Science, pp. 209–232 BT-Proceedings of the 2nd International.
- Randolph, M. F. *et al.* (1998) 'Improved Seabed Strength Profiling Using T-Bar Penetrometer', *Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour: New Frontiers - Proceedings of an International Conference*. London, UK: Society of Underwater Technology, p. 16. Available at: <https://doi.org/>.
- Randolph, M. F. (2016) 'New tools and directions in offshore site investigation', *Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation, ISC 2016*, 1, pp. 57–67.
- Randolph, M. F. and Andersen, K. H. (2006) 'Numerical analysis of T-bar penetration in soft clay', *International Journal of Geomechanics*, 6(6), pp. 411–420. doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2006)6:6(411).
- Randolph, M. F. and Houlsby, G. T. (1984) 'Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil.', *Cambridge University, Engineering Department, (Technical Report) CUED/D-Soils*, (4), pp. 613–623.
- Randolph, M. F., Martin, C. M. and Hu, Y. (2000) 'Limiting resistance of a spherical penetrometer in cohesive material', *Geotechnique*, 50(5), pp. 573–582. doi: 10.1680/geot.2000.50.5.573.
- Rico, M. *et al.* (2008) 'Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context', *Journal of Hazardous Materials*, 152(2), pp. 846–852. doi:

10.1016/j.jhazmat.2007.07.050.

Robertson, P. *et al.* (1986) 'Use of Piezometer Cone Data', in *ASCE Specialty Conference on In Situ '86 Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*. Virginia, pp. 1263–1280.

Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1983a) 'Interpretation of cone penetration tests. Part II: clay.', *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), pp. 734–745. doi: 10.1139/t83-079.

Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1983b) 'Interpretation of Cone Penetration Tests - Part I (Sand)', *Canadian Geotechnical Journal*, 20, pp. 718–733. doi: 10.1139/t83-078.

Rochelle, P. *et al.* (1988) 'Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests', *ASTM special technical publications*, pp. 715–731.

Schmertmann, J. H. (1978) 'Guidelines for cone penetration test : performance and design'. Available at: <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/958>.

Senneset, K., Janbu, N. and Svan, G. (1982) 'Strength and Deformation Parameters from Cone Penetration Tests', in *2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II*. Amestrדם, pp. 863–870.

Shamsai, A. *et al.* (2007) 'Geotechnical characteristics of copper mine tailings: A case study', *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(5), pp. 591–602. doi: 10.1007/s10706-007-9132-9.

Skempton, A. (1948) 'Vane Tests in the Alluvial Plain of the River Forth Near Grangemouth', *Geotechnique*, 1, pp. 111–124.

Skempton, A. W. (1951) 'The Bearing Capacity of Clays', in, pp. 50–59. doi: 10.1680/sposm.02050.0008.

Stewart, D. (1992) 'Lateral loading of piled bridge abutments due to embankment construction', in.

Stewart, D. P. and Randolph, M. F. (1991) 'A new site investigation tool for the centrifuge', *International Conference Centrifuge '91*, pp. 531–538.

Stewart, D. P. and Randolph, M. F. (1994) 'T-bar penetration testing in soft clay', *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12), pp. 2230–2235. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:12(2230).

Taib, S. N. L. *et al.* (2011) 'Comparison of Triaxial Compression Results on Cement Stabilized Peat in Sarawak', in.

Teh, C. (1987) 'An analytical study of the cone penetration test', in.

Teh, C. I. and Houlsby, G. T. (1991) 'An analytical study of the cone penetration test in clay', *Geotechnique*, 41(4), pp. 17–34. doi: 10.1680/geot.1992.42.3.529.

Terzaghi, K. (1925) *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage*. Leipzig u. Wien: F. Deuticke.

Terzaghi, K. (1936) 'Relation Between Soil Mechanics and Foundation Engineering: Presidential Address', in *First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Enginnering*. Boston, p. Vol.3,13-18.

- Terzaghi, K. (1943) 'Theoretical Soil Mechanics', in. Wiley, New York. doi: 10.1002/9780470172766.fmatter.
- Torstensson, B. A. (1977) 'Time-Dependent Effects in the Field Vane Test', in *International Symposium on Soft Clays*. Bangkok, pp. 387-397.
- Troncoso, J., Verdugo, R. and Valenzuela, L. (2017) 'Seismic performance of tailings sand dams in Chile', *16th World Conference on Earthquake, 16 WCEE 2017*.
- Ulrich, B. F. and Coffin, J. G. (2017) 'Characterization of Unsaturated Tailings & its Effects on Liquefaction', *Tailings and Mine Waste 2017*, (2013).
- Ulrich, B. and Kerr, T. (2011) 'Elko roundtable 2011: High-density tailings, paste and filtered tailings', *Mining Engineering*, 63(11), pp. 66–70.
- Verdugo, R. (2009) 'Seismic performance based-design of large earth and tailing dams', *Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, pp. 41–60. doi: 10.1201/noe0415556149.ch3.
- Verdugo, R. and Santos, E. (2009) 'Liquefaction resistance of thickened tailings of copper mines', *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering*, 1(Robinsky 2000), pp. 295–298. doi: 10.3233/978-1-60750-031-5-295.
- Vesic, A. S. (1963) *Bearing capacity of deep foundations in sand*. [Atlanta]: Georgia Institute of Technology, Soil Mechanics Laboratory.
- Vesic, A. S. (1975) *Principles of Pile Foundation Design*. (Soil mechanics series). Available at: <https://books.google.cl/books?id=OCSMHAAACAAJ>.
- Vick, S. G. (1990) *Planning design and analysis of tailings dams*.
- Vidic, S. D., Mayne, P. W. and Beckwith, G. H. (1995) 'Profiling mine tailings with CPT', in *International Symposium on Cone Penetration Testing*. Linköping, Sweden, pp. 607–612.
- Villavicencio, A. G. *et al.* (2011) 'Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment', *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(6), pp. 1073–1084. doi: 10.1007/s10706-011-9438-5.
- Villavicencio, G. *et al.* (2014a) 'Failures of sand tailings dams in a highly seismic country', *Canadian Geotechnical Journal*, 51(4), pp. 449–464. doi: 10.1139/cgj-2013-0142.
- Villavicencio, G. *et al.* (2014b) 'Failures of sand tailings dams in a highly seismic country', *Canadian Geotechnical Journal*, 51(4), pp. 449–464. doi: 10.1139/cgj-2013-0142.
- Volpe, R. (1975) 'Geotechnical Engineering Aspects of Copper Tailings Dams', *ASCE*, ASCE, Prep, pp. 1-30.
- Volpe, R. (1979) 'Physical and Engineering Properties of Copper Tailings', *Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal*, ASCE, pp. 242-260.
- Wahler, W. (1974) 'Evaluation of mill tailings disposal practices and potential dam stability problems in Southwestern United States'.
- Wallace, J. F. *et al.* (2015) 'Visualizing the shallow failure mechanism of the T-Bar

- penetrometer', *Geotechnical Special Publication*, GSP 256, pp. 330–338. doi: 10.1061/9780784479087.033.
- Watson, P. G., Newson, T. and Randolph, M. (1998) 'Strength profiling in soft offshore soils', *Strength profiling in soft offshore soils*. Edited by P. K. Robertson and P. W. Mayne. Rotterdam, The Netherlands: CRC Press/Balkema, pp. 1389-1394 BT-Geotechnical Site Characterization.
- White, D. J. *et al.* (2010) 'Interpretation of T-bar penetrometer tests at shallow embedment and in very soft soils', *Canadian Geotechnical Journal*, 47(2), pp. 218–229. doi: 10.1139/T09-096.
- Wiesel, C. E. (1973) 'Some Factors Influencing In Situ Vane Test Results', in *8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 475-479.
- Wijewickreme, D., Sanin, M. V. and Greenaway, G. R. (2005) 'Cyclic shear response of fine-grained mine tailings', *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 1408–1421. doi: 10.1139/t05-058.
- Wilson, G. *et al.* (1950) 'The bearing capacity of screw piles and concrete cylinders', *Journal of the Institution of Civil Engineers*, 34(5), pp. 74–93. doi: 10.1680/IJOTI.1950.12902.
- Witt, K. J. *et al.* (2004) 'Sustainable Improvement in Safety of Tailings Facilities', *Romania, A European*(February 2004).
- Wroth, C. P. (1984) 'The interpretation of in situ soil tests', *Geotechnique*, (4), pp. 449–489. doi: 10.1680/geot.1986.36.4.605.
- Yafrate, N. *et al.* (2009) 'Evaluation of remolded shear strength and sensitivity of soft clay using full-flow penetrometers', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(9), pp. 1179–1189. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000037.
- Yafrate, N., Dejong, J. and DeGroot, D. (2007) 'The Influence Of Full-Flow Penetrometer Area Ratio On Penetration Resistance And Undrained And Remoulded Shear Strength'.
- Yafrate, N. J. and Dejong, J. T. (2007) 'Influence of penetration rate on measured resistance with full flow penetrometers in soft clay', *Geotechnical Special Publication*, (173), p. 9. doi: 10.1061/40917(236)9.
- Yu, H.-S. (2000) *Cavity Expansion Methods in Geomechanics, Cavity Expansion Methods in Geomechanics*. doi: 10.1007/978-94-015-9596-4.
- Zhou, H. and Randolph, M. F. (2007) 'Computational techniques and shear band development for cylindrical and spherical penetrometers in strain-softening clay', *International Journal of Geomechanics*, 7(4), pp. 287–295. doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:4(287).
- Zhou, H. and Randolph, M. F. (2009) 'Resistance of full-flow penetrometers in rate-dependent and strain-softening clay', *Geotechnique*, 59(2), pp. 79–86. doi: 10.1680/geot.2007.00164.

Anexo A: Mediciones Ensayos CPTu

