



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

Implementación y validación del ensayo de veleta de corte con medición de presión de poros para material de relaves saturados

Tesis de Grado presentada por

Álvaro Marambio Valdés

Como requisito parcial para optar al grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Javier Ubilla Villagrán, PhD.

Julio de 2023



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: Implementación y validación del ensayo de veleta de corte con medición de presión de poros para material de relaves saturados

Nombre del candidato(a): Álvaro Marambio Valdés

Carrera / Grado: Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Campus: Casa Central Valparaíso ; **Departamento:** Obras civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Javier Ubilla Villagrán, 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):
Proceso de patente en curso.

4.- FIRMAS

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

Fecha: 07-08-25

; Firma:

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 06-08-2025

; 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.

TÍTULO DE LA TESIS:

IMPLEMENTACIÓN Y VALIDACIÓN DEL ENSAYO DE VELETA DE CORTE CON MEDICIÓN DE PRESIÓN DE POROS PARA MATERIAL DE RELAVES SATURADOS

AUTOR:

ÁLVARO MARAMBIO VALDÉS

TRABAJO DE TESIS, presentado como requisito parcial para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Nombre Profesor Guía:

Javier Ubilla Villagrán

Nombre Miembro 1 Comisión:

Esteban Sáez Robert

Nombre Miembro 2 Comisión:

Ramiro Bazáez Gallardo

Valparaíso, Chile, Julio de 2023

Agradecimientos

Agradezco principalmente al profesor Javier Ubilla por la infinita paciencia que ha tenido conmigo durante el tiempo que he desarrollado esta tesis. Su guía y consejos me permitieron aprender muchas cosas valiosas en Geotecnia y aplicarlas en esta tesis. Gracias a su comprensión y ayuda pude superar los obstáculos que se fueron presentando durante el proceso.

También quiero agradecer a mi esposa y mis dos hijos que me han inspirado y apoyado durante el tiempo que he estado en el programa de magíster. Espero poder compensar el poco tiempo que les he dedicado durante este periodo.

No puedo dejar de agradecer a Maria José Mendoza y Daniel Maureira que me asesoraron al inicio del proyecto de tesis explicándome el avance y todo lo aprendido a la fecha con respecto al ensayo de veleta de corte medición de presión de poros.

Por último, quiero agradecer a José Luis Pérez y Ricardo Quinteros del laboratorio de la carrera de Obras Civiles campus San Joaquín, junto a Rene Martínez y Maximiliano Vásquez del laboratorio LEMCO por su ayuda en la realización de los ensayos de laboratorio.

Resumen

A lo largo de los años cada vez se ha hecho más importante en ingeniería geotécnica determinar la resistencia al corte no-drenada en suelos saturados para lograr diseños de ingeniería civil seguros y eficientes. Dentro de los ensayos disponibles a la fecha, el ensayo de veleta de corte es el único ensayo in situ capaz de medir de manera directa la resistencia al corte no drenado. Sin embargo, el ensayo de veleta de corte tiene una limitación muy importante ya que no mide la presión de poros durante la realización del ensayo lo que dificulta la interpretación y la correcta utilización de los resultados obtenidos.

Es de conocimiento en el área Geotécnica la importancia de evaluar la resistencia al corte no drenado en materiales de relave por lo que en los últimos años se ha ampliado el ensayo de veleta de corte a relaves mineros siendo permitido de manera oficial el año 2018 por la ASTM D 2573. Sin embargo, al ser materiales con mayor permeabilidad que las arcillas (suelos típicos ensayados con la veleta de corte) es que se hace imperante determinar de forma directa si el ensayo realizado tiene un comportamiento drenado, parcialmente drenado o no drenado debido a que no se mide directamente la presión de poros antes y durante el ensayo. Para superar esta limitación, es que en un trabajo precedente a esta tesis se diseñó y fabricó una veleta de corte con medición de presión de poros (VSTu).

En la presente tesis se continuará con la implementación del ensayo VSTu y la validación de los resultados obtenidos, realizando ensayos manuales a materiales de relave minero saturado tanto en laboratorio mediante la confección de una probeta a escala real, como in situ realizando ensayos VSTu en el tranque de relave Ovejería ubicado en la región Metropolitana, Chile.

Con los resultados obtenidos, se evaluará la resistencia al corte no drenado Peak y Residual junto a la variación de la medición de presión determinando el comportamiento de drenaje del suelo y los efectos que este genera. Para entender este comportamiento, es que se evaluará la relación entre algunos parámetros geotécnicos básicos del suelo y el efecto que estos generan en la resistencia al corte no-drenada y en la variación de la presión de poros. Así también, para comprender aún mejor el comportamiento del suelo y la presión de poros durante el ensayo, es que se propondrán dos metodologías para graficar la trayectoria de tensiones.

Para validar los resultados obtenidos, se presentará una modelación numérica simplificada 2D de un ensayo de veleta monotónico VSTu en un material de relave saturado, donde se medirá la resistencia al corte no drenado, la presión de poros y la trayectoria de tensiones intentando replicar los resultados obtenidos en un ensayo de laboratorio.

Por último, se presentará una propuesta de diseño para realizar el ensayo VSTu mecánico a profundidad variable para ser realizado al interior de sondajes, esto con el fin de determinar un perfil en profundidad de la resistencia al corte no-drenada y la presión de poros generada antes, durante y después del ensayo. Este equipo VSTu mecánico irá acoplado a un equipo para sondajes que tiene capacidad de giro a altas revoluciones de hasta 700 RPM lo que permitirá realizar el ensayo a diferentes velocidades de interés.

Abstract

Over the years it has become increasingly important in geotechnics to determine the undrained shear strength of saturated soils in order to achieve safe and efficient civil engineering designs. Among the tests available to date, the shear vane test is the only in situ test capable of directly measuring undrained shear strength. However, the shear vane test has a very important limitation since it does not measure the pore pressure during the test, which hinders the interpretation and correct use of the results obtained.

It is well known in the Geotechnical Engineering the importance of evaluating the undrained shear strength in tailings materials, so in recent years the shear vane test has been extended to mine tailings being officially allowed in 2018 by ASTM D 2573. However, being materials with higher permeability than clays (typical soils tested with the shear vane) is that it is imperative to determine directly if the test performed has a drained, partially drained or undrained behavior because the pore pressure is not directly measured before and during the test. To overcome this limitation, a shear vane with pore pressure measurement (VSTu) was designed and manufactured in a previous work to this thesis.

This thesis will continue with the implementation of the VSTu test and the validation of the results obtained, performing manual tests on saturated mine tailings materials both in the laboratory by making a full-scale specimen, and in situ VSTu tests in the Ovejería tailings dam located in the Metropolitan Region, Chile.

With the results obtained, the undrained Peak and Residual shear strength will be evaluated together with the variation of the pressure measurement, determining the drainage behavior of the soil and the effects that this generates. To understand this behavior, the relationship between some basic geotechnical soil parameters and the effect they have on the undrained shear strength and pore pressure variation will be evaluated. Also, in order to better understand the behavior of the soil and pore pressure during the test, two methodologies for plotting the stress path will be proposed.

To validate the results obtained, a simplified 2D numerical modeling of a VSTu monotonic vane test on a saturated tailings material will be presented, where the undrained shear strength, pore pressure and stress path will be measured trying to replicate the results obtained in a laboratory test.

Finally, a design proposal will be presented for a variable depth mechanical VSTu test to be performed inside drill holes, in order to determine a depth profile of the undrained shear strength and pore pressure generated before, during and after the test. This mechanical VSTu equipment will be coupled to a drilling rig that has the capacity to rotate at high revolutions of up to 700 RPM, which will allow the test to be carried out at different speeds of interest.

Índice General

Agradecimientos	3
Resumen.....	4
Abstract.....	5
Capítulo 1 Introducción	8
1.1 Contexto.....	8
1.2 Desarrollo del Equipo VSTu anterior a esta tesis (Mendoza, 2021).....	9
1.3 Hipótesis investigativas	10
1.4 Objetivos.....	10
1.4.1 Objetivo General.....	10
1.4.2 Objetivos específicos	10
1.5 Metodología de investigación	11
Capítulo 2 Estado del arte.....	12
2.1 Resistencia al corte no-drenada.....	12
2.2 Ensayos para la medición de la resistencia al corte no drenada.....	14
2.3 Ensayo de veleta de corte VST	15
2.4 Ensayo de veleta de corte con medición de presión de poros VSTu.....	16
Capítulo 3 Ensayos VSTu de laboratorio en relaves.....	21
3.1 Ubicación de extracción de muestras de relaves.....	21
3.2 Ensayos de caracterización geotécnica de material de relave	22
3.3 Descripción del ensayo VSTu en laboratorio	24
3.4 Confección de probeta de laboratorio	24
3.5 Ensayos VSTu en laboratorio	25
3.6 Resultados de ensayos VSTu de laboratorio.....	29
3.7 Análisis de resultados	38
3.8 Disipación de presión de poros por inserción y giro de veleta VSTu.....	45
Capítulo 4 Ensayos VSTu de terreno en tranque de relaves.....	53
4.1 Ubicación de zona de realización de ensayos	53
4.2 Ensayos de caracterización geotécnica de material de relave.....	55
4.3 Resultados de ensayos VSTu de terreno	63
4.4 Diseño y fabricación veleta estándar VST para comparación de resultados VSTu en ensayos de terreno	73

4.5 Comparación de la resistencia al corte no drenada medida para ensayos VST y VSTu en terreno..	75
4.6 Disipación de presión de poros por inserción y giro de veleta VSTu en terreno	79
Capítulo 5 Trayectoria de tensiones en ensayos VSTu.....	82
5.1 Esfuerzo vertical total, efectivo y presión de poros hidrostática	82
5.2 Coeficiente de reposo.....	84
5.3 Coeficiente de reposo movilizado.....	85
5.4 Trayectoria de tensiones 3D para ensayos VSTu de laboratorio	87
5.5 Trayectoria de tensiones 1D para ensayos VSTu de Terreno	94
Capítulo 6 Modelación numérica simplificada 2D de ensayo VSTu.....	101
6.1 Programa de elementos finitos FLAC para modelación numérica simplificada de ensayos monotónicos VSTu	101
6.2 Modelo constitutivo PM4Sand.....	101
6.3 Parámetros geotécnicos de entrada para modelo	101
6.4 Geometría de Malla de elementos finitos	103
6.5 Condiciones de borde, iniciales y aplicación de esfuerzo de corte por giro de veleta	104
6.6 Resultados y análisis de modelación numérica.....	107
Capítulo 7 Propuesta de diseño y metodología de ensayo VSTu in situ a profundidad variable.....	112
7.1 Introducción	112
7.2 Esquema general de propuesta de diseño de equipo VSTu a profundidad variable	113
7.3 Propuesta metodología para realización de ensayo en terreno a profundidad variable.....	118
Capítulo 8 Conclusiones	123
8.1 General.....	123
8.2 Trabajos Futuros	124
Capítulo 9 Referencias	125
Anexos	128
A.- Resultados de ensayos VSTu Monotónicos en Laboratorio	129
B.- Resultados de ensayos VSTu Cíclicos en Laboratorio	136

Capítulo 1 Introducción

1.1 Contexto

Uno de los parámetros más importantes a determinar en geotecnia es la resistencia al corte de los suelos, la que depende, entre otras variables, de la velocidad de carga y la capacidad drenaje del suelo en el caso de que estén saturados.

Existen varias formas de medir la resistencia al corte en suelos mediante ensayos de terreno o de laboratorio donde la elección del tipo de ensayo depende de diversos factores, como el tipo de suelo, condición de drenaje, accesibilidad, disponibilidad de equipos, recursos económicos, precisión requerida entre otros.

Uno de los únicos ensayos in situ capaz de medir de forma directa la resistencia al corte no-drenado (RCND) es el ensayo de veleta corte (VST por sus siglas en inglés) [1].

El ensayo de veleta de corte (ASTM D2573) consiste en insertar una veleta de 4 aspas en un suelo saturado para luego, una vez disipada la presión de poros generada por la inserción, aplicar un giro desde la superficie. Durante el ensayo se mide el ángulo de giro, en grados, y el torque requerido para generar el giro de la veleta, eventualmente generando la falla del suelo.

Históricamente, el ensayo VST ha sido utilizado para medir la resistencia al corte no-drenada in situ de suelos saturados de grano fino (arcillas y limos). Sin embargo, en los últimos años (ASTM D2573-18) se ha aumentado su rango de aplicabilidad a otros geomateriales saturados de grano fino, tales como relaves mineros.

Desde el año 2018, la norma ASTM D2573 que rige el ensayo de veleta de corte VST, amplió su uso a materiales de relaves en minería. Los materiales de relave, dependiendo de su permeabilidad y otros parámetros geotécnicos, tienen un comportamiento hidráulico anisotrópico con permeabilidades mayores a los suelos finos como la arcilla, por lo que no es posible asumir de forma confiable que el ensayo tenga un comportamiento no drenado, sobre todo a las velocidades de giro definidas en la norma [1].

El ensayo VST tiene una limitación muy importante que dificulta la medición directa de la resistencia al corte y es que no se mide la variación de la presión de poros antes, durante y después del ensayo. Esta limitación influye en que no se puede determinar de forma directa el comportamiento de drenaje del suelo (drenado, no drenado o parcialmente drenado) por lo que se asume un comportamiento no drenado, con un alto grado de incertidumbre.



Figura 1-1: Equipo VST y VSTu (izquierda). Ensayo VSTu en laboratorio (derecha).

1.2 Desarrollo del Equipo VSTu anterior a esta tesis (Mendoza, 2021)

La presente tesis se basa en la memoria de título desarrollada por María José Mendoza en el año 2021 y que tuvo por objetivo desarrollar e implementar una veleta que mida presión de poros (VSTu). Esta veleta VSTu se validó a partir de ensayos a escala real en un suelo granular del tipo arena mal graduada, ensayos que fueron realizados a diferentes velocidades de giro para verificar la consistencia en la variación de la presión de poros con la teoría [1]. Para lograr este objetivo, se diseñó un montaje experimental en laboratorio para realizar ensayos de veleta a escala real donde se implementó un sensor de presión de carga de bajo costo.

Para continuar con la validación del equipo VSTu a partir de los resultados obtenidos por Mendoza (2021) en los ensayos VSTu en arenas, se realizaron ensayos en material de relave tanto en laboratorio como en terreno considerando variaciones de parámetros geotécnicos del relave y del ensayo.

Uno de los problemas al diseñar y fabricar la veleta VSTu es que, al tener el sensor de presión de poros inserto al interior del vástago de la veleta, no se pudo cumplir con las dimensiones estándar establecidas por la ASTM D2573. Por esta razón es que requiere comparar los resultados obtenidos la veleta VSTu con una veleta VST convencional ASTM de similares dimensiones (Figura 1-1 izquierda), con el fin de identificar si hay diferencias considerables en ambos resultados.

1.3 Hipótesis investigativas

En esta tesis se busca continuar con la implementación y validación de un ensayo de veleta de corte con capacidad de medir presión de poros VSTu, el cual permitirá evaluar directamente si el comportamiento del suelo es drenado, no-drenado o parcialmente-drenado y bajo que metodología de ensayo se puede conseguir cada uno de estos comportamientos de drenaje [1].

Con el fin de validar el ensayo VSTu se realizarán ensayos en material de relave saturados en laboratorio (Figura 1-1 derecha) y en terreno evaluando el comportamiento de cada uno de los parámetros medidos y el efecto que tiene sobre la resistencia al corte no-drenada y la presión de poros.

A continuación, se presentan las hipótesis investigativas de esta tesis.

- La medición de la resistencia de suelo con el ensayo VST y VSTu son similares.
- La medición de la presión de poros en el ensayo de VSTu para material de relave permitirá identificar directamente si los ensayos realizados son drenados, parcialmente drenados o no drenados.
- La correcta interpretación, análisis y validación de los resultados obtenidos de los ensayos de veleta de corte VSTu, permitirá entender el comportamiento del suelo y estimar de forma correcta la resistencia al corte no-drenada.
- La ejecución de ensayos VSTu cíclicos permitirá evaluar la resistencia cíclica del suelo.
- Proponer un diseño y metodología para la realización del ensayo VSTu en terreno de forma mecánica acoplando la veleta a un equipo de sondajes para profundidades de interés.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Definidas las hipótesis de estudio, se planteó el objetivo general de la tesis que es el siguiente:

“Implementar y validar el diseño de una veleta de corte que mida presión de poros (VSTu) en material de relave saturado mediante ensayos a escala real en laboratorio y en terreno”.

Este es el objetivo principal de la memoria para el cual se definirán 3 objetivos específicos que enmarcan el trabajo realizado para cumplir con el objetivo general.

1.4.2 Objetivos específicos

Para cumplir con el objetivo general, se plantean 3 objetivos específicos que delinear las actividades o tareas a realizadas con el fin de cumplir con cada uno de estos objetivos.

Los objetivos específicos planteados son los siguientes:

1) Validar el diseño y procedimientos del equipo manual VSTu mediante la realización de ensayos VST y VSTu de laboratorio y terreno en materiales de relave con saturación completa.

2) Analizar y validar los resultados del ensayo VSTu de terreno comparando con los resultados de laboratorio, teoría existente y modelación numérica propia, para posteriormente describir de forma adecuada el comportamiento del suelo durante el ensayo.

3) Evaluar la aplicación del ensayo VSTu para medir la resistencia cíclica del suelo.

4) Realizar una propuesta de diseño de los elementos y definir la metodología para la implementación del equipo mecánico VSTu acoplado a un equipo de sondajes para la realización del ensayo en terreno a profundidad de interés.

1.5 Metodología de investigación

La presente tesis se separa en 3 etapas que están relacionadas de una forma u otra. Las etapas están separadas en función de los objetivos específicos planteados.

Etapa 1: Validar diseño y procedimientos del equipo manual VSTu mediante ensayos de terreno y laboratorio en materiales de relave saturados

Se realizó una revisión bibliográfica para posteriormente realizar ensayos manuales VST y VSTu en laboratorio y terreno en materiales de relave saturados.

Etapa 2: Analizar y validar resultados

Se procesa y analiza toda la información obtenida de los ensayos monotónicos y cíclicos realizados en laboratorio y terreno con el equipo manual VSTu para posteriormente validar los resultados en base a la teoría existente, ensayos realizados anteriormente en arenas y un modelo numérico simplificado.

Etapa 3: Realizar ensayos VSTu cíclicos en material de relave en laboratorio y terreno

Se realizaron ensayos VSTu cíclicos de laboratorio en probetas de relave saturadas a escala real y en terreno en tranque de relave Ovejería.

Etapa 4: Proponer un diseño para un equipo mecánico VSTu acoplado en equipo CPT y definir metodología de ensayo en terreno

Se realiza una propuesta de diseño y metodología de ensayo en terreno para la implementación de la veleta VSTu acoplada a un equipo de sondajes para realizar ensayos de terreno en tranque de relave saturados de forma mecánica [13].

Capítulo 2 Estado del arte

2.1 Resistencia al corte no-drenada

La resistencia al corte no drenada (RCND) de un suelo saturado se puede definir como la capacidad del suelo de resistir esfuerzos cortantes de carga rápida con respecto a la capacidad de drenaje del suelo, tal que el agua no fluya a través de este.

En suelos granulares gruesos como gravas y arenas secas o saturadas, las características de resistencia al corte en general son las mismas, siempre que no se genere un exceso de presión de poros en el caso de los suelos saturados, ya que la resistencia y la rigidez dependen de la tensión efectiva.

En el caso de un suelo granular inicialmente suelto, mientras no se supere un cierto umbral de densidad, el esfuerzo de corte drenado o no drenado aumenta gradualmente hasta un valor final sin un peak previo (Figura 2-1 (a)), lo que está acompañado de una disminución del volumen en suelos secos o húmedos (Figura 2-1 (c)) y en un aumento de la presión de poros por la tendencia contractiva del material en condición no drenada donde no hay cambio de volumen [3].

En suelos granulares densos, esta resistencia al corte drenada o no-drenada, tiene una curva de comportamiento tensión-deformación característica en ensayos de corte directo, donde inicialmente se muestra un peak de esfuerzo a una deformación relativamente baja, y a partir de ahí, a medida que evoluciona la organización de las partículas del material, el esfuerzo de corte disminuye con el aumento de la deformación hasta un estado último, crítico o residual (Figura 2-1 (a)) [3]. El ensayo de veleta de corte es posiblemente el único ensayo in situ capaz de medir de manera directa la resistencia al corte no-drenada peak y residual [1].

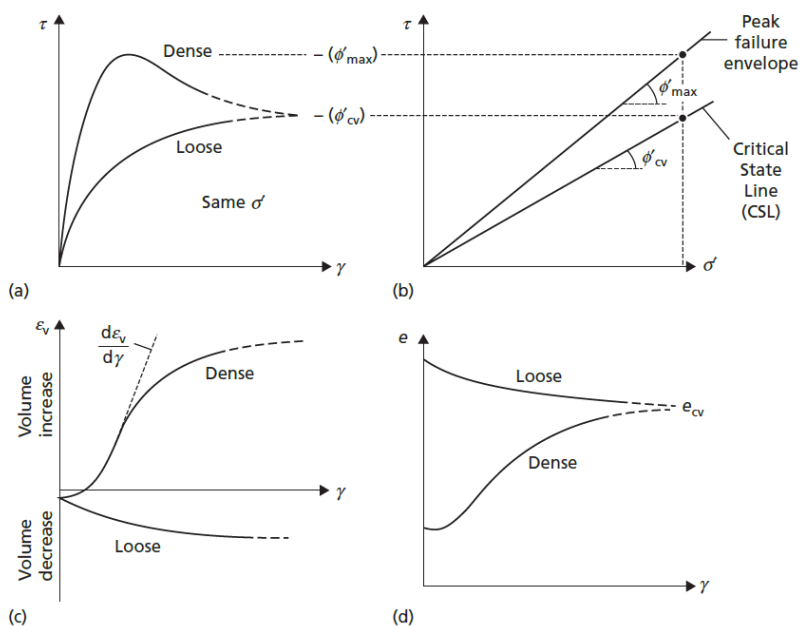


Figura 2-1: Características de resistencia al corte de suelos de grano grueso [3].

Para un suelo granular denso, el ángulo máximo (o peak) de resistencia al corte (ϕ'_{max}) drenado o no drenado determinado a partir de las tensiones máximas, es por lo general, mayor que el ángulo de fricción crítica (ϕ'_{cv}) (Figura 2-1 (b)), la diferencia representa el trabajo necesario para superar el ángulo de fricción máximo (o peak) hasta alcanzar el ángulo de fricción crítico.

Los valores últimos (o críticos) del esfuerzo de corte drenado o no drenado y del índice de vacíos para especímenes densos y sueltos para un mismo suelo, bajo los mismos valores de esfuerzo normal en un ensayo de corte directo son esencialmente iguales, como se indica en las Figuras 2-1 (a) y (d) [3]. La resistencia última, crítica o residual se produce cuando no hay más cambios en el volumen o en el esfuerzo de corte (Figuras 5.16(a) y (c)), lo que se conoce como estado último, crítico o residual. Las tensiones en el estado crítico proyectan una línea recta de envolvente de falla en el plano de corte y confinamiento efectivo, conocida como línea de estado crítico (CSL), cuya pendiente es $\tan \phi'_{cv}$ (Figura 2-1 (b)). El correspondiente ángulo de resistencia al corte en estado crítico suele denotarse ϕ'_{cv} o ϕ'_{crit} . Una vez la resistencia al corte del suelo llega hasta el estado crítico (condiciones últimas o residuales), los efectos de cualquier cohesión verdadera o aparente desaparecen [3].

En una condición no drenada del suelo, si se aplica una carga monotónica, el volumen de suelo no varía y, por ende, el cambio de confinamiento, donde el corte lo toma temporalmente el agua y no directamente el suelo, por lo que se genera una variación en la presión de poros, que, dependiendo del tipo de suelo, densidad y grado de consolidación puede generar un aumento o disminución de la presión de poros entre partículas. Si el suelo es inicialmente denso o sobre consolidado se puede generar una dilatación del suelo lo que genera una disminución de la presión de poros y un aumento temporal de la tensión efectiva (Figura 2-2 a). Sin embargo, si el suelo está inicialmente suelto o normalmente consolidado, se puede generar un aumento de la presión de poros lo que genera una disminución temporal de la tensión efectiva (Figura 2-2 b) [3].

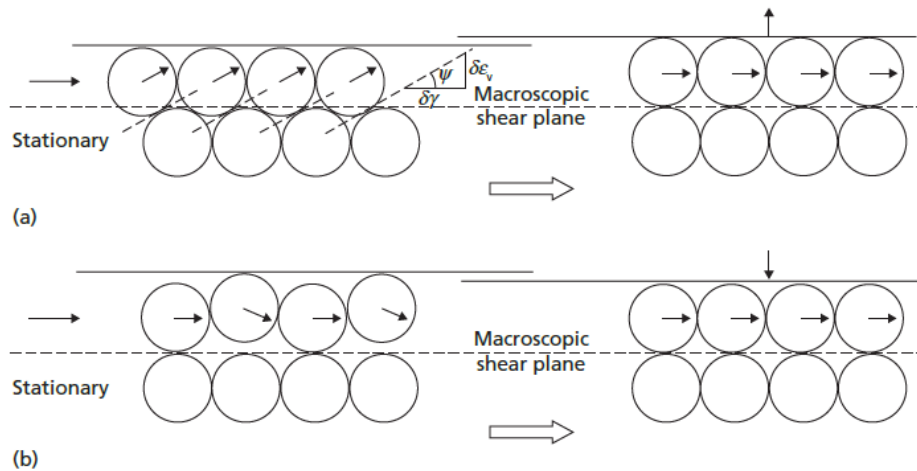


Figura 2-2: Mecánica de dilatación-contracción en granos de suelo: (a) dilatación de suelo inicialmente denso, (b) contracción suelo inicialmente suelto [3].

Otra forma de visualizar el comportamiento del suelo en función del aumento o disminución de la presión de poros es en términos de las trayectorias de tensiones del suelo, como se observa en la Figura 2-3. Para el caso de materiales granulares como arenas sueltas y suelos finos como las arcillas NC bajo cargas monotónicas, la resistencia al corte no-drenada es menor a la resistencia drenada debido a que el aumento de la presión de poros disminuye la resistencia, por lo que la resistencia no-drenada es el caso más desfavorable en este tipo de suelos mientras que, en materiales granulares como arenas densas y suelos

finos como arcillas sobreconsolidadas bajo cargas monotónicas es lo contrario, ya que la disminución de la presión de poros aumenta la resistencia al corte no drenada [3].

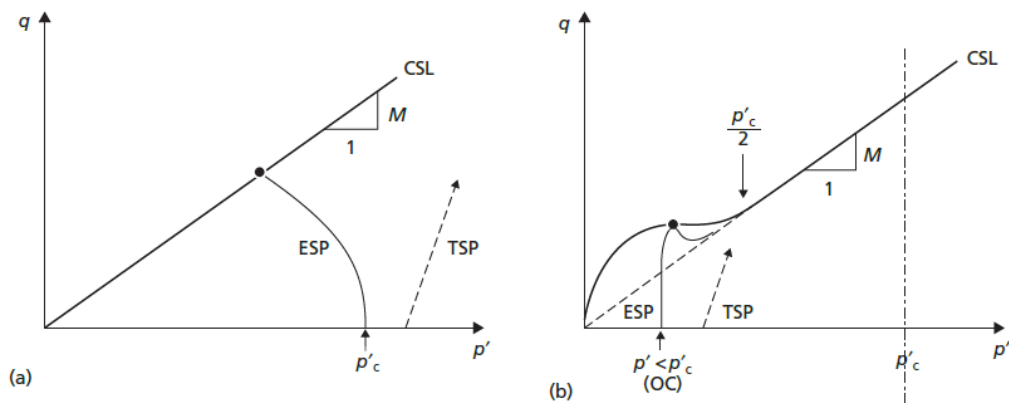


Figura 2-3: Envolvente de falla y trayectoria de tensiones en ensayos triaxiales para: (a) arcillas normalmente consolidadas, (b) arcillas sobreconsolidadas [3].

Sin embargo, hay casos donde un suelo granular saturado y suelto puede estar bajo cargas cíclicas rápidas que pueden generar condiciones no drenadas del suelo. Un caso típico de carga cíclica rápida son los sismos. Las aceleraciones sísmicas son cargas cíclicas rápidas que generan un aumento progresivo de la presión de poros en los suelos granulares saturados y sueltos. Este aumento de presión de poros produce una pérdida del esfuerzo de confinamiento efectivo, lo que puede generar una disminución temporal de la resistencia al corte. Este fenómeno de disminución de resistencia al corte por pérdida del esfuerzo de confinamiento efectivo es llamado Licuefacción.

La Licuefacción es un fenómeno conocido en geotecnia en el cual se da una condición no-drenada en arenas sueltas de baja densidad cuando se ven afectadas por cargas cíclicas rápidas, donde la arenas al no tener cohesión junto al aumento de la presión de poros no disipada, hace que el contacto entre las partículas disminuya incluso llegando a perderse por completo, por lo que el suelo saturado pasa a comportarse como un fluido donde la resistencia al corte no drenada de suelo alcanza su estado último o residual.

2.2 Ensayos para la medición de la resistencia al corte no drenada

La resistencia al corte no-drenada de un suelo puede ser medida o estimada mediante diferentes ensayos in situ o en laboratorio. Dentro de los ensayos de laboratorio para determinar la resistencia al corte no drenado disponibles en la actualidad, tenemos el ensayo de compresión no confinada uniaxial (UCS), el ensayo Triaxial No-consolidado No-drenado (UU), el ensayo Triaxial Consolidado Isotrópicamente No drenado (CIU) y el ensayo de corte directo simple (DSS) monotónico o cíclico.

La mayor desventaja de obtener la resistencia no-drenada con ensayos de laboratorio, es que para obtener una medición fidedigna es necesario llevar una muestra inalterada desde el terreno, lo cual es prácticamente imposible de lograr tanto en arenas sueltas como en suelos saturados [1]. Por lo anterior es que muchos ingenieros Geotécnicos prefieren estimar de forma indirecta la resistencia al corte no drenada mediante ensayos in situ como el CPTu, que utiliza correlaciones para estimar este parámetro, siendo la más común la siguiente ecuación:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

Donde N_{kt} varía entre 10 y 18.

También existen relaciones en base a los ensayos in situ SPT, Presiómetro y Dilatómetro de Marchetti, pero sus aproximaciones tienen una baja aplicabilidad en comparación al CPTu, aunque este sea solo una estimación de la resistencia al corte no-drenada [1].

Teniendo en cuenta lo anterior, podemos destacar que uno de los únicos ensayos in situ que mide directamente la resistencia al corte no drenado de suelos es el ensayo de veleta de corte, por eso la importancia de su estudio.

2.3 Ensayo de veleta de corte VST

El origen de este ensayo de veleta se data de 1919, con el primer modelo creado por Olssen en Suecia y la primera patente registrada en 1929, en Alemania [2]. Este ensayo se hizo mayormente conocido desde la década de los cuarenta, estando enfocado por más de medio siglo en suelos con baja permeabilidad que responden de forma no-drenada ante la movilización de la falla [6]. Sin embargo, el desarrollo de la veleta como se conoce hoy se atribuye al Instituto Sueco de Geotecnia [1].

Desde la década de los cuarenta es que se comenzó a estudiar los distintos factores que afectan las mediciones registradas durante los ensayos de veleta debido al comportamiento complejo de los suelos durante el ensayo. Los principales factores estudiados son el efecto de la dimensión de la veleta, la cantidad de aspas, la velocidad de giro y el mecanismo de falla por concentraciones de esfuerzos. Para solucionar el efecto de la dimensión y la cantidad de aspas de la veleta es que se estandarizó su geometría [1] [2]. Con respecto a la velocidad de giro, el instituto Sueco de Geotécnica propuso un valor de velocidad de giro de 6 [grados/seg], que es la velocidad con la que se alcanza la falla para suelos de baja permeabilidad ensayados en laboratorio asumiendo una condición no drenada, esta es la velocidad normativa al día de hoy. En la actualidad no es posible medir o estimar la variabilidad de la presión de poros antes, durante y después del ensayo. En la etapa del hincado de la veleta, es posible corregir la resistencia con un factor [16] pero durante la ejecución del ensayo no es posible corregir la resistencia al corte no-drenada por el efecto de la variación de la presión de poros [1].

En general los valores de resistencia al corte obtenidos con el ensayo de veleta de corte son casi siempre superiores a las resistencias de campo, por lo que estos resultados se suelen comprobar y corregir a partir de los resultados de otros métodos de medición de la resistencia al corte no drenado. Debido a esta sobreestimación de la resistencia al corte no drenado obtenida a partir del torque Peak, es que la ASTM D2573 recomienda un factor de corrección para el análisis geotécnico.

Hasta la fecha el ensayo de veleta de corte no es utilizado en suelos de permeabilidad media a alta (granulares) ya que, al no medir la variación de la presión de poros durante el ensayo, no se puede garantizar una condición no drenada. Sin embargo, a pesar de todas estas restricciones es que la ASTM D2573 con fecha de publicación en los años 2015 y 2018 permite el uso de este ensayo en materiales de relaves mineros a pesar de que no es posible garantizar una condición no drenada del suelo.

En la actualidad los ingenieros geotécnicos han tenido que usar su experiencia al momento de estimar la resistencia al corte no-drenada residual en materiales de relave, ya que los resultados obtenidos para estimar la resistencia al corte residual no tienen un único valor constante esperado en un ensayo no drenado (Figura 2-4 (a)), si no que en la mayoría de los casos la resistencia disminuye en el tiempo probablemente por una disipación de la presión de poros (Figura 2-4 (b)).

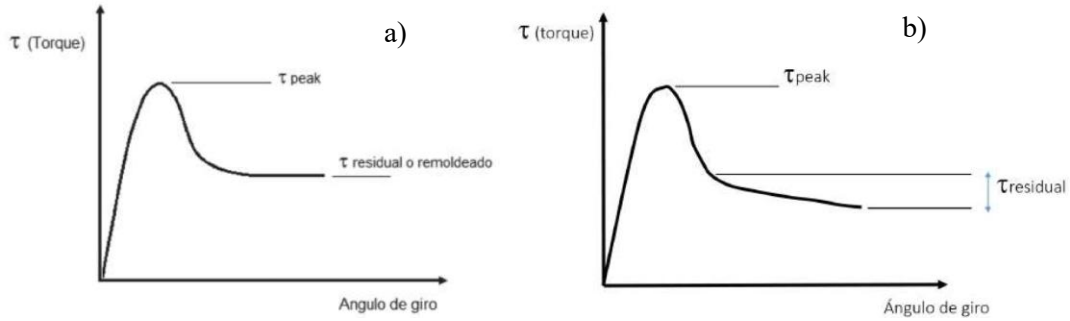


Figura 2-4: Comportamiento teórico del suelo ante un ensayo de veleta de corte, a) comportamiento no drenado, b) comportamiento parcialmente drenado [1].

Por las razones dadas anteriormente y por sobre todo por las incertidumbres que se generan en el ensayo de veleta de corte en material de relave, es sumamente importante medir la variación de la presión de poros en el tiempo antes, durante y después del ensayo.

2.4 Ensayo de veleta de corte con medición de presión de poros VSTu

Debido a todas las limitaciones que genera el no medir la variación de la presión de poros durante el ensayo de veleta de corte, y a la importancia que tiene este registro para ensayos en materiales de relave, es que en un trabajo precedente a esta tesis el Profesor Javier Ubilla junto a la ayuda de la estudiante María José Mendoza [1] de la carrera de ingeniería civil, diseñaron y fabricaron una veleta de corte con medición de presión de poros (Figura 2-5) que permite registrar comportamiento de drenaje de los suelos ensayados.

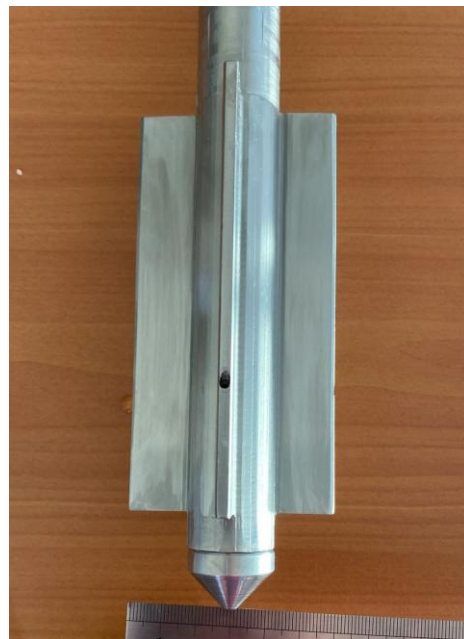


Figura 2-5. Veleta de corte con medición de presión de poros VSTu en el borde de las aspas.

El sensor de presión de poros, ubicado al interior del vástago de la veleta, capta la presión del agua transmitida a través de orificios situados en el borde de las cuatro aspas (Figura 2-5).

Geometría de la veleta

Tal como se puede observar en la Figura 2-5 la veleta VSTu fue diseñada con una geometría rectangular con un diámetro exterior de 60 mm y una altura de aspas de 120 mm. Cabe destacar que el diámetro del vástago central fue diseñado con un diámetro mayor al recomendado por la ASTM D2573-18 debido a que se necesitaba un espacio suficiente para insertar el sensor de medición de presión de poros por la punta de la veleta (Figura 2-5). La relación entre el diámetro de la veleta y el diámetro de la barra se le denomina VA y según normativa no debe superar un 10% condición que no se cumple en este caso. Sin embargo, como se demostrará más adelante el efecto de un mayor diámetro de barra no afectó los resultados de los ensayos realizados en materiales de relave.

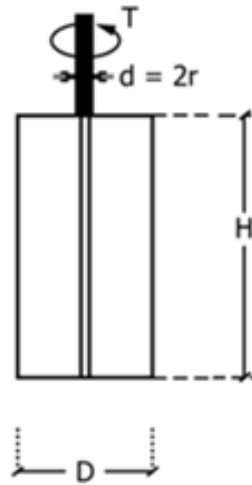


Figura 2-6: Veleta de geometría rectangular (Modificado ASTM D 2573-18).

Para el diseño de veletas rectangulares (Figura 2-6), la expresión general para el cálculo de la resistencia al corte no-drenada es la siguiente [4]:

$$(s_u)_{fv} = \frac{6T}{7\pi D^3} \cdot K$$

Donde

$(s_u)_{fv}$ = Resistencia al torque no drenada Peak para la veleta, kPa,

T = Máximo valor de torque medido (T_{max}) o Torque residual (T_R) corregido por la fricción de aparato y la barra, N · m,

D = diámetro de la veleta (Figura 2-6), mm,

K = $1 \cdot 10^6$ (Sistema Internacional)

Como ya tenemos el diámetro de la veleta VSTu (60 mm) podemos determinar la resistencia al corte no-drenada en función del torque con la siguiente ecuación.

$$(s_u)_{fv} = 1.2631 \cdot T \quad (\text{kPa})$$

Cabe mencionar que el factor de corrección más importante utilizado para ensayos de veleta de corte está en función del índice de plasticidad [4], pero como estos ensayos se enfocan en materiales de relave que por lo general presentan un IP bajo o nulo se seguirá la recomendación de en referencia a Manual de Ingeniería de la Fundación Canadiense (2006) que no recomienda utilizar factor de corrector por índice de plasticidad con un $IP < 20\%$ [14].

Instrumentos para la realización del ensayo VSTu

En este apartado se presenta la instrumentación utilizada para la realización del ensayo VSTu en laboratorio y terreno.

Sensor de medición de Torque y registrador de datos

Para la medición del torque aplacado durante el ensayo VSTu se utilizó un sensor de torque rotativo marca FUTEK TRD605 (Figura 2-7 derecha) con capacidad de 100 N-m con una capacidad de velocidad de giro de 7000 RPM. Para el registro de datos obtenidos a partir del sensor de torque se utiliza un registrador de datos portátil digital de marca FUTEK modelo IHH500 (Figura 2-7 izquierda) que tiene una batería recargable con una duración adecuada para la realización de los ensayos. Los datos registrados por este equipo pueden ser descargados en un computador para su posterior procesamiento.



Figura 2-7: Lector Digital IHH500 (izquierda) y Torquímetro (derecha) marca FUTEK.

Sensor de medición de nivel, presión y temperatura del agua

Para la medición de presión de poros en el ensayo de veleta de corte se utilizará un sensor de la marca Level TROLL 700 de construcción de titanio con una memoria de 4 Mb que tiene una capacidad de almacenamiento de 260.000 datos (Figura 2-8). Adicionalmente este sensor entrega los registros de nivel de agua y temperatura datos que pueden ser útiles al momento de evaluar los registros obtenidos. Este sensor se puede conectar un cable con el cual se pueden extraer los datos a un computador para su posterior procesamiento.



Figura 2-8: Sensor Level Troll 700 para medición de nivel, presión y temperatura del agua.

Contenedor metálico para la confección de probeta de ensayo en laboratorio

El contenedor para el armado de la probeta fue diseñado y fabricado durante el trabajo de memoria precedente [1]. En la Figura 2-9 se muestra el contenedor el cual tiene un diámetro externo de 97 cm, un diámetro interno de 95.5 cm y una altura de 130 cm. Este contenedor es lo suficientemente rígido para evitar deformaciones excesivas por carga axial. Sobre la parte superior de este contenedor se puede instalar una estructura triangular compuesta por vigas bajo las cuales se les puede instalar equipos hidráulicos de carga para ejercer una presión sobre una placa circular instalada al interior del contenedor y sobre la probeta (Figura 2-9 derecha). Para facilitar el hincado de la veleta se instaló otra viga en la parte superior para hincar la veleta sobre el suelo (Figura 2-9 derecha).

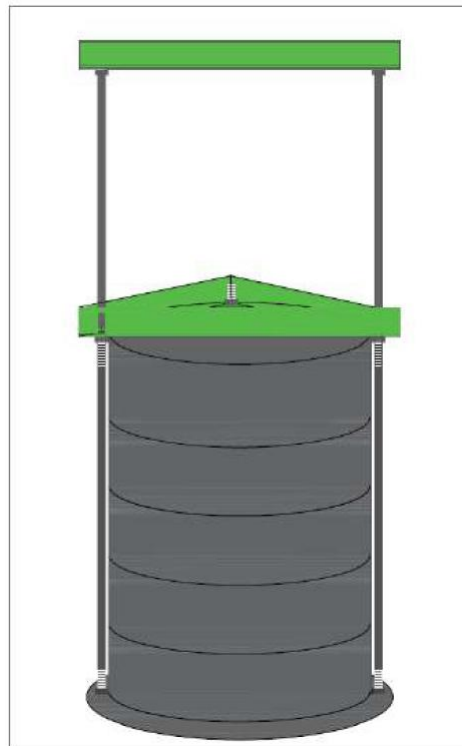


Figura 2-9: Contenedor con probeta de relave con equipo VSTu (izquierda) y esquema de vigas (derecha) para ensayos de laboratorio [1].

Antes de aplicar la presión axial de confinamiento de la probeta es necesario saturar de forma completa la muestra de relave. Para esto se utiliza una tapa sellada al vacío sobre el contenedor y se le aplica vacío mediante un motor eléctrico, tal como se ve en la Figura 2-10.



Figura 2-10: Tapa de tambor de probeta de relave para presión de vacío.

Una vez saturada la muestra, aplicada la presión axial de confinamiento y preparados he instalados los instrumentos de presión hidráulica se puede proceder a hincar la veleta. Una vez hincada la veleta se recomienda instalar un soporte para la veleta con un roce mínimo para evitar que esta se continúe hincado durante el ensayo y que pueda afectar los resultados obtenidos. Cumpliendo lo anterior se puede dar inicio al ensayo.

Capítulo 3 Ensayos VSTu de laboratorio en relaves

En este capítulo se presentará la metodología de confección de la probeta, los ensayos de caracterización geotécnica, los resultados y análisis de los ensayos de laboratorio en un material de relave saturado.

3.1 Ubicación de extracción de muestras de relaves

Los relaves de cobre utilizados para ensayos de laboratorio provienen del tranque de relaves La Africana ubicado en la comuna de Pudahuel, región Metropolitana, Chile. El yacimiento “La Africana” se mantuvo en operación durante 21 años, paralizando su faena extractiva en el año 1978 por agotamiento de mineral por lo que actualmente se encuentra inactiva. Actualmente se proyecta una remediación ambiental para el depósito de Relaves La Africana bajo el Proyecto “Congo” donde la declaración de impacto ambiental fue aprobada mediante la RCA N°369/2010 y actualizada el 2018. Este proyecto está actualmente partiendo en fase operativa y tiene por objetivo mejorar el Plan de Cierre y abandono del yacimiento La Africana.

En la Figura 3-1 se muestra la ubicación de la extracción de las muestras.



Figura 3-1: Ubicación de extracción de muestra tranque de relave La Africana (Google Earth).

Debido a que se necesitaba una cantidad importante de releve para confeccionar la probeta se extrajeron varios sacos (Figura 3-2) los cuales fueron trasladados en un camión hacia el laboratorio de obras civiles campus San Joaquín de la universidad técnica Federico Santa María.



Figura 3-2: Extracción de muestra superficial tranque de relave La Africana.

3.2 Ensayos de caracterización geotécnica de material de relave

Para caracterizar el material de relave extraído del tranque La Africana, se realizaron ensayos básicos de mecánica de suelos en el laboratorio de obras civiles de la UTFSM campus San Joaquín y en el laboratorio LEMCO de la casa central de la misma universidad.

Estos ensayos fueron realizados bajo la normativa chilena vigente que rigen los ensayos de mecánica de suelos. En la tabla 3-1 se presentan los resultados de los ensayos realizados.

Tabla 3-1. Parámetros geotécnicos obtenidos de ensayos de laboratorio

Tamaño máximo de partículas	M.C.Vol.8: 8.102.1 dic. 2003	2.36 mm
Porcentaje de finos (< 0.08 mm)	M.C.Vol.8: 8.102.1 dic. 2003	40%
D ₅₀	M.C. Vol. 8: 8.102.1 dic. 2003	0.118 mm
Peso específico	NCh 1532.Of80	2.98
D.M.C.H. Proctor modificado	NCh 1534/2 Of79	2.21 ton/m ³
D.M.C.S. Proctor modificado	NCh 1534/2 Of79	1.97 ton/m ³
Humedad óptima Proctor Modificado	NCh 1534/2 Of79	12.0%
Limite líquido	NCh 1517/1 Of79	NP
Limite plástico	NCh 1517/2 Of79	NP
Índice de plasticidad	NCh 1517/2 Of79	NP
Clasificación USCS		SM (arena limosa sin plasticidad)

Como se puede observar en la tabla 3-1 el material de relave tiene un peso específico de 2.98 lo que indica que es un material relativamente más pesado en comparación con el relave del tranque Ovejería estudiado más adelante en esta tesis.

En la Figura 3-3 se presenta la curva granulometría para el relave estudiado. Como se puede observar es un suelo del tipo arena con un contenido de finos promedio obtenido de dos muestras del 40% (Anexo A).

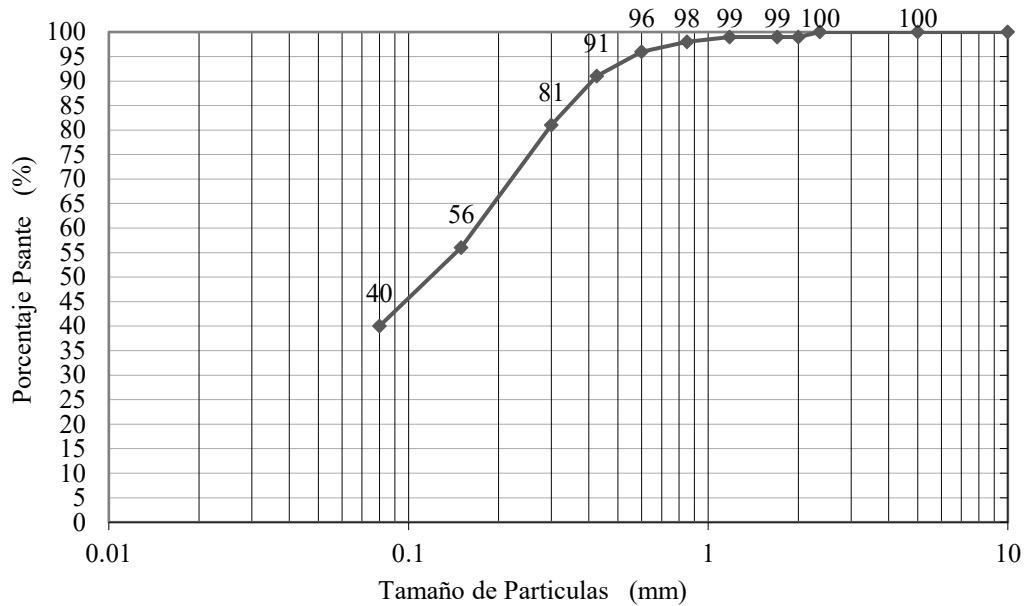


Figura 3-3: Curva granulométrica muestra de relave La Africana.

En la Figura 3-4 se presenta la curva de la densidad máxima compactada seca y la humedad obtenida mediante el ensayo Proctor modificado. Esta curva permite determinar la máxima densidad compactada seca que se puede obtener mediante la metodología de compactación del ensayo.

Si bien para efectos del presente estudio, es más útil calcular las densidades máximas y mínimas para calcular la densidad relativa del suelo, el ensayo Proctor consigue mejores resultados para suelos con un porcentaje de finos mayores al 12%, y por lo que se puede observar en la tabla 3-1 y la Figura 3-3, el porcentaje de finos es de un 40%.

En la Figura 3-4 se presenta la curva Proctor obtenida mediante el ensayo de laboratorio.

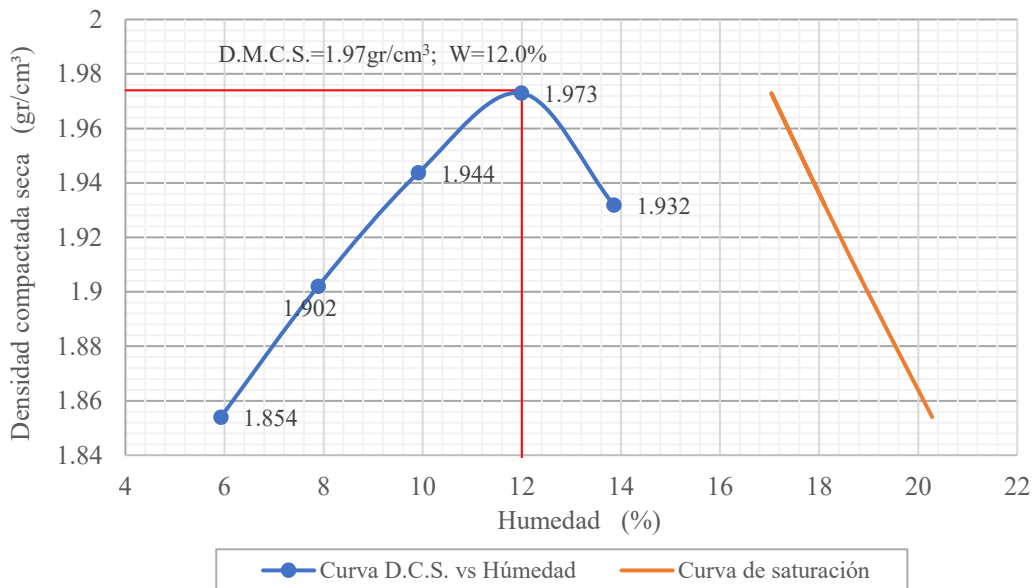


Figura 3-4: Curva Proctor Modificado muestra de relave La Africana.

3.3 Descripción del ensayo VSTu en laboratorio

Para la realización del ensayo VSTu en laboratorio, se requiere la medición de tres variables durante el ensayo. En primer lugar, está la medición de torque que es inherente a cualquier ensayo de veleta de corte. Luego está la medición de presión de poros antes, durante y después del ensayo que es lo que se desea validar en esta tesis. La tercera variable de interés es conocer la presión vertical y horizontal a la que está sometido el suelo de la probeta de laboratorio que será ensayada [1].

En una primera etapa antes de la realización del ensayo, se debe confeccionar la probeta de laboratorio con parámetros de interés del suelo a ensayar. El procedimiento para la confección de la probeta se presenta más adelante en el punto 3.4.

Una vez terminada la confección de la probeta se debe preparar el equipo VSTu para la realización del ensayo. En primer lugar, se debe programar el sensor de presión de poros para que registre las mediciones a una hora programada. Una vez programado el sensor se debe insertar en el orificio del vástago del equipo VSTu. Para esto se debe remover la tapa de la punta de la veleta VSTu donde el vástago es hueco e inyectarle glicerina líquida libre de burbujas de aire para luego insertar el sensor y tapar los 4 orificios de las aspas completando la saturación del sensor (Figura 2-5 y 2-8). Con la veleta saturada se inserta la punta en el centro del modelo bajo el nivel del agua para luego retirar las tapas de los 4 conductos de las aspas e inyectar más glicerina para eliminar burbujas de aire que se hayan filtrado durante el proceso de inserción.

Posteriormente se debe hincar dentro del modelo la veleta VSTu hasta la profundidad predefinida para el ensayo. Dependiendo de la densidad del modelo, presión vertical de confinamiento y la profundidad de ensayo, este hincado se puede realizar de forma manual o mediante una gata hidráulica apoyada en una viga central instalada en la parte superior del contenedor metálico de la probeta (Figura 2-9). Una vez terminado el proceso de hincado se instala el torquímetro en la parte superior de la veleta.

Con la veleta VSTu posicionada, se configura el programa de medición de torque verificando que este midiendo adecuadamente y luego, entre una y o dos personas, se hace girar la veleta a la velocidad y cantidad de giros o ciclos predefinidos para el ensayo [1]. Una vez se terminado el ensayo, se permite la disipación de la presión de poros sin perturbar la veleta VSTu con el fin de tener una corrección medición de la variación de la presión de poros durante la etapa post ensayo.

3.4 Confección de probeta de laboratorio

Para la confección de la probeta de relave en laboratorio, se secó la muestra en un horno con temperatura $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ y se almacenó en un bins industrial de plástico de 857 litros, aproximadamente, aislándola de la humedad ambiental para mantener su condición seca.

Posterior al secado de la muestra, se depositó agua en un contenedor compuesto por anillos metálicos (Figura 2-9) a un 20% de su capacidad volumétrica para luego, depositar el relave seco de forma ordenada mediante sedimentación manteniendo una altura constante de depositación del material.

La confección de la probeta fue realizada por capas mediante depositación por sedimentación, donde en cada una de ellas se aplicó vacío sellando del contenedor metálico y aplicando una presión de succión contante mediante una bomba eléctrica de succión al vacío. Durante y posterior a la aplicación del vacío, se aplicaron vibraciones por golpes para ayudar a saturar la muestra y extraer las burbujas de aire.

Para determinar la masa seca de la probeta, se fue pesando y registrando con una balanza digital todo el material seco depositado al interior del contenedor. Al conocer la masa seca del suelo depositado y midiendo el volumen de la probeta de relave saturada se puede determinar la densidad y el peso específico seco. Conociendo la densidad seca, el peso específico del suelo y asumiendo una condición saturada del suelo, se pudieron determinar mediante relaciones volumétricas y gravimétricas la densidad saturada, peso específico saturado, el índice de vacíos y porosidad entre otros parámetros.

A algunas de las probetas confeccionadas, se les aplicó una carga de confinamiento vertical mediante una placa de aluminio instalada sobre la probeta de relave a la cual se le aplicó carga mediante gatas hidráulicas. Las cargas aplicadas fueron medidas mediante sensores de presión instaladas dentro de la probeta.

Siguiendo el procedimiento anterior, se generaron 5 probetas diferentes variando su masa y densidad seca y saturada, volumen y presión de vertical. Algunos de los parámetros obtenidos para estas probetas son presentados más adelante en la tabla 3-2.

Para el cálculo del índice de vacíos, e , se utilizó la siguiente ecuación

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$$

Donde

γ_s = peso unitario de las partículas sólidas

γ_d = peso unitario seco del suelo

Para el cálculo de peso unitario saturado, γ_{sat} , se utilizó la siguiente ecuación

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{G_s + e}{1 + e} \right) \cdot \gamma_w$$

Donde

G_s = gravedad específica del suelo

γ_w = peso unitario del agua

3.5 Ensayos VSTu en laboratorio

En laboratorio se realizaron ensayos VSTu monotónicos y cíclicos en las 6 probetas de relave confeccionadas a diferentes pesos unitarios secos. Se ejecutaron más de 20 ensayos VSTu de los cuales se consideraron como válidos para análisis 7 ensayos monotónicos y 8 ensayos cíclicos.

Programa de ensayos

En la tabla 3-2 se presenta el programa de ensayos realizados y considerados como válidos para análisis. En esta tabla se presentan los parámetros geotécnicos de las probetas confeccionadas tales como la masa seca, volumen, densidad y peso unitario seco, peso unitario saturado e índice de vacíos.

Tabla 3-2. Parámetros geotécnicos de modelos confeccionados para ensayos VSTu de laboratorio.

	N° Ensayo	Masa Seca Probeta	Volumen Probeta	Densidad Seca	Peso Unitario Seco	Peso Unitario Saturado	Índice de Vacíos
	-	M _d ton	V m ³	ρ _d ton/m ³	γ _{seco} kN/m ³	γ _{sat} kN/m ³	e -
Monotónicos	3	0.926	0.641	1.445	14.2	19.2	1.06
	5	1.109	0.733	1.513	14.8	19.6	0.98
	6	1.109	0.733	1.513	14.8	19.6	0.98
	8	1.109	0.696	1.593	15.6	20.1	0.88
	10-1	1.109	0.696	1.593	15.6	20.1	0.88
	10-2	1.109	0.696	1.593	15.6	20.1	0.88
	17	1.121	0.655	1.710	16.8	20.9	0.75
Cíclicos	7	1.109	0.733	1.513	14.8	19.6	0.98
	8	1.109	0.696	1.593	15.6	20.1	0.88
	9	1.109	0.696	1.593	15.6	20.1	0.88
	11	1.109	0.696	1.593	15.6	20.1	0.88
	13*	1.121	0.688	1.630	16.0	20.4	0.83
	14*	1.121	0.637	1.759	17.3	21.3	0.69
	16	1.121	0.655	1.710	16.8	20.9	0.75
	18	1.121	0.655	1.710	16.8	20.9	0.75

* Ensayos realizados a presiones de poros mayores a la hidrostática por presiones de poros no disipadas.

Calibración de equipos de medición de presión

La mayoría de los ensayos realizados en laboratorio fueron realizados a profundidades de entre 0.5 y 0.7 metros y en un confinamiento correspondiente al peso propio del suelo. Sin embargo, a algunos de los ensayos de laboratorio realizados se aplicó una presión de confinamiento vertical sobre el relave, que simula una condición de esfuerzos en ensayos de terreno a mayores profundidades. Para medir el esfuerzo vertical total y efectivo al cual fueron realizados los ensayos, se utilizó un equipo construido como parte del trabajo de tesis de Mendoza (2021).

Este equipo consiste en bolsas neumáticas llenas de agua conectadas un sensor electrónico que mide presión recibida por las bolsas. Para calibrar este equipo, se aplicó una presión mediante un equipo de compresión simple (Figura 3-5 izquierda) a una bolsa neumática y se compararon estas mediciones con las obtenidas en el sensor electrónico y en un manómetro digital (Figura 3-5 derecha).



Figura 3-5: Calibración de sensor de medición de presión para suelo.

Para comprobar el correcto funcionamiento del sensor de medición de presión vertical de confinamiento, se confeccionó una probeta de relave de pequeña escala donde se midió la carga aplicada en la parte superior de la probeta mediante una celda de carga y se midió la presión aplicada sobre bolsa hidráulica de presión ubicada en el fondo de la probeta (Figura 3-6).

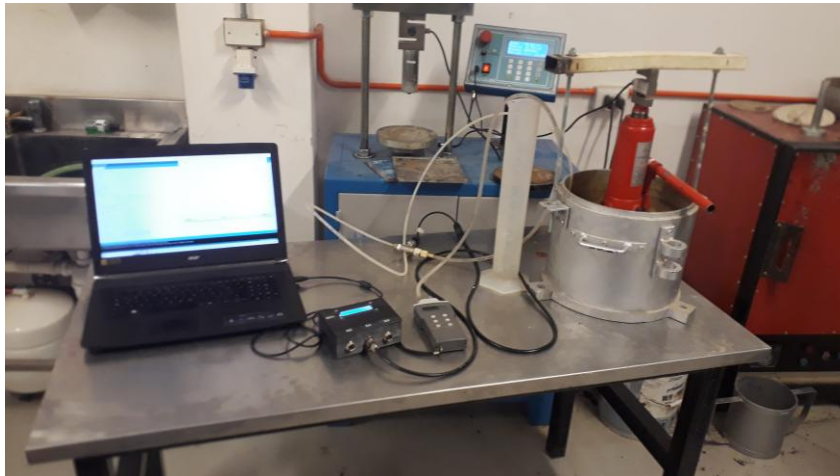


Figura 3-6: Medición de presión transmitida a través de la muestra de suelo al sensor instalado al fondo de contenedor.

Verificación del sensor de Presión de Poros

Una de las verificaciones más importantes que se recomienda realizar cada cierto tiempo es al sensor de presión de poros inserto al interior de la veleta. Se debe verificar que el sensor este midiendo correctamente la presión de poros durante el ensayo, ya que si las mediciones son incorrectas los ensayos tendrían que descartarse.

Una verificación simple implementada en esta tesis es la de insertar la veleta dentro de una columna de agua de altura conocida y registrar la profundidad de la veleta en el tiempo (Figura 3-7). Al tener la altura de la columna de agua, se puede calcular la presión hidrostática a la que está sometida la veleta en el tiempo y comparar los resultados con las mediciones registradas por el sensor.



Figura 3-7: Tubo con columna de agua de 3 metros para verificación de sensor de presión de agua.

Este proceso fue realizado una vez durante el desarrollo de la tesis obteniendo una correcta verificación de las mediciones de presión de poros en el tiempo.

Utilización de glicerina como fluido para la correcta medición de la presión de poros

Para conseguir una respuesta aceptable de la presión de poros durante la penetración de la veleta VSTu, el sensor de presión de poros debe estar completamente saturado para evitar que ingrese agua con burbujas de aire al interior del vástago donde se encuentra el sensor, ya que, de lo contrario, se pueden generar lecturas erróneas de la presión de poros.

Según Larsson (1995), para lograr una correcta saturación de filtros o transductores de presión de poros, la experiencia sueca en ensayos CPTu recomienda utilizar glicerina líquida tratada al vacío [32]. La glicerina es un fluido viscoso que tiene la ventaja de ser soluble en el agua, lo que permite que la presión de poros se transmita de forma correcta al sensor.

Para asegurar que la glicerina no tenga burbujas de aire, se utilizó un recipiente transparente especial para aplicar vacío que es utilizado en ensayos de partículas sólidas y que fue utilizado con éxito para extraer las burbujas de aire de la glicerina (Figura 3-8).

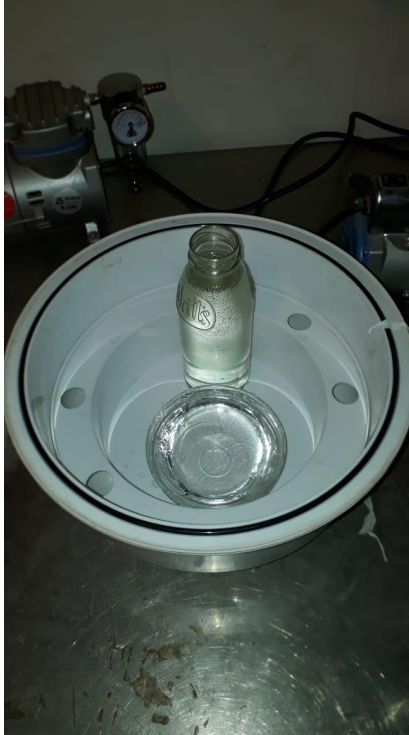


Figura 3-8: Aplicación de vacío para extracción de burbujas de aire de glicerina.

3.6 Resultados de ensayos VSTu de laboratorio

Terminados los procesos de preparación de la probeta e instalación de la veleta VSTu, se realizaron ensayos monotónicos a diferentes velocidades y ensayos cíclicos a diferentes frecuencias. Dentro de los ensayos de laboratorio, se consideraron como válidos para análisis 7 ensayos VSTu monotónicos y 8 ensayos VSTu cíclicos. Los parámetros geotécnicos y los resultados obtenidos de los ensayos VSTu realizados en laboratorio, se presentan en las tablas 3-3, 3-4, 3-5 y 3-6. Los gráficos de los principales resultados de las mediciones realizadas a los ensayos VSTu de laboratorio se pueden observar en el Anexo, excepto los ensayos VSTu Monotónico N°5 y el Cíclico N°18.

En la Figura 3-9 se presentan los principales resultados de las mediciones realizadas para el ensayo VSTu monotónico N°5 en el laboratorio.

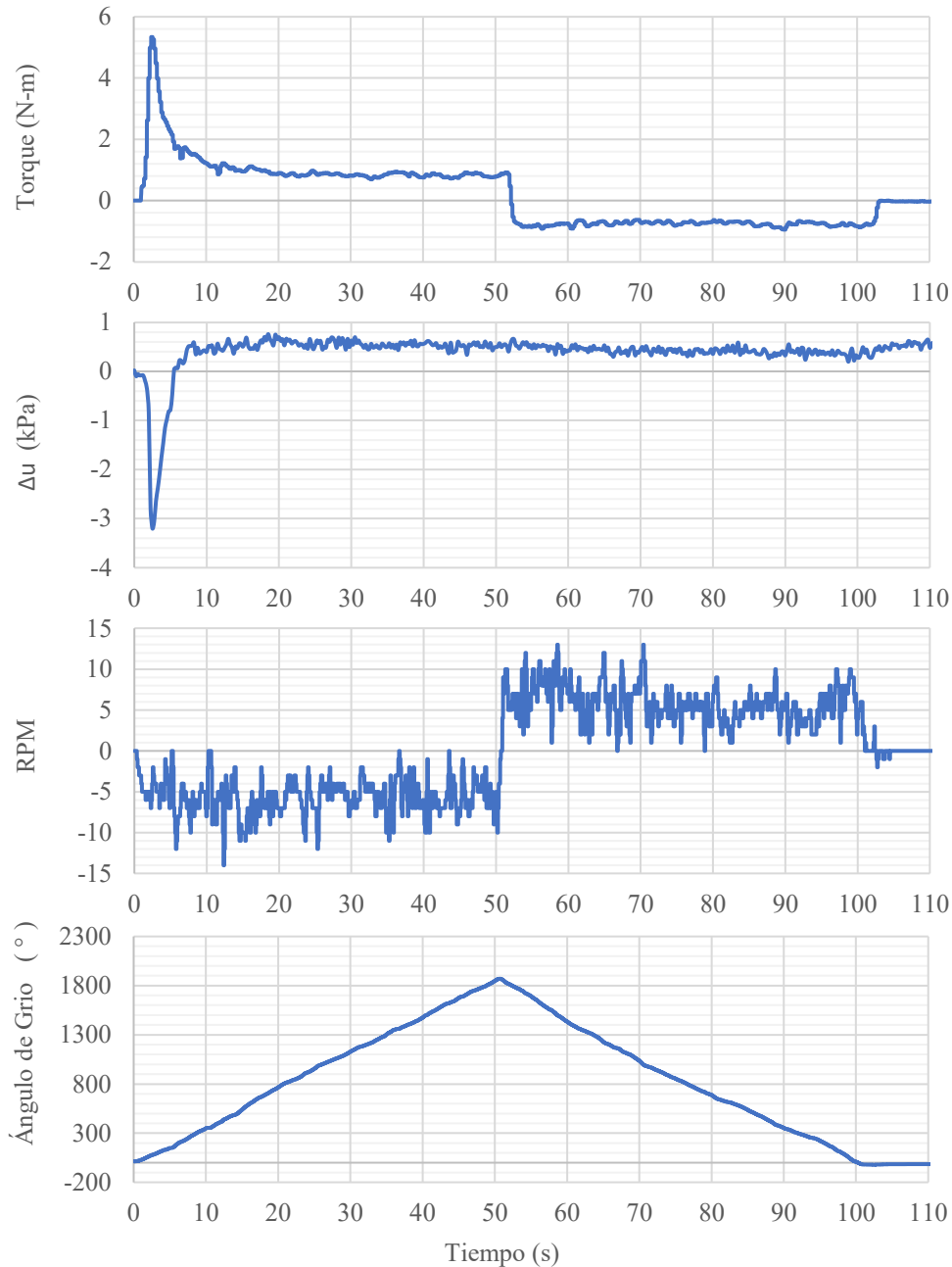


Figura 3-9: Parámetros medidos en ensayo VSTu Monotónico N°5 en laboratorio con inversión de giro a los 50 (s).

De los gráficos anteriores se observa que, durante la medición del torque, primero ocurre un torque Peak seguido por un descenso del torque hasta un valor de torque residual. Este proceso se desarrolló durante 5 giros de veleta, tal como se observa en el gráfico de medición de ángulo de giro de la Figura 3-9, donde la rotación en el primer sentido de giro fue de 1800 grados aproximadamente lo que equivale a 5 giros de 360° en los primeros 50 segundos de duración del ensayo. Al terminar el 5 giro de la veleta, se invirtió el sentido del giro dando otras 5 rotaciones a la veleta obteniendo el mismo torque residual obtenido en la otra dirección o sentido del giro. De lo anterior se puede desprender que independiente de la dirección del giro, la resistencia residual se mantiene en un valor relativamente constante siempre y cuando el ensayo tenga un comportamiento no drenado como en este caso. El comportamiento no drenado se puede definir, ya que la medición de presión de poros se mantuvo relativamente constante durante la ejecución del ensayo. Los

valores obtenidos de resistencia residual en ambas direcciones de giro fueron de aproximadamente 1.0 kPa tal como se puede observar en la tabla 3-2.

Se calculó la resistencia al corte Peak de 6.7 kPa en función del torque Peak (máximo) medido de 5.3 N-m (Figura 3-9) con la ecuación presentada en el punto 2.3. En la etapa del ensayo donde se desarrolla el Peak de resistencia al corte, se observa una drástica disminución de la presión de poros hasta a un valor mínimo de $\Delta u_{\text{Peak}(-)} = -3.2$ kPa (tabla 3-3) lo que indica que hubo un comportamiento dilatante del suelo.

Con respecto a la determinación de la resistencia al corte no-drenada residual, se puede observar que una vez superado el Peak de torque y la disminución de la presión de poros, hay un aumento de la presión de poros hasta valores relativamente constantes durante la fase de torque residual, por lo que, en esta etapa del ensayo, se puede garantizar una condición no drenada del ensayo y una resistencia al corte no drenado residual valido de 1 kPa en ambas direcciones de giro.

Los valores de resistencia al corte calculados no fueron corregidos en función del índice de plasticidad ya que la muestra de arena limosa SM no presentó ni limite liquido ni plástico.

Con respecto a la velocidad de giro tal y como se muestra en el gráfico de RPM versus Tiempo de la Figura 3-9, se alcanzó un promedio de 6.1 RPM o una velocidad angular de 36.4 °/seg (2184 °/min) o una velocidad periférica de 1.9 cm/s en ambas direcciones (tabla 3-4). La velocidad periférica corresponde a la velocidad tangencial en el borde de las aspas o en el radio de giro de la veleta. Esta velocidad de ensayo fue suficiente para conseguir la condición no drenada del suelo en su etapa residual ya que el exceso de presión de poros se mantuvo relativamente constante durante esta etapa del ensayo. La norma ASTM D2573-18 recomienda una velocidad de giro de 6 °/min para suelos finos cohesivos, la cual es bastante menor al compararla con la velocidad de giro del ensayo de 2184 °/min del ensayo. Esta mayor velocidad de giro fue aplicada para lograr la condición no drenada, ya que tal como menciona Olguín y Ortuzar (2015) [6], el material de relave tiene una mayor permeabilidad que los suelos cohesivos finos, por lo que la velocidad de 6 °/min propuesta por la ASTM D2573, no permitirá generar una respuesta no drenada del suelo al disiparse los excesos de presión de poros.

El aumento máximo de presión de poros positiva promedio en la fase post peak fue de $\Delta u_{\text{Max}(+)} = 0.83$ kPa. La fase post peak la definimos como la etapa del ensayo posterior al desarrollo del Torque o RCND Peak y antes de alcanzar el Torque o RCND Residual para los ensayos monotónicos o, para el caso de ensayos cíclicos, la estabilización de la magnitud de los peaks para cada cambio de giro de los ciclos. Entonces si para un esfuerzo vertical efectivo de 6.46 kPa con $\Delta u_{\text{Max}(+)} = 0.83$ kPa, determinamos la relación para la licuefacción r_u nos da un valor de 0.13 (tabla 3-5) que es un valor bastante lejano al $r_u=1$ que es un valor aproximado donde se da el fenómeno de licuefacción.

También se determinó la relación entre el esfuerzo de corte no drenado residual monotónico y el esfuerzo vertical efectivo (para ensayos cíclicos se le llama CSR o Cycle Stress Ratio) con un valor de 0.16 (tabla 3-5). Este valor puede ser útil para intentar replicar el ensayo VSTu monotónico mediante un ensayo de corte simple monotónico en laboratorio.

A continuación, se presenta el ensayo VSTu cíclico N°18 realizado en el laboratorio.

En la Figura 3-10 se presentan los principales resultados de las mediciones realizadas para el ensayo VSTu cíclico N°18.

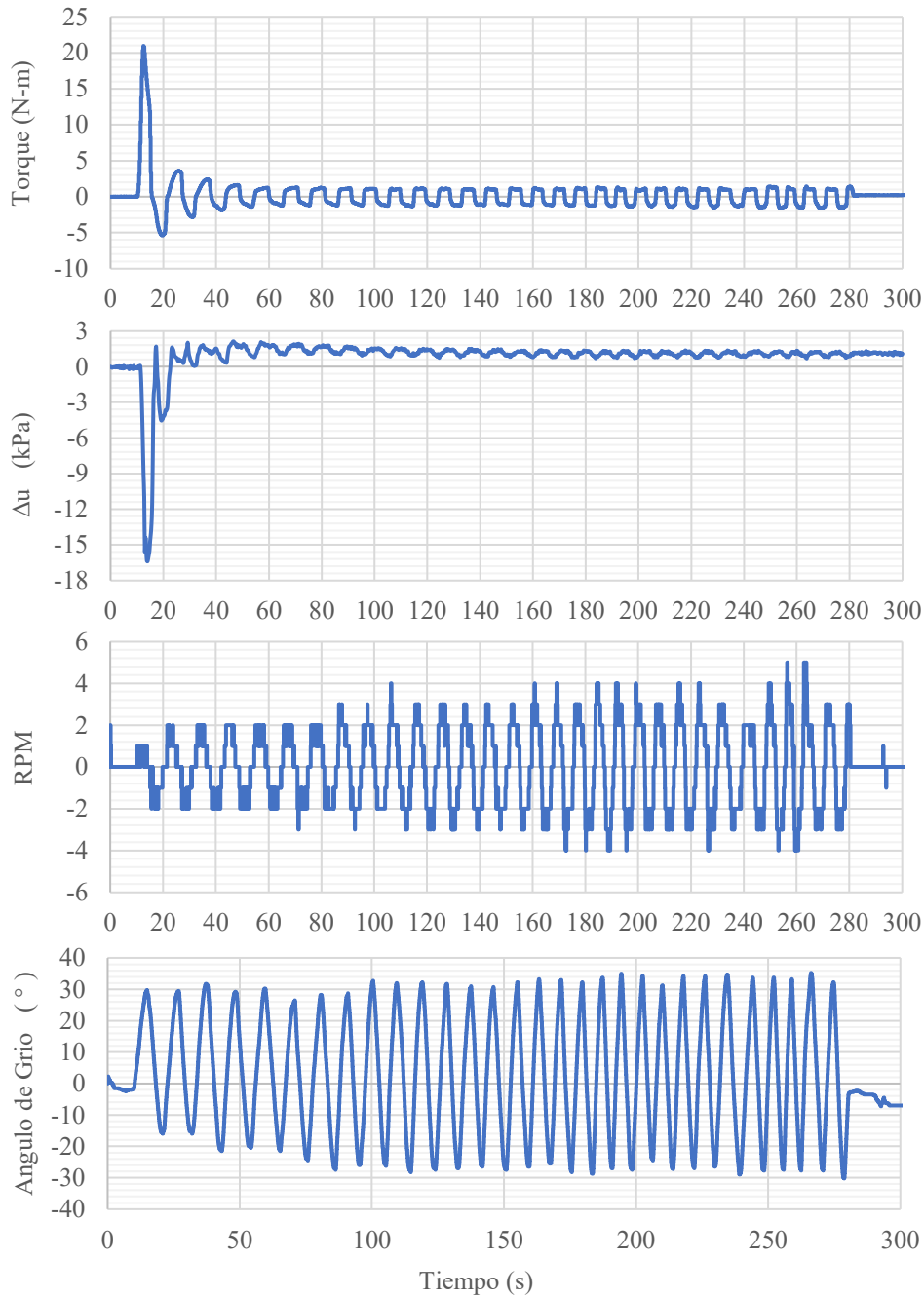


Figura 3-10: Parámetros medidos en ensayo VSTu Cíclico N°18 en laboratorio.

En este ensayo se aplicaron 30 ciclos con una amplitud de giro promedio de 56 grados, donde se puede observar un claro torque Peak (máximo) inicial de 20.9 N-m, para luego ir disminuyendo la magnitud de los valores del torque en los peaks de cada dirección de giro hasta alcanzar una magnitud relativamente constante de 1.3 N-m, es decir, que los valores absolutos de los peak negativos y positivos de cada ciclo en esta etapa del ensayo son aproximadamente iguales (Figura 3-10).

En ensayos VSTu cíclicos, es posible calcular el Torque Peak ya que se necesita una baja deformación angular para alcanzar el estado peak o máximo, por lo que un primer giro de 56° en una dirección, es suficiente para alcanzar el Peak.

El torque Peak o máximo medido fue de 20.9 N-m (Figura 3-10) con una resistencia al corte no drenado calculada según la ecuación presentada en el punto 2.3 de 26.5 kPa. La determinación de la resistencia al corte no-drenada Peak determinada anteriormente (al igual que el ensayo monotónico N°5) no se podría considerar como válida sin realizar una corrección, ya que, al observar el comportamiento de la presión de poros durante el Peak del torque medido, se observa una drástica disminución de la presión de poros con una variación negativa desde la presión hidrostática $\Delta u_{\text{Peak}(-)} = -16.4$ kPa (tabla 3-6), lo que puede estar sobreestimando el valor del Torque Peak.

En los ensayos VSTu cíclicos, no es posible determinar la resistencia residual o crítica debido a que, por los cambios de dirección de giro, no se puede garantizar que se alcance a desarrollar completamente la resistencia residual del suelo. Sin embargo, una vez superados el peak de resistencia al corte y la disminución de la presión de poros $\Delta u_{\text{Peak}(-)}$, la magnitud de los peaks de los ciclos de resistencia al corte no drenado decrece hasta un valor relativamente constante de 1.6 kPa para ambas direcciones de giro, donde la presión de poros oscila levemente alrededor de un valor relativamente constante logrando una condición no drenada del suelo.

Los valores de resistencia al corte calculados no fueron corregidos en función del índice de plasticidad ya que la muestra de arena limosa SM no presentó ni límite líquido ni plástico.

En la tabla 3-4 se presenta la frecuencia promedio de cada ciclo de 0.11 Hertz (o el periodo de 8.8 segundos) con la cual posterior al séptimo ciclo, se estabilizó la presión de poros oscilando hacia un valor relativamente constante.

El aumento máximo presión de poros positiva promedio en fase post peak fue de $\Delta u_{\text{Max}(+)} = 1.5$ kPa. La fase post peak la definimos como la etapa del ensayo posterior al desarrollo del Torque o RCND Peak y antes de alcanzar el Torque o RCND Residual para los ensayos monotónicos o, para el caso de ensayos cíclicos, la estabilización de la magnitud de los peaks para cada cambio de giro de los ciclos. Entonces si para un esfuerzo vertical efectivo de 15.5 kPa con un $\Delta u_{\text{Max}(+)} = 1.5$ kPa, determinamos la relación para la licuefacción r_u nos da un valor de 0.10 (tabla 3-5) que es un valor bastante lejano al $r_u=1$ y menor al obtenido en el ensayo monotónico N°5 visto anteriormente.

En las siguientes páginas se presentan 4 tablas con parámetros geotécnicos y resultados obtenidos de los ensayos VSTu Monotónicos y Cíclicos realizados en laboratorio y considerados válidos para análisis. Los gráficos de los principales resultados de las mediciones realizadas a los ensayos de laboratorio se pueden observar en el Anexo.

Tabla 3-3. Parámetros de ensayos VSTu en probetas de relave en laboratorio Parte 1.

	Nº Ensayo	Esfuerzo Vertical Total	Presión de Poros Hidroestática	Esfuerzo Vertical Efectivo	Esfuerzo Vertical Efectivo en Peak	Coefficiente de Reposo	Esfuerzo Horizontal Efectivo	Esfuerzo Horizontal Total
	-	σ_v kPa	u_{est} kPa	σ'_v kPa	σ'_v kPa	$k_0 - k_{0-OR}$ -	σ_H' kPa	σ_H kPa
Monotónicos	3	13.6	7.6	6.0	15.8	0.55	3.3	10.8
	5	14.2	7.7	6.5	17.4	0.55	3.5	11.3
	6	14.4	7.8	6.6	14.7	0.55	3.6	11.4
	8	14.4	8.0	6.4	22.0	0.50	3.2	11.2
	10-1	14.6	7.8	6.7	21.7	0.50	3.3	11.2
	10-2	14.5	7.8	6.6	25.1	0.50	3.3	11.1
	17	26.3	7.1	19.2	37.5	0.53**	10.3	17.3
Cíclicos	7	13.8	7.7	6.2	18.3	0.54	3.4	11.0
	8	14.4	8.0	6.4	25.1	0.50	3.2	11.2
	9	14.5	8.4	6.1	20.2	0.50	3.0	11.5
	11	14.2	7.8	6.4	20.8	0.50	3.2	11.0
	13*	32.6	16.8	15.8	41.3	0.47	7.5	24.3
	14*	57.0	28.9	28.1	101.6	0.44	12.2	41.1
	16	25.3	6.5	18.8	49.3	0.54**	10.2	16.7
	18	22.5	7.0	15.5	38.9	0.60**	9.3	16.3

* Ensayos realizados a presiones de poros mayores a la hidrostática por presiones de poros no disipadas.

** Coeficiente de reposo para suelos sobreconsolidados (k_{0-OC})

Tabla 3-4. Parámetros de ensayos VSTu en probetas de relave en laboratorio Parte 2.

	Nº Ensayo	Velocidad Periférica	Revoluciones por minuto	Grados por Minuto	Grados por Segundo	Periodo	Frecuencia
	- -	V _P cm/s	RPM vueltas/min	V _{ang} Grad/min	V _{ang} °/s	T s	f Hertz
Monotónicos	3	4.0	12.8	4603	76.7	-	-
	5	1.9	6.1	2185	36.4	-	-
	6	2.3	7.2	2593	43.2	-	-
	8	2.3	7.3	2645	44.1	-	-
	10-1	0.9	2.7	986	16.4	-	-
	10-2	1.5	4.8	1744	29.1	-	-
	17	1.0	3.3	1183	19.7	-	-
Cíclicos	7	-	-	-	-	1.1	0.94
	8	-	-	-	-	2.1	0.48
	9	-	-	-	-	1.5	0.65
	11	-	-	-	-	4.5	0.22
	13*	-	-	-	-	2.2	0.46
	14*	-	-	-	-	2.5	0.41
	16	-	-	-	-	6.5	0.15
	18	-	-	-	-	8.8	0.11

* Ensayos realizados a presiones de poros mayores a la hidrostática por presiones de poros no disipadas por completo

Tabla 3-5. Resultados de ensayos VSTu en probetas de relave en laboratorio Parte 1.

	N° Ensayo	Torque Peak	Torque Residual 1	Torque Residual 2	Esf. Corte No Drenado Peak	Esf. Corte No Drenado Residual 1	Esf. Corte No Drenado Residual 2
	-	T Peak N·m	T Res 1 N·m	T Res 2 N·m	(Su)P kPa	(Su)R 1 kPa	(Su)R 2 kPa
Monotónicos	3	3.8	1.8	-	4.8	2.2	-
	5	5.3	0.8	0.8	6.7	1.0	1.0
	6	3.3	0.7	0.7	4.1	0.9	0.9
	8	16.9	0.9	0.9	21.4	1.1	1.1
	10-1	15.3	1.2	1.2	19.3	1.5	1.5
	10-2	14.3	0.9	0.8	18.1	1.1	1.1
	17	31.9	2.9	2.9	40.3	3.7	3.6
Cíclicos	7	5.2	-	-	6.5	-	-
	8	12.9	-	-	16.3	-	-
	9	6.1	-	-	7.7	-	-
	11	7.1	-	-	8.9	-	-
	13*	21.9	-	-	27.6	-	-
	14*	59.3	-	-	74.9	-	-
	16	36.6	-	-	46.2	-	-
	18	20.9	-	-	26.5	-	-

* Ensayos realizados a presiones de poros mayores a la hidrostática por presiones de poros no disipadas por completo

Tabla 3-6. Resultados de ensayos VSTu en probetas de relave en laboratorio Parte 2.

	N° Ensayo	Variación Máx. PP negativa Peak	Variación Máxima PP Positiva**	Relación entre variación máxima de PP positiva y Esf. Vert. Efectivo	Relación entre Esf. No Drenado Peak y Esf. Vertical Efectivo	Relación entre Esf. No Drenado Residual y Esf. Vertical Efectivo	Sensitividad
	- -	$\Delta u_{Peak} (-)$ kPa	$\Delta u_{Max} (+)$ kPa	$r_{u\ max} = +\Delta u/\sigma_v'$	$(S_u)_P/\sigma_v'$	$(S_u)_R/\sigma_v'$	$(S_u)_P/(S_u)_R$ -
Monotónicos	3	-2.2	2.1	0.35	0.80	0.37	2.2
	5	-3.2	0.8	0.13	1.04	0.16	6.5
	6	-0.3	0.8	0.12	0.63	0.14	4.6
	8	-7.6	1.1	0.17	3.34	0.18	18.8
	10-1	-7.1	1.1	0.16	2.88	0.22	12.9
	10-2	-10.7	1.5	0.22	2.74	0.16	16.7
	17	-11.2	1.1	0.05	2.09	0.19	11.0
Cíclicos	7	-4.5	1.1	0.18	1.06	-	-
	8	-10.7	2.2	0.34	2.54	-	-
	9	-5.7	1.3	0.22	1.27	-	-
	11	-6.7	2.6	0.41	1.40	-	-
	13*	-8.7	8.2	0.52	1.75	-	-
	14*	-44.6	3.2	0.11	2.66	-	-
	16	-24.0	1.2	0.06	2.46	-	-
	18	-16.4	1.5	0.10	1.70	-	-

* Ensayos realizados a presiones de poros mayores a la hidrostática por presiones de poros no disipadas por completo

** La variación de presión de poros máxima $\Delta u_{Max} (+)$ se determinó calculando un valor promedio en la etapa de mayor incremento de presión de poros post Peak y antes de alcanzar el Torque o RCND Residual para los ensayos monotónicos o, para el caso de ensayos cíclicos, la estabilización de la magnitud de los peaks para cada cambio de giro de los ciclos.

3.7 Análisis de resultados

En este punto, se presentarán gráficos generados en base a los parámetros geotécnicos y los resultados obtenidos de los ensayos VSTu realizados en laboratorio, los cuales fueron presentados en las tablas 3-2 a la 3-6. Estos gráficos permitirán visualizar de mejor manera la relación entre algunos parámetros de interés e intentar explicar el comportamiento del ensayo.

Relación entre el esfuerzo de corte no drenado y el índice de vacíos

A continuación, en la Figura 3-11 se presenta un gráfico que permite visualizar la relación entre el esfuerzo de corte no drenado y el índice de vacíos.

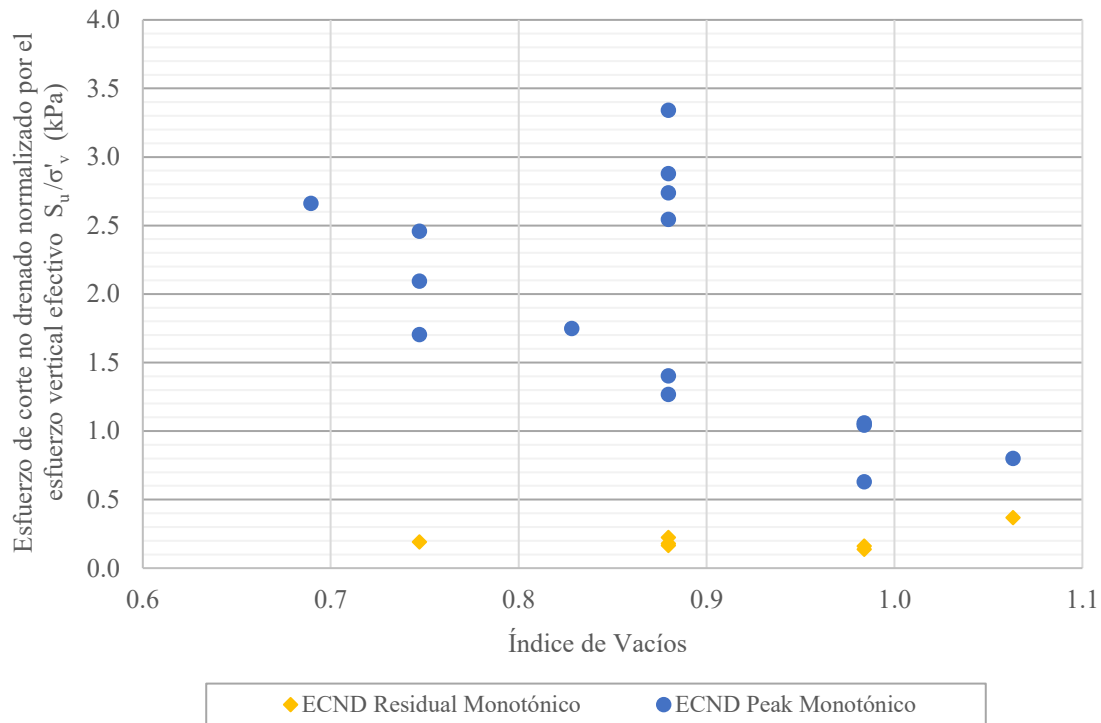


Figura 3-11: Relación entre el índice de vacíos y el esfuerzo de corte no drenado normalizado por el esfuerzo vertical efectivo.

En la Figura 3-11, se consideran los esfuerzos de corte peak (máximo) de los ensayos monotónicos y cíclicos normalizados por el esfuerzo vertical efectivo. Se considera el esfuerzo de corte peak de los ensayos cíclicos, ya que este se da en el inicio de la primera dirección de giro del primer ciclo a una baja deformación, que es lo mismo que ocurre en el inicio del primer giro de los ensayos monotónicos.

Tal como se puede observar en la Figura 3-11, hay una relación decreciente entre el esfuerzo de corte no drenado Peak y el índice de vacíos. Esto es de esperar ya que los suelos más densos, o con menor índice de vacíos, presentan una mayor resistencia al corte peak. Hay 4 puntos de ECND Peak con valores mayores que la tendencia de la nube de puntos, esto ocurre en ensayos con en la probeta con un índice de vacíos de 0.88 y pudo haber ocurrido por una mayor densidad localizada en la probeta, ya que estos ensayos fueron realizados a una profundidad similar.

Ahora bien, si observamos en la Figura 3-11, en las resistencias residuales (críticas) obtenidas en los ensayos monotónicos, no se identifica una relación entre la resistencia al corte no drenado residual (crítica) y el índice de vacíos.

Es importante destacar que tal como se observa en la tabla 3-2, el cambio de giro en los ensayos monotónicos no afecta resistencia residual obteniendo valores aproximadamente iguales de RCND residual.

En los ensayos VSTu cíclicos, se observa que la resistencia al corte no drenada máxima y mínima de los ciclos posteriores a RCND Peak son aproximadamente iguales, no siendo afectadas por los cambios de giro de cada ciclo. Esto se cumple siempre y cuando, el ensayo en la etapa post Peak tenga una respuesta no drenada, o la presión de poros tenga un valor relativamente constante (Figura 3-10 y Anexo B).

Relación entre el esfuerzo vertical efectivo y el esfuerzo de corte no drenado

A continuación, en la Figura 3-12 se presenta un gráfico que permite visualizar la relación entre el esfuerzo de corte no drenado y el esfuerzo vertical efectivo.

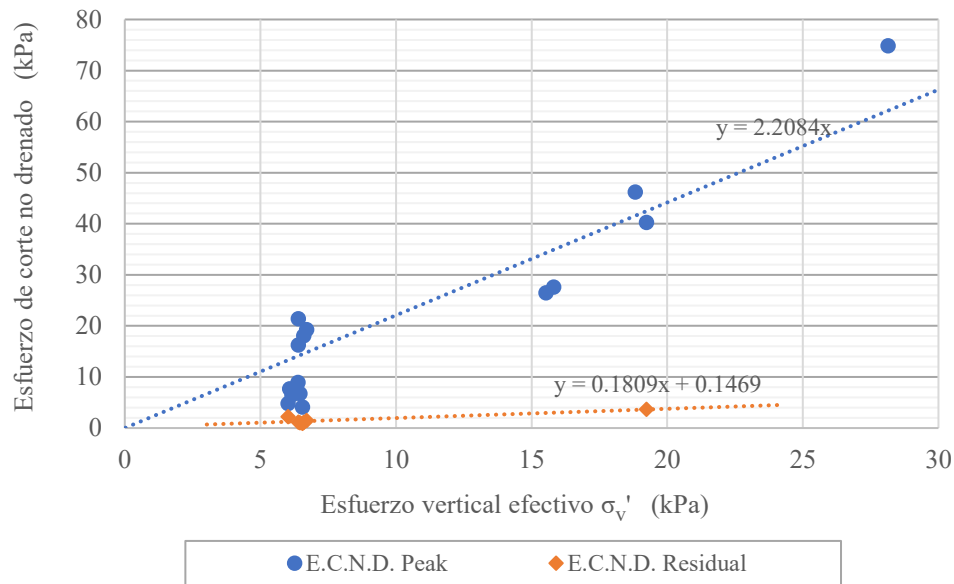


Figura 3-12: Efecto del esfuerzo de corte no drenado Peak y el esfuerzo vertical efectivo.

Como se puede observar en la Figura 3-12 hay una clara relación entre el esfuerzo vertical efectivo y el esfuerzo de corte no drenado Peak. Tal como es de esperar, el efecto de un mayor esfuerzo efectivo debido por una mayor presión de confinamiento incide directamente en el aumento de la RCND Peak.

Sin embargo, y también como es de esperar, el esfuerzo vertical efectivo no incide de forma considerable en la RCND residual ya que los valores obtenidos se mantienen relativamente constantes teniendo una pendiente de la curva de ajuste con una leve inclinación.

Relación entre la velocidad Periférica y el esfuerzo de corte no drenado

A continuación, en la Figura 3-13 se presenta un gráfico que permite visualizar la relación entre la velocidad periférica y el esfuerzo de corte no drenado.

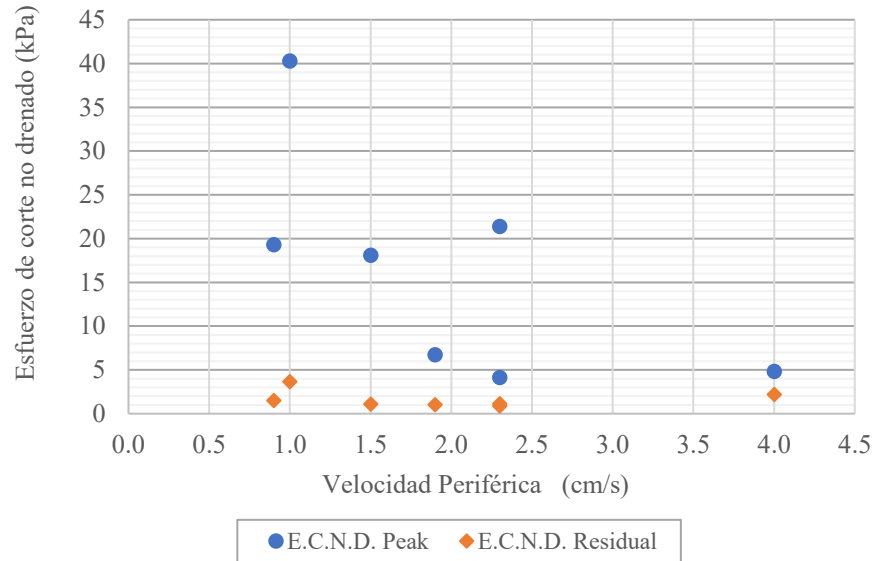


Figura 3-13: Relación entre el esfuerzo de corte no drenado y la velocidad periférica.

Como se puede observar en la Figura 3-13 hay una tendencia a la disminución de la RCND Peak con el aumento de la velocidad periférica para ensayos VSTU en este tipo de relave. Sin embargo, se necesitarían más datos para establecer una clara relación.

Con respecto a la RCND Residual tal como es de esperar no se observa una relación con la velocidad periférica.

Efecto de la velocidad periférica en la relación de licuefacción $r_{u \max}$ en ensayos VSTu Monotónicos

A continuación, en la Figura 3-14 se presenta un gráfico que permite visualizar el efecto de la velocidad periférica en la relación de licuefacción $r_{u \max}$ para ensayos monotónicos.

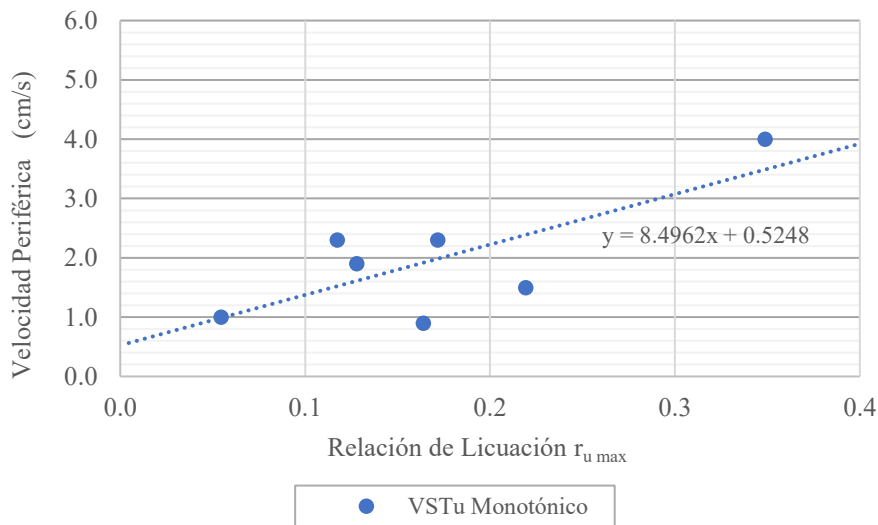


Figura 3-14: Efecto de la velocidad periférica de ensayos VSTu Monotónicos en la relación de licuación $r_{u \max}$.

Para los ensayos monotónicos, se observa que un aumento de la velocidad periférica de giro genera un aumento de la presión de poros, lo que a su vez aumenta la relación de licuación $r_{u \max}$.

Sin embargo, se necesitan más datos para confirmar esta observación.

Efecto de la frecuencia de ciclo en la relación de licuefacción $r_{u \max}$ en ensayos VSTu Cíclicos

A continuación, en la Figura 3-15 se presenta un gráfico que permite visualizar el efecto de la frecuencia de ciclo en la relación de licuefacción $r_{u \max}$ para ensayos cíclicos.

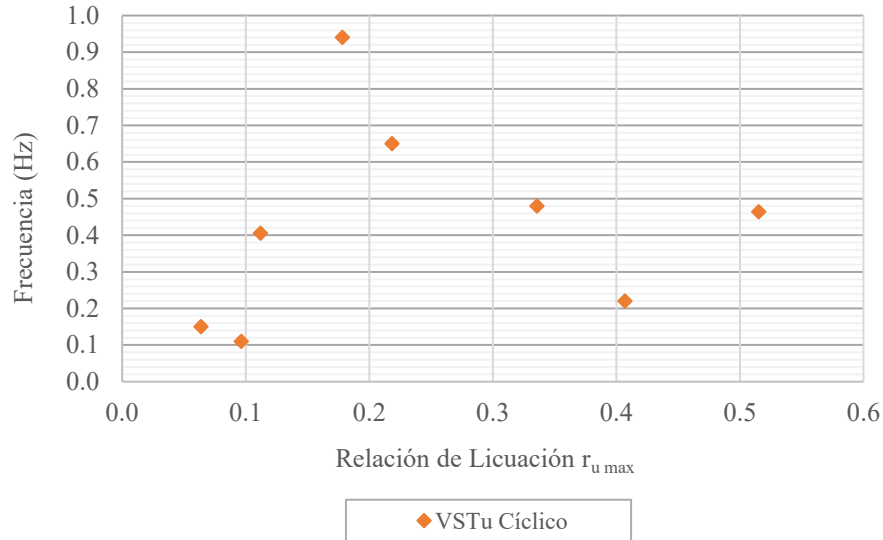


Figura 3-15: Efecto de la frecuencia de ciclo en la relación de licuación $r_{u \max}$.

En la Figura 3-15 no se observa una tendencia entre el aumento de la frecuencia en los ensayos cíclicos y la relación $r_{u \max}$.

Cabe destacar, que en los ensayos cíclicos se obtuvieron mayores valores de $r_{u \max}$ en comparación a los ensayos monotónicos.

Efecto del índice de vacíos en la relación de licuefacción $r_{u \max}$ con la frecuencia

A continuación, en la Figura 3-16 se presenta un gráfico que permite visualizar el efecto entre el índice de vacíos y la relación de licuación $r_{u \max}$.

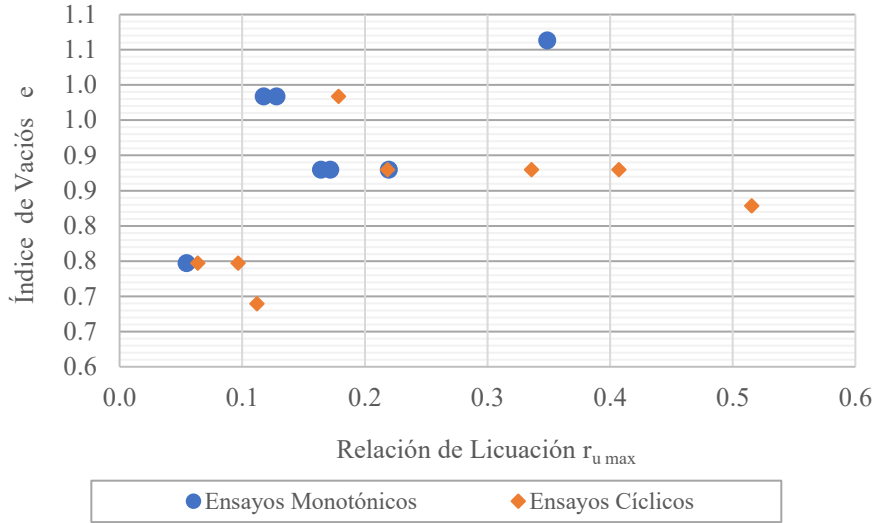


Figura 3-16: Efecto del índice de vacíos en la relación de licuación $r_{u \max}$.

En la Figura 3-16, con respecto a los ensayos cíclicos, no se observa una relación entre el índice de vacíos y la relación de licuefacción $r_{u \max}$ que indique que a un mayor índice de vacíos (suelos más sueltos) se logren valores de r_u cercanos a 1 que puedan generar licuefacción. Sin embargo, en los ensayos monotónicos se observa una tendencia a aumentar la relación $r_{u \max}$ a mayores valores de relación de vacíos, lo que sería consistente con una tendencia contractiva de suelos más sueltos que a su vez generan un aumento de la presión de poros y de la relación $r_{u \max}$.

Relación entre el esfuerzo de corte no drenado y la variación negativa máxima de la presión de poros en el Peak

A continuación, en la Figura 3-17 se presenta un gráfico que permite visualizar la relación entre el esfuerzo de corte no drenado y la variación negativa máxima de la presión de poros en el Peak.

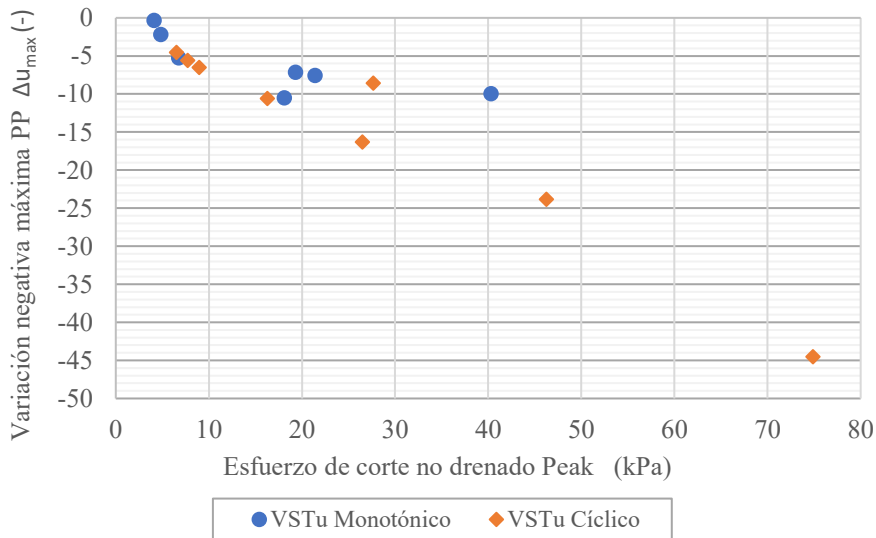


Figura 3-17: Relación entre la variación máxima de presión de poros negativa y el esfuerzo de corte no drenado.

En la Figura 3-17 se observa que un aumento del esfuerzo de corte no drenado Peak va claramente asociado a un aumento de la variación de la presión de poros negativa.

Esto es consistente con los resultados de Wilson (1963) [8] en ensayos de veleta en laboratorio para suelos limosos. Al igual que en el presente trabajo, Wilson midió la presión de poros en las aspas de la veleta al momento de la falla, obteniendo un gráfico que se presenta en la Figura 3-18 donde se ve que un aumento del torque va asociado a un aumento de presión de poros negativa lo cual significa un aumento en tensiones efectivas, y, por lo tanto, un aumento en la resistencia al corte [1].

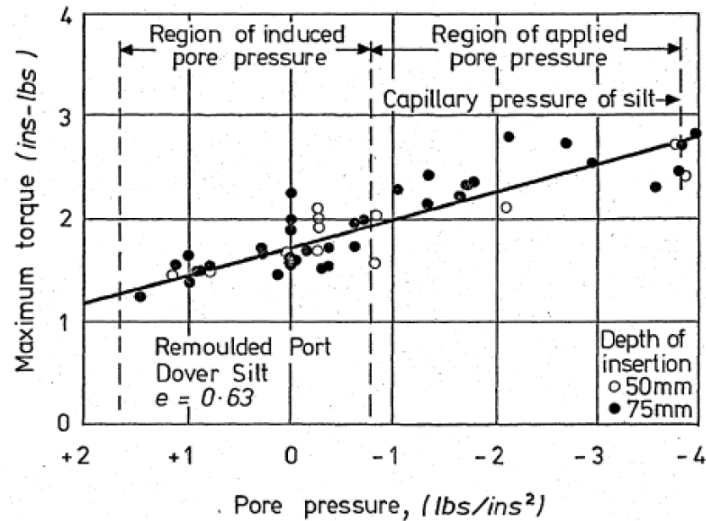


Figura 3-18: Torque máximo versus presión de poros en el momento de la falla.

Otro estudio relevante es el de Matsui y Abe [16] en que, en ensayos de veleta de arcillas normalmente consolidadas, identificaron zonas de contracción y dilatación que pueden producirse delante y detrás de las aspas de la veleta respectivamente en la dirección de rotación al interior de la superficie de falla (Figura 3-19). Ellos establecieron que, manteniendo la condición no drenada, delante de las aspas de la veleta y al interior de la superficie de falla, tanto el exceso de presión de poro como la tensión normal total aumentan, mientras que detrás de las aspas de la veleta, ambas disminuyen [16].

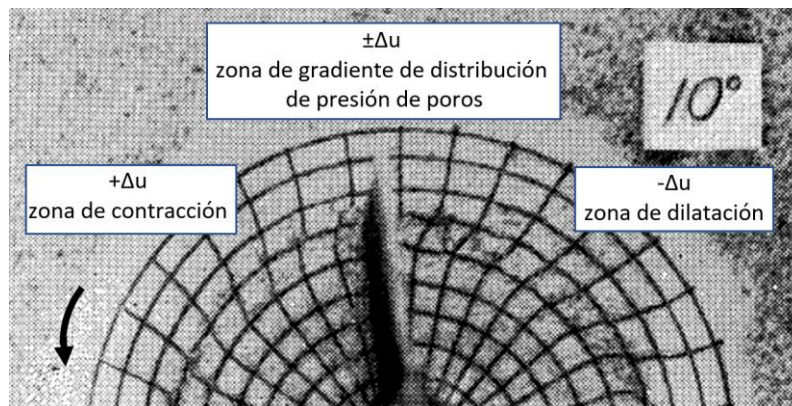


Figura 3-19: Superficie de falla en arena después de 10° de giro (Modificado de Mowbray 1980 [2]).

Matsui y Abe establecen que, dado que el gradiente de distribución del exceso de presión de poros alrededor del plano de corte, especialmente alrededor de las aspas de la veleta, es grande (Figura 3-19), se producirá rápidamente el suavizado del exceso de presión de poros. Como resultado, la zona de suelo situada delante

del aspa de la veleta puede volverse contractiva, para luego tener un aumento de la tensión normal efectiva por el suavizado de la presión de poros, y la zona de suelo situadas detrás del aspa de la veleta puede volverse dilatante, seguido de una disminución de la misma por el suavizado de la presión de poros [16].

Se espera que este efecto de contracción y dilatación que se produce delante y detrás del aspa de la veleta respectivamente, también se genere en menor medida en una zona inmediatamente fuera de la superficie de falla (Figura 3-19). Tomando en cuenta este efecto, se puede pensar que en suelos densos con un menor índice de vacíos el efecto de la dilatancia detrás de la veleta al inicio de la falla es mucho mayor que el efecto contractivo delante de la veleta, lo que hace que aparezca una breve pero importante disminución de la presión de poros que luego, se estabiliza por el rápido suavizado del gradiente de distribución del exceso de presión de poros alrededor del plano de corte en la zona de la veleta.

Este fenómeno se intentará demostrar en el capítulo 6 mediante un modelo de elementos finitos simplificado.

En los primeros ensayos de la tesis se interpretó que esta drástica disminución de la presión de poros se debía a que los suelos no estaban completamente saturados. Sin embargo, en la norma ASTM D2375 también da una idea del fenómeno visto, donde comenta que los suelos de permeabilidad más alta como los ensayados en laboratorio en corte rápido, pueden dilatarse o contraerse y generar presiones de poro negativas o positivas que pueden o no disiparse en el proceso de corte [4].

Sin embargo, esta disminución de la presión de poros se siguió observando en la mayoría de los ensayos realizados posteriormente en laboratorio y también se observó en un ensayo en terreno donde el suelo estaba saturado como se verá más adelante.

Cabe destacar que, durante el desarrollo de la tesis precedente a este trabajo, también se observó en algunos ensayos VSTu de laboratorio realizados en arena mal graduada, una disminución drástica de la presión de poros en la falla tal como se puede observar en la medición de la presión de poros de la Figura 3-20.

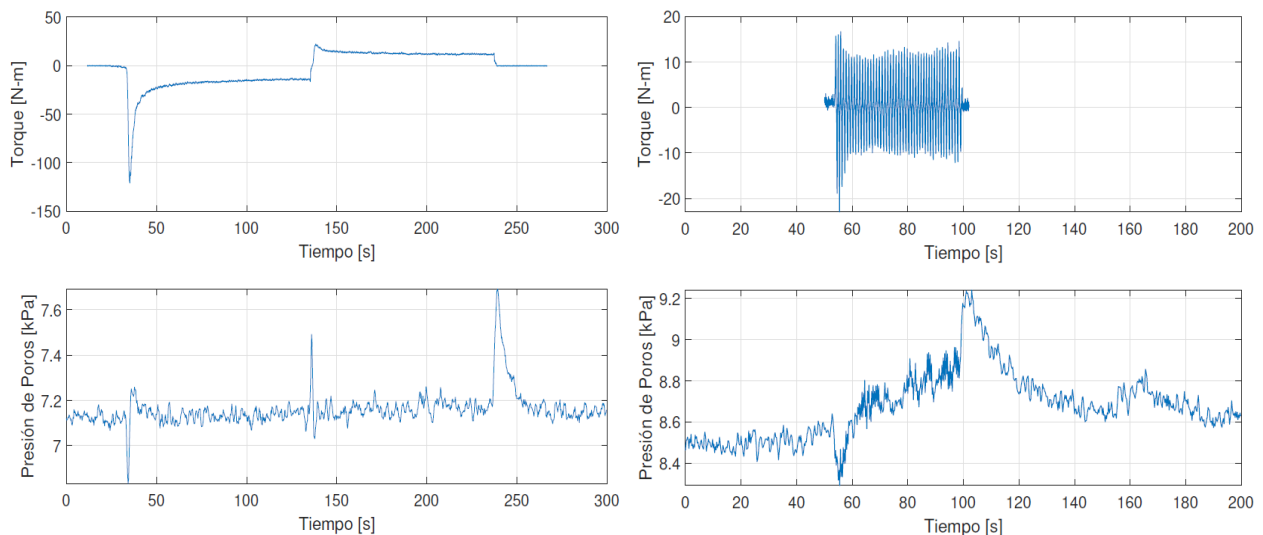


Figura 3-20: Ensayo VSTu Monotónico 2b (izquierda), Ensayo VSTu Cíclico C2 (derecha) [1].

Relación entre la Sensitividad y el índice de vacíos

La Sensitividad es la relación entre la resistencia al corte no drenado Peak y la resistencia al corte no drenado residual. La Sensitividad se puede calcular con la siguiente ecuación.

$$S_T = (S_u)_P / (S_u)_R$$

S_T = Sensitividad del suelo, adimensional.

$(S_u)_P$ = Resistencia al corte no drenado Peak, kPa.

$(S_u)_R$ = Resistencia al corte no drenado Residual, kPa.

A continuación, en la Figura 3-21 se presenta un gráfico que permite visualizar la relación entre la Sensitividad y el índice de vacíos.

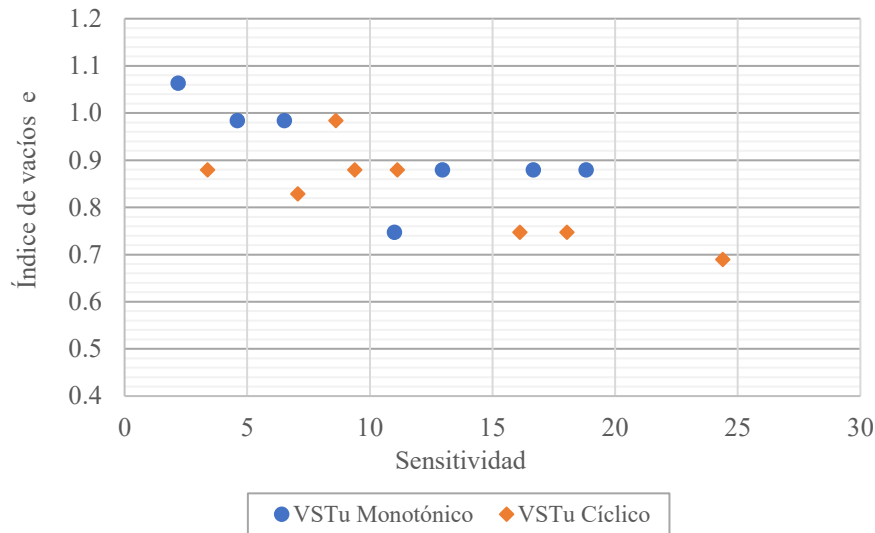


Figura 3-21: Efecto de la relación de vacíos y la Sensitividad.

Tal como se demostró anteriormente, un menor índice de vacíos (o mayor densidad) genera una mayor RCND Peak lo que a su vez genera una mayor Sensitividad, ya que la influencia del índice de vacíos en la RCND Residual es mínima, tal como se vio anteriormente.

3.8 Disipación de presión de poros por inserción y giro de veleta VSTu

Los materiales de relaves mineros pueden tener permeabilidades que oscilan entre 10^{-5} y 10^{-9} m/s [4]. Debido a este amplio rango de permeabilidades, es que los relaves pueden variar su comportamiento entre no-drenado, parcialmente drenado hasta completamente drenado según la capacidad de disipar el exceso de presión de poros durante el ensayo.

Durante el proceso de inserción de la veleta en el terreno, se genera un exceso de presión de poros localmente alrededor del eje de la perturbación inducida por la inserción. En arenas limpias, el exceso de presión de poros se disipará casi inmediatamente debido a la alta permeabilidad de las arenas, mientras que en arcillas y limos de baja permeabilidad necesitará un tiempo considerable para equilibrarse. Si se da tiempo suficiente en todos los suelos, el sensor de presión de poros de la veleta registrará finalmente la condición hidrostática ambiental correspondiente. Por lo tanto, las presiones de agua de poro medidas son una combinación de presiones transitorias e hidrostáticas. Las presiones transitorias se generan durante la inserción de la veleta y la ejecución del ensayo, disipándose posteriormente hasta alcanzar la presión hidrostática. Sin embargo, los resultados de las mediciones de presión de poros antes, durante y después de los ensayos VSTu son expresados como la variación de la presión de poros Δu desde la presión hidrostática.

Por lo anterior, es importante conocer las condiciones de drenaje (permeabilidad) del suelo ensayado sobre todo para estimar el tiempo de espera post inserción de la veleta que se necesita para que la presión de poros se estabilice y vuelva a la presión hidrostática, antes de realizar el ensayo.

En el ensayo VSTu una forma de medir el tiempo que se demora en estabilizar la presión de poros para poder comenzar con el ensayo es registrando su variación durante la inserción de la veleta. También es muy útil registrar la presión de poros después de realizar el ensayo y cuantificar nuevamente cuanto se demora en estabilizar la presión de poros convergiendo a valores cercanos a la presión hidrostática.

En la Figura 3-22 se presenta el registro completo de la disipación de la presión de poros en el tiempo post inserción de la veleta y post ensayo monotónico para el ensayo VSTu N°5.

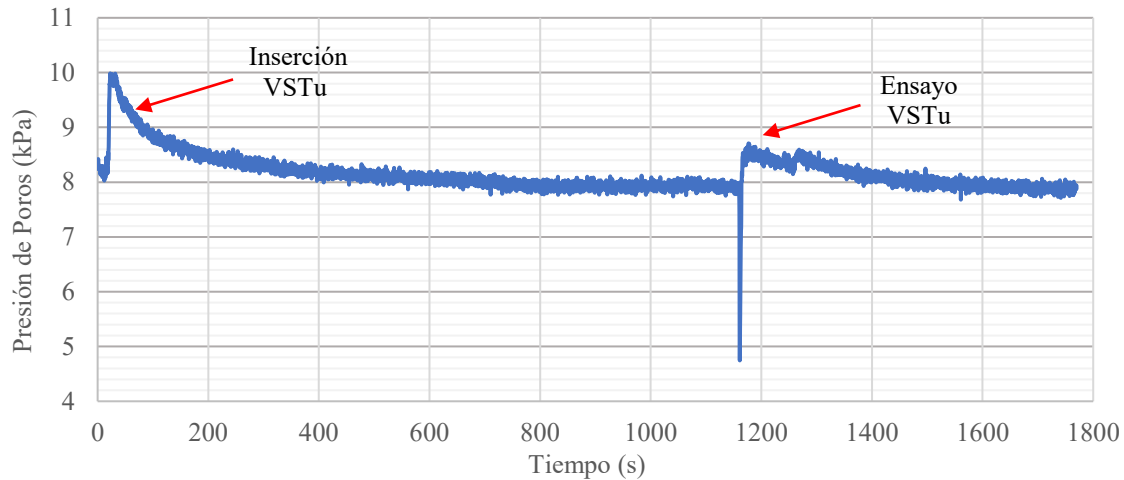


Figura 3-22: Medición de la presión de poros durante la inserción y el giro de la veleta.

El año 2016 Wilson & Kelly [17] realizaron un ensayo de veleta en una muestra remoldeada midiendo la evolución de presión de poros tal como se puede observar en la Figura 3-23, la cual concuerda con la teoría de Morris & Williams [31], mostrando un mayor incremento de presión de poros al insertar la veleta que al momento de iniciar el giro. El ensayo es realizado a una alta velocidad de giro de 200 grados/minuto y aunque se ve una disipación de presión de poros al girar la veleta, se considera despreciable por los autores y por ende el ensayo sería podría definir como no-drenado [1].

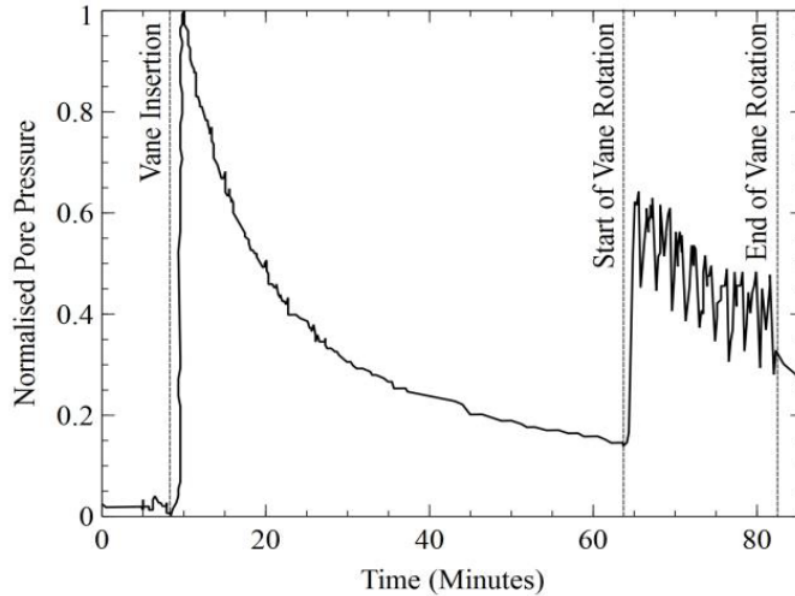


Figura 3-23: Evolución de la presión de poros normalizada en la arcilla Ballina debida a la inserción y rotación de la Veleta y a la rotación retardada de la Veleta [17].

Estimación de la permeabilidad en base a la disipación de la presión de poros

Durante una pausa en la inserción de la veleta o en la ejecución del ensayo de veleta de corte, cualquier exceso de presión de poro generado alrededor de la veleta comenzará a disiparse. La velocidad de disipación depende del coeficiente de consolidación, que, a su vez, depende de la compresibilidad y permeabilidad del suelo [10]. En ensayos CPTu, la velocidad de disipación también depende del diámetro de la sonda [10]. Un ensayo de disipación en ensayos CPTu puede realizarse a cualquier profundidad, deteniendo la penetración y midiendo la disminución de la presión de poros. El parámetro que se obtiene es el tiempo hasta alcanzar el 50% de disipación con respecto al nivel hidrostático (t_{50}) [10]. Si se requiere medir la presión de poro de equilibrio, o hasta el nivel de presión hidrostática, la prueba de disipación debe continuar hasta que la lectura de presión de poros sea estable. Esto puede ocurrir rápidamente en arenas, pero puede tardar muchas horas en arcillas plásticas.

Pérez y Fauriel en 1988 [19] establecieron una ecuación en función del t_{50} que permite estimar la permeabilidad o conductividad hidráulica horizontal en ensayos CPTu con diámetro de cono de 45mm o área de sección transversal de 16cm². La ecuación es la siguiente:

$$k_h = \left(\frac{1}{251 \cdot t_{50}} \right)^{1.25}$$

Utilizando la metodología descrita anteriormente para la estimación de la permeabilidad en base al tiempo de disipación de la presión de poros t_{50} , se intentará estimar la permeabilidad del suelo en función del tiempo de disipación de la presión de poros t_{50} post inserción y post giro de la veleta. Este análisis no considera los efectos de la velocidad de inserción de la veleta VSTu ni los efectos de un menor del diámetro de la barra en la punta (25.4mm).

En la Figura 3-24 se presenta la curva de disipación de presión de poros en el logaritmo del tiempo para el ensayo VSTu monotónico N°5 donde se determina la presión de poros Peak post inserción, la presión de poros para el t_{50} y la presión de poros de equilibrio o hidrostática.

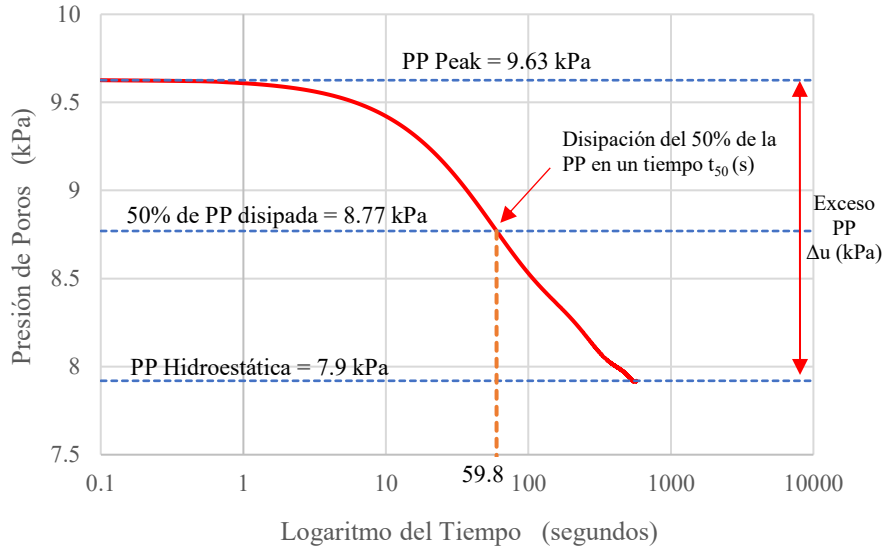


Figura 3-24: Curva de disipación de presión de poros en el logaritmo del tiempo post inserción.

En la Figura 3-25 se presenta una tabla y un gráfico con rangos de conductividades hidráulicas estimadas según el tipo de suelo en función de mediciones de disipación de presión de poros en ensayos CPTu.

SBT	Range of k (m/s)
Sensitive fine-grained	3×10^{-10} to 3×10^{-8}
Organic soils - clay	1×10^{-10} to 1×10^{-8}
Clay	1×10^{-10} to 1×10^{-9}
Silt mixture	3×10^{-9} to 1×10^{-7}
Sand mixture	1×10^{-7} to 1×10^{-5}
Sand	1×10^{-5} to 1×10^{-3}
Dense sand to gravelly sand	1×10^{-3} to 1
*Very dense/ stiff soil	1×10^{-8} to 1×10^{-3}
*Very stiff fine-grained soil	1×10^{-9} to 1×10^{-7}

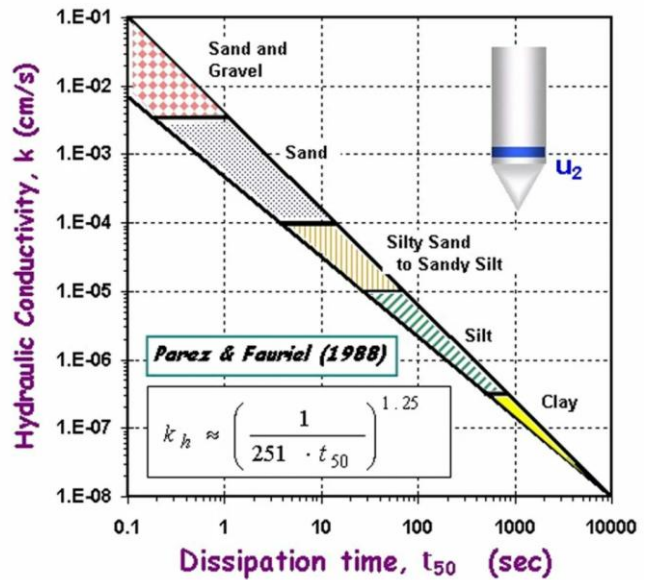


Figura 3-25: Estimación de clasificación de suelos según la conductividad hidráulica en ensayos CPTu [11].

Conductividad hidráulica post giro de veleta

Siguiendo la metodología descrita anteriormente se estimó la conductividad hidráulica post giro de la veleta en la mayoría de los ensayos considerados como válidos tanto monotónicos como cíclicos.

Tabla 3-7. Estimación de tiempos de disipación al 50 y 100% de la presión de poros post giro y la conductividad hidráulica.

Ensayos VSTu Cíclicos					Ensayos VSTu Monotónicos				
Ensayo	t ₅₀ (s)	k _h (cm/s)	t ₁₀₀ (s)	e	Ensayo	t ₅₀ (s)	k _h (cm/s)	t ₁₀₀ (s)	e
7	21	2.21E-05	105	0.98	5	76	4.48E-06	366	0.98
8	143	2.02E-06	784	0.88	6	47	8.06E-06	427	0.98
9	201	1.32E-06	612	0.88	8	142	2.03E-06	448	0.88
11	126	2.38E-06	929	0.88	10-1	131	2.25E-06	636	0.88
13	117	2.60E-06	715	0.83	10-2	107	2.92E-06	770	0.88
14	65	5.46E-06	181	0.69	17	381	5.95E-07	1948	0.75
16	141	2.07E-06	800	0.75					
18	229	1.13E-06	2301	0.75					

Como se puede observar en la tabla 3-7, las permeabilidades obtenidas son similares en ordenes de magnitud tanto para ensayos cíclicos como monotónicos.

En la Figura 3-26 se presentan dos gráficos que relacionan la conductividad hidráulica con el índice de vacíos para disipación post giro en ensayos cíclicos y monotónicos.

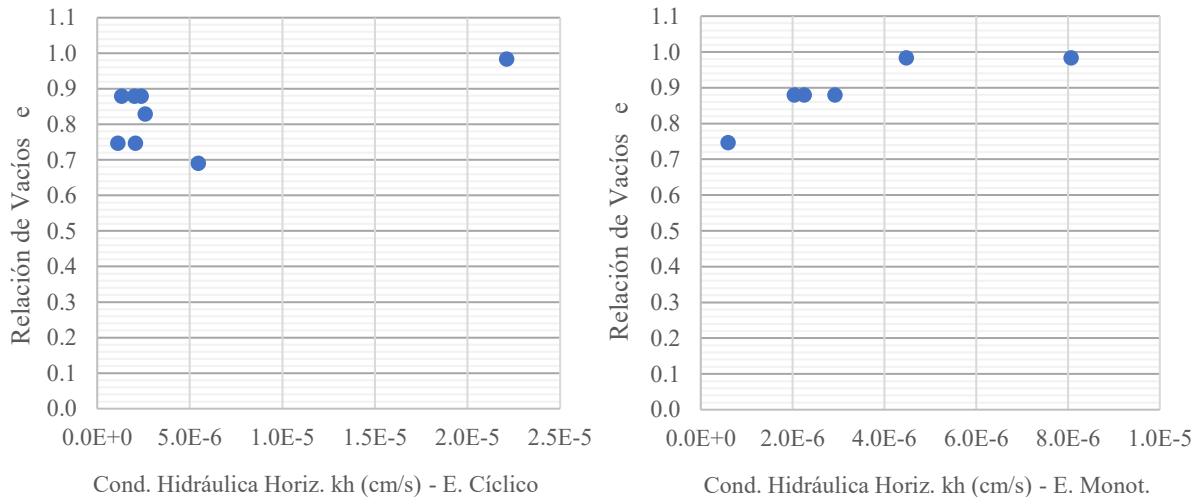


Figura 3-26: Efecto de la relación de vacíos en la conductividad hidráulica en ensayos cíclicos (izquierda) y monotónicos (derecha).

Es de esperar que la conductividad hidráulica de un suelo aumente si aumenta la relación de vacíos (mayor porosidad y menor densidad), esta relación se puede observar claramente en el gráfico de la derecha de la Figura 3-26 para los ensayos monotónicos. Sin embargo, esta relación no se observa en los ensayos cíclicos por lo que se necesitarían más datos para establecer si los ensayos VSTu cíclicos afectan en la disipación de la presión de poros post ensayo.

Permeabilidad por inserción de veleta

En la tabla 3-7 se presenta valores estimados de conductividad hidráulica post inserción que es la etapa del ensayo VSTu con mayor similitud a la inserción del piezocono CPTu. Esta prueba tiene bastantes similitudes con la realizada con un piezocono, ya que el equipo VSTu tiene un diámetro del vástago mayor que los equipos VST convencionales el cual posee una punta cónica que la hace similar a la punta de un piezocono CPTu. Sin embargo, el vástago de la veleta VSTu tiene un diámetro de 25.4mm, que es menor que los diámetros de los piezoconos con los cuales Robertson y Cabal [10] obtuvo su base de datos, que fueron de 35.7mm y 43.7mm (área de sección transversal 10 o 15cm²).

Robertson y Cabal [10] comentan en su guía para ensayos CPTu, que la velocidad de disipación aumenta a medida que disminuye el tamaño de la sonda. Esto se demuestra con la formula teórica para obtener el coeficiente de consolidación a partir de los datos de disipación de la presión de poros del CPTu. El coeficiente de consolidación debe interpretarse al 50% de la disipación de la presión de poros, utilizando la siguiente formula [10]:

$$c = \left(\frac{T_{50}}{t_{50}} \right) r_o^2$$

donde:

T_{50} = factor de tiempo teórico

t_{50} = tiempo medido para una disipación del 50

r_o = radio del penetrómetro

De esta fórmula se deduce que el tiempo de disipación es inversamente proporcional al radio de la sonda. Por lo tanto, en suelos de muy baja permeabilidad, el tiempo de disipación puede reducirse utilizando sondas de menor diámetro.

Los efectos de un menor diámetro del vástago de la veleta VSTu en comparación con los diámetros CPTu utilizados para la obtención de los datos por parte de Robertson [10], no serán considerados en los análisis de disipación de presión de poros en esta tesis, ya que no se cuenta con datos de ensayos CPTu realizados en los materiales de relave estudiados que puedan servir como referencia. Tampoco se considerarán los efectos de las aspas de la veleta en la disipación de la presión de poros.

Tabla 3-8. Estimación de tiempos de disipación al 50 y 100% de la presión de poros post inserción y la conductividad hidráulica.

Medición de presión de poros post inserción VSTu					
Ensayo	t_{50} (s)	k_h (cm/s)	k_h (m/s)	t_{100} (s)	e
3	46	8.31E-06	8.31E-08	469	1.06
5	60	6.02E-06	6.02E-08	575	0.98
10-1	91	3.55E-06	3.55E-08	845	0.88
10-2	65	5.45E-06	5.45E-08	854	0.88

En la Figura 3-27 se presenta un gráfico que relacionan la conductividad hidráulica con el índice de vacíos para disipación post inserción de veleta VSTu donde se puede observar una relación entre el aumento del índice de vacíos (o porosidad) y la conductividad hidráulica.

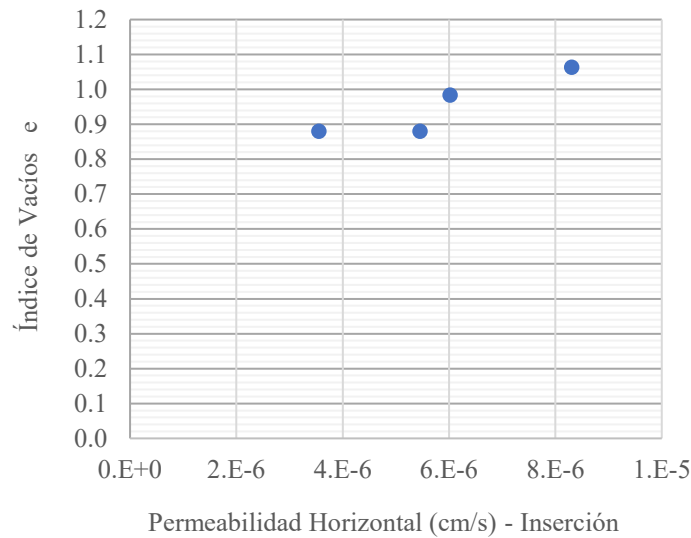


Figura 3-27: Efecto del índice de vacíos en la conductividad hidráulica en la inserción de la veleta.

Comparación entre permeabilidades por Inserción y por Giro

En la tabla 3-9 se presenta una comparación entre las conductividades hidráulicas estimadas para un mismo ensayo tanto post inserción como post giro.

Tabla 3-9: Comparación de estimación de tiempos de disipación al 50 y 100% de la presión de poros post giro y post inserción y la conductividad hidráulica.

Medición de presión de poros post inserción VSTu						Medición de presión de poros post giro VSTu					
Ensayo	t ₅₀ (s)	k _h (cm/s)	k _h (m/s)	t ₁₀₀ (s)	e	Ensayo	t ₅₀ (s)	k _h (cm/s)	k _h (m/s)	t ₁₀₀ (s)	e
5	60	6.02E-06	6.02E-08	575	0.98	5	75.80	4.48E-06	4.48E-08	366	0.98
10-1	91	3.55E-06	3.55E-08	845	0.88	10-1	131.4	2.25E-06	2.25E-08	636	0.88
10-2	65	5.45E-06	5.45E-08	854	0.88	10-2	106.6	2.92E-06	2.92E-08	770	0.88

Como se puede observar en la tabla anterior, las permeabilidades obtenidas post inserción son levemente mayores que las obtenidas post giro lo que podría indicar en primera instancia un efecto de disminución de la permeabilidad post giro.

Debido a que la metodología utilizada está en base a la medición de la disipación de la presión de poros post inserción del piezocono en el ensayo CPT, es que los valores de conductividades hidráulicas serán estimados en base a las mediciones obtenidas post inserción de la veleta VSTu (mayor similitud).

En base a este criterio, la conductividad hidráulica estimada para los ensayos de laboratorio está en un rango entre $2.5 \cdot 10^{-8}$ y $5.0 \cdot 10^{-8}$ (m/s) por lo que según la Figura 3-25, se clasificaría como una mezcla de limos. Sin embargo, los valores de obtenidos de conductividad hidráulica, son cercanos a los valores de referencia de la Figura 3-25 para mezclas de arenas con limos (SM con 40% de finos).

Relación de la variación de presión de poros máxima post inserción versus el esfuerzo vertical efectivo

Kimura & Saitoh [38] en la década de los años ochenta midieron el aumento de presión de poros alrededor de las aspas una vez terminado el hincado de la veleta, resultando en que la presión de poros alcanza hasta el 75% del esfuerzo efectivo de consolidación, concordando con la teoría de Morris & Williams [31].

En la tabla 3-10 se presenta la relación entre la presión de poros máxima post inserción al inicio de la disipación y el esfuerzo vertical efectivo de consolidación.

Tabla 3-10: Relación entre la presión de poros máxima al inicio de la disipación y el esfuerzo vertical efectivo.

Ensayos VSTu de Laboratorio			
	Δu_{\max} (kPa)	σ'_v (kPa)	$\Delta u_{\max}/\sigma'_v$ (%)
3 M-L	4.0	5.9	68
5 M-L	1.9	6.3	30
10-1 M-L	3.9	6.6	59
10-2 M-L	2.9	6.5	44

Como se puede observar en la tabla 3-9 en ninguno de los 4 ensayos donde se determinó la relación entre la presión de poros máxima al inicio de la disipación y el esfuerzo vertical efectivo de consolidación se superó el 75%. Así también, estas presiones máximas obtenidas superaron de forma considerable las alcanzadas post inicio del giro, tal como se observa en la Figura 3-22.

Capítulo 4 Ensayos VSTu de terreno en tranque de relaves

En este capítulo se presentarán los resultados de los ensayos VSTu realizados en terreno junto al análisis de estos resultados.

4.1 Ubicación de zona de realización de ensayos

Los ensayos de terreno fueron realizados en la cubeta del tranque de relaves Ovejería ubicado en la comuna de Tiltil, región Metropolitana, Chile. Este tranque pertenece a Codelco y recibe los relaves de la División Andina. Los ensayos de terreno se realizaron en dos visitas en días diferentes. En la Figura 4-1 se muestra la ubicación de los dos sectores donde se realizaron los ensayos.



Figura 4-1: Ubicación de ensayos VSTu en tranque de relave Ovejería Sector 1 y 2 (Google Earth).

En la primera visita a terreno, se realizaron los ensayos cerca del estribo izquierdo del Muro Principal, el cual se le llamo Ovejería sector 1. En este sector se observa que el relave contiene partículas de diámetro un poco mayor y sin plasticidad en comparación con otros sectores de la cubeta.

En la segunda visita se realizaron los ensayos en la zona suroeste del tranque de relave donde se le llamó Ovejería sector 2. En este sector se observaron depositaciones de relave con partículas de diámetro menores a los observados en Ovejería sector 1 y con baja plasticidad.

En la Figura 4-2 se presenta una imagen de la realización de un ensayo en el tranque de relave ovejería sector 1, mientras que en la Figura 4-3, se presenta una imagen de la realización de un ensayo en el tranque de relave ovejería sector 2.



Figura 4-2: Realización de ensayos en terreno Ovejería sector 1.



Figura 4-3: Realización de ensayos en terreno Ovejería sector 2.

4.2 Ensayos de caracterización geotécnica de material de relave

Para caracterizar el material de relave extraído del tranque Ovejería sectores 1 y 2, se realizaron ensayos básicos de mecánica de suelos en el laboratorio de obras civiles de la UTFSM campus San Joaquín y en el laboratorio LEMCO de la casa central de la misma universidad. Estos ensayos fueron realizados bajo la normativa chilena.

En la tabla 4-1 se presentan los resultados de los ensayos realizados a los materiales de relave extraídos del tranque de relave Ovejería sector 1 y sector 2.

Tabla 4-1: Parámetros geotécnicos básicos obtenidos de ensayos de laboratorio de Ovejería sector 1 y sector 2.

Sector de extracción de muestra en tranque relaves Ovejería	1	2
Tamaño máximo de partículas (M.C.Vol.8: 8.102.1 dic. 2003)	2.0 mm	2.0 mm
Porcentaje finos < 0.08 mm (M.C.Vol.8: 8.102.1 dic. 2003)	66%	73%
D ₅₀ (M.C. Vol. 8: 8.102.1 dic. 2003)	-	0.048 mm
Peso específico (NCh 1532.Of80)	2.81	2.75
D.M.C.H. Proctor modificado (NCh 1532.Of80)	2.18 Ton/m ³	2.13 Ton/m ³
D.M.C.S. Proctor modificado (NCh 1532.Of80)	1.94 Ton/m ³	1.84 Ton/m ³
Humedad óptima Proctor Modificado (NCh 1532.Of80)	12.20%	15.70%
Limite líquido (NCh 1517/1 Of79)	NP	23
Limite plástico (NCh 1517/2 Of79)	NP	15
Índice de plasticidad (NCh 1517/2 Of79)	NP	8
Clasificación USCS	ML (limo arenoso de baja plasticidad)	CL (arcilla arenosa de baja plasticidad)

Factor de corrección para ensayos de veleta en función del Índice de Plasticidad

Dentro de los factores de corrección que cuenta el ensayo de veleta de corte, hay un factor de corrección llamado μ , el cual es recomendado por la norma ASTM D2573. Este factor se define en función del índice de Plasticidad, y tiene la función de reducir la fuerza del corte de las aspas convirtiéndola en la fuerza de corte movilizada del suelo [4].

Sin embargo, sobre la base de la reevaluación del gráfico de Bjerrum realizada por Aas en 1986 [1] [13], el Manual de Ingeniería de la Fundación Canadiense (2006) sugiere que no se deben corregir los datos del ensayo de veleta de corte para arcillas con $IP < 20$ [14]. Por esta razón y debido a que el material de relave de Ovejería sector cuenta con un $IP=8\%$ no se considerará una corrección por índice de plasticidad de los resultados obtenidos de los ensayos realizados en este sector.

Curva Granulométrica para muestras sectores Ovejería 1 y 2

Se determinó la curva granulométrica para tamaños de partícula sobre 0.08 mm de diámetro para muestras de Ovejería sectores 1 y 2. Para tamaño de partículas de bajo 0.08 mm de diámetro, se obtuvo la curva

granulométrica solo para muestras de Ovejería sector 2 utilizando el método del hidrómetro. En la Figura 4-4 se presenta la curva granulométrica obtenida para los suelos extraídos de los sectores 1 y 2 de Ovejería.

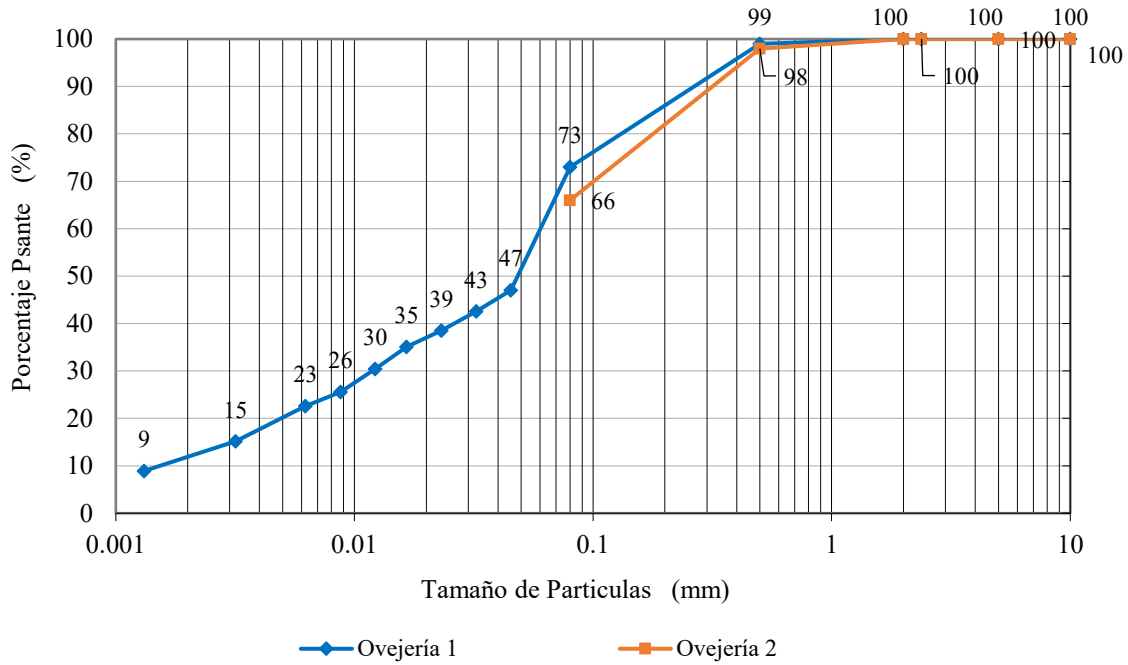


Figura 4-4: Curvas granulométricas muestras Ovejería sector 1 y 2.

En la Figura 4-5 se presenta la curva de la densidad compactada seca versus humedad del suelo junto a la curva de saturación. Estos resultados fueron obtenidos del ensayo Proctor modificado para los materiales de relave de los sectores 1 y 2 de Ovejería.

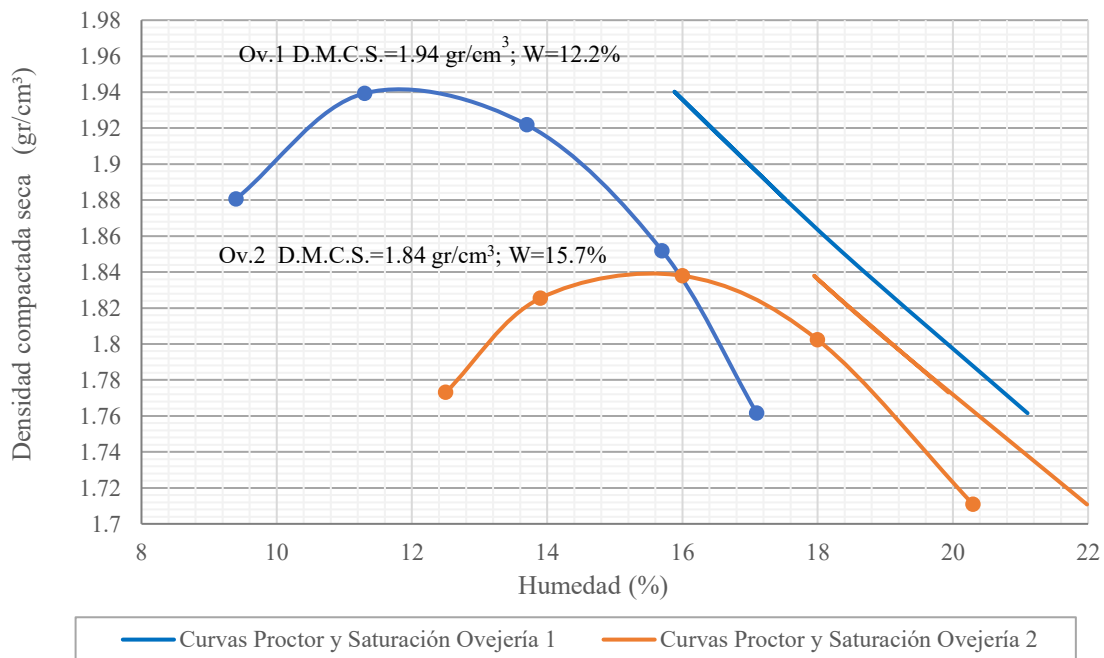


Figura 4-5: Curva Proctor modificado y de Saturación muestras Ovejería sector 1 y 2.

Parámetros volumétricos y gravimétricos muestra inalterada Ovejería 2

En la tabla 4-2 se presenta algunos parámetros volumétricos y gravimétricos obtenidos de una muestra extraída de forma de inalterada en Ovejería sector 2.

Tabla 4-2: Peso unitario, densidades y otras relaciones de muestra inalterada Ovejería 2.

Densidad Saturada in situ	1.974 ton/m ³
Peso unitario saturado in situ	19.36 kN/m ³
Humedad saturación	29.10%
Densidad seca in situ	1.529 ton/m ³
Peso unitario seco in situ	15.00 kN/m ³
Índice de Vacíos	0.796
Saturación	100%
Porosidad	0.443

Ensayo de corte directo simple monotónico

En un ensayo de veleta de corte se puede obtener la resistencia no drenada de una muestra ensayada en condiciones de corte simple a una tensión normal igual a la tensión efectiva horizontal a la profundidad dada [26]. Por lo anterior, el propósito de realizar un ensayo de corte directo simple monotónico a una muestra de relave inalterada extraída de Ovejería sector 2, es para compararlo con los resultados obtenidos en un ensayo de veleta de corte VSTu donde se asumen condiciones de corte simple.

El ensayo de corte directo simple monotónico está regulado bajo la norma ASTM D6528-17 donde se define las especificaciones del equipo y los procedimientos de ensayo para la medición de la resistencia a volumen constante junto a las características de tensión-deformación de suelos cohesivos después de la consolidación unidimensional, utilizando un modo de carga de deformación por corte simple a velocidad constante. Según esta norma, la condición de volumen constante es equivalente a la condición no drenada para especímenes saturados. Este ensayo al igual que el ensayo de veleta de corte, se ha realizado en estudios a muestras de relave saturados [21].

Para el ensayo de corte directo simple monotónico la norma ASTM D6528-17 en el punto 4.4 establece que el volumen de la probeta se mantiene constante durante el corte para simular condiciones no drenadas. El volumen constante se consigue cambiando la carga vertical aplicada a la probeta para mantener constante la altura de la misma. Dado que la presión de poros es nula a través del corte, el cambio en la tensión vertical es igual al cambio en la tensión efectiva y se supone que es igual al cambio en la presión del agua de poros que se produciría en una probeta sellada confinada por una tensión total vertical constante [33] [36].

Esta misma norma en el punto 5.2 menciona que la resistencia al corte se mide bajo condiciones de volumen constante que son equivalentes a condiciones no drenadas para un espécimen saturado; por lo tanto, el ensayo es aplicable a condiciones de campo donde los suelos se han consolidado completamente bajo un conjunto de tensiones.

Cálculo de presión de poros inducida por corte bajo la norma ASTM D6528-17 para ensayos de corte directo simple monotónico

Con respecto a la presión de poros, existen sensores capaces de medir la variación de ésta durante la aplicación del ensayo, sin embargo, como buena aproximación se puede establecer que, en el caso de ensayos realizados a volumen constante (no drenados) en condiciones saturadas, la variación de esfuerzo vertical corresponde a la presión de poros generada en la muestra (Bjerrum y Landva, 1967) [21].

El cálculo de la variación de la presión de poros considerando la variación del esfuerzo vertical efectivo se realiza con la siguiente formula:

$$\Delta u_s = \sigma_{ps} - \sigma_v$$

Donde:

σ_{ps} = tensión vertical de consolidación al inicio del corte, kN/m²

σ_v = esfuerzo efectivo vertical durante el corte en kN/m²

El esfuerzo efectivo vertical durante el corte se calcula como:

$$\sigma'_v = \frac{V - V_{pf} + M_{tp} \cdot 9.8066 \cdot 10^{-6}}{A} \cdot 1000000$$

donde:

V = fuerza vertical aplicada en relación con la configuración inicial, kN,

V_{pf} = corrección de la fuerza vertical, debida a la fricción, kN, y

M_{tp} = masa de la platina superior, g.

A = área de la sección transversal de la probeta, con una aproximación de 0.1 mm²

Es importante destacar que el coeficiente $9.8066 \cdot 10^{-6}$ que se deriva de la compresibilidad del agua, la cual es fuertemente dependiente de la presencia de burbujas lo que, en ensayos de laboratorio, es difícil de controlar. Por lo tanto, esta expresión entrega una aproximación del comportamiento de la presión de poros y del drenaje en la probeta durante el ensayo, pero no reemplaza su medición directa.

Ensayo de corte directo simple monotónico a muestra inalterada de relave Ovejería sector 2

Utilizando la metodología anterior, a una de las muestras inalteradas extraídas de terreno en el sector 2 de ovejería, se le realizó un ensayo de corte directo simple monotónico.

En una primera etapa del ensayo de corte directo simple monotónico se aplicó un esfuerzo de consolidación inicial por etapas, a partir de un esfuerzo inicial de 12.5 [kPa]. Tras lograr la estabilización del valor de la altura de la probeta, se continuó con el proceso aumentando de forma secuencial la carga hasta alcanzar el esfuerzo vertical objetivo con valores de consolidación de 100 [kPa]. Cabe mencionar que los esfuerzos verticales alcanzados en esta etapa no generan rotura de partículas [21] [25].

La modalidad del ensayo de corte directo simple realizado, es del tipo corte monótono a volumen constante, equivalente a un ensayo no drenado. En esta modalidad de ensayo se impone una altura constante a la

probeta aplicando un desplazamiento a velocidad constante en la base el cual puede ser controlado por deformación o esfuerzo.

En la etapa de corte directo simple monotónico, se le aplicó una tasa de deformación horizontal constante (velocidad horizontal) de 0.019 [mm/min], la cual fue aplicada hasta alcanzar un máximo de $\delta_{\text{máx}} = 6.0$ [mm], de acuerdo con la norma ASTM D6528, y el cual corresponde a una velocidad horizontal de 0.0192 [mm/min] (asociado a un 5% de deformación angular por hora) utilizada para muestras de suelos cohesivos en condiciones no drenadas. Durante la aplicación de la etapa de corte, se mantiene el volumen constante (VC) en todo momento, es decir, la altura de la probeta se fija en el valor alcanzado durante la consolidación.

La Figura 4-6 presenta la evolución del esfuerzo de corte versus la deformación angular durante la etapa de corte. Como se observa en esta figura, el esfuerzo de corte no alcanza a estabilizarse siendo detenido el ensayo en un 27% de deformación angular.

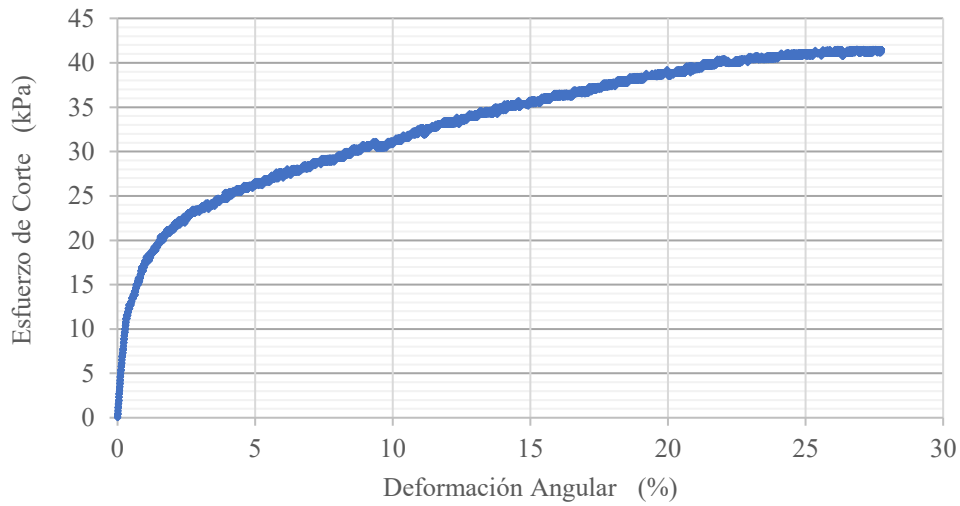


Figura 4-6: Curva esfuerzo de corte versus deformación angular muestra ensayo corte simple monotónico Ovejería sector 2.

En la Figura 4-7 se presenta la evolución de la presión de poros y del esfuerzo vertical efectivo durante la realización del ensayo.

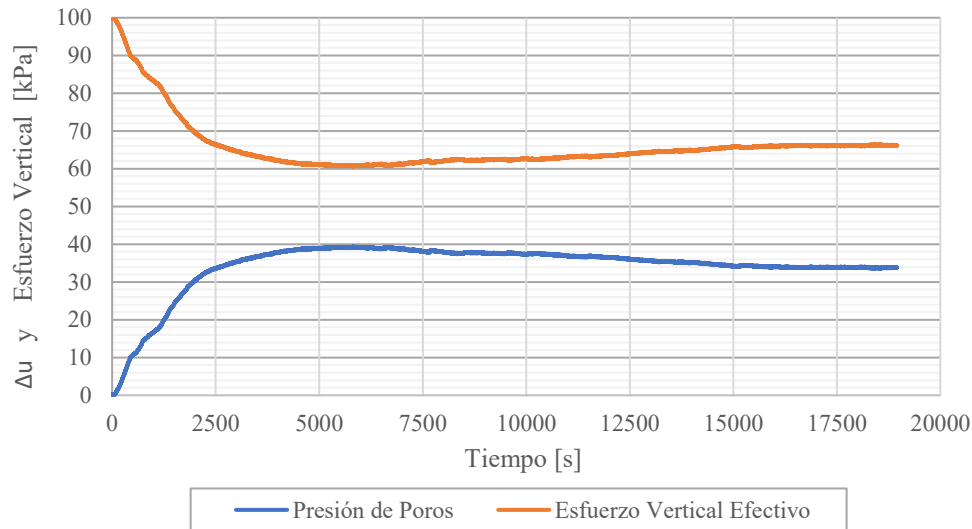


Figura 4-7: Curvas esfuerzo vertical y presión de poros versus el tiempo ensayo corte directo simple monotónico muestra Ovejería sector 2.

En la figura anterior se puede observar que el esfuerzo vertical efectivo alcanza un mínimo de 60 kPa para luego aumentar hasta un valor constante de 66 kPa por lo que no alcanza un valor de esfuerzo efectivo cercano a cero que indique que la probeta licua.

En la Figura 4-8 se presenta la trayectoria de esfuerzos efectivos durante la realización del ensayo.

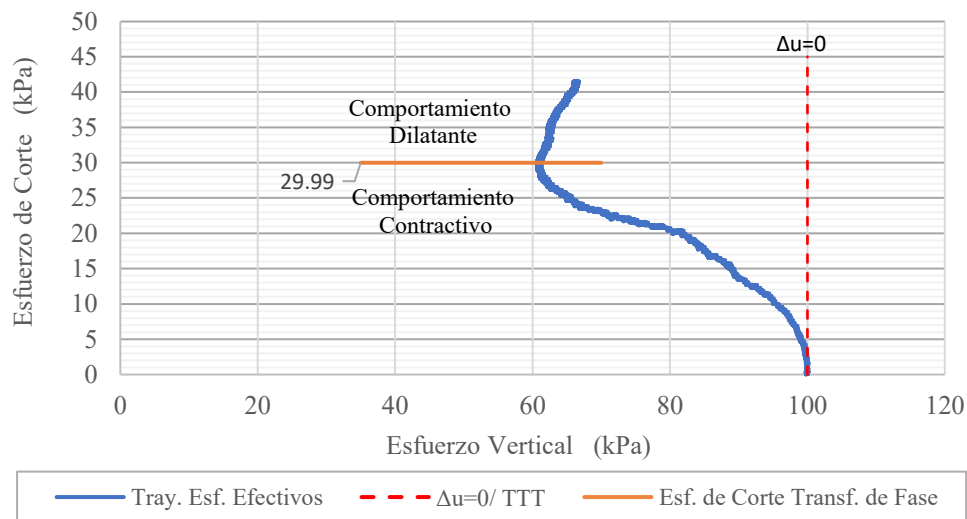


Figura 4-8: Trayectoria de tensiones efectivas ensayo corte simple muestra Ovejería sector 2.

En la figura 4-8, se puede observar que la trayectoria de tensiones totales (TTT) es una línea vertical, esto se debe a que, en un ensayo de corte directo simple, la presión de poros es nula a través del corte, donde el cambio en la tensión vertical es igual al cambio en la tensión efectiva y se supone que es igual al cambio en la presión del agua de poros que se produciría en una probeta sellada confinada por una tensión total vertical constante (ASTM D6528-17).

Como se puede observar en la Figura 4-8 el punto donde es alcanzado el menor esfuerzo vertical en la probeta durante el ensayo, se le llama transformación de fase, ya que este punto coincide con el punto en el cual el comportamiento cambia de contractivo a dilatante que, para el caso de este ensayo de corte simple monotónico es de un esfuerzo de corte no drenado de 30 kPa aproximadamente para un esfuerzo vertical de 61 kPa.

Debido a que no se contaba con la cantidad suficiente de muestras inalteradas para realizar ensayos a confinamientos mayores, no fue posible establecer la línea de estado crítico y la línea de transición de fase.

Ensayo de corte directo simple cíclico

Al igual que con el ensayo de corte directo simple monotónico, el propósito de realizar un ensayo de corte directo simple cíclico a una muestra de relave inalterada extraída de Ovejería sector 2, es para compararlo con los resultados obtenidos de este con un ensayo de veleta de corte VSTu cíclico.

El ensayo de corte directo simple cíclico está regulado por la norma D8296-19 que en el punto 4.4, establece que la carga cíclica se ejecuta bajo un volumen constante durante el corte para simular condiciones sin drenaje. El volumen constante se logra mediante el control de altura activo (constante) o fijando la placa superior contra el movimiento vertical (control de altura pasivo). El cambio en la tensión vertical efectiva se monitorea durante el corte. Dado que la presión de poro real en una prueba de volumen constante es cero por corte, el cambio en la tensión vertical es igual al cambio en la tensión efectiva y se supone que es igual al cambio en la presión del agua de poro que ocurriría en una muestra saturada sellada (ASTM D8296-19).

Ensayo de corte directo simple cíclico a muestra inalterada de relave Ovejería sector 2

A otra muestra inalterada extraída del Ovejería sector 2, se le realizó un ensayo de corte simple cíclico. Este ensayo permite aplicar ciclos de corte con amplitud definida por el usuario, los cuales pueden ser controlados mediante fuerza o desplazamiento. Por defecto, el equipo en esta configuración mantiene la altura de la probeta constante, útil para recrear condiciones no drenadas. Este ensayo se realizó a un esfuerzo vertical de 50 kPa con un esfuerzo de corte inicial constante de 10 kPa para un $CSR=0.2$. Este valor de CSR fue disminuyendo a medida que aumentó la cantidad de ciclos ya que, el módulo de corte se va actualizando en cada ciclo calculando la deformación necesaria para alcanzar el esfuerzo de corte predefinido de 10 kPa y, al ir degradándose el módulo de corte, es necesaria una mayor deformación angular para cumplir con el esfuerzo de corte definido el cual no se alcanza ya que también se debe cumplir con una frecuencia de los ciclos el cual tiene un tiempo acotado en el cual no se alcanza a desarrollar la deformación necesaria para alcanzar el esfuerzo de corte predefinido.

Se aplicaron 40 ciclos con una frecuencia de 0.2 Hz. Los resultados del ensayo se presentan en la Figura 4-9.

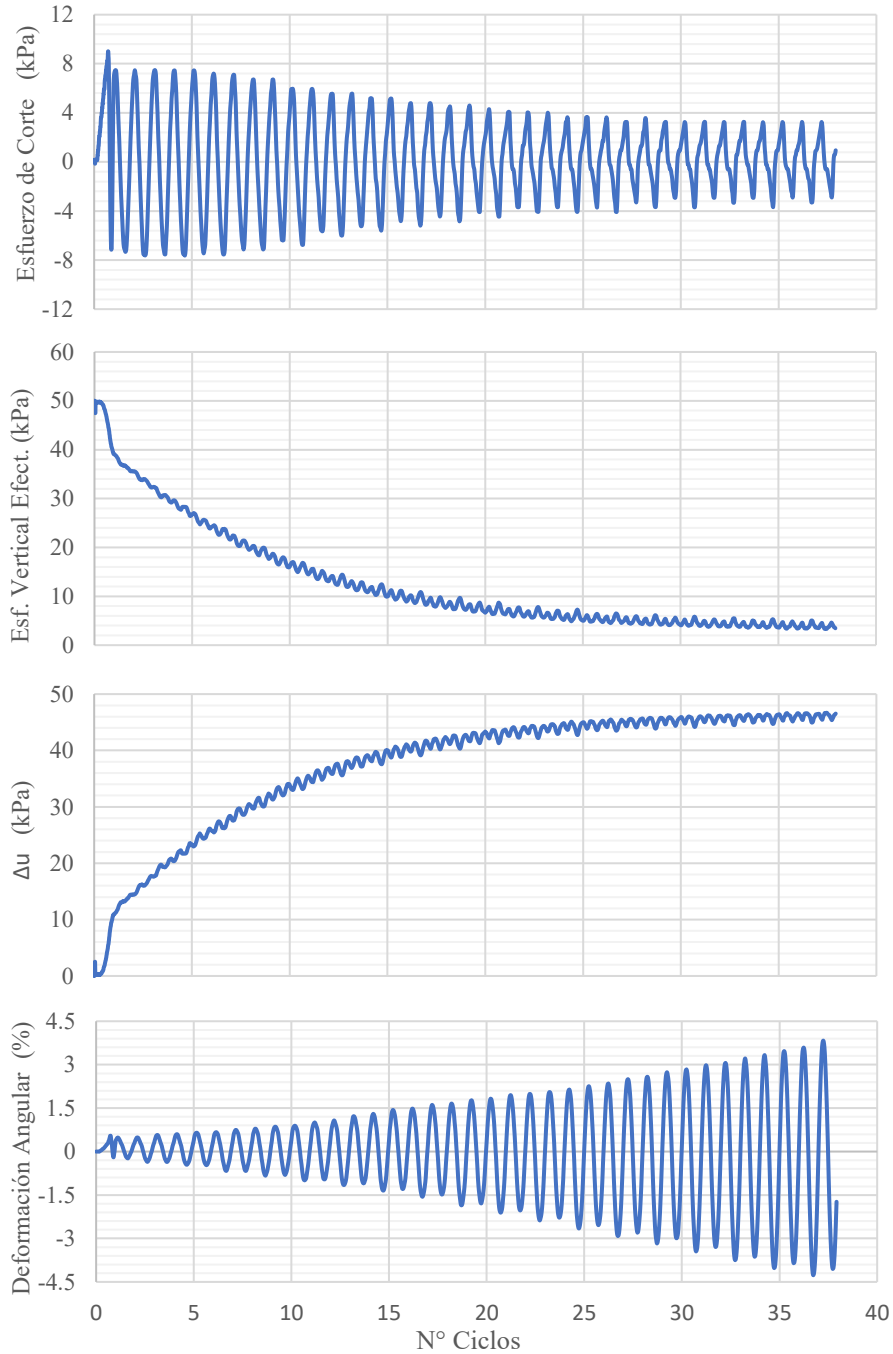


Figura 4-9: Resultados ensayo de corte directo simple cíclico a muestra inalterada Ovejería sector 2.

Si bien se definió el ensayo con un esfuerzo de corte y una frecuencia constante, se puede observar en la Figura 4-9 que el esfuerzo de corte fue disminuyendo a medida que aumentaban los números de ciclos y la deformación angular fue aumentando. Esto se debe a que el módulo de corte se va actualizando en cada ciclo calculando la deformación necesaria para alcanzar el esfuerzo de corte predefinido de 10 kPa y al ir degradándose el módulo de corte, es necesaria una mayor deformación angular para cumplir con el esfuerzo de corte definido. Sin embargo, este ensayo también tiene una frecuencia de ciclo predefinida lo que genera que, para cumplir con esta frecuencia, no se alcance a desarrollar la deformación necesaria para alcanzar el

esfuerzo de corte predefinido, por esto, es que se observa que el esfuerzo de corte disminuye a medida que aumenta el número de ciclos.

En la Figura 4-9 a se puede observar como a los 30 ciclos aproximadamente se llega a un esfuerzo vertical efectivo cercano a cero lo que indica que la probeta esta licuando.

En la Figura 4-10 se observa los ciclos de histéresis generados por el esfuerzo de corte y la deformación angular. En esta figura se puede observar cómo se degrada el módulo de corte.

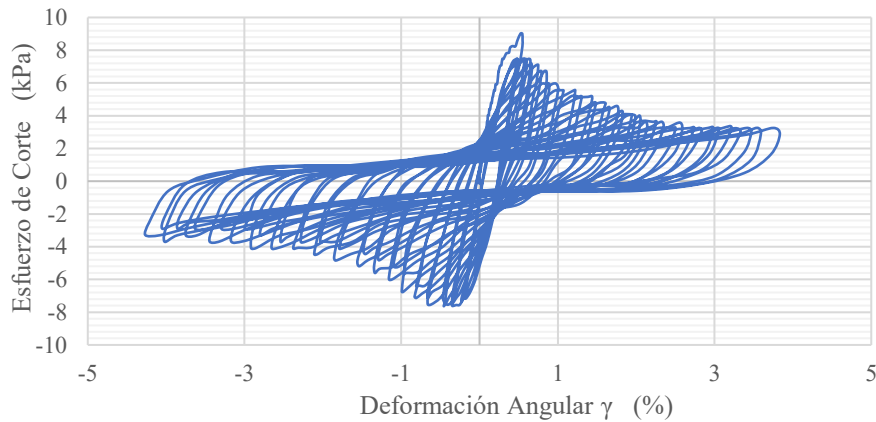


Figura 4-10: Curva esfuerzo de corte versus deformación angular muestra inalterada Ovejería sector 2.

En la Figura 4-11 se presenta la trayectoria de tensiones efectivas donde se ve cómo va disminuyendo el esfuerzo vertical efectivo a medida que se tienen más ciclos de carga llegando a valores cercanos a cero lo que indicaría que suelo esta licuando.

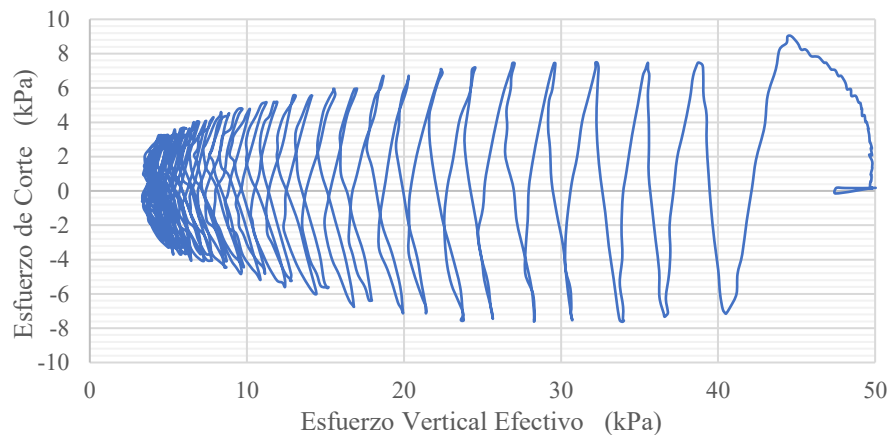


Figura 4-11: Curva esfuerzo de corte versus esfuerzo vertical efectivo muestra inalterada Ovejería sector 2.

4.3 Resultados de ensayos VSTu de terreno

En este punto se presentarán los resultados obtenidos de los ensayos VSTu realizados en Ovejería.

Ensayos Ovejería 1

En la Figura 4-12 se presentan los principales resultados de las mediciones realizadas para el ensayo VSTu monotónico N°12 en Ovejería sector 1.

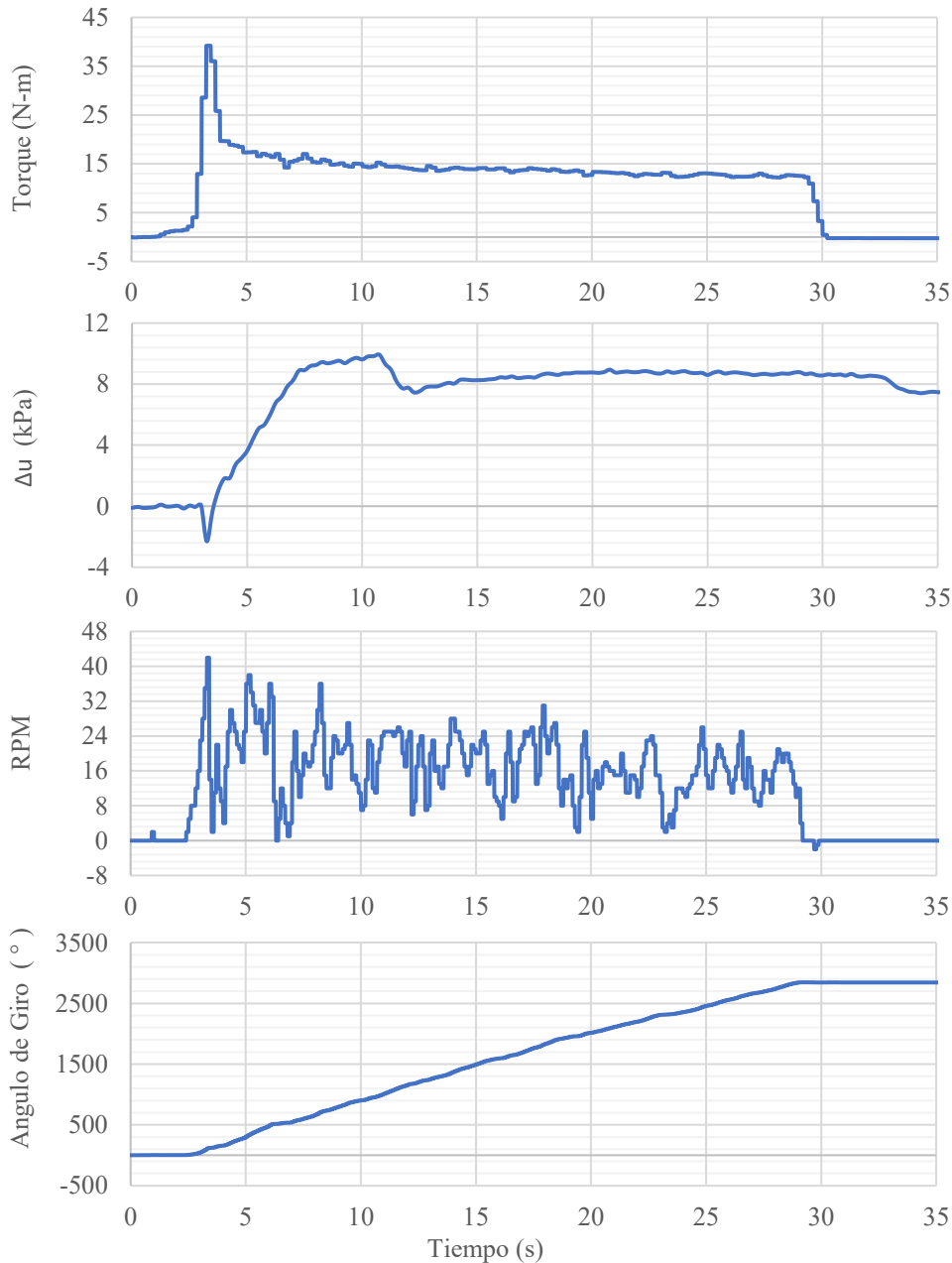


Figura 4-12: Resultados ensayo VSTu monotónico N°12 Ovejería sector 1.

De los gráficos anteriores se puede comentar que, durante la medición del torque, primero se observa el rápido desarrollo de un torque Peak de 39.2 N-m para luego registrar un descenso del torque hasta un valor de torque residual de aproximadamente 13.2 N-m. Este ensayo tuvo una duración de 29.4 segundos donde se realizaron aproximadamente 8 revoluciones completas, tal como se observa en el gráfico de medición de ángulo de giro de la Figura 4-12. Los valores obtenidos de resistencia no drenada Peak fue de 49.5 kPa y de resistencia al corte residual de 16.6 kPa tal como se puede observar en la tabla 4-6.

Con respecto a la medición de la presión de poros, se puede observar una leve disminución de la presión de poros al inicio del ensayo para luego aumentar drásticamente hasta una variación de presión de poros positiva máxima de 10.75 kPa. Este aumento drástico de la variación de presión positiva es mayor al esfuerzo vertical efectivo, sin embargo, rápidamente este gradiente de variación de presión de poros se estabiliza para llegar a un valor de presión de poros cercano al esfuerzo vertical efectivo lo que indicaría que el suelo está licuando. El aumento de la presión de poros positiva durante la mayor parte del esfuerzo de corte residual es de aproximadamente 8.8 kPa. Teniendo en cuenta este aumento de presión de poros si tenemos un esfuerzo vertical efectivo de 9.0 kPa determinamos la relación para la licuefacción r_u nos da un valor de 0.97 (tabla 4-7) que es un valor que indicaría que se da el fenómeno de licuefacción en esta parte del ensayo.

Si bien al inicio del ensayo se observa una disminución de la presión de poros llegando a un valor de -2.7 kPa y luego un drástico aumento del valor a partir de los 15 segundos de iniciado el ensayo, después de este tiempo el comportamiento del suelo se puede considerar como no drenado ya que la presión de poros se estabiliza a un valor relativamente constante donde se puede garantizar un comportamiento no drenado del suelo por lo que valor obtenido de RCND residual es válido.

Los valores de resistencia al corte calculados no fueron corregidos en función del índice de plasticidad ya que la muestra de limosa arenoso de baja plasticidad ML no presentó ni límite líquido ni plástico.

Con respecto a la velocidad de giro tal y como se muestra en el gráfico de RPM versus tiempo de la Figura 4-12, se alcanzó un promedio de 16.1 RPM o una velocidad angular de 96.7 °/seg o una velocidad periférica de 5.1 cm/s (tabla 4-5). Con esta velocidad de giro aplicada en este ensayo, se logró una condición no drenada del suelo en parte importante del ensayo.

También se determinó la relación entre el esfuerzo de corte no drenado residual monotónico y el esfuerzo vertical efectivo (para ensayos cíclicos se le llama CSR Cyclic Stress Ratio) con un valor de 1.84 (tabla 4-7). Con este valor no se podría intentar replicar el ensayo VSTu monotónico mediante un ensayo de corte simple monotónico en laboratorio.

A continuación, en la Figura 4-13, se presentan los resultados del ensayo VSTu cíclico N°12 realizado en Ovejería sector 1.

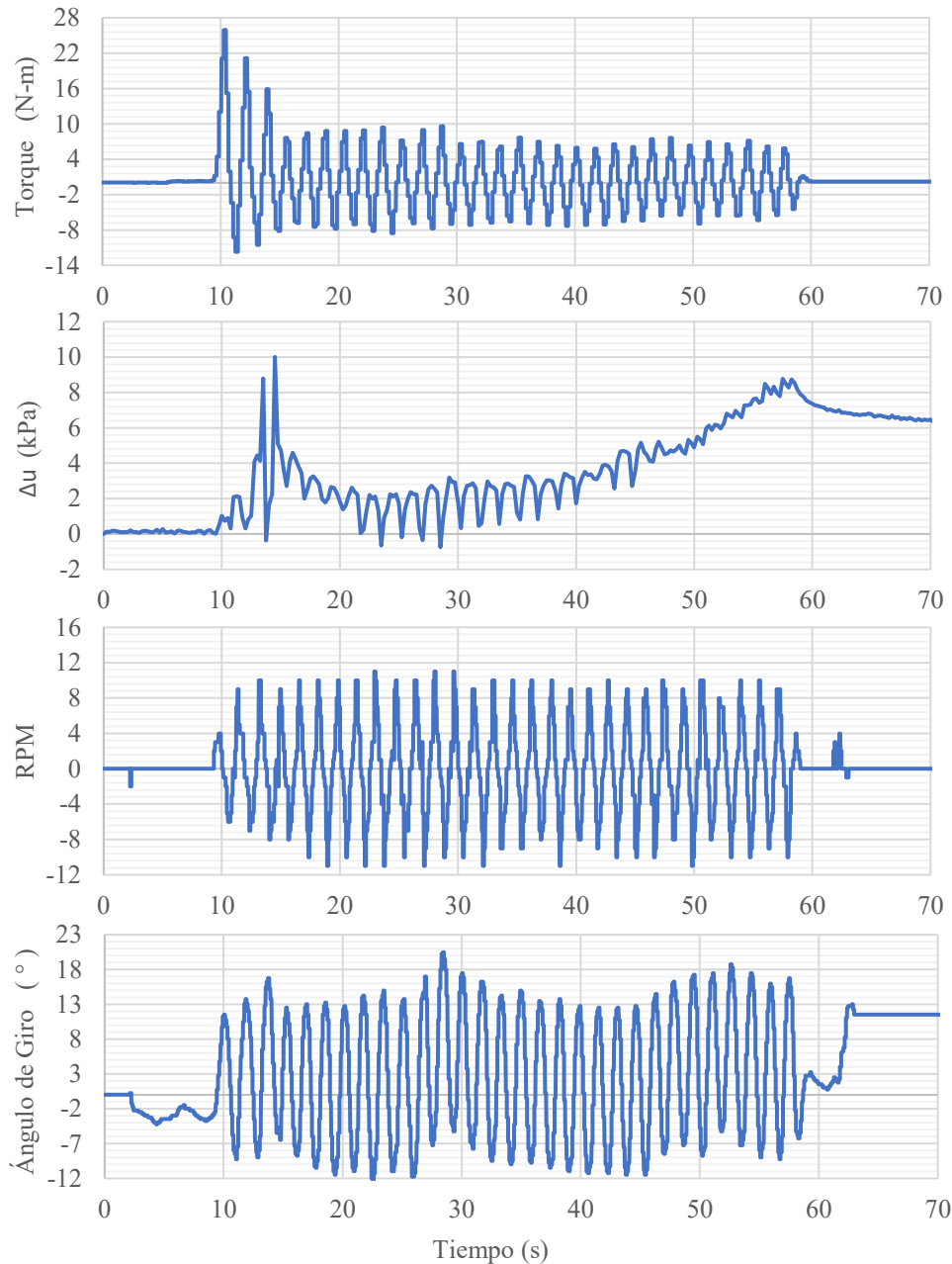


Figura 4-13: Resultados ensayo VSTu cíclico N°12 Ovejería sector 1.

En este ensayo se aplicaron 30 ciclos con una amplitud de giro promedio de 24 grados donde se puede observar un torque Peak inicial para luego ir decayendo hasta una resistencia relativamente constante en su magnitud para los peaks de ambas direcciones de giro en cada ciclo.

En ensayos VSTu cíclicos, es posible calcular el Torque Peak ya que se necesita una baja deformación angular para alcanzar el estado peak o máximo, por lo que un giro de 24° en una dirección del primer ciclo, es suficiente para alcanzar el Peak.

El torque Peak o máximo medido fue de 25.9 N-m con una resistencia al corte calculada según la ecuación presentada en el punto 2.3 de 32.8 kPa.

La determinación de la resistencia al corte no-drenada Peak determinada anteriormente a priori, no se podría considerar como válida sin realizar una corrección ya que, al observar el comportamiento de la presión de poros durante el Peak del torque medido, se observa una inestabilidad de la presión de poros producida por un gradiente de presiones de poro que luego se estabiliza para, posteriormente, ir aumentando su valor nuevamente a medida que aumentan los ciclos. En esta etapa del ensayo posterior a que se estabiliza la presión de poros post gradiente, es donde recién se puede observar un comportamiento no drenado por el aumento de la presión de poros hasta el término del ensayo.

Los valores de resistencia al corte calculados no fueron corregidos en función del índice de vacíos ya que la muestra de limo arenoso de baja plasticidad ML no presentó ni límite líquido ni plástico.

En la tabla 4-5 se presenta la frecuencia promedio de cada ciclo de 0.59 Hertz (o el periodo de 1.7 segundos) fue suficiente para conseguir la condición no drenada del suelo.

El aumento máximo de presión de poros durante la etapa posterior al Peak casi al término del ensayo fue de $\Delta u_{Max (+)} = 8.4$ kPa. Teniendo en cuenta este aumento de presión de poros si para un esfuerzo vertical efectivo de 8.8 kPa se determina la relación para la licuefacción r_u se obtiene un valor de 0.96 (tabla 4-7) que es un valor cercano al $r_u=1$ lo que indicaría que el suelo estaría licuando en la etapa final del ensayo. Idealmente se debió aplicar más en el ensayo para observar si la presión de poros se estabilizaba o continuaba variando.

A continuación, en la Figura 4-14 se presentan los principales resultados de las mediciones realizadas para el ensayo VSTu ensayo monotónico N°15 realizado en Ovejería sector 2.

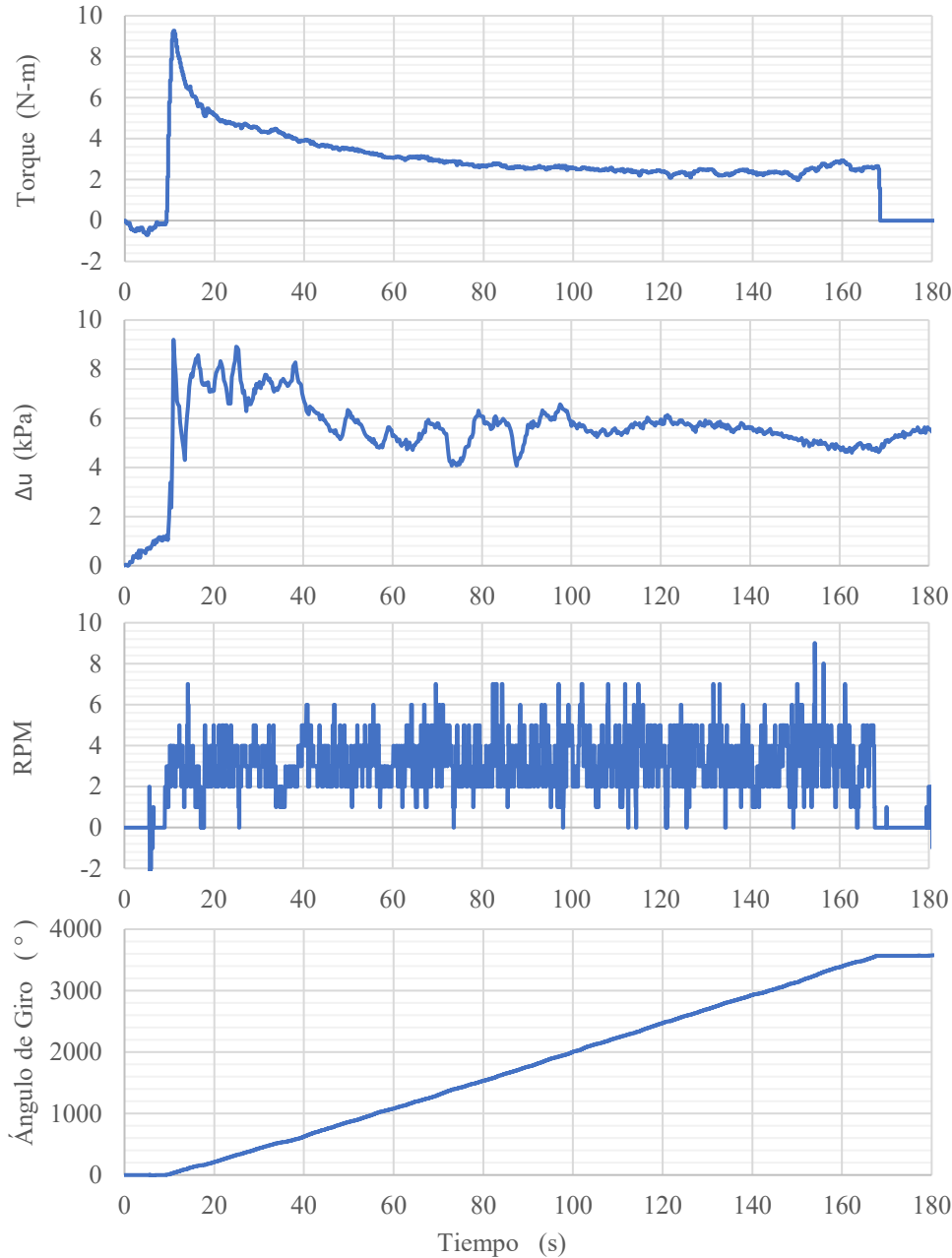


Figura 4-14: Resultados ensayo VSTu monotónico N°15 Ovejería sector 2.

De los gráficos anteriores se puede comentar que, durante la medición del torque, primero se observa el rápido desarrollo de un torque Peak de 9.3 N-m para luego registrar un descenso del torque hasta un valor de torque residual de aproximadamente 2.5 N-m. Este ensayo tuvo una duración de 159 segundos aproximadamente donde se realizaron 10 giros o rotaciones tal como se observa en el gráfico de medición de ángulo de giro de la Figura 4-14 donde se realizaron giros hasta los 3600° o 10 rotaciones. Los valores obtenidos de resistencia no drenada Peak fue de 11.7 kPa y de resistencia al corte residual de 3.2 kPa tal como se puede observar en la tabla 4-6.

Con respecto a la medición de la presión de poros se puede observar un aumento rápido y zigzagueante de la presión de poros al inicio del ensayo para luego disminuir y estabilizar gradualmente hasta un valor relativamente constante de $\Delta u_{\text{Max}} (+) = 5.6$ kPa, que es el valor promedio máximo considerado una vez

estabilizada la presión de poros. Este aumento drástico de la variación de presión positiva es mayor al esfuerzo vertical efectivo por un periodo breve de tiempo, sin embargo, rápidamente este gradiente de variación de presión de poros se estabiliza hasta un valor de presión de poros cercano al esfuerzo vertical efectivo lo que indicaría que el suelo está licuando. El aumento de la presión de poros positiva entre los 110 y 140 segundos aproximadamente es relativamente constante y se puede establecer en un valor promedio de $\Delta u_{\text{Max}} (+) = 5.55 \text{ kPa}$. Teniendo en cuenta este aumento de presión de poros si para un esfuerzo vertical efectivo de 5.54 kPa determinamos la relación para la licuefacción r_u nos da un valor de 1.0 (tabla 4-7) que es un valor que indicaría que se da el fenómeno de licuefacción en esta etapa del ensayo.

Durante la primera parte del ensayo se observa un aumento turbulento de la presión de poros para luego en la parte media estabilizar las mediciones y al final tener un leve descenso en la presión de poros. A pesar de este leve descenso el ensayo este se puede considerar como no drenado ya que esta disminución no es significativa, por lo que la resistencia al corte no drenado residual es válida. Con respecto a la RCND Peak, debido a la turbulencia de la presión de poros al inicio del ensayo, no se podría considerar el valor obtenido como válido sin antes realizar una corrección.

Los valores de resistencia al corte no-drenada calculados no fueron corregidos en función del índice de plasticidad ya que la muestra de limo arenoso de baja plasticidad (ML) presentó un $IP=8$ por lo que siguiendo las recomendaciones de la sociedad Geotécnica Canadiense [14], no se debe aplicar un factor de corrección a suelos con un $IP \leq 20$.

Con respecto a la velocidad de giro tal y como se muestra en el gráfico de RPM versus tiempo de la Figura 4-14 se alcanzó un promedio de 3.8 RPM o una velocidad angular de 22.6 °/seg o una velocidad periférica de 1.2 cm/s (tabla 4-5). Esta velocidad de ensayo fue suficiente para conseguir la condición no drenada del suelo en la etapa final del ensayo.

También se determinó la relación entre el esfuerzo de corte no drenado residual monotónico y el esfuerzo vertical efectivo (para ensayos cíclicos se le llama CSR Cycle Stress Ratio) con un valor de 0.57 (tabla 4-7). Con este valor habría que evaluar si se puede replicar el ensayo VSTu monotónico mediante un ensayo de corte simple monotónico en laboratorio.

A continuación, en la Figura 4-15, se presentan los principales resultados de las mediciones realizadas para el ensayo VSTu ensayo cíclico N°15 realizado en Ovejería sector 2.

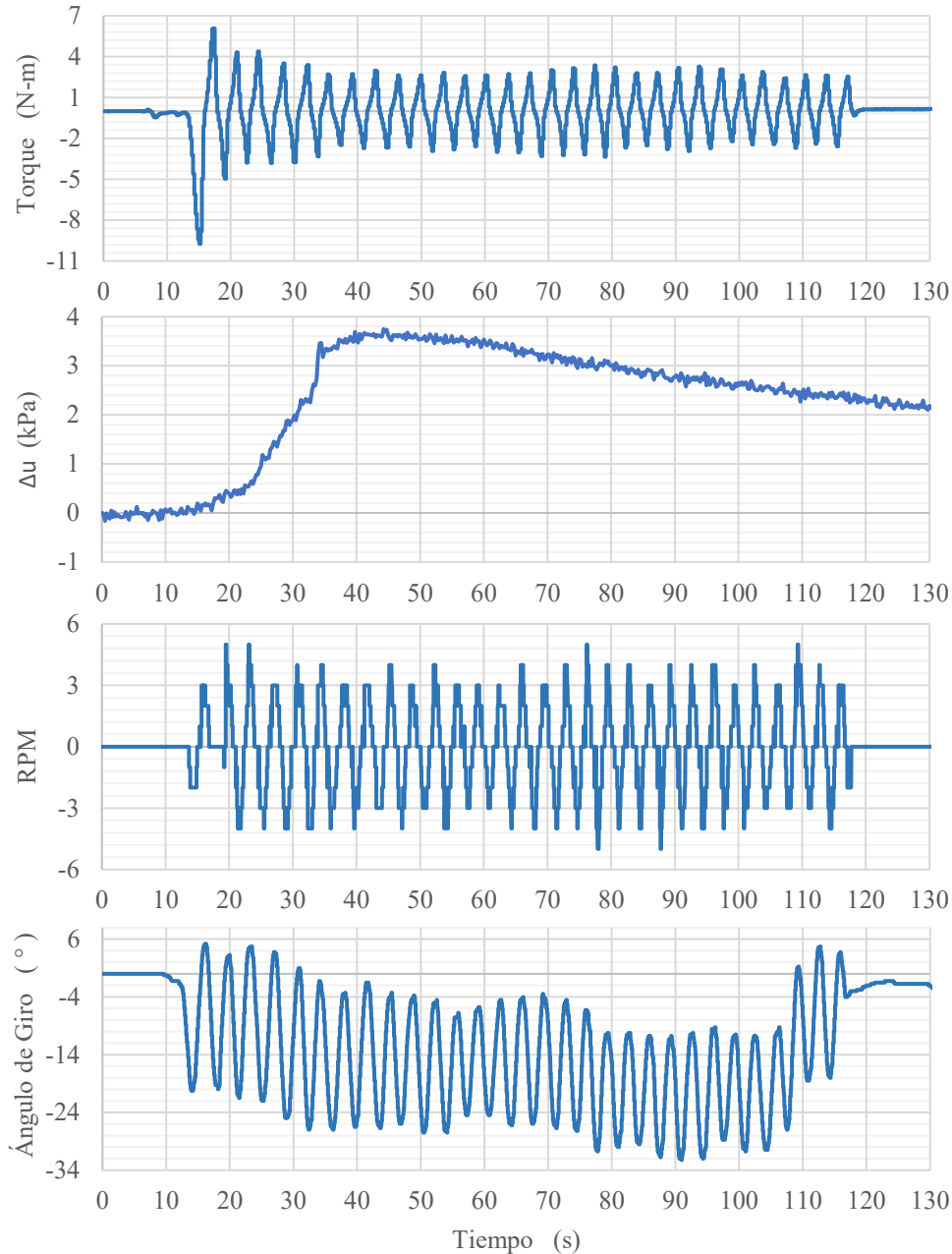


Figura 4-15: Resultados ensayo VSTu cíclico N°15 Ovejería sector 2.

En este ensayo se aplicaron 30 ciclos con una amplitud de giro promedio de 21 grados donde se puede observar un torque Peak inicial para luego ir decayendo hasta una resistencia relativamente constante en su magnitud para los peaks de ambas direcciones de giro en cada ciclo.

En ensayos VSTu cíclicos, es posible calcular el Torque Peak ya que se necesita una baja deformación angular para alcanzar el estado peak o máximo, por lo que un giro de 21° en una dirección del primer ciclo, es suficiente para alcanzar el Peak.

El torque Peak o máximo medido fue de 9.4 N-m con una resistencia al corte no drenado calculada según la ecuación presentada en el punto 2.3 de 11.9 kPa. Este ensayo fue el único que no presentó un gradiente

de presión de poros que generara una disminución de la presión de poros o un aumento drástico. La determinación de la resistencia al corte no-drenada Peak determinada anteriormente en este caso, se podría considerar como válida ya que se observa un aumento gradual de la presión de poros que indica que en esta parte del ensayo tiene un comportamiento no drenado, por lo que a priori se puede establecer el valor obtenido como válido.

Con respecto a la resistencia al corte post peak, la presión de poros registrada tiene un comportamiento relativamente no drenado entre los 35 y 55 segundos de transcurrido el ensayo por lo que la resistencia al corte no drenado se podría considerar como válida en este tramo del ensayo. Por otro lado, desde los 55 a los 120 segundos del ensayo, se observa una disminución de la presión de poros que indica un drenaje parcial o total. Sin embargo, este drenaje parcial o total no pareciera afectar los valores de la magnitud de los peaks de los ciclos de torque (o resistencia al corte) en ambas direcciones de giro.

Los valores de resistencia al corte no-drenada calculados no fueron corregidos en función del índice de plasticidad ya que la muestra de limo arenoso de baja plasticidad (ML) presentó un $IP=8$ por lo que siguiendo las recomendaciones de la sociedad Geotécnica Canadiense no se debe aplicar un factor de corrección a suelos con un $IP \leq 20$.

En la tabla 4-5 se presenta la frecuencia promedio de cada ciclo de 0.28 Hertz (o el periodo de 3.6 segundos) que permitió conseguir la condición no drenada del suelo hasta los 45 segundos de transcurrido el ensayo.

El aumento gradual de presión de poros positiva al inicio del ensayo llegó hasta un valor máximo de presión de poros de $\Delta u_{Max(+)} = 3.6$ kPa. Teniendo en cuenta este aumento de presión de poros, si para un esfuerzo vertical efectivo de 6.4 kPa determinamos la relación para la licuefacción máxima r_u , da un valor de 0.56 (tabla 4-7) que es un valor lejano al $r_u=1$ lo que indicaría que el suelo no alcanza a licuar. En este ensayo no se logró mantener la condición no drenada ya que, a partir de aproximadamente los 50 segundos, el suelo comenzó a drenar disipando la presión de poros.

Comparación de resultados

Las resistencias no drenadas Peak obtenidas tanto para ensayos monotónicos como cíclicos en Ovejería sector 1 son considerablemente mayores a las obtenidas en Ovejería sector 2. Esto se podría explicar debido a que el suelo del sector 1 son depositaciones más antiguas con tamaño de partículas mayores por lo que pueden tener un mayor grado de consolidación.

En 3 de los 4 ensayos realizados se logró un estado de licuefacción del suelo que era el fenómeno que se pretendía lograr en terreno.

Con respecto a la Sensitividad del suelo para los ensayos monotónicos, los valores obtenidos para los 2 ensayos fueron bastante similares con rangos de valores entre 3.0 y 3.7 lo que podría indicar que una rotación monotónica no afecta los valores de resistencia residual obtenidos a una condición de esfuerzo efectivo similar, tal como se observó en los ensayos de laboratorio.

En las siguientes páginas se presentan 5 tablas con parámetros geotécnicos y resultados obtenidos de los ensayos VSTu Monotónicos y Cíclicos realizados en terreno en el tranque de relaves Ovejería sectores 1 y 2.

Tabla 4-3. Parámetros geotécnicos de material de relave in situ para ensayos VSTu de terreno.

	Nº Ensayo	Densidad Seca	Peso Unitario Seco	Densidad Saturada	Peso Unitario Saturado	Índice de Vacíos
	-	ρ_d ton/m ³	γ_{seco} kN/m ³	ρ_{sat} ton/m ³	γ_{sat} kN/m ³	e
Monot.	12	1.62	15.9	2.04*	20.0*	0.74
	15	1.54	15.1	1.97	19.4	0.79
Cíclico	12	1.62	15.9	2.04*	20.0*	0.74
	15	1.54	15.1	1.97	19.4	0.79

*Peso unitario y densidad saturada estimados en base a parámetros geotécnicos del relave.

Tabla 4-4. Parámetros de ensayos VSTu en material de relave in situ para ensayos VSTu de terreno.

	Nº Ensayo	Esfuerzo Vertical Total	Presión de Poros Hidroestática	Esfuerzo Vertical Efectivo	Esfuerzo Vertical Efectivo en Peak	Coefficiente de Reposo	Esfuerzo Horizontal Efectivo	Esfuerzo Horizontal Total
	-	σ_v kPa	u_{est} kPa	σ'_v kPa	σ'_v kPa	$k_0 - k_{0-OR}$ -	σ_H' kPa	σ_H kPa
Monot.	12	17.2	8.1	9.0	19.5	0.50	4.5	12.6
	15	11.2	5.7	5.5	11.2	0.50	2.8	8.4
Cíclico	12	17.2	8.4	8.8	17.2	0.50	4.4	12.8
	15	12.1	5.7	6.4	12.1	0.50	3.2	8.9

Tabla 4-5. Resultados de ensayos VSTu de terreno en material de relave in situ parte 1.

	Nº Ensayo	Velocidad Periférica	Revoluciones por minuto	Grados por Minuto	Grados por Segundo	Periodo	Frecuencia
	-	V_P cm/s	RPM vueltas/min	V_{ang} °/min	V_{ang} °/s	T s	f Hertz
Monot.	12	5.1	16.1	5802	96.7	-	-
	15	1.2	3.8	1354	22.6	-	-
Cíclico	12	-	-	-	-	1.7	0.59
	15	-	-	-	-	3.6	0.28

Tabla 4-6. Resultados de ensayos VSTu de terreno en material de relave in situ parte 2.

	N° Ensayo	Torque Peak	Torque Residual 1	Torque Residual 2	Esf. Corte No Drenado Peak	Esf. Corte No Drenado Residual 1	Esf. Corte No Drenado Residual 2
	-	T _{Peak} N·m	T _{Res 1} N·m	T _{Res 2} N·m	(S _u) _P kPa	(S _u) _{R 1} kPa	(S _u) _{R 2} kPa
Monot.	12	39.2	13.2	-	49.5	16.6	-
	15	9.3	2.5	-	11.7	3.2	-
Cíclico	12	25.9	-	-	32.8	-	-
	15	9.4	-	-	11.9	-	-

Tabla 4-7. Parámetros geotécnicos obtenidos de ensayos de VSTu Parte 4.

	N° Ensayo	Variación Máx. PP negativa Peak	Variación Máxima PP Positiva	Relación entre variación máxima de PP positiva y Esf. Vert. Efectivo	Relación entre Esf. No Drenado Peak y Esf. Vertical Efectivo	Relación entre Esf. No Drenado Residual y Esf. Vertical Efectivo	Sensitividad
	-	$\Delta u_{Peak} (-)$ kPa	$\Delta u_{Max} (+)$ kPa	$r_{u \max} = +\Delta u / \sigma'_v$	$(S_u)_P / \sigma'_v$	$(S_u)_R / \sigma'_v$	$(S_u)_P / (S_u)_R$
Monot.	12	-2.3	8.8*	0.97	5.48	1.84	3.0
	15	0.0	5.6*	1.00	2.12	0.57	3.7
Cíclico	12	0.0	8.4*	0.96	3.74	-	-
	15	0.0	3.6*	0.56	1.84	-	-

** La variación de presión de poros máxima $\Delta u_{Max} (+)$ se determinó calculando un valor promedio en la etapa de mayor incremento de presión de poros post Peak y antes de alcanzar el Torque o RCND Residual para los ensayos monotónicos o, para el caso de ensayos cíclicos, la estabilización de la magnitud de los peaks para cada cambio de giro de los ciclos.

4.4 Diseño y fabricación veleta estándar VST para comparación de resultados VSTu en ensayos de terreno

Tal como se mencionó en el punto 2.3 del capítulo 2, la mayor diferencia del equipo VSTu con un equipo VST estándar es el diámetro de la barra de la veleta ya que en el diseño realizado en la memoria precedente a esta tesis, se tuvo que aumentar este diámetro para poder insertar el sensor de medición de presión de poros. Con este diámetro se obtuvo una relación de área de la veleta $VA=28\%$ que es considerablemente mayor al máximo especificado por normativa que es un $VA \leq 10\%$.

Para poder evaluar el efecto del aumento del diámetro de la barra se diseñó y fabricó una veleta estándar VST bajo la normativa ASTM D2573 tal como se muestra en la Figura 4-16.

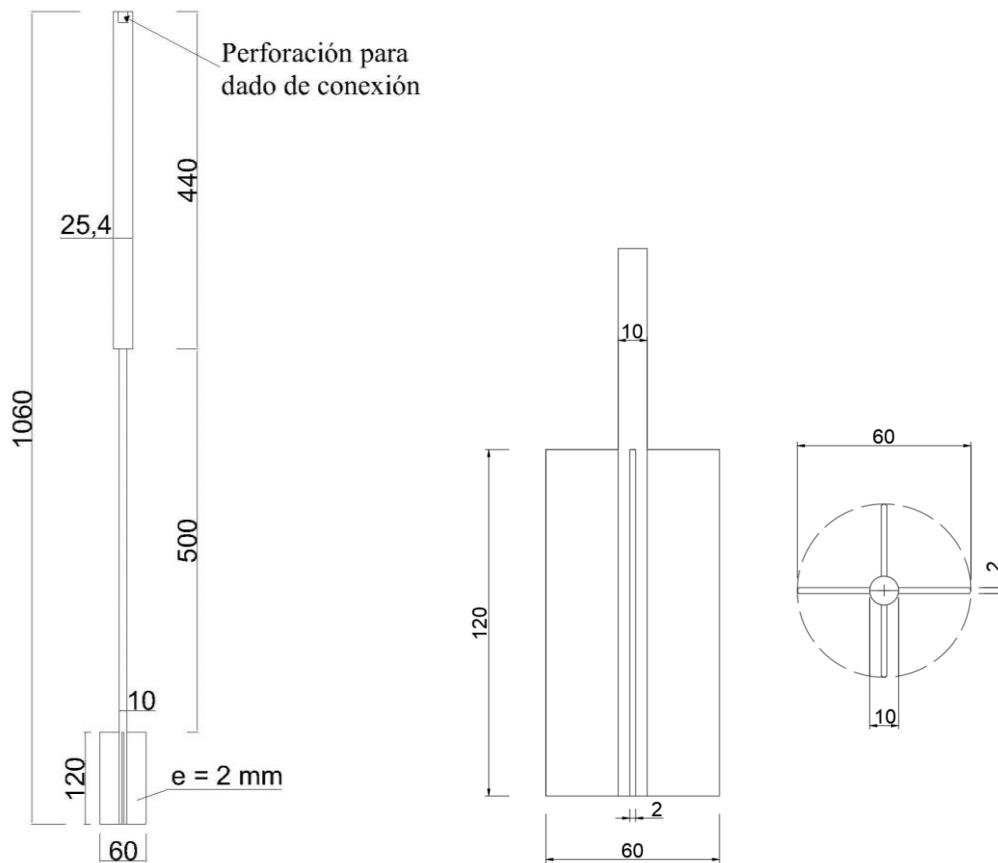


Figura 4-16: Plano de diseño veleta VST ASTM D2573 (medidas en mm sin escala).

En la tabla 4-8 se presentan los parámetros de diseño definidos para el diseño de la veleta en cumplimiento con la norma ASTM D2573.

Tabla 4-8. Parámetros de diseño veleta estándar ASTM D2573

D	60	mm
$35\text{mm} \leq D \leq 100\text{mm}$	SI	
R	30	mm
d	10	mm
$12.5\text{mm} \leq d \leq 16.5\text{mm}$	NO	
r	5	mm
e	2	mm
VA	9.85	%
$VA \leq 10\%$	SI	
H	120	
H =	2.0	D
$1D \leq H \leq 2.5 D$	SI	

De la tabla 4-8 se puede observar que la única restricción establecida por la ASTM D2573 que no se pudo cumplir, es que el diámetro de la barra de la veleta este en el rango entre $12.5\text{mm} \leq d \leq 16.5\text{mm}$ y la veleta diseñada tiene un diámetro de 10 mm. Esta condición no se pudo satisfacer ya que para cumplir con la relación VA y a la vez mantener el diámetro exterior de la veleta de 60 mm para emular el equipo VSTu, se tuvo que definir un diámetro de 10 mm. En la Figura 4-17 se muestran las dos veletas fabricadas.



Figura 4-17: Presentación equipos VST y VSTu.

4.5 Comparación de la resistencia al corte no drenada medida para ensayos VST y VSTu en terreno

Terminada la fabricación de la veleta estándar VST, se realizaron ensayos con este equipo en el tranque de relave Ovejería sectores 1 y 2 para poder comparar los resultados obtenidos con el equipo VSTu e identificar si hay alguna variación en los resultados debido a la diferencia del diámetro interior de la barra de las veletas.

Ensayos VST y VSTu Ovejería sector 1

En la Figura 4-18 se observa el desarrollo de la resistencia al corte no-drenada en función del número de giros o rotaciones para ensayos VST y VSTu realizados en Ovejería sector 1.

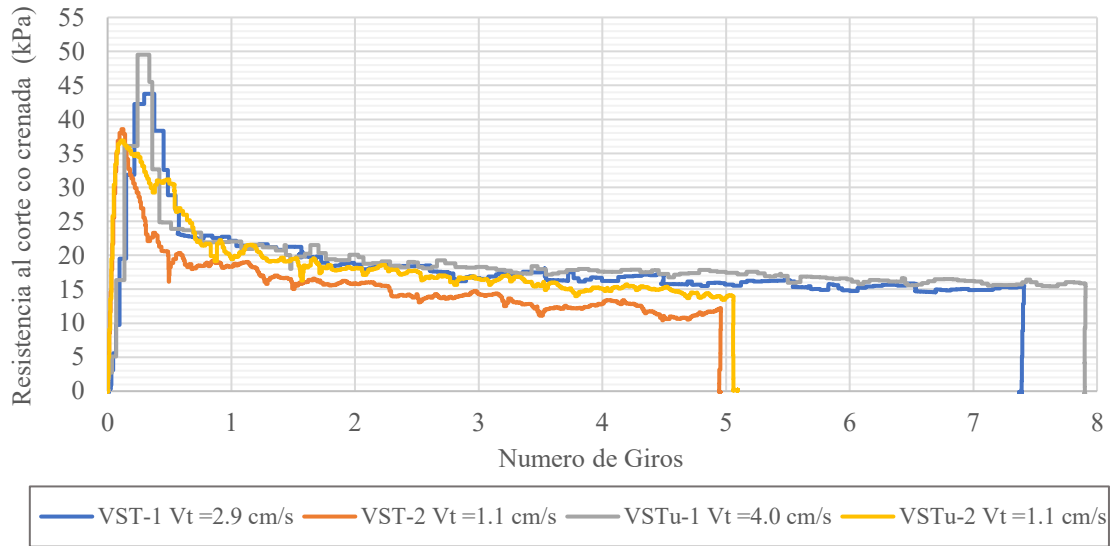


Figura 4-18: Relación de la resistencia al corte no drenado versus el número de giros para dos ensayos VST y dos ensayos VSTu a diferentes velocidades tangenciales (V_t) o Periférica en Ovejería sector 1.

Como se puede observar en la Figura 4-18, los valores de resistencia al corte no drenada Peak de los ensayos VST-1 (azul) y VSTu-1 (plomo) son de similar magnitud con valores de 43.8 y 49.5 kPa respectivamente. Por otra parte, los valores de resistencia al corte no-drenada Peak de los ensayos VST-2 (naranja) y VSTu-2 (amarillo) también son de similar magnitud con valores de 38.6 y 36.9 kPa respectivamente.

Con respecto al resistencia residual, los valores obtenidos en los 4 ensayos tienen una mayor similitud o menor dispersión que los resultados de resistencia Peak. Por esta razón, se podría establecer un valor de resistencia residual promedio a partir del tercer giro que es donde se estabiliza la resistencia residual, de 16.7 kPa. Uno de estos ensayos realizados es el ensayo monotónico VSTu N°12 que se muestra en la Figura 4-12 el cual en su resistencia residual se puede establecer un comportamiento no drenado del suelo.

Como se puede observar, hubo una diferencia considerable entre las velocidades tangenciales del ensayo VST-1 de 2.9 cm/s y VSTu-1 de 4.0 cm/s, sin embargo, esta diferencia no afectó el valor de resistencia al corte no drenada peak.

Ensayos VST y VSTu Ovejería sector 2

En la Figura 4-19 se observa el desarrollo de la resistencia al corte no-drenada en función del número de giros o rotaciones para ensayos VST y VSTu realizados en Ovejería sector 2.

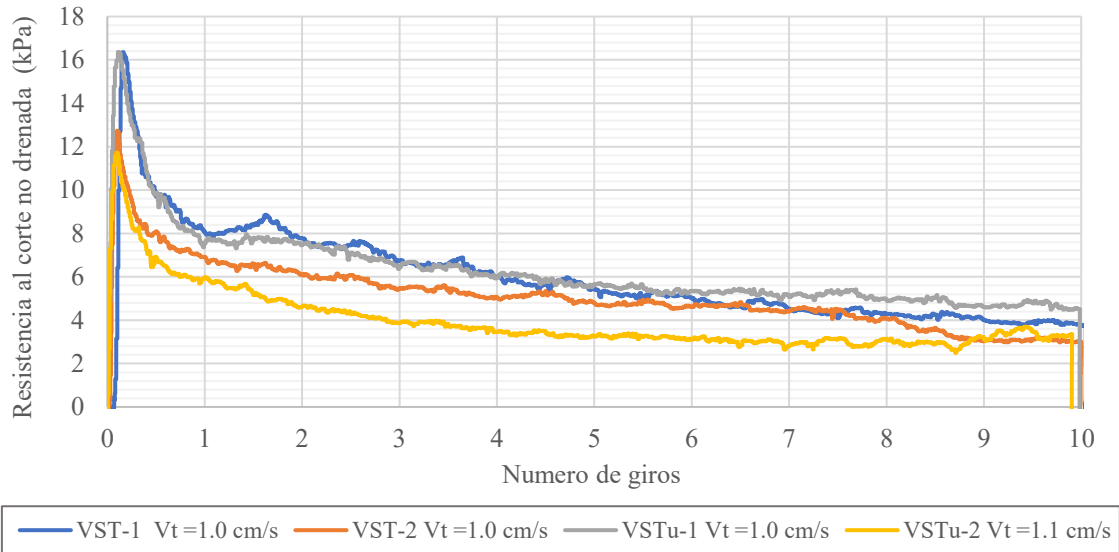


Figura 4-19: Relación de la resistencia al corte no drenado versus el número de giros Ovejería sector 2.

Como se puede observar en la Figura 4-19 y tal como ocurrió en los ensayos de Ovejería sector 1, los valores de resistencia al corte no drenada Peak de los ensayos VST-1 (azul) y VSTu-1 (plomo) son aproximadamente iguales con valores de 16.3 y 16.4 kPa respectivamente. Además, los valores de resistencia al corte no-drenada Peak de los ensayos VST-2 (naranja) y VSTu-2 (amarillo) son aproximadamente similares con valores de 12.7 y 11.7 kPa respectivamente.

Con respecto al resistencia residual, los valores obtenidos en los 4 ensayos realizados son bastante similares sobre todo desde el giro 7 al 10 que es donde el ensayo monotónico VSTu N°15 alcanza un comportamiento aproximadamente no drenado del suelo (Figura 4-14), por lo que podríamos calcular una resistencia residual promedio con las 4 mediciones de 4.7 kPa. Este valor de resistencia residual obtenido en condiciones aproximadamente no drenadas, puede ser utilizado para un posterior análisis geotécnico.

Como se puede observar, no hubo una diferencia importante entre las velocidades tangenciales de los 4 ensayos realizados.

Relación entre la velocidad periférica y la resistencia al corte no-drenada

En la Figura 4-20 se presenta la relación entre la velocidad periférica y la resistencia al corte no-drenada para los ensayos monotónicos VST y VSTu realizados en Ovejería sector 1.

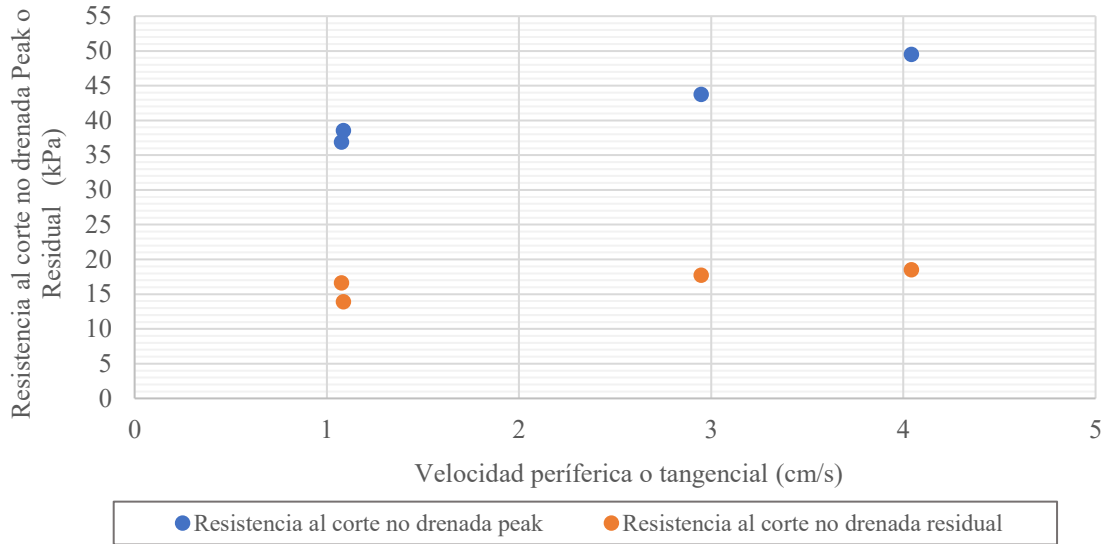


Figura 4-20: Relación de la resistencia al corte no drenado versus velocidad tangencial Ovejería sector 1.

Como se puede observar en la Figura 4-20 hay un claro aumento de la RCND Peak con el aumento de la velocidad periférica. Este efecto como es de esperar, no se genera en la resistencia al corte residual.

Los ensayos realizados en Ovejería sector 2 no fueron graficados ya que fueron realizados a velocidades periféricas similares lo que no permite establecer una relación.

4.6 Disipación de presión de poros por inserción y giro de veleta VSTu en terreno

Para determinar el tiempo de disipación de presión de poros y estimar la conductividad hidráulica del suelo se utilizará la metodología expuesta en el punto 3.7 de capítulo 3.

En la Figura 4-21 se presenta el registro completo de la disipación de la presión de poros en el tiempo post inserción de la veleta y post ensayo VSTu cíclico N°15 Ovejería sector 2

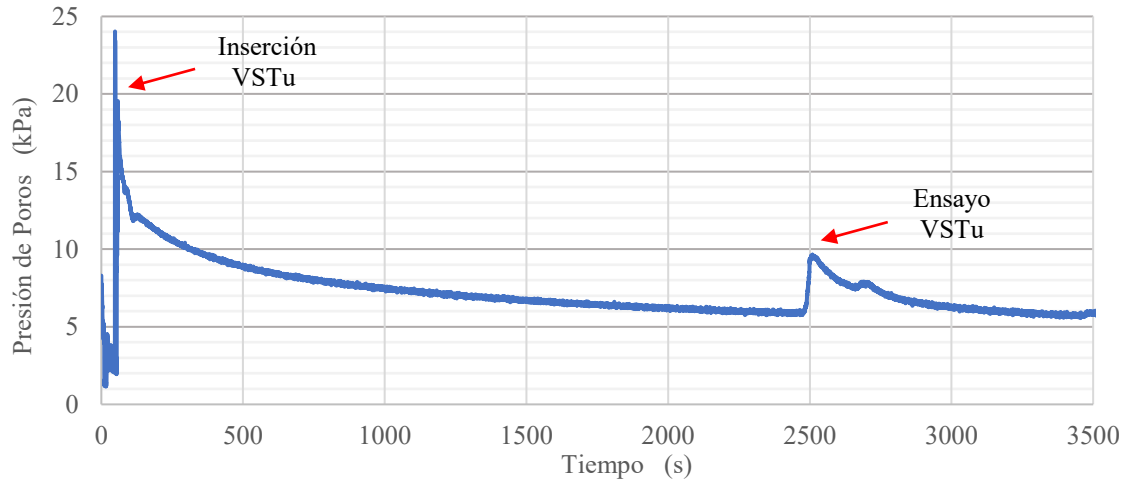


Figura 4-21: Medición de presión de poros durante inserción de veleta, ensayo y disipación de presión de poros.

En la Figura 4-22, se presenta la curva de disipación de presión de poros en el logaritmo del tiempo para el ensayo VSTu monotónico N°15 en Ovejería sector 2, donde se determina la presión de poros Peak post inserción de la veleta VSTu, la presión de poros para el t_{50} y la presión de poros de equilibrio o hidrostática.

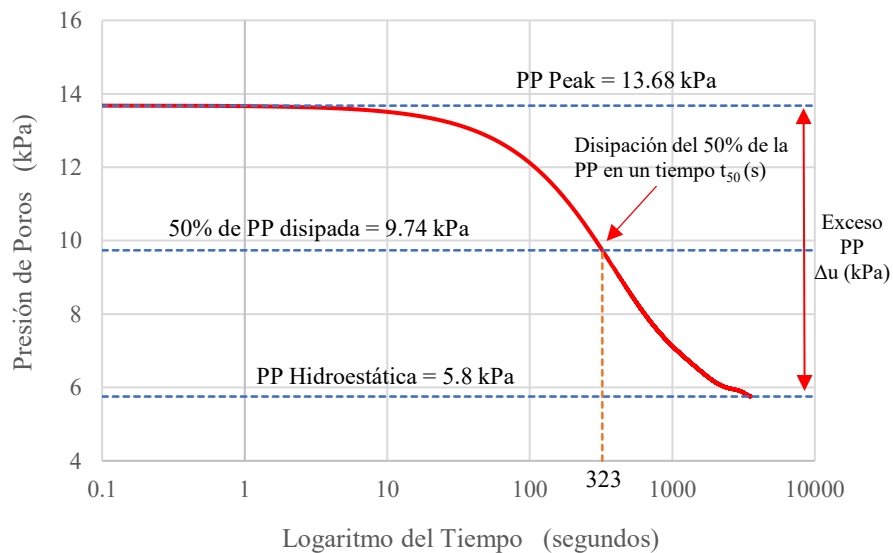


Figura 4-22: Curva disipación de presión de poros post inserción de veleta y antes del ensayo VSTu N°15 Ovejería sector 2.

Disipación de presión de poros ensayos VSTu Ovejería sector 1

Siguiendo la metodología descrita en el punto 3.7 se estimaron los tiempos de disipación al 50% y 100% del exceso máximo de presión de poros post giro y la conductividad hidráulica post giro de la veleta para el ensayo monotónico N°12, los resultados son presentados en la tabla 4-9.

Tabla 4-9. Estimación de tiempos de disipación al 50 y 100% de la presión de poros post giro y la conductividad hidráulica.

Medición de presión de poros post giro VSTu Monotónico				
Ensayo	t ₅₀ (s)	k _h (cm/s)	k _h (m/s)	t ₁₀₀ (s)
12	233	1.10E-06	1.10E-08	2054

Tal como se mencionó en el capítulo 3, idealmente los valores para hacer estimaciones de conductividad hidráulica son los medidos post inserción de la veleta, sin embargo, los valores de la tabla 4-9 fueron los únicos con lo que se pudo hacer estimaciones para Ovejería sector 1 ya que en los ensayos VSTu realizados en esta zona no se registró la disipación de presión de poros post inserción y las mediciones realizadas post giro de los otros ensayos no se pudieron utilizar.

La conductividad hidráulica estimada para post giro para Ovejería sector 1 es de $k_h = 1.1 \cdot 10^{-6}$ (cm/s) por lo que según el gráfico de Figura 3-25 se clasificaría como un limo, lo que corresponde con la clasificación del suelo para la muestra de Ovejería sector 1 que como se observa en la Tabla 4-1, es un limo con arena de baja plasticidad ML.

Disipación de presión de poros ensayos VSTu Ovejería sector 2

Se aplicará el criterio expuesto en el capítulo 3 de utilizar las mediciones de los tiempos de disipación post inserción de la veleta para estimar la disipación de la presión de poros al 50% y 100% del exceso máximo de presión de poros, así como la conductividad hidráulica del suelo para los ensayos monotónicos y cíclicos N°15 en Ovejería sector 2. Los resultados son presentados en la tabla 4-10.

Tabla 4-10. Estimación de tiempos de disipación al 50 y 100% de la presión de poros post inserción y la conductividad hidráulica.

Medición de presión de poros post inserción VSTu					
Ensayo	t ₅₀ (s)	k _h (cm/s)	k _h (m/s)	t ₁₀₀ (s)	e
15-C	346	6.72E-07	6.72E-09	2326	0.796
15-M	323	7.32E-07	7.32E-09	3570	0.796

Para estimar la conductividad hidráulica del material de relave del sector 2 de Ovejería, se utilizará el promedio de los dos valores de la tabla 4-10 por lo que tenemos

$$k_h = 7.02 \cdot 10^{-7} \text{ (cm/s)}$$

Con este valor de conductividad hidráulica, si se ingresa en el gráfico de Figura 3-25, el relave se clasificaría como un limo. Sin embargo, el valor obtenido está cerca de clasificar como arcilla y, considerando que es

un material de relave, la permeabilidad obtenida tendría valores aceptables ya que la clasificación del suelo de la muestra obtenida de Ovejería sector 2, es una arcilla arenosa de baja plasticidad CL.

Relación de la variación de presión de poros máxima versus el esfuerzo vertical efectivo

En la tabla 4-11 se presenta la relación entre la presión de poros máxima post inserción al inicio de la disipación y el esfuerzo vertical efectivo de consolidación o in situ.

Tabla 4-11. Relación de la variación de presión de poros máxima versus el esfuerzo vertical efectivo.

Ensayos VSTu de Terreno en Ovejería			
	Δu_{max} (kPa)	σ'_v (kPa)	$\Delta u_{max}/\sigma'_v$ (%)
15 C-O	6.2	5.9	105
15 M-O	7.9	5.4	146

Como se puede observar en la tabla 4-11, en los 2 ensayos donde se determinó la relación entre la presión de poros máxima al inicio de la disipación post inserción y el esfuerzo vertical efectivo de consolidación, se superó ampliamente el 75% descrito por Wilson alcanzando valores considerablemente mayores a los medidos post giro tal como se observa en la Figura 4-21.

Capítulo 5 Trayectoria de tensiones en ensayos VSTu

En este capítulo se presentarán dos metodologías para graficar la trayectoria de tensiones con el fin de comprender mejor el comportamiento del suelo.

La primera metodología considera un esquema de tensiones totales y efectivas de compresión triaxial (tridimensional) para graficar la trayectoria de tensiones durante el ensayo de veleta de corte in situ. Para esta trayectoria de tensiones 3D, se considera la invariante media de tensiones p' , y se reemplaza la desviatoria de tensiones que induce el corte q (no hay variación de esfuerzos de confinamiento), por el esfuerzo de corte puro no drenado c_u .

La segunda metodología, considera un esquema en condiciones de corte simple (puro) a una tensión normal igual a la tensión efectiva horizontal a la profundidad dada [26]. Delo anterior, definiremos la trayectoria de tensiones 1D en función del esfuerzo de corte no drenado c_u y la tensión horizontal efectiva σ'_h .

5.1 Esfuerzo vertical total, efectivo y presión de poros hidrostática

En primer lugar, para graficar las trayectorias de tensiones debemos determinar los esfuerzos totales, efectivos y la presión de poros hidrostática antes del inicio del ensayo.

En la Figura 5-1 se presenta un esquema de 2 casos definidos según de nivel de agua de la napa freática identificado durante la realización de los ensayos de laboratorio y terreno. Se considera solo un estrato de suelo.

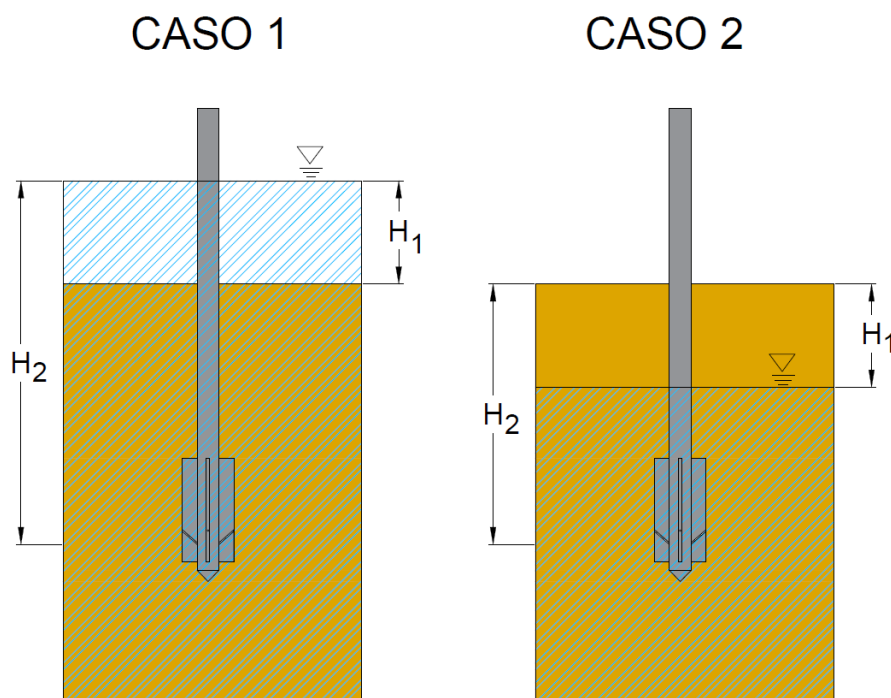


Figura 5-1: Esquema para determinación de esfuerzo total, presión de poros hidrostática y esfuerzo vertical efectivo según el nivel de superficie de agua.

Sabemos que el peso unitario boyante se puede determinar en función del peso unitario saturado del suelo y del peso unitario del agua con la siguiente relación

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Donde

γ' = peso unitario boyante del suelo

γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo

γ_w = peso unitario del agua, por lo general se considera 10 kN/m³

CASO 1

Este caso se da cuando el nivel de agua está igual o por sobre el nivel de superficie del suelo. El caso con el nivel de agua sobre el nivel de superficie del suelo se dio en todos los ensayos de laboratorio ya que siempre se mantuvo la probeta de relave con una capa de agua sobre el suelo. El caso del nivel de agua al mismo nivel de superficie del suelo se dio en algunos ensayos de terreno, en particular en algunos ensayos realizados en Ovejería sector 1.

El esfuerzo total a nivel de profundidad de la veleta se calcula con la relación

$$\sigma_v = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot (H_2 - H_1)$$

El esfuerzo efectivo a nivel de profundidad de la veleta se calcula con la relación

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

Donde la presión de poros u es

$$u = \gamma_w \cdot H_2$$

Reemplazando con la presión de poros en el esfuerzo efectivo queda

$$\sigma'_v = \gamma' (H_2 - H_1)$$

CASO 2

Este caso se da cuando el nivel de agua está bajo el nivel de superficie del suelo. Este caso se dio en algunos ensayos de terreno en particular en los ensayos realizados en Ovejería sector 2.

El esfuerzo total a nivel de profundidad de la veleta se calcula con la relación

$$\sigma_v = \gamma_h \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot (H_2 - H_1)$$

El esfuerzo efectivo a nivel de profundidad de la veleta se calcula con la relación

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

Donde la presión de poros u es

$$u = \gamma_w \cdot (H_2 - H_1)$$

Reemplazando con la presión de poros en el esfuerzo efectivo queda

$$\sigma'_v = \gamma_h \cdot H_1 + \gamma' \cdot (H_2 - H_1)$$

5.2 Coeficiente de reposo

La presión de suelos horizontal es el esfuerzo de interés en el ensayo de veleta de corte ya que la superficie de falla está en un plano vertical a la superficie, por lo que es éste el esfuerzo que influye en la resistencia al corte no-drenada. Para determinar el esfuerzo normal al plano de falla, es decir, el esfuerzo horizontal, necesitamos calcular el coeficiente de reposo del suelo. El coeficiente de reposo se puede determinar con la siguiente relación.

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Donde

k_0 = coeficiente de reposo determinado por métodos empíricos

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo

σ'_h = esfuerzo horizontal efectivo

Coeficiente de reposo para suelos Normalmente Consolidados

Para determinar el coeficiente de reposo para suelos normalmente consolidados utilizaremos la ecuación propuesta por Jaky en 1944.

$$k_{0-NC} = 1 - \text{sen}(\phi')$$

ϕ' = ángulo de fricción del suelo

El ángulo de fricción para las probetas en ensayos de laboratorio fue estimado en base a bibliografía de estudios de material de relave y correlaciones en base a los parámetros determinados por los ensayos de mecánica de suelos.

Esta ecuación fue utilizada para los suelos normalmente consolidados tanto para la probeta del laboratorio como para los ensayos de terreno. Los ensayos de terreno fueron todos considerados como normalmente consolidados y se estimó un ángulo de fricción de 30° para efectos de cálculo del coeficiente de reposo. Los valores obtenidos de coeficiente de reposo para suelos normalmente consolidados para las probetas de laboratorios se pueden ver en la tabla 3-3. Los valores de coeficiente de reposo para ensayos de terreno se pueden ver en la tabla 4-4.

Suelos Sobre Consolidados

Para suelos sobre consolidados que es en el caso de los ensayos VSTu 16, 17 y 18 (Tabla 3-3) realizados en laboratorio en la probeta de arena limosa SM donde se consolidó la probeta con una carga mayor a la de ensayo, se utilizará la siguiente ecuación propuesta por Alpan en 1967.

$$k_{0-OC} = k_{0-NC} \cdot R^\lambda$$

Donde

k_{0-NC} = coeficiente de reposo para suelos normalmente consolidado determinado por la ecuación de Jaky

$$R = \frac{\sigma'_{v(max)}}{\sigma'_v} = \text{relación de sobre consolidación}$$

$\sigma'_{v(max)}$ = esfuerzo efectivo máximo al que fue expuesto el suelo

σ'_v = esfuerzo efectivo a la profundidad y momento del ensayo

Para determinar el coeficiente λ utilizamos el siguiente gráfico para suelos granulares tipo arena

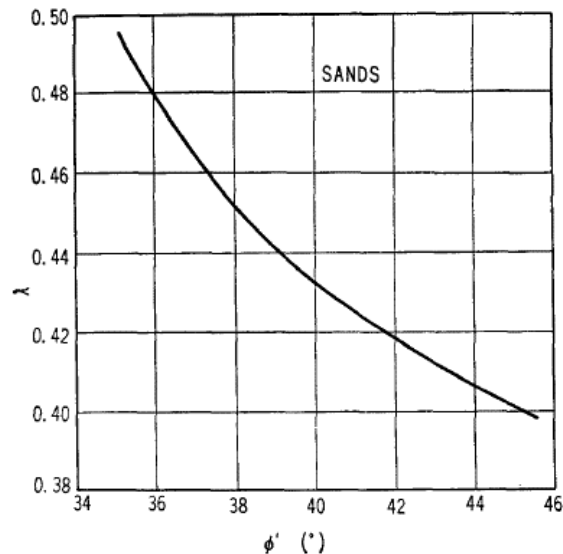


Figura 5-2: Variación del parámetro λ con respecto al ángulo de fricción en arenas.

Los valores obtenidos de coeficiente de reposo para suelos NC para las probetas de laboratorios se pueden ver en la tabla 3-3.

5.3 Coeficiente de reposo movilizado

Los coeficientes de reposo determinados con la metodología descrita anteriormente tanto para suelos normalmente consolidados como sobre consolidados aplican solo al estado en reposo antes de realizar el ensayo. Posterior a la disipación del exceso de presión de poros por la inserción de la veleta, y antes de iniciar el ensayo, se considera que los esfuerzos totales se mantienen relativamente constantes, pero al iniciar el giro de la veleta, los esfuerzos efectivos cambian ya que hay una variación de la presión de poros producto de este giro. Esta variación de los esfuerzos efectivos es crítica cuando la presión de poros aumenta a valores cercanos al esfuerzo horizontal efectivo, donde el suelo se comporta como un fluido debido al fenómeno de la licuefacción, por lo que el valor del coeficiente de reposo toma valores cercanos o iguales a 1 por la isotropía del agua que transmite la misma carga en todas las direcciones.

Por lo anterior es que se propone un coeficiente de reposo movilizado que tome en cuenta el efecto del aumento de la presión de poros. La ecuación se utilizará para estimar el coeficiente de reposo en función del aumento de la presión de poros.

Para definir esta ecuación utilizaremos la relación r_u para licuefacción donde

$$r_u = \frac{\Delta u_{lic}}{\sigma'_v} = 1 \quad \rightarrow \quad \Delta u_{lic} = \sigma'_v$$

Teniendo en cuenta la relación anterior, se propone una ecuación para el coeficiente de reposo movilizado.

$$k_{0-m} = k_{0*} + (1 - k_{0*}) \cdot \frac{\Delta u}{\Delta u_{lic}}$$

Donde

k_{0-m} = coeficiente de reposo movilizado

k_{0*} = coeficiente de reposo normalmente consolidado o sobre consolidado según corresponda

Δu = lectura de presión de poros

Δu_{lic} = Presión de poros que causa licuefacción

Cabe destacar que cuando la variación de la presión de poros Δu es igual a la variación de la presión de poros que genera licuefacción Δu_{lic} , el valor del coeficiente de reposo movilizada es igual a 1 ($k_{0-m} = 1$) lo que indica que el suelo está licuando y el esfuerzo vertical y horizontal efectivo se hace 0.

Ya que hasta el momento no es posible entender por completo el gradiente de presión de poros en la falla fenómeno que se da en algunos ensayos, cuando se dan presiones de poros negativas se mantiene el valor del coeficiente de reposo k_{0*} .

En rango de valores que puede adoptar el coeficiente de reposo movilizado k_{0-m} es:

$$k_{0*} \leq k_{0-m} \leq 1$$

En la Figura 5-3 se presenta la medición de la presión de poros en el tiempo y la evolución del coeficiente de reposo movilizado para el ensayo cíclico N°15 de Ovejería sector 2.

El coeficiente de reposo se calculó para el relave de Ovejería sector 2 con la ley de Jaky para suelos normalmente consolidados estimando un ángulo de fricción para relaves con las condiciones superficiales de terreno de 30°. Con lo anterior el valor del coeficiente de reposo calculado es $k_0 = 0.5$.

Para efectos de tener una mejor visualización de la trayectoria de tensiones, se aplicó una curva de ajuste para suavizar el registro de la medición de presión de poros en el tiempo tal como se muestra en la Figura 5-3.

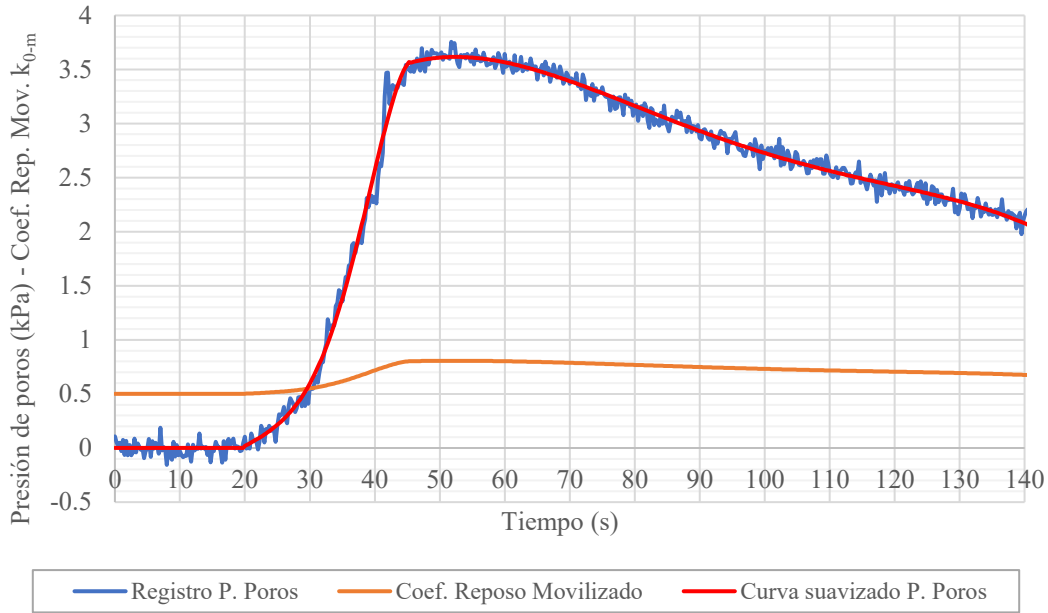


Figura 5-3: Medición de variación de presión de poros en el tiempo y curva de suavizado.

En la Figura 5-3 se puede observar la evolución del coeficiente de reposo movilizado k_{0-m} que parte en 0.5 (k_0) y va aumentando en función del aumento de la presión de poros hasta un valor máximo de $k_{0-m}=0.807$ para luego ir decreciendo debido a la disipación de la presión de poros por drenaje parcial o total del ensayo VSTu Monotónico N°15 tal como se vio en la Figura 4-15.

La relación entre el esfuerzo vertical horizontal y la presión de poros se intentará demostrar en el capítulo 6 mediante una modelación numérica simplificada 2D.

5.4 Trayectoria de tensiones 3D para ensayos VSTu de laboratorio

En este punto se propone un esquema de tensiones totales y efectivas tridimensional (3D) para graficar la trayectoria de tensiones durante el ensayo de veleta de corte in situ.

En la Figura 5-4 se presenta un esquema de tensiones 3D para un elemento sometido al corte en ensayo de veleta.

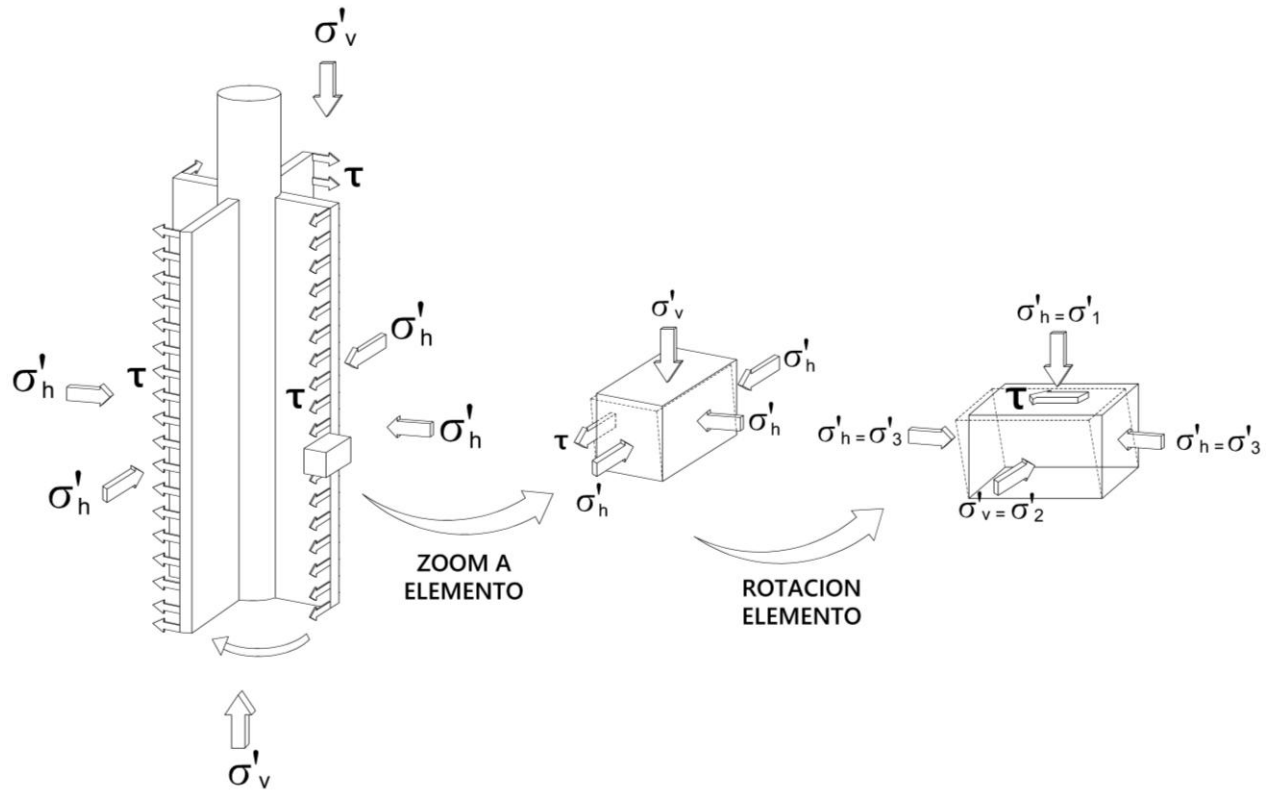


Figura 5-4: Esquema de ensayo de veleta de corte y estado tensional de un elemento de suelo sometido a corte puro (Elaboración propia).

En la Figura 5-4 se representa un elemento de suelo bajo esfuerzos de confinamiento correspondiente a un esfuerzo vertical efectivo (o total) y a dos esfuerzos horizontales efectivos (o totales) de la misma magnitud. El elemento es sometido a corte puro por el torque aplicado de la veleta. Si hacemos un zoom y rotamos el elemento nos podemos dar cuenta de la similitud de este ensayo a un ensayo de corte simple.

Kouretzis et al (2017) observaron que, bajo consideraciones numéricas y teóricas apoyadas por datos experimentales, hay evidencia de que podemos utilizar el ensayo de veleta de corte para obtener la resistencia no drenada de una muestra ensayada en condiciones de corte simple a una tensión normal igual a la tensión efectiva horizontal a la profundidad dada [26]. En consecuencia, se argumenta que no hay necesidad de corregir la resistencia no drenada de la veleta de campo para obtener la resistencia movilizada para los cálculos de estabilidad del terraplén, siempre que la resistencia del suelo se normalice a la tensión normal efectiva que actúa sobre la superficie de deslizamiento y los efectos de la tasa de corte del ensayo se consideren adecuadamente, ya que, la tasa de corte durante la prueba de veleta es mucho más rápida en comparación con las fallas en el campo. Por lo tanto, se requiere una corrección para los efectos de la velocidad en estos casos, pero no para el modo de corte [26].

Al igual que, en el caso de condiciones de tensión en dos dimensiones (2D), es posible describir el estado de tensión en términos de una invariante media y una invariante desviatoria en condiciones tridimensionales (3D). Para distinguir entre los casos 2-D y 3-D, la invariante media triaxial se denota p' (tensión efectiva) o p (tensión total), y la invariante desviatoria por q . La invariante media de la tensión sólo provoca un cambio volumétrico (no induce corte), y es la media de los tres componentes principales de la tensión. Considerando lo anterior esta invariante media podría ser usada en un ensayo de veleta de corte.

Invariante media en Tensión Efectiva

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

Reemplazando según las presiones de terreno descritas en la Figura 5-4 tenemos

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2 \sigma'_h}{3}$$

Invariante media en Tensión Total

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

Reemplazando según las presiones de terreno descritas en la Figura 5-4 tenemos

$$p = \frac{\sigma_v + 2 \sigma_h}{3}$$

en ensayos triaxiales donde hay cambios en las presiones verticales y horizontales donde la invariante desviatoria q es la que induce el corte dentro de la muestra y es independiente de la presión del fluido de poro u . Para ensayos triaxiales este se define como sigue.

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}$$

Reemplazando según las presiones de terreno descritas en la Figura 5-4 tenemos

$$q = (\sigma_v - \sigma_h)$$

Sin embargo, para el caso de un ensayo de veleta VSTu en condiciones de corte simple donde no hay una variación significativa de los esfuerzos totales y por ende no hay un esfuerzo desviador, no podemos utilizar la expresión anterior para graficar la trayectoria de tensiones con estos esfuerzos de corte.

Por lo tanto, para el ensayo de veleta de corte, definiremos el esfuerzo de corte q como el esfuerzo de corte no drenado c_u , determinado bajo una condición de esfuerzos totales de confinamiento aproximadamente constantes. Entonces definimos el esfuerzo de corte como

$$q = c_u$$

Para graficar la línea de estado último (LEU) en el espacio p' - q en función del ángulo de fricción crítico ϕ'_{cv} (o último), utilizaremos la siguiente ecuación que permite obtener la pendiente M de la línea de estado último.

$$M = \frac{q}{p'} = \frac{6 \sin \phi'_{cv}}{3 - \sin \phi'_{cv}}$$
$$\therefore \sin \phi'_{cv} = \frac{3M}{6 + M}$$

Estas ecuaciones que aplican en un estado de tensiones tridimensional se pueden utilizar para una condición de compresión triaxial como en el ensayo de veleta de corte, ya que la masa de suelo ensayada está bajo cargas de confinamiento de compresión por esfuerzos en reposo a la profundidad de ensayo.

Aplicando la metodología descrita anteriormente, se grafica la trayectoria de tensiones para ensayos VSTu de laboratorio.

Trayectoria de tensiones ensayo VSTu monotónico en laboratorio

En la Figura 5-5 se presenta el esfuerzo de corte y la variación de la presión de poros para el ensayo VSTu monotónico N°5. Los datos medidos en terreno se pueden ver en Figura 3-9.

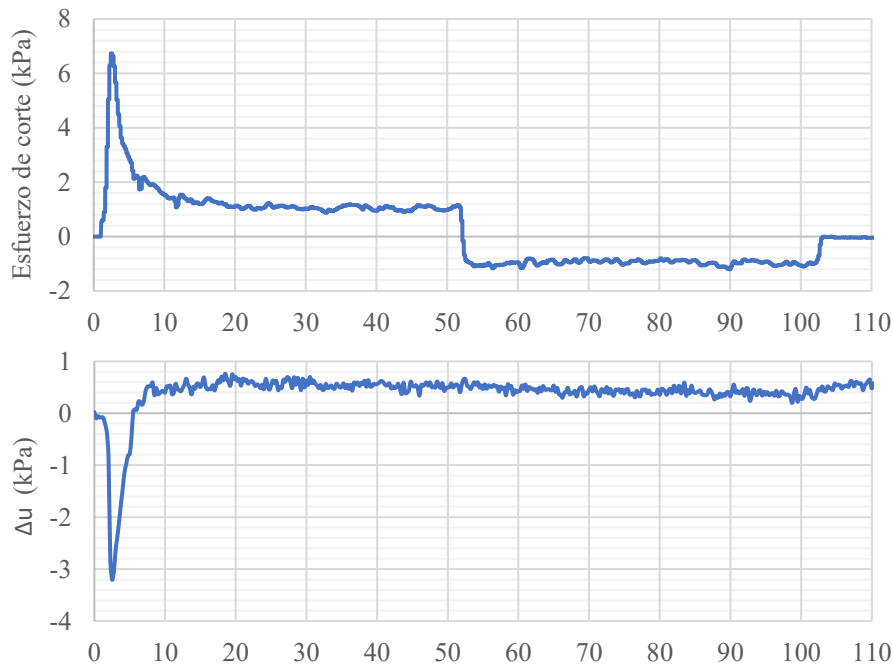


Figura 5-5: Esfuerzo de corte y variación de presión de poros ensayo VSTu monotónico N°5 en laboratorio.

En la Figura 5-6 se presenta la trayectoria de tensiones para el ensayo monotónico N°5 donde se grafica la primera dirección de giro hasta aproximadamente 51 segundos de duración del ensayo.

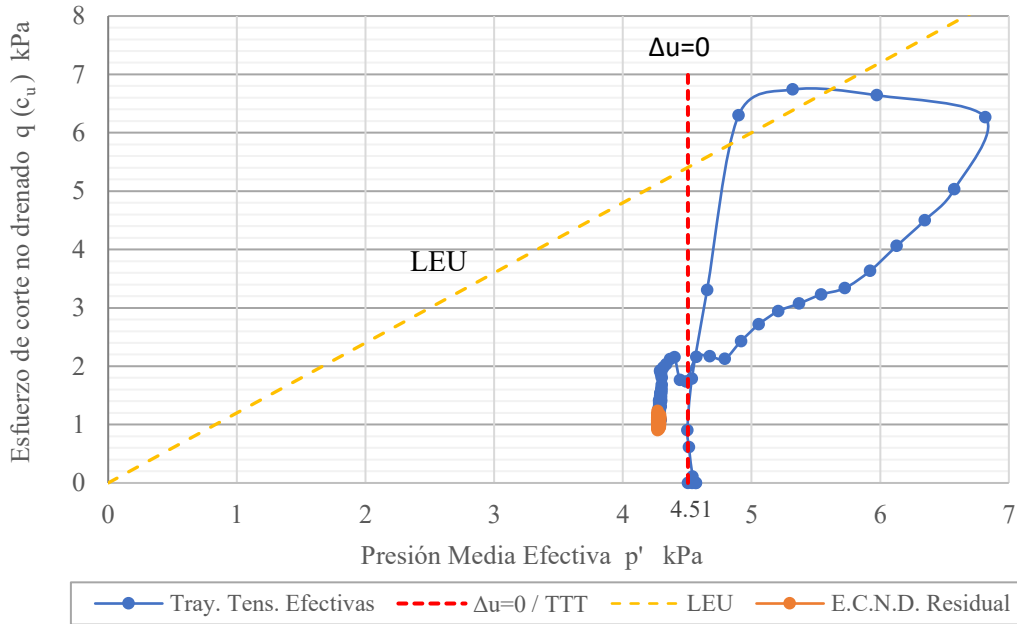


Figura 5-6: Trayectoria de tensiones efectivas en ensayo monotónico N°5 en laboratorio.

Para graficar la línea de estado último (o crítico), consideramos un ángulo de fricción crítica de $\phi'_{cv} = 30^\circ$, que es un valor estimado para materiales de relave de este tipo.

Como se puede observar en la Figura 5-6, la trayectoria de tensiones parte desde el esfuerzo vertical efectivo inicial, desde donde se genera un aumento del esfuerzo de corte hasta valores máximos junto a un leve aumento de tensiones efectivas debido a un comportamiento inicial dilatante. Posteriormente hay un importante aumento de la tensión media efectiva junto a una leve disminución del esfuerzo de corte debido a la disminución considerable de la presión de poros tal como se puede observar en la Figura 5-5. Una vez estabilizado el gradiente de presiones se empieza a generar una variación positiva de la presión de poros donde se genera un cambio de fase desde un comportamiento contractivo a uno dilatante, este cambio se genera en la máxima Presión media efectiva con un valor de $p'=6.82$ kPa y un valor de esfuerzo de corte $q = 12.53$ kPa.

Una vez generado el cambio de fase de un comportamiento contractivo a uno dilatante, el esfuerzo de corte disminuye hasta un esfuerzo de corte no drenado residual donde se acumula una densidad de puntos con un promedio de esfuerzo de corte no drenado residual de 1.04 kPa (tabla 3-5).

La línea roja representa la variación nula de presión de poros desde la presión de poros hidrostática, y también puede representar la trayectoria de tensiones totales representada por p y puede ser análoga a un ensayo de corte simple monotónico como el visto en la Figura 4-8, donde se aplica una presión total constante de 100 kPa y el esfuerzo vertical efectivo va variando en función de la variación de la presión de poros.

A pesar de la similitud entre el ensayo VSTu monotónico y el ensayo de corte simple monotónico, se puede observar una diferencia en la trayectoria de tensiones ya que el ensayo de corte simple parte primero con un comportamiento contractivo y luego pasa a un comportamiento dilatante. En cambio, en el ensayo de VSTu se da lo contrario, primero parte con un comportamiento dilatante debido al gradiente de presión de poros que genera una variación de presión poros negativa que hace aumentar el esfuerzo efectivo, para luego cambiar de fase a un comportamiento contractivo que disminuye el esfuerzo efectivo hasta llegar a

un esfuerzo de corte no drenado residual o en el caso de la trayectoria de tensiones a una presión media residual de aproximadamente 4.3 kPa el cual esta lejano a un valor de $p'=0$ kPa que indicaría que el suelo esta licuando.

Trayectoria de tensiones ensayo VSTu cíclico en laboratorio

En la Figura 5-7 el esfuerzo de corte y la variación de la presión de poros para el ensayo VSTu cíclico N°18. Los datos medidos en terreno se pueden ver en Figura 3-10.

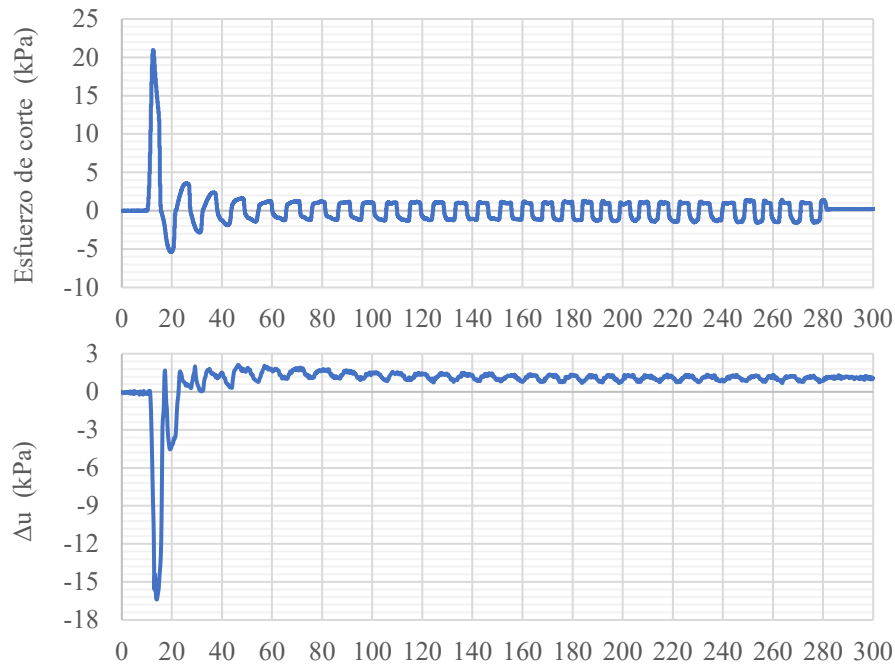


Figura 5-7: Esfuerzo de corte y variación de presión de poros ensayo VSTu cíclico N°18 en laboratorio.

En la Figura 5-8 se presenta la trayectoria de tensiones para el ensayo VSTu cíclico N°18.

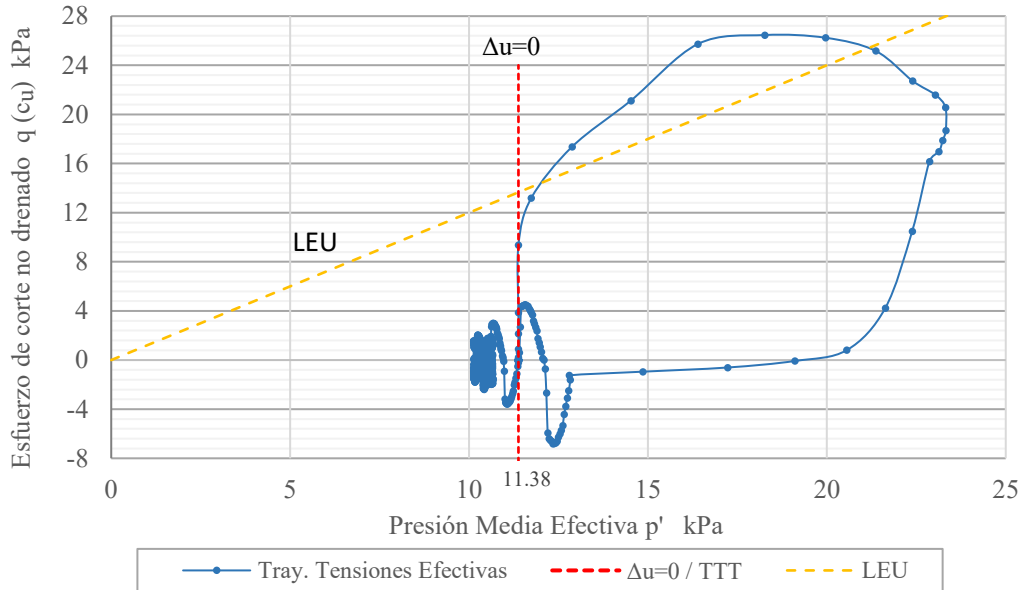


Figura 5-8: Trayectoria de tensiones efectivas en ensayo cíclico N°18 en laboratorio.

Al igual que en la trayectoria de tensiones del ensayo monotónico, la trayectoria de tensiones efectivas parte desde el esfuerzo vertical efectivo inicial donde drásticamente hay un aumento del esfuerzo de corte hasta valores máximos junto a un gradual aumento de tensiones efectivas debido a un comportamiento inicial dilatante. Posteriormente, hay un importante aumento de la tensión media efectiva debido a la disminución considerable de la presión de poros tal como se puede observar en la Figura 5-7, esto a medida que el esfuerzo de corte comienza a descender. Una vez estabilizado el gradiente de presiones se genera un cambio de fase desde un comportamiento contractivo a uno dilatante ya que se empieza a generar una variación positiva de la presión de poros. Justo en el cambio de fase dilatante-contractivo se genera la máxima Presión media efectiva con un valor de $p'=23.31$ kPa junto a un valor de esfuerzo de corte $q = 41.12$ kPa.

En los ensayos VSTu cíclicos, no es posible determinar la resistencia residual o crítica debido a que, por los cambios de dirección de giro, no se puede garantizar que se alcance a desarrollar completamente la resistencia residual del suelo.

Una vez generado el cambio de fase de un comportamiento contractivo a uno dilatante, el esfuerzo de corte disminuye cíclicamente hasta una magnitud promedio de los peaks de los ciclos para ambas direcciones de giro (positivo y negativo) de aproximadamente $q=1.64$ kPa, donde la presión de poros oscila levemente alrededor de un valor relativamente constante logrando una condición no drenada del suelo. En esta etapa del ensayo, al tener una presión de poros a un valor relativamente constante, el esfuerzo horizontal efectivo también se mantiene relativamente constante.

La línea roja representa la variación nula de presión de poros desde la presión de poros hidrostática y también puede representar la trayectoria de tensiones totales que es constante en su presión media total y varía en valores de corte q entre -13.6 y 52.9 kPa.

A pesar del símil entre el ensayo VSTu cíclico y en el ensayo de corte simple cíclico, se puede observar una diferencia en la trayectoria de tensiones ya que el ensayo VSTu cíclico parte primero con un comportamiento dilatante en el primer ciclo y luego al terminar el primer ciclo y superando la etapa de falla pasa a un comportamiento contractivo. En cambio, en el ensayo de corte directo simple cíclico no se observa este comportamiento dilatante si no que en todo momento se da un comportamiento contractivo

que hace aumentar la presión de poros disminuyendo el esfuerzo efectivo hasta llegar a un esfuerzo de corte no drenado residual cercano a cero que indicaría que el suelo esta licuando tal como se observa en la Figura 4-11. En el caso de la trayectoria de tensiones de la Figura 5-8 para el ensayo VSTu cíclico, la presión media efectiva llega a un valor aproximado de 10.22 kPa que esta lejano a la presión media $p'=0$ que indicaría que el suelo esta licuando.

5.5 Trayectoria de tensiones 1D para ensayos VSTu de Terreno

Como se vio anteriormente, podemos utilizar el ensayo de veleta de corte para obtener la resistencia no drenada de una muestra ensayada en condiciones de corte simple a una tensión normal igual a la tensión efectiva horizontal a la profundidad dada [26]. Teniendo en cuenta esto es que definiremos la trayectoria de tensiones 1D en función del esfuerzo de corte no drenado y la tensión horizontal efectiva. Con esto podremos facilitar la comparación con la trayectoria de tensiones del ensayo de corte simple que utiliza el esfuerzo de corte versus la tensión vertical efectiva, tal como se observa en la Figura 4-10.

Teniendo en cuenta esto se graficará la trayectoria de tensiones para los ensayos VSTu de terreno.

Trayectoria de tensiones para el ensayo VSTu monotónico N°12 Ovejería sector 1

En la Figura 5-9 se presenta el esfuerzo de corte y la variación de la presión de poros para el ensayo VSTu monotónico N°12 Ovejería sector 1. Los datos medidos en terreno se pueden ver en Figura 4-12.

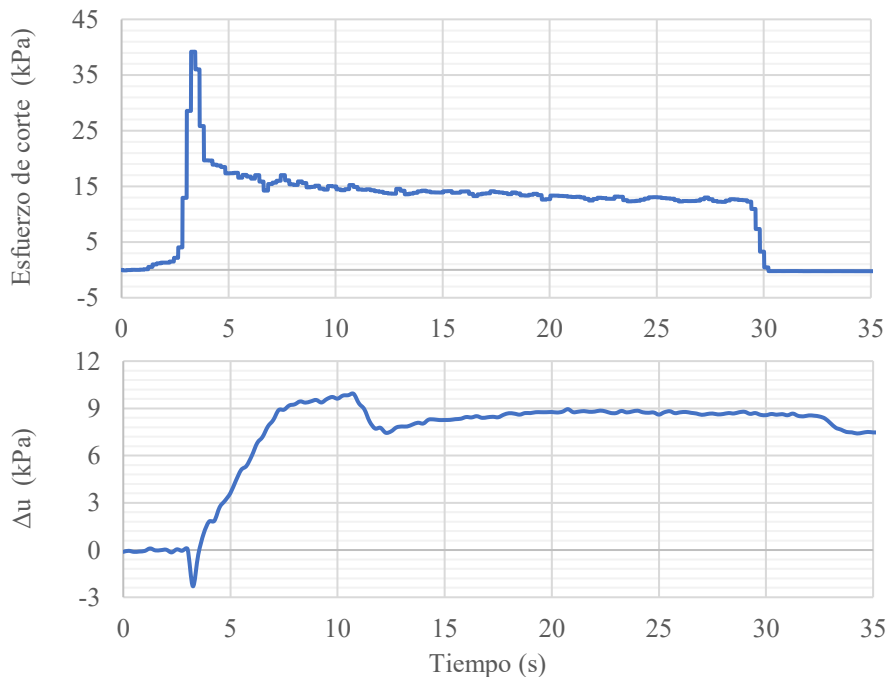


Figura 5-9. Esfuerzo de corte y variación de presión de poros ensayo VSTu monotónico N°12 Ovejería sector 1.

En la Figura 5-10 se presenta la trayectoria de tensiones para el ensayo VSTu monotónico N°12 Ovejería sector 1.

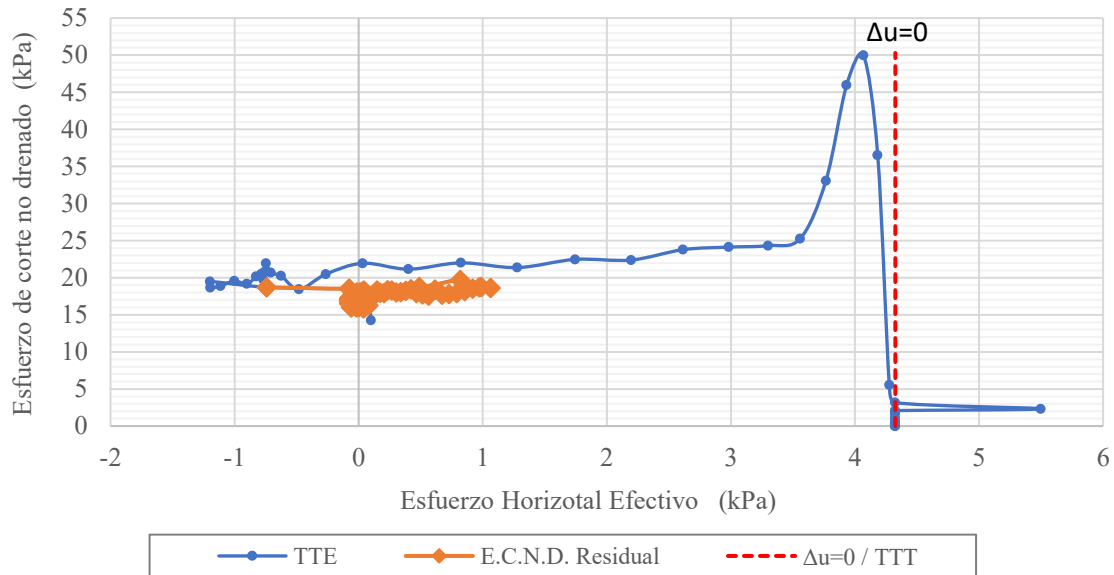


Figura 5-10: Trayectoria de tensiones efectivas en ensayo monotónico N°12 Ovejería sector 1.

Como se puede observar en la Figura 5-10 la trayectoria de tensiones parte desde el esfuerzo horizontal efectivo inicial y luego tiene un leve comportamiento contractivo, que es la disminución de presión de poros vista en la Figura 5-9 y que alcanza una variación negativa en el Peak de -2.7 kPa. Superando este breve comportamiento dilatante, comienza un comportamiento contractivo que genera un aumento de la presión de poros positiva junto a un rápido aumento del esfuerzo de corte llegando hasta el Peak de la resistencia al corte del suelo de 49.5 kPa. Una vez se llega al Peak de la resistencia al corte, comienza un rápido descenso del esfuerzo de corte donde se acelera el aumento de la presión de poros positiva (gradiente de presiones) superando por un tiempo el esfuerzo horizontal efectivo. Por esto se observa en la trayectoria de tensiones que se supera el esfuerzo horizontal efectivo llegando a valores de -1 kPa para luego volver a valores positivos y por último estabilizarse en una resistencia al corte no drenado residual de 16.6 kPa.

Esta variación de presiones de poros en torno a un valor de esfuerzo horizontal efectivo igual cero, es probable que suceda debido al gradiente de presiones de poros explicada anteriormente. Una vez se estabiliza la variación de la presión de poros se llega a un valor relativamente constante de aumento de presión de poros positiva (+ Δu) de 8.8 kPa y, considerando que el esfuerzo horizontal efectivo inicial antes del ensayo es de 9.0 kPa se obtiene una relación de licuefacción $r_v=0.97$ que indica que el suelo está licuando (tabla 4-7).

Al momento que el suelo está licuando, el valor del esfuerzo de corte no drenado residual promedio de 16.6 kPa (tabla 4-6) se concentra en torno al eje de un esfuerzo horizontal efectivo igual a cero.

Trayectoria de tensiones para el ensayo VSTu monotónico N°15 Ovejería sector 2

En la Figura 5-11 se presenta el esfuerzo de corte y la variación de la presión de poros para el ensayo VSTu monotónico N°15 Ovejería sector 2. Los datos medidos en terreno se pueden ver en Figura 4-14.

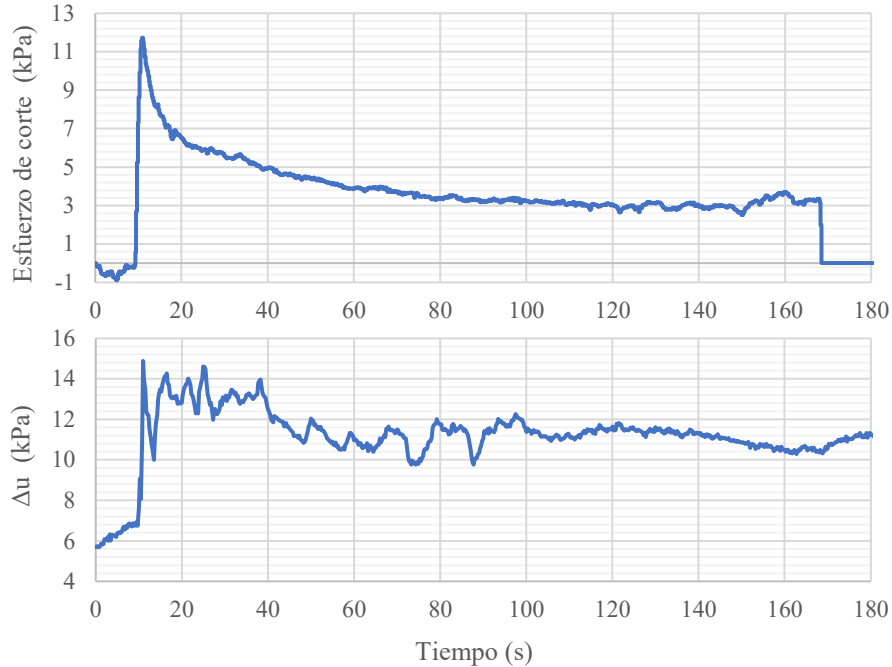


Figura 5-11: Esfuerzo de corte y variación de presión de poros ensayo VSTu monotónico N°15 Ovejería sector 2.

En la Figura 5-12 se presenta la trayectoria de tensiones para el ensayo VSTu monotónico N°15 Ovejería sector 2.

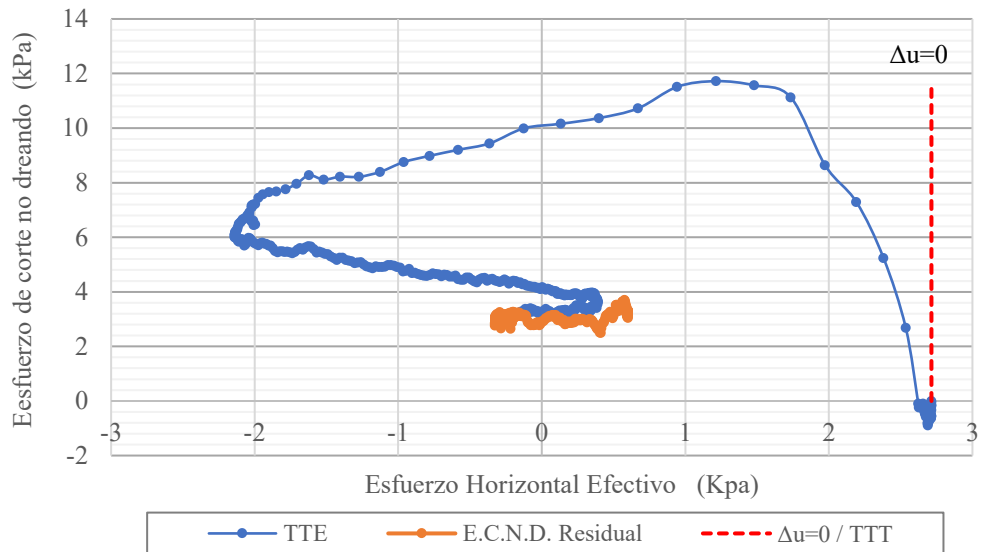


Figura 5-12: Trayectoria de tensiones efectivas en ensayo monotónico N°15 Ovejería sector 2.

Como se puede observar en la Figura 5-12 la trayectoria de tensiones parte desde el esfuerzo horizontal efectivo inicial de 2.8 kPa generando inmediatamente un comportamiento contractivo que genera un aumento de la presión de poros positiva (+Δu) junto a un rápido aumento del esfuerzo de corte llegando hasta el Peak de la resistencia al corte del suelo de 11.7 kPa. Una vez se llega al Peak de la resistencia al

corte, comienza un descenso gradual del esfuerzo de corte donde continúa aumentando la presión de poros de forma turbulenta (Figura 5-11) superando el esfuerzo horizontal efectivo lo que genera esfuerzos horizontales negativos con un mínimo de -2.13 kPa. Una vez se estabiliza el gradiente de la presión de poros se llega a un valor relativamente constante positivo de la variación de la presión de poros de 5.5 kPa y, considerando que el esfuerzo horizontal efectivo inicial antes del ensayo es de 5.5 kPa se obtiene una relación de licuefacción $r_u=1.0$ que indica que el suelo esta licuando (tabla 4-7). Al momento que el suelo esta licuando, el valor del esfuerzo de corte no drenado residual promedio de 3.2 kPa (tabla 4-6) se concentra en torno al eje de un esfuerzo horizontal efectivo igual a cero.

Trayectoria de tensiones ensayo VSTu cíclico N°12 Ovejería sector 1

En la Figura 5-13 se presenta el esfuerzo de corte y la variación de la presión de poros para el ensayo cíclico N°12 Ovejería sector 1. Los datos del ensayo medidos en terreno se pueden ver en Figura 4-13.

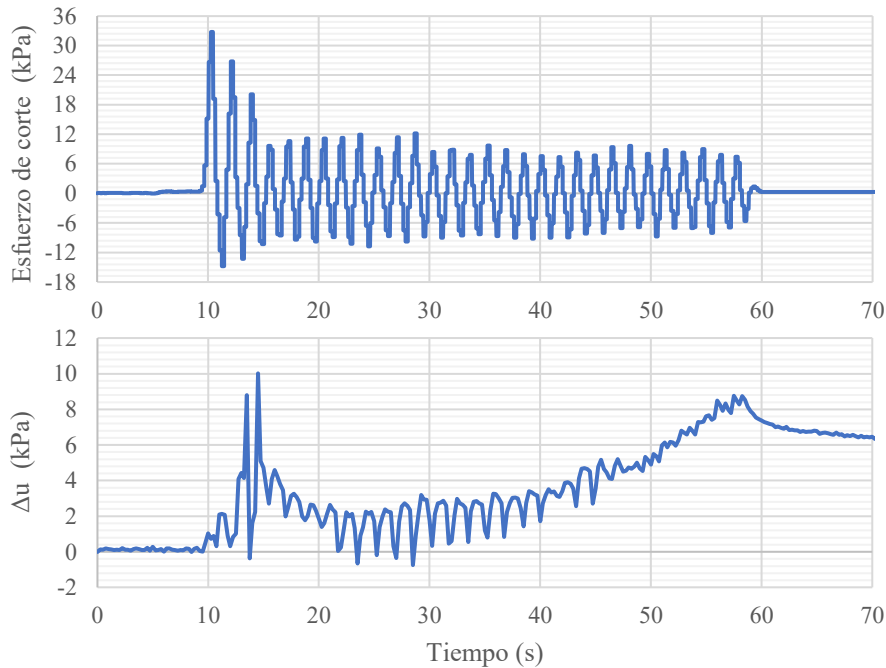


Figura 5-13: Esfuerzo de corte y variación de presión de poros ensayo VSTu cíclico N°12 Ovejería sector 1.

En la Figura 5-14 se presenta la trayectoria de tensiones para el ensayo VSTu cíclico N°12 Ovejería sector 1.

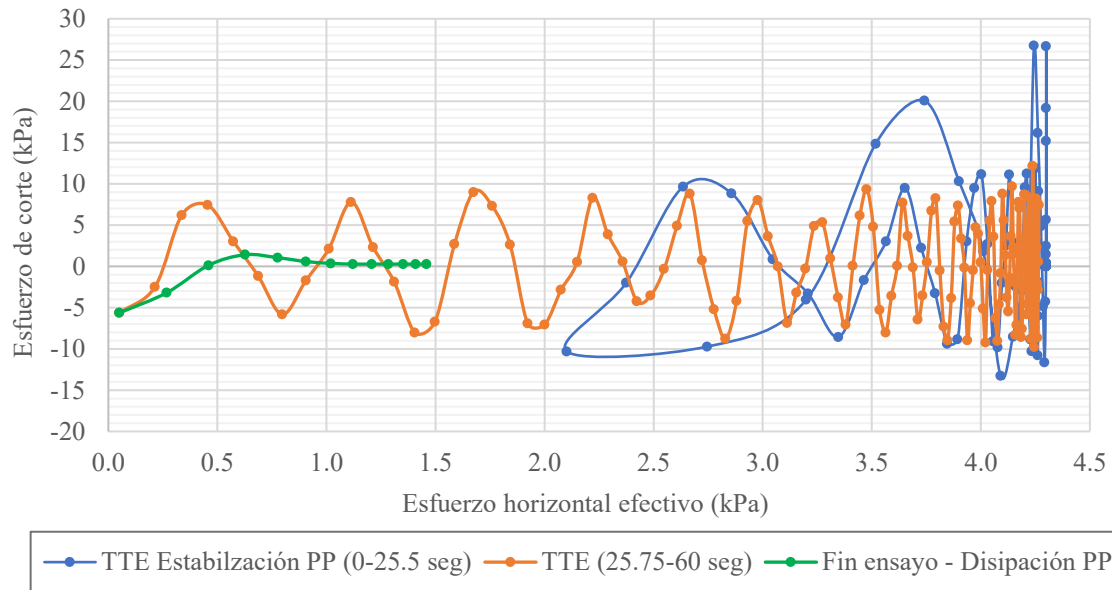


Figura 5-14: Trayectoria de tensiones efectivas ensayo cíclico N°12 Ovejería sector 1.

La trayectoria de tensiones efectivas parte del esfuerzo horizontal efectivo inicial de 4.4 kPa (tabla 4-4) donde rápidamente en el primer y segundo ciclo hay un aumento del esfuerzo de corte hasta valores Peak que generan un gradiente de presión de poros que hace aumentar la presión de poros rápidamente ($+\Delta u$) lo que genera una rápida disminución del esfuerzo horizontal efectivo para luego disminuir esta alza de presión de poros llegando a valores cercanos al esfuerzo horizontal efectivo inicial (curva azul Figura 5-14). Una vez se estabiliza el gradiente de presión de poros y disminuye su valor, comienza nuevamente a aumentar la presión de poros ($+\Delta u$) de forma gradual disminuyendo el esfuerzo horizontal efectivo hasta llegar a valores cercanos a cero lo que indica un comportamiento drenado y, además, que el suelo está licuando (curva naranja Figura 5-14). Una vez se detiene el ensayo el esfuerzo de corte no drenado llega a cero y comienza a disiparse la presión de poros aumentando el esfuerzo horizontal efectivo (curva verde Figura 5-14).

Exceptuando el efecto del gradiente de presión de poros en la trayectoria de tensiones, este ensayo es muy similar al ensayo de corte simple cíclico por lo que es ideal tomar muestras en terreno para intentar recrear el ensayo de veleta de corte en laboratorio.

Trayectoria de tensiones ensayo VSTu cíclico N°15 Ovejería sector 2

En la Figura 5-15 se presenta se presenta el esfuerzo de corte y la variación de la presión de poros para el ensayo cíclico N°15. Los datos medidos en terreno se pueden ver en Figura 4-15.

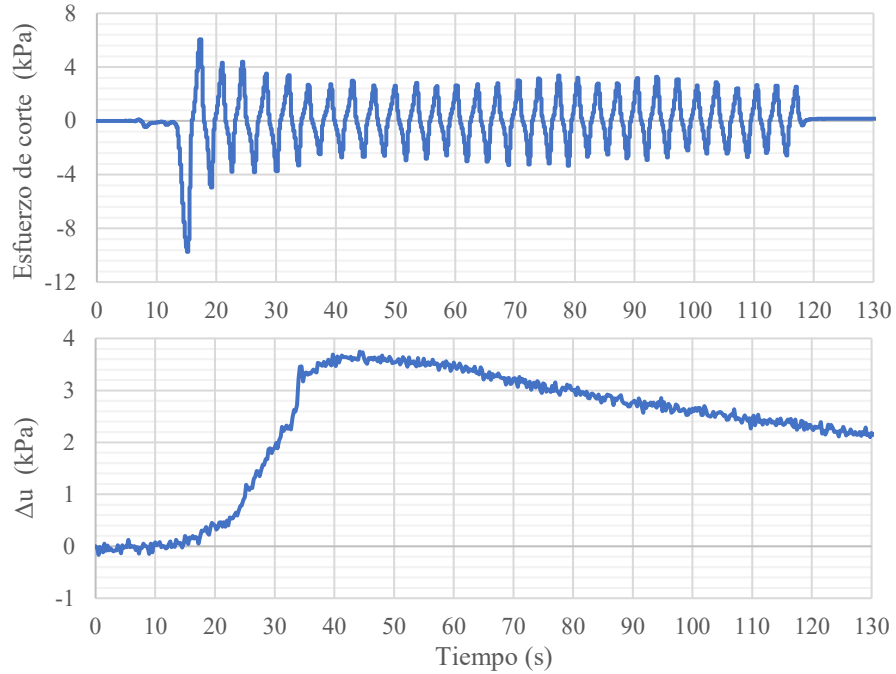


Figura 5-15: Esfuerzo de corte y variación de presión de poros ensayo VSTu cíclico N°15 Ovejería sector 2.

En la Figura 5-16 se presenta la trayectoria de tensiones para el ensayo cíclico N°15.

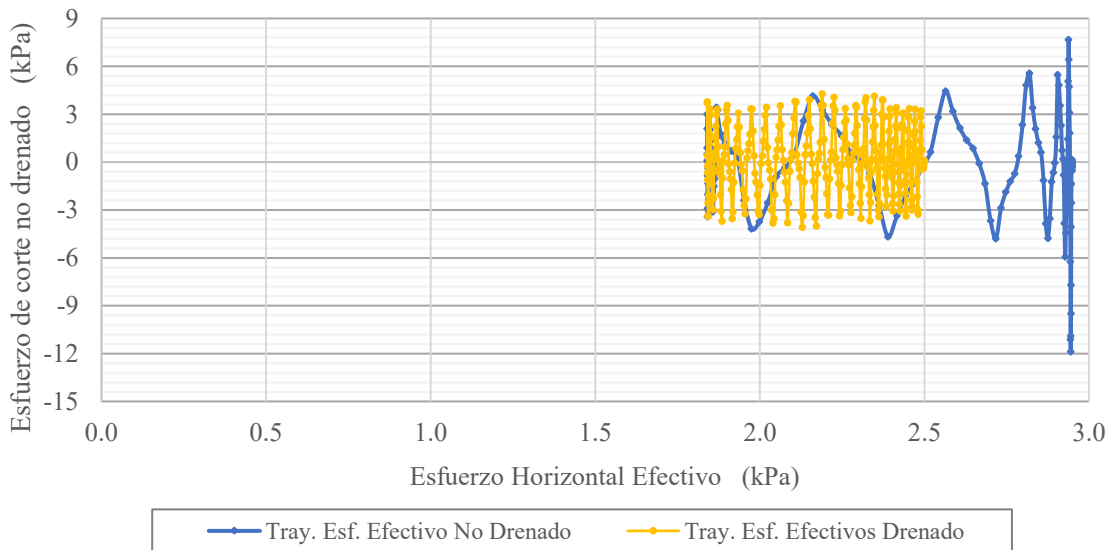


Figura 5-16: Trayectoria de tensiones efectivas ensayo cíclico N°15 Ovejería sector 2.

Como se puede observar en la Figura 5-16 la trayectoria de tensiones parte desde el esfuerzo horizontal efectivo inicial de 2.8 kPa generando inmediatamente un comportamiento contractivo que genera un aumento de la presión de poros positiva (+ Δu) junto a un rápido aumento del esfuerzo de corte llegando hasta el Peak de la resistencia al corte del suelo de 11.9 kPa (tabla 4-6). Una vez se llega al Peak de la

resistencia al corte, comienza un descenso gradual del esfuerzo de corte donde continúa aumentando la presión de poros de forma gradual ($+\Delta u$) teniendo un comportamiento no drenado (Figura 5-15) disminuyendo el esfuerzo horizontal efectivo hasta valores de 1.8 kPa aproximadamente (curva azul Figura 5-16). Sin embargo, al llegar al valor de esfuerzo efectivo horizontal de 1.8 kPa el suelo comienza a tener un comportamiento drenado o parcialmente drenado lo que disminuye de forma gradual la presión de poros ($-\Delta u$) aumentando el esfuerzo horizontal efectivo (curva amarilla). Como se puede observar en la Figura 5-16, el aumento de la presión de poros no alcanza a generar la licuefacción del suelo antes de comenzar a drenar.

Este es el único ensayo donde se observa de forma clara un comportamiento primeramente no drenado y luego parcial o totalmente drenado.

En este ensayo no se observa un gradiente de presión de poros que genere un aumento o disminución drástico o turbulento de la presión de poros. Este ensayo es el más parecido a un ensayo de corte simple cíclico.

El mínimo valor de esfuerzo horizontal efectivo que se logra antes de que el suelo comience a drenar es de 1.84 kPa que está bastante alejado del esfuerzo horizontal efectivo igual a 0 que indicaría que el suelo estaría licuando.

Capítulo 6 Modelación numérica simplificada 2D de ensayo VSTu

En este capítulo se presenta un modelo numérico 2D simplificado con el cual se intenta recrear un ensayo VSTu de laboratorio. En particular el ensayo VSTu monotónico N°5, será modelado en su fase Peak y residual considerando solo la primera dirección de giro.

6.1 Programa de elementos finitos FLAC para modelación numérica simplificada de ensayos monotónicos VSTu

El programa utilizado para la modelación numérica es FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) que es un programa numérico bidimensional de diferencias finitas explícitas para el cálculo de mecánica de ingeniería. Se desarrolló por primera vez en 1986 específicamente para realizar análisis en microordenadores que funcionan con sistemas Microsoft Windows. En la actualidad, el programa está diseñado para aprovechar las ventajas del procesamiento multinúcleo para el cálculo a alta velocidad de mallas de modelos que contienen varios miles de elementos. Los problemas típicos de ingeniería se resolvían en varias horas con FLAC original. Con la versión actual de FLAC, el tiempo de solución se ha reducido considerablemente. FLAC se desarrolló originalmente para ingenieros geotécnicos y de minas y, desde entonces, este versátil programa se ha convertido en una herramienta esencial de análisis y diseño en diversos campos de la ingeniería civil, minera y mecánica [28].

6.2 Modelo constitutivo PM4Sand

El modelo constitutivo utilizado para la modelación numérica es el modelo de plasticidad para arenas PM4Sand. Este modelo fue desarrollado para aplicaciones de ingeniería geotécnica de terremotos por los profesores Ross W. Boulanger y Katerina Ziotopoulou en la Universidad de California en Davis.

PM4Sand es un modelo de plasticidad de superficie límite para arena (y otros suelos granulares puramente no plásticos), controlado por la relación de tensiones y basado en el estado crítico, que se ha implementado como una biblioteca de enlaces dinámicos definida por el usuario para su uso con el programa FLAC y FLAC2D de Itasca. El modelo fue desarrollado e implementado para aproximar las respuestas de tensión-deformación de importancia específica para la ingeniería geotécnica de terremotos y los problemas de licuefacción.

6.3 Parámetros geotécnicos de entrada para modelo PM4Sand

En este punto se presentan los parámetros geotécnicos utilizados en este modelo numérico. En particular se utilizarán los parámetros del ensayo VSTu monotónico N°5 de laboratorio.

A continuación, se presentan algunas fórmulas recomendadas para el programa FLAC para la estimación de propiedades de modelo.

Densidad de masa $\rho = \frac{\gamma}{g}$

Módulo de corte $G = \rho \cdot V_s^2$

Modulo Volumétrico	$K = G \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$
Coefficiente de movilidad horizontal	$k_x = (k_H)_x / (\rho_w g)$
Coefficiente de movilidad vertical	$k_y = (k_H)_y / (\rho_w g)$

El modelo constitutivo PM4Sand determina el coeficiente de reposo con la siguiente formula

$$k_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Tomando como referencia las propiedades geotécnicas obtenidas en otros estudios de relave, se estimó la velocidad de onda de corte y la relación de Poisson. Los valores de estos parámetros se presentan en la tabla 6-1.

Tabla 6-1. Parámetros geotécnicos estimados para modelación muestra relave La Africana (SM).

Velocidad de onda de corte	65 m/s
Coefficiente de Poisson	0.48
Módulo de corte elástico	$8.341 \cdot 10^6$ Pa
Módulo volumétrico	$2.057 \cdot 10^8$ Pa
Relación de vacíos inicial	0.98
Porosidad	0.496
Conductividad hidráulica	$6.02 \cdot 10^{-8}$ m/s

La conductividad hidráulica fue estimada por el método descrito en el capítulo 3 punto 3.7, para en el ensayo VSTu monotónico N°5 en la etapa post inserción de la veleta. Para su aplicación en el modelo numérico, se transformó a coeficiente de movilidad con la formula presentada anteriormente.

Este modelo constitutivo PM4Sand, requiere la definición de parámetros primarios y secundarios para la adecuada representación del comportamiento de suelos granulares, como el relave areno-limoso analizado.

Parámetros primarios del modelo constitutivo PM4Sand

La Tabla 6-2 presenta los parámetros primarios obtenidos a partir de la caracterización geotécnica de la muestra de relave y de estimaciones basadas en dichos resultados.

Tabla 6-2. Parámetros primarios modelo PM4Sand.

Densidad Relativa, D_r	15%
Coefficiente del módulo de corte, G_0	84
Parámetro de contracción, h_{p0}	0.35
Presión Atmosférica, p_A	$101.3 \cdot 10^3$ Pa

Parámetros secundarios del modelo constitutivo PM4Sand

La Tabla 6-3 presenta los parámetros secundarios obtenidos a partir de la caracterización geotécnica de la muestra de relave y de estimaciones basadas en dichos resultados.

Tabla 6-3. Parámetros secundarios modelo PM4Sand.

Parámetro de ajuste de la relación entre el módulo plástico y elástico, h_0	0.51
Relación de vacíos máxima, $e_{máx}$	1.08
Relación de vacíos mínima, $e_{mín}$	0.50
Ángulo de estado crítico, φ'_{cv}	30°
Cohesión, C	0 Pa
Módulo de Poisson, ν	0.48
Coefficiente de presión lateral de tierra, k_0	0.92
Ángulo de dilatación, ψ	0°

Considerando un módulo de Poisson de $\nu = 0.48$, se obtuvo un coeficiente de reposo de $k_0 = 0.92$ por lo que, con este valor, la presión total vertical es aproximadamente igual a la horizontal. Por lo anterior, para obtener una presión de confinamiento horizontal en el modelo que replique el ensayo de terreno y que cumpla con las condiciones de deformación plana del modelo 2D, se aplicó un esfuerzo vertical similar al horizontal para cumplir con los esfuerzos horizontales determinados en el ensayo VSTu N°5.

Los parámetros secundarios no incluidos en la Tabla 6-3, se configuraron con los valores predeterminados sugeridos por Ziotopolou & Boulanger [28].

6.4 Geometría de Malla de elementos finitos

Para la construcción de la malla de elementos finitos se probaron dos arreglos de mallas, donde se escogió la opción de una malla obtenida del manual de problemas resueltos de FLAC que tiene un fichero llamado donut.fis que crea una malla circular con un orificio interior (Figura 6-1). Esta geometría es interesante ya que crea zonas iguales a un mismo radio lo que permite tener un comportamiento homogéneo al giro de la malla a un mismo radio de interés. La otra ventaja de esta malla es que permite un refinamiento desde el interior hacia el exterior de la malla (o viceversa) mediante un coeficiente que aumenta o disminuye incrementalmente la longitud radial de los elementos finitos. Este coeficiente fue utilizado para refinar desde el interior hacia el exterior la malla, ya que la zona de interés del modelo es la interior tal como se observa en la Figura 6-1. El refinamiento que mejor comportamiento mostró fue con un coeficiente de 1.03 o un aumento incremental del 3% de cada zona desde el interior hacia el exterior. El espaciamiento entre nodos del círculo interior es de 0.7 mm lo que permite obtener una mejor precisión de los cálculos en la zona de interés.

Este modelo numérico no considera el suelo dentro de la superficie de falla entre las aspas de la veleta, ni recrea la geometría veleta, ya que por el método de cálculo explícito que utiliza FLAC, este tiene problemas para calcular cambios de rigideces importantes como la interfaz suelo-acero de la veleta con el suelo. Por esta razón y al ser más fácil de modelar, es que se hace un modelo simplificado solo aplicando vectores de velocidad en 4 nodos separados a 90° entre sí.

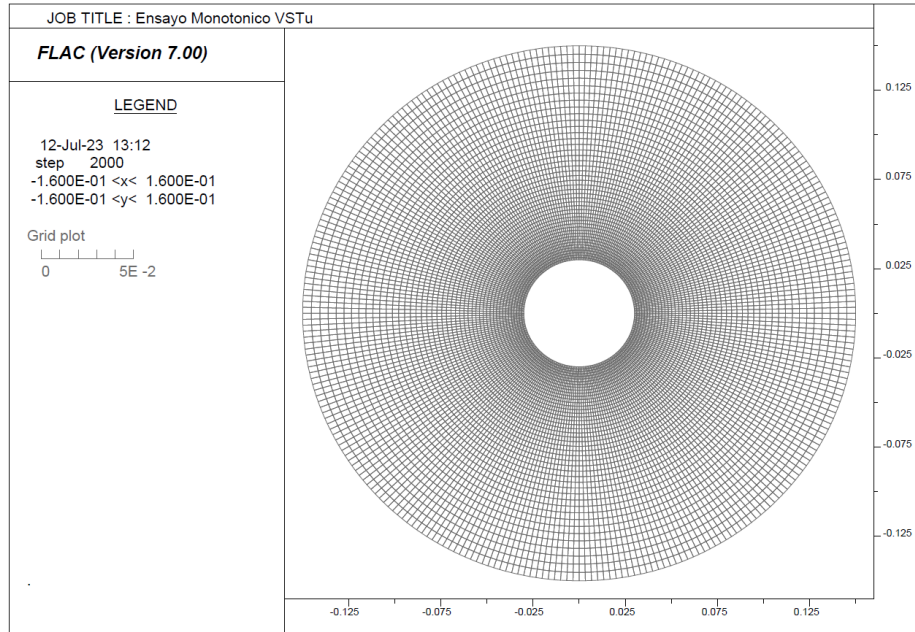


Figura 6-1: Malla de elementos finitos para modelo VSTu simplificado.

6.5 Condiciones de borde iniciales y aplicación del esfuerzo de corte por giro de veleta

Al ser una modelación 2D, para definir las condiciones de borde solo se puede aplicar la fuerza de gravedad en el plano $x - y$ no en el plano z perpendicular al plano $x - y$, por lo que para esta modelación se desactiva la fuerza de gravedad. Se impuso deformaciones planas en el plano $x - y$ restringiendo los desplazamientos fuera del plano en la dirección vertical ($\epsilon_z = 0$). Para aplicar los esfuerzos gravimétricos del suelo, se aplica una presión de confinamiento en el borde exterior del modelo igual al esfuerzo total horizontal determinado en el ensayo N°5, tal como se observa en la Figura 6-2.

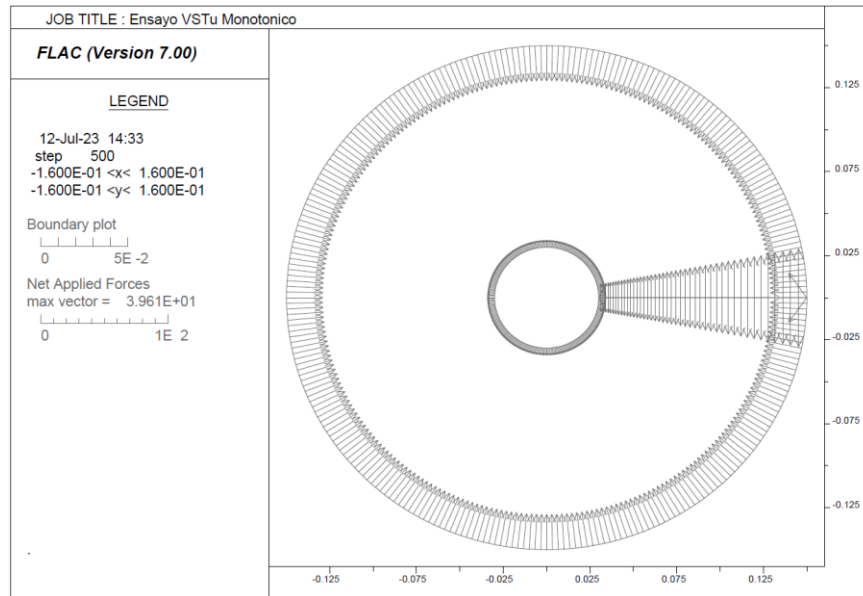


Figura 6-2: Condición de borde presión de confinamiento radial a esfuerzo total horizontal.

Los vectores de fuerza que se observan en la línea derecha de la interfaz de unión del círculo de la Figura 6-2 son iguales y opuestos por lo que se anulan sin provocar ningún efecto en el modelo. Esta interfaz fue creada para unir la malla de elementos finitos dada su geometría.

En la Figura 6-3 se muestra cómo se simula el ensayo VSTu, aplicando 4 vectores de velocidad constante tangenciales a los nodos y separadas a 90° de distancia cada uno, lo que simula la aplicación del esfuerzo de corte de una veleta de corte. Cabe destacar que para la estabilidad del modelo se aplicaron velocidades menores a las del ensayo en terreno. El diámetro interior del orificio tiene 60 mm lo que replica el diámetro de la veleta. El diámetro exterior del modelo tiene 300 mm lo que es suficientemente grande para disipar los esfuerzos de corte generados en el borde interior del modelo.

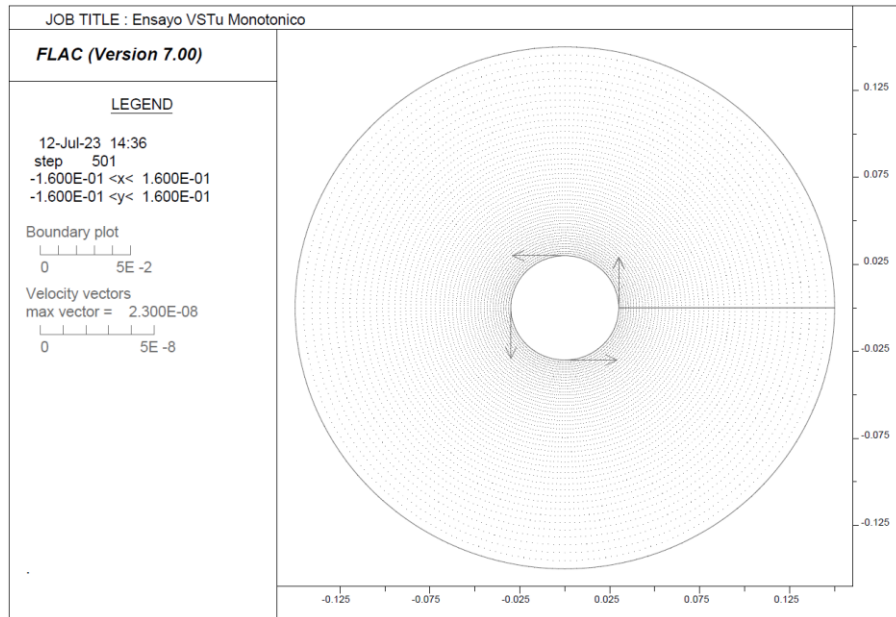


Figura 6-3: Simulación de esfuerzo de corte por veleta con aplicación de vector de velocidad en 4 nodos.

Cabe mencionar, que se realizó una prueba aplicando gradualmente el esfuerzo de corte en el inicio del ensayo hasta alcanzar una velocidad constante, no evidenciando una diferencia significativa de los esfuerzos obtenidos al aplicar la velocidad constante sin esta graduación.

En la Figura 6.4 se muestra un diagrama de contorno donde se observa el esfuerzo vertical o perpendicular al plano en la dirección z (en verde) así como los esfuerzos aplicados por los 4 vectores de velocidad para un giro de 9°.

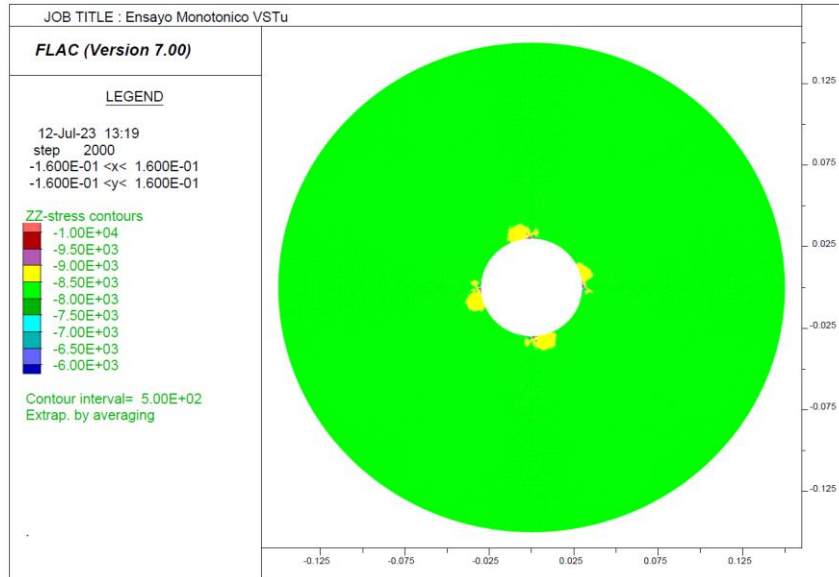


Figura 6-4: Esfuerzo vertical total en la dirección z perpendicular al plano (verde) y esfuerzos z – z inducidos por el corte (amarillo).

Con el confinamiento aplicado, se logran esfuerzos constantes e iguales que logran simular el estado de esfuerzos gravímetros en terreno. Debido al coeficiente de Poisson utilizado y la fórmula de cálculo del coeficiente de Balasto integrada en el programa FLAC, se aplicaron magnitudes similares de presión tanto en el eje z fuera del plano como en los ejes x e y que son los de interés para este modelo de deformaciones planas.

En la Figura 6-5 (izquierda) se presenta un diagrama de contorno para los esfuerzos principales mayores con una magnitud promedio de 11.7 kPa medidos en los 4 nodos donde se aplica el esfuerzo de corte. Estos esfuerzos principales mayores fueron medidos en la etapa del ensayo donde se desarrolla la resistencia al corte no drenado residual. En la Figura 6-5 (derecha) se presenta un diagrama de contorno para los esfuerzos principales menores con una magnitud promedio de 9.8 kPa medidos en los 4 nodos donde se aplica el esfuerzo de corte.

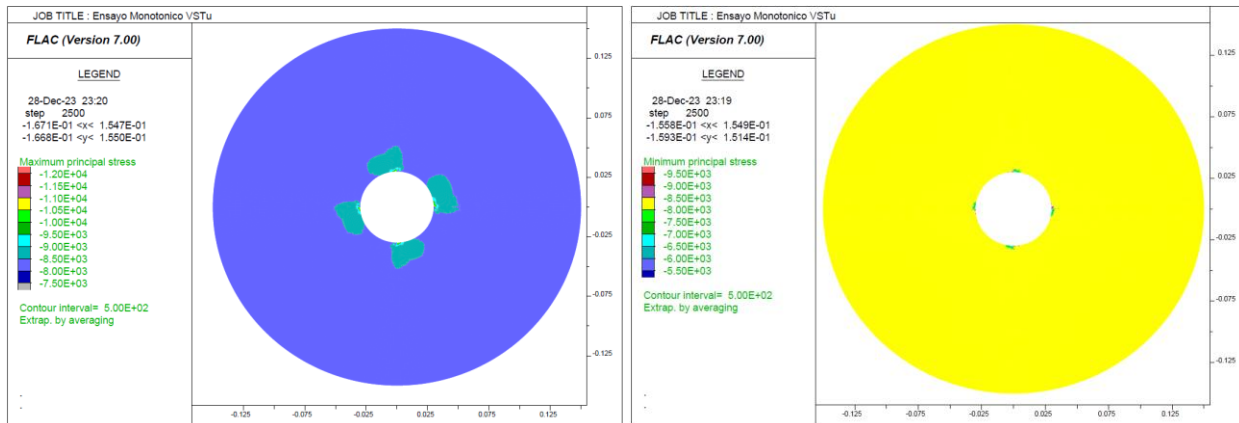


Figura 6-5: Esfuerzos principales mayores (izquierda) y Esfuerzos principales menores (derecha).

Con respecto a la presión de poros, se aplicó un valor inicial constante como presión hidrostática la que fue aplicada a todo el modelo. Se midió la variación de la presión de poros Δu en los 4 nodos de interés donde

se aplica los vectores de velocidad, obteniéndose los mismos valores de variación de presión de poros durante el ensayo, por lo que no se observó algún efecto de la interfaz de unión de malla propia del modelo.

6.6 Resultados y análisis de modelación numérica

En esta sección se presentan los resultados obtenidos del modelo numérico y un breve análisis de estos.

Esfuerzo de corte no drenado

Para medir el esfuerzo de corte no drenado del suelo, se midió el esfuerzo de corte aplicado por los vectores de velocidad en los 4 nodos de interés y se tomó el promedio de estos donde los valores de los 4 nodos son aproximadamente iguales.

Como se puede observar en la Figura 6-6, se logró recrear el comportamiento de la resistencia al corte del ensayo monótonico N°5 para la primera dirección de giro logrando valores aproximadamente similares, donde el esfuerzo de corte Peak medido en el modelo fue de 6.15 kPa y el esfuerzo de corte no drenado residual fue de 0.92 kPa. Cabe mencionar que, en el modelo numérico, la etapa de la resistencia al torque peak se desarrolló en un mayor tiempo que en el ensayo VSTu monótonico N°5 debido a la menor velocidad periférica aplicada al modelo numérico. En la Figura 3-9 se puede observar el comportamiento en lecturas de torque del ensayo VSTu monótonico N°5 realizado en laboratorio considerando solo la primera dirección de giro, recordando que el esfuerzo de corte no drenado se calcula multiplicando el torque medido por 1.26 como se muestra en la formula presentada en el punto 2.3 del capítulo 2.

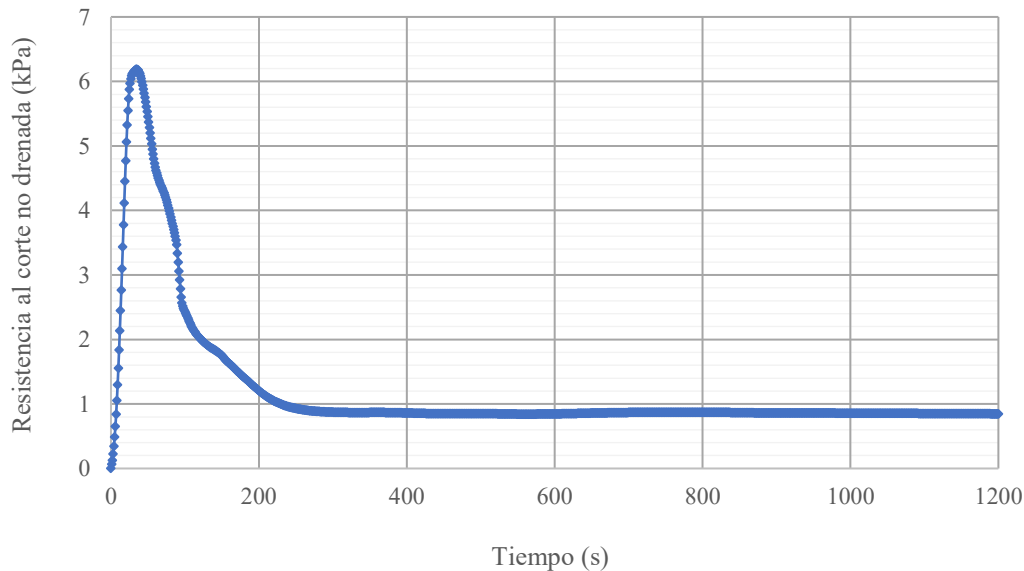


Figura 6-6: Esfuerzo de corte no drenada c_u en el tiempo.

Presión de poros

Tal como como se mencionó anteriormente, para comprobar que el comportamiento de la presión de poros sea igual en los 4 nodos, se midió durante la ejecución del modelo numérico los 4 nodos de interés, obteniendo el mismo comportamiento con valores aproximadamente iguales. Ya que la medición de la presión de poros es igual en los 4 nodos, se enfocó la evaluación del comportamiento de un nodo donde se

aplica el vector de velocidad que genera el esfuerzo de corte y en los nodos inmediatamente delante y detrás de este nodo tal como se observa en la Figura 6-7.

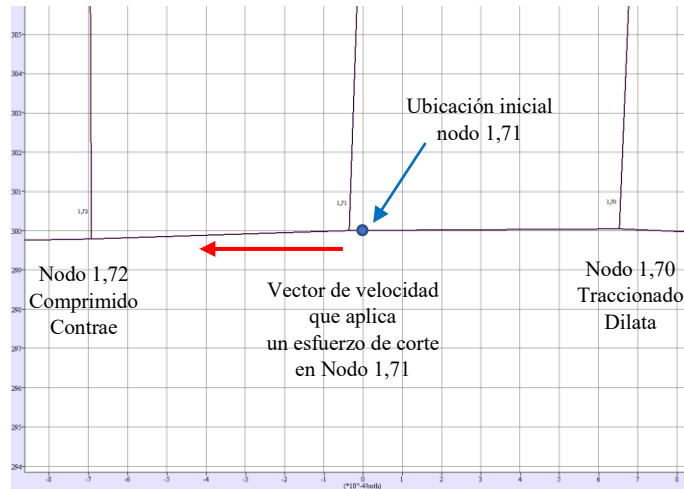


Figura 6-7: Vector velocidad que induce el corte y el efecto en los nodos.

Como se puede observar en la Figura 6-7, el vector de velocidad aplicado en el nodo (1,71) genera un esfuerzo de corte que moviliza este nodo generando un esfuerzo de compresión en el nodo (1,72) que contrae el suelo generando a su vez un aumento de la presión de poros. En cambio, en el nodo (1,70) el suelo es traccionado lo que genera una dilatación del suelo lo que a su vez genera una disminución de la presión de poros que, dependiendo del tipo de suelo, grado de consolidación y densidad, puede llegar a valores de presión de poros negativos ($-\Delta u$) de considerable magnitud. Esto puede explicar en cierta manera los gradientes de presiones de poros vistos anteriormente en algunos de los ensayos realizados.

En la Figura 6-8 se presenta la variación de la presión de poros en los 3 nodos de interés.

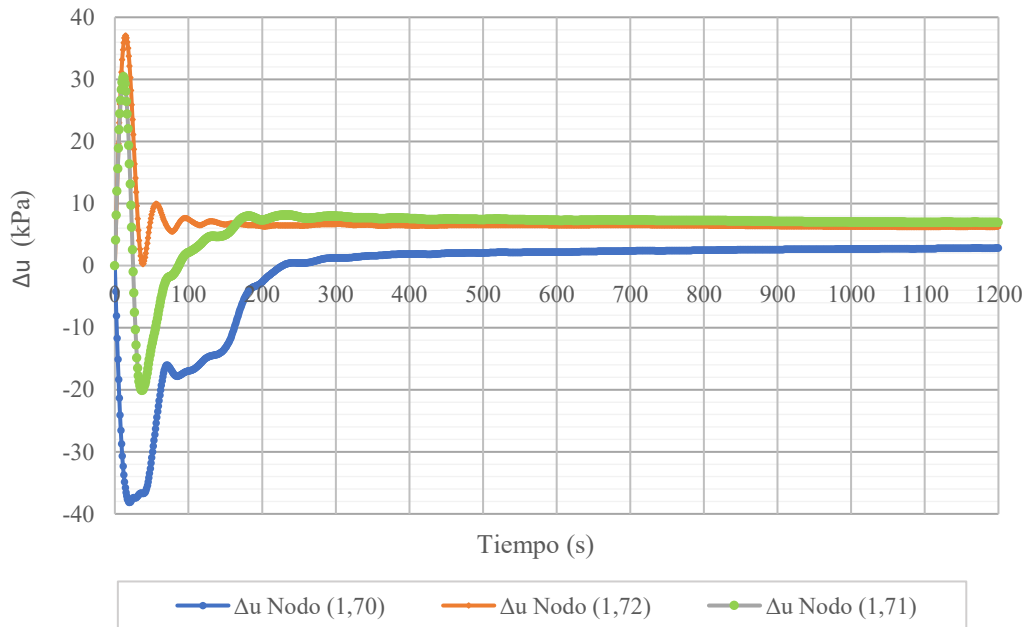


Figura 6-8: Variación de la presión de poros en el suelo en zona de la punta del aspa (verde), zona delante de la punta del aspa (naranja) y zona detrás de la punta del aspa (azul).

En la Figura 6-8 se observa como en el nodo (1,70) detrás del nodo donde se aplica el corte y que es el nodo que se dilata, hay una inestabilidad de la presión de poros donde se genera una importante disminución de la presión de poros ($-\Delta u$) producto de la dilatación del suelo. En el nodo (1,72) ubicado delante del nodo donde se aplica el corte se contrae, se observa un aumento fluctuante de la presión de poros producto de la consolidación del suelo generado por la compresión del nodo (o suelo). Por último, en el nodo (1,71) que es el nodo donde se aplica el esfuerzo de corte, se observa un gradiente de presiones que genera un breve aumento ($+\Delta u$) y luego una disminución drástica de la presión de poros ($-\Delta u$) hasta valores negativos para luego una vez fallado el suelo y superado el Peak de esfuerzo de corte, se estabiliza y desaparece este gradiente para llegar a valores constantes de presión de poros, lo que indica que el ensayo durante el esfuerzo de corte en su etapa residual tiene un comportamiento no drenado. Este comportamiento de la presión de poros observado en el modelo numérico es similar al observado en el ensayo VSTU monotónico N°5 (Figura 3-9).

Tal como se pudo observar en los ensayos de laboratorio, no es posible determinar con certeza la condición de esfuerzo de corte no drenado del suelo durante la falla en su valor de resistencia al corte Peak, ya que la dilatación del suelo genera una disminución de la presión de poros ($-\Delta u$) que puede estar generando una sobrestimación del valor obtenido. Cabe mencionar que los valores de presión de poros en el gradiente durante la falla llegaron a valores mayores a los medidos durante el ensayo. Sin embargo, se obtuvieron valores de resistencia al corte residuales similares a los valores medidos en el ensayo VSTU N°5.

Trayectoria de Tensiones Horizontales Efectivas

En este punto se graficará la trayectoria de tensiones horizontales efectivas desarrollada durante la modelación del ensayo VSTu monotónico.

Para tener una mejor comparación con la trayectoria de tensiones obtenida del ensayo VSTu monotónico N°5 de laboratorio, se utilizó la metodología para el grafico de trayectoria de tensiones 1D vista en el capítulo 5. La trayectoria de tensiones 1D se presenta en la figura 6-9.

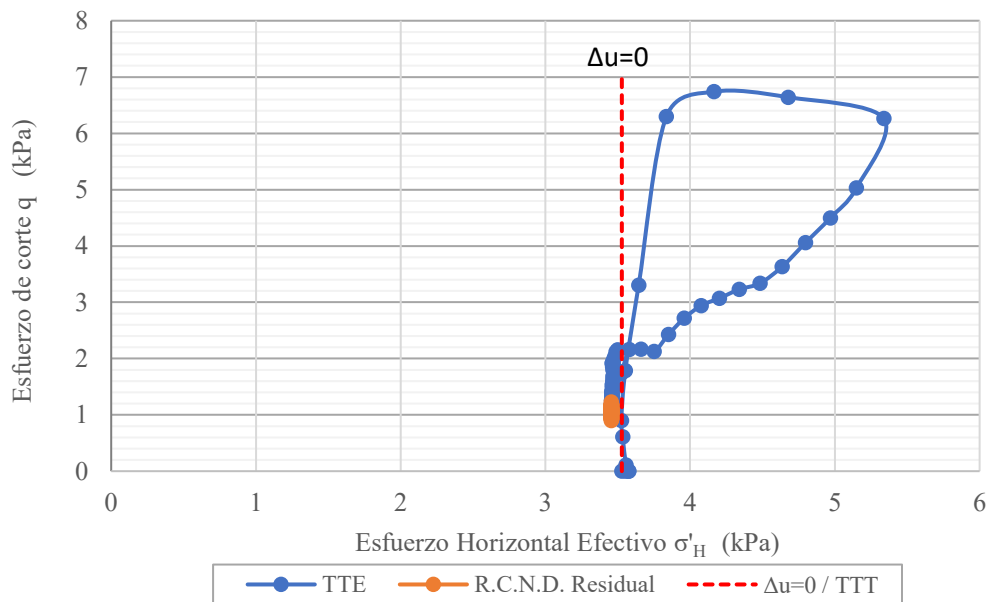


Figura 6-9: Trayectoria de tensiones horizontales efectivas 1D VSTu Monotónico N°5.

En el programa elaborado para el modelo numérico, se generó un comando que permitió graficar la trayectoria de tensiones efectivas versus la resistencia al corte no drenado tal como se observa en la Figura 6-10.

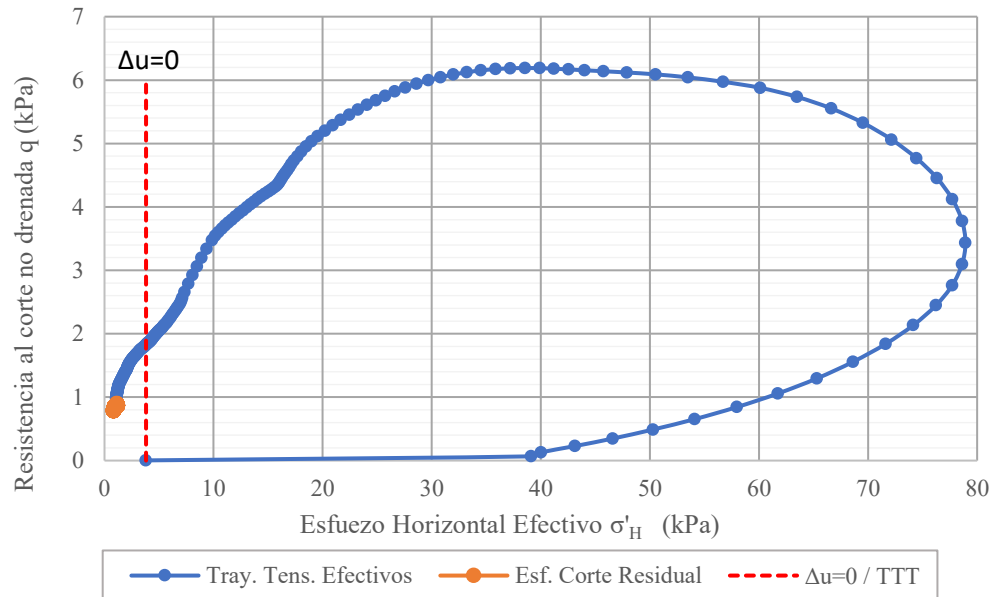


Figura 6-10: Trayectoria de tensiones horizontales efectivas modelo numérico VSTu Monotónico.

Para medir los esfuerzos efectivos, se midió mediante un history el esfuerzo horizontal normal promedio en los 4 nodos de interés restándole la presión de poros promedio en los 4 nodos.

Tal como se observa en la Figura 6-10, al inicio del ensayo la trayectoria de tensiones parte con un comportamiento dilatante por un fuerte aumento del esfuerzo horizontal efectivo asociado a la drástica disminución de la presión poros ($-\Delta u$), luego comienza un aumento gradual del esfuerzo de corte hasta aproximadamente 3.4 kPa para luego cambiar a una fase dilatante del suelo con la disminución del esfuerzo horizontal efectivo mientras sigue aumentando el esfuerzo de corte. Una vez se llega al Peak del esfuerzo de corte de 6.15 kPa aproximadamente, comienza una rápida disminución del esfuerzo de corte alcanzando un esfuerzo de corte no drenado residual de 0.92 kPa, donde los valores de esfuerzo horizontal efectivo se aproximan a un valor cercano a 0, lo que indicaría que el suelo estaría licuando. La mayor densidad de puntos medidos se concentra en estos valores de resistencia al corte no drenado residual junto a los valores de esfuerzo horizontal efectivo cercanos a 0.

Al comparar esta trayectoria de tensiones de la Figura 6-10 con la obtenida del ensayo VSTu monotónico N°5 de la Figura 6-9, podemos observar que una de las diferencias es que en el ensayo de terreno se da un rápido aumento del esfuerzo de corte llegando a valores Peak para luego aumentar el esfuerzo horizontal efectivo, en cambio, en la trayectoria de tensiones del modelo numérico se da al revés, primero hay un drástico aumento del esfuerzo horizontal efectivo para luego aumentar de forma considerable el esfuerzo de corte. Esto se podría explicar por las mediciones de terreno del torque y de presión de poros que se realizaron por separado sin sincronizar los tiempos entre lecturas, por lo que para presentar y analizar los datos se sincronizaron los Peak de presión de poros y de torque arbitrariamente. Sin embargo, pudo existir un desfase de tiempo en las lecturas que no fue identificado y que puede variar el comportamiento de las trayectorias de tensiones.

Otra diferencia importante con la trayectoria de tensiones del ensayo VSTu monotónico N°5, es que en este ensayo no se llega a la licuefacción en cambio en el modelo numérico si se logra.

En la Figura 6-11 se muestra un gráfico con las lecturas en el tiempo de la presión de poros promedio de los 4 nodos y el esfuerzo horizontal efectivo.

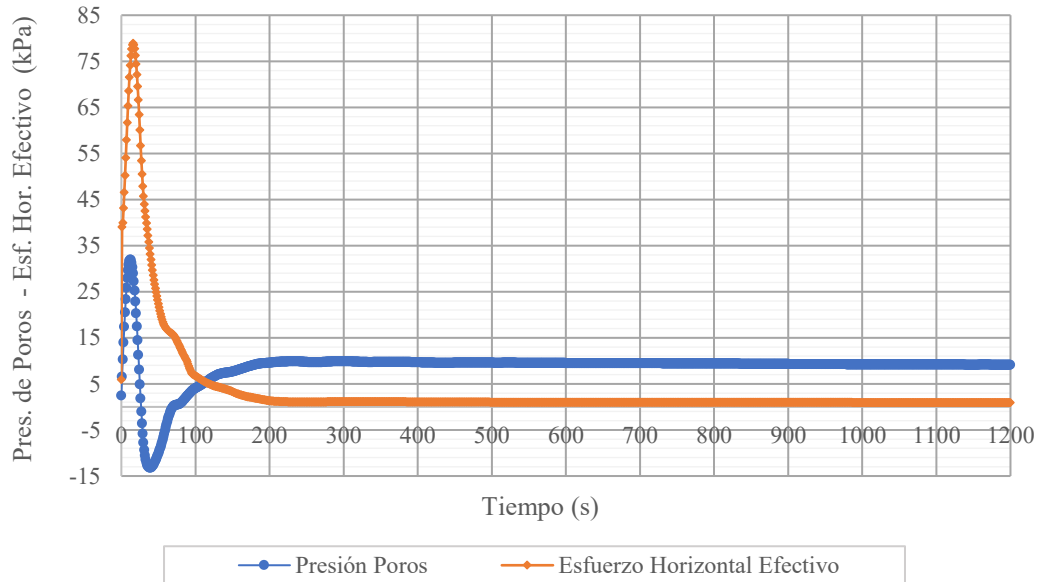


Figura 6-11: Presión de poros promedio en 4 nodos de corte y el esfuerzo horizontal efectivo en el tiempo.

En la curva de presión de poros de la Figura 6-11, se puede observar con mayor claridad el gradiente de presión de poros que se genera al inicio del ensayo, donde primero hay un aumento ($+\Delta u$) y luego una disminución de la presión de poros a valores negativos ($-\Delta u$) para luego una vez suavizado este gradiente, se estabiliza logrando una respuesta no drenada del suelo, lo que, a su vez genera valores de esfuerzo horizontal efectivos cercanos a cero lo que indica que el suelo está licuando.

Este gráfico sirve para mostrar que la variación de la presión de poros está directamente relacionada con el esfuerzo horizontal efectivo, sobre todo en el tramo de comportamiento residual lo que ayudaría a validar el coeficiente de reposo movilizado propuesto en el punto 5.3 del capítulo 5.

Capítulo 7 Propuesta de diseño y metodología de ensayo VSTu in situ a profundidad variable

7.1 Introducción

En este capítulo, se presenta una propuesta de diseño para implementar la veleta de corte con medición de presión de poros VSTu de forma mecánica, acoplando la veleta a un equipo de sondajes que permita alcanzar velocidades de giro de hasta 100 rpm a profundidades importantes de prospección, principalmente en lamas de relave. Olgúin y Ortuzar [6] consideran que a dicha velocidad de rotación de 100 rpm permite asegurar una respuesta no drenada en materiales del tipo arenas finas limosas. Sin embargo, al medir las presiones de poros generadas durante el ensayo en la superficie de falla cilíndrica (plano de corte vertical), se podrán determinar velocidades óptimas o de interés que permitan garantizar una respuesta no drenada del suelo sin aplicar velocidades tan altas de rotación.

Esta propuesta considera principalmente la realización de ensayos en arenas finas y limos, que son los suelos típicos encontrados en material de relaves.

De forma similar al trabajo de Olgúin y Ortuzar, se propone que este ensayo VSTu sea implementado en una máquina de sondaje geotécnico, en particular en la máquina de sondajes que tiene incorporado el ensayo CPTu de propiedad de la Universidad Tecnica Federico Santa María, lo que permitirá en un futuro la ejecución del ensayo a diversas profundidades comparando los resultados obtenidos del ensayo CPTu realizado con la misma máquina de sondajes.



Figura 7-1: Equipo multiuso TMG utilizado para sondajes, ensayos SPT y CPT laboratorio LEMCO UTFSM.

En este capítulo se presenta la propuesta de diseño del equipo VSTu integrado en una máquina de sondajes que permite realizar ensayos CPTu en donde se definirán sus partes mecánicas, sistema de adquisición de datos y una propuesta de metodología de ensayo en terreno.

Como se ha visto en capítulos anteriores, el equipo VSTu manual solo permite realizar ensayos superficiales a poca profundidad, por lo que esta implementación permitirá determinar la resistencia al corte no drenada in situ a profundidades considerablemente mayores y de interés según sea el objetivo del estudio geotécnico.

7.2 Esquema general de propuesta de diseño de equipo VSTu a profundidad variable

A continuación, se presenta un esquema general con la propuesta de diseño de la veleta.

ESQUEMA GENERAL EQUIPO VSTu PARA EQUIPO CPT

Sin escala

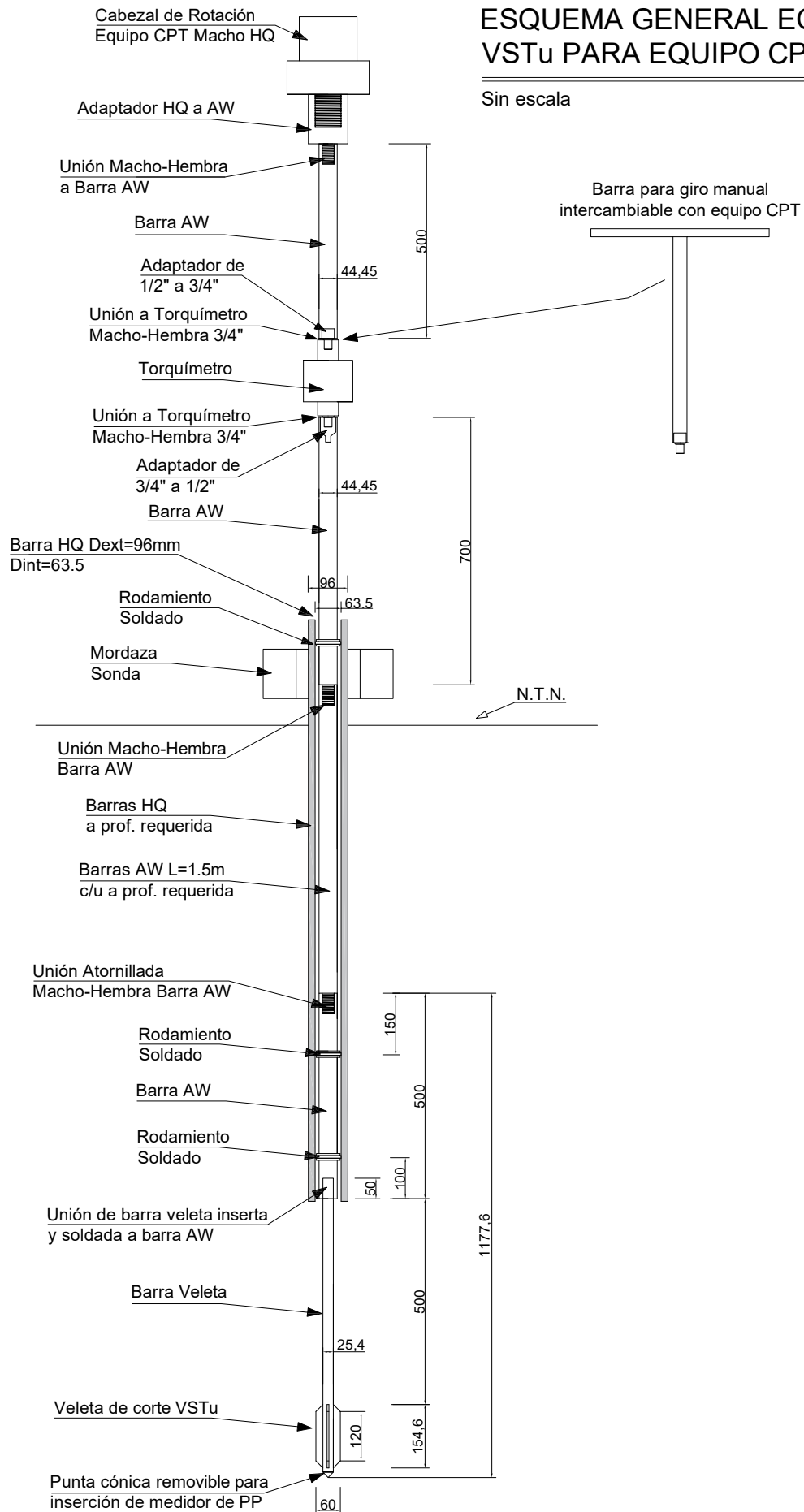


Figura 7-2. Esquema general implementación VSTu en equipo CPTu.

Geometría de la veleta

Para el caso de la veleta VSTu integrada en maquina CPT, se propone una geometría de veleta cónica en ambos extremos tal como se observa en la Figura 7-3 veleta b), esto para facilitar la inserción y extracción del equipo dentro de las barras HQ de sondaje.

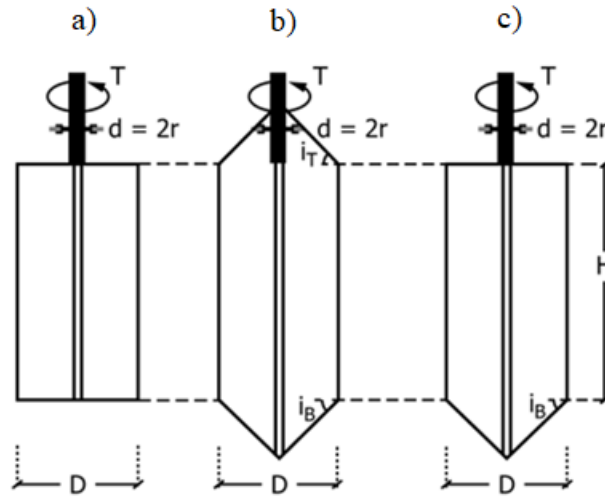


Figura 7-3: Geometría para aspas de veleta [4].

La expresión general para una veleta rectangular, cónica en ambos extremos, cónica sólo en la parte inferior, o para veleta romboidal con cualquier ángulo [4] viene dada por:

$$(s_u)_{fv} = \frac{12 \cdot T}{\pi D^2 \cdot \left(\frac{D}{\cos(i_T)} + \frac{D}{\cos(i_B)} + 6H \right)} \cdot K$$

Donde

$(s_u)_{fv}$ = Resistencia al torque no drenada Peak para la veleta, kPa,

T = Máximo valor de torque medido (T_{max}) o Torque residual (T_R) corregido por la fricción de aparato y la barra, N · m,

D = diámetro de la veleta (Figura7-3), mm,

H = altura de la veleta (Figura 7-3), mm,

i_T = ángulo de conicidad en la parte superior de la veleta (Figura 7-3),

i_B = ángulo de conicidad en la parte inferior de la veleta (Figura 7-3), y

K = $1 \cdot 10^6$ (Sistema Internacional)

Para determinar la resistencia al corte no drenada, reemplazamos con los datos geométricos de la veleta propuesta donde tenemos un ángulo de conicidad en la parte superior e inferior de la veleta de 45° , un diámetro de 60 mm y una altura 120 mm por lo que tenemos:

$$(s_u)_{fv} = 1.1926 \cdot T \quad (\text{kPa})$$

Donde

T = Máximo valor de torque medido (T_{max}) o Torque residual (T_R) corregido por la fricción de aparato y la barra, N · m.

El borde inferior de las aspas puede afilarse para facilitar la penetración en el suelo.

Aparatos y equipo

En este punto se describen las partes que componen el equipo VSTu mecánico para profundidades variables.

Equipo VSTu

El equipo VSTu es similar al utilizado para ensayos manuales, con la diferencia de la modificación de la geometría de la veleta y la unión de esta a una barra AW que permita acoplarse a más barras de este tipo para realizar los ensayos a profundidades mayores.

Maquina perforadora rotativa

La máquina perforadora rotativa multipropósito CSR-183 (Figura 7-1) de la marca TMG Drilling Supplies permite realizar ensayos CPTu y sondajes los cuales permiten realizar extracción de muestras y ensayos SPT. Esta máquina será utilizada para instalar el equipo VSTu para la realización de ensayos en terreno a profundidad variable y a altas revoluciones.

La máquina CSR-183, puede alcanzar profundidades de entre 175 y 200 metros y viene con un motor diésel de 83 caballos de fuerza (HP). Cuenta con una bomba de lodo para perforaciones con wet swivel, un motor de perforación de cuatro velocidades, un taladro de perforación para utilizar barrenos y un sistema de empuje para pruebas de suelo usando el cono de CPTu [11]. Este sistema de empuje será de gran utilidad para la inserción de la veleta VSTu, donde se deberá insertar a una carga constante para evitar perturbaciones excesivas en el suelo en las zonas donde se realizarán los ensayos. La capacidad de penetración es de 30 toneladas, pero no se recomienda superar las 20 toneladas para no dañar el equipo.

El motor de perforación de la máquina que será utilizado para aplicar el giro a la veleta, posee 4 velocidades con un máximo torque a aplicar en cada una de estas. Tal como se observa en la tabla 7-1 en la posición 4 se puede alcanzar una velocidad mínima de 90 RPM que es una velocidad cercana a los 100 RPM propuesta por Olgún y Ortuzar [6].

Tabla 7-1. Cuatro velocidades y torques máximos por posición equipo de sondaje TMG.

ML-500 STANDARD				
POSICIONES	Posición 1	Posición 2	Posición 3	Posición 4
RPM-VELOCIDAD	723	361	181	90
TORQUE N·m	776	1552	3104	6209

Para el desplazamiento, la maquina posee un sistema de orugas que están fabricadas de caucho y cuentan con sistema de ajuste de tensión, freno automático y palancas de operación independientes. La velocidad que alcanza la máquina con este sistema de orugas es entre tres y cinco kilómetros por hora [11]. La

inclinación máxima de la maquina en posición estática para la ejecución de ensayos es de 5° con respecto a la horizontal.

En la Figura 7-4 se presentan dos de los componentes más importantes a utilizar para el acoplamiento del equipo VSTu a la máquina de sondajes. En esta figura se puede observar el cabezal de rotación donde irá acoplado el equipo VSTu. También se puede observar la mordaza de sonda, que servirá para fijar o mover las barras HQ de perforación rotativa.

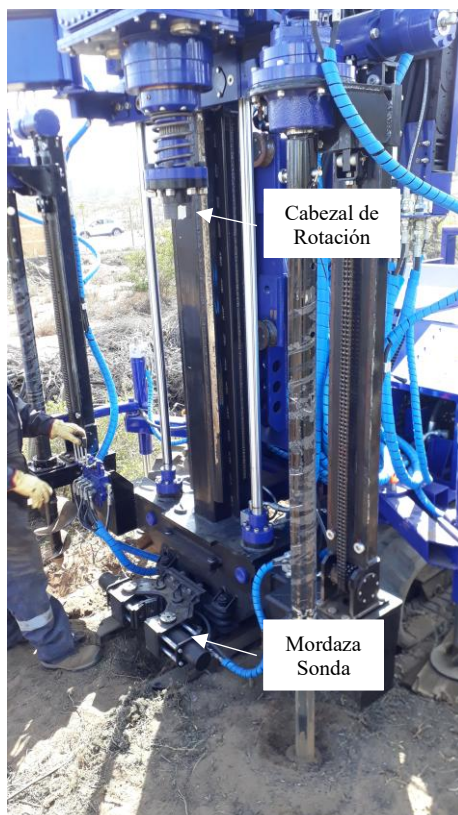


Figura 7-4: Cabezal de rotación y mordaza de sonda equipo para sondajes TMG.

Barras de conexión

Dentro de los tipos de barras y calibres recomendados para utilizar hasta profundidades de 30 m (Conventional Drill Rod), se utilizará la barra AW de 1,75 pulgadas de diámetro exterior (44.45 mm).

La mayoría de los casos de licuación históricos que conforman la base de datos, han sido obtenidos con barras de conexión pequeñas. Para mantener la consistencia, el tamaño de las barras de conexión se debe limitar a barras AW o AWJ (según DCDMA), con una masa de 4,5 kgf/m a 7,5 kgf/m (3 lb/pie a 5 lb/pie). Para profundidades mayores que 15 m (50 pies), se prefieren las barras más grandes, como BW a NW, esto para evitar coletazos y/o pandeo [15]. Para evitar estos coletazos y/o pandeos se instalarán rodamientos en la veleta y en algunas barras AW (Figura 7-2), sin embargo, se deberán medir obligatoriamente los torques parásito generados por estos rodamientos.

Equipo VSTu

En adición a la máquina de sondajes, los principales equipos utilizados en la implementación de la veleta son:

- Torquímetro electrónico y recolector de datos.
- Barras HQ utilizadas como revestimiento del pozo (Figura 7-2).
- Veleta VSTu de 60 mm de diámetro, 120 mm de alto, 2 mm de espesor de las aspas (Figura 7-2).
- Notebook para almacenamiento y procesamiento de datos.
- Sensor de presión de poros Level Troll 700.

Accesorios

Algunos de los accesorios necesarios para realizar el ensayo son los siguientes:

- Glicerina líquida libre de burbujas (Figura 3-8)
- Baterías de respaldo de 12V y transformador de corriente.
- Palas, espátulas, porruñas, etc.
- Elementos de protección personal como bototos de seguridad, botas de agua, cascos, guantes, lentes, etc.
- Mesa para computador portátil y equipos electrónicos de medición.

7.3 Propuesta metodología para realización de ensayo en terreno a profundidad variable

En este punto se hace una propuesta de planificación de campaña de terreno para la realización del ensayo VSTu mecánico en terreno. La base de esta propuesta es la norma ASTM D2573-18 que rige los ensayos de veleta de corte en terreno.

Trabajos previos

Es recomendable antes de realizar la campaña de terreno realizar los siguientes trabajos previos:

- Identificar puntos de ensayos ubicación: mapas y planchetas, plano topográfico, planos del anteproyecto de la obra, etc.
- Revisar información geológica: memorias, informes y mapas geológicos, etc.
- Revisar información geotécnica: publicaciones, memorias e informes geotécnicos, registro de sondajes y exploraciones geotécnicas;
- Revisar estudios anteriores, documentos geológicos y/o geotécnicos, normas, códigos, planos u otros antecedentes que haya disponibles.
- Si hay datos existentes del terreno estimar permeabilidad para estimar el tiempo de estabilización de la presión de poros post inserción de la veleta.

La programación debe incluir los siguientes aspectos:

- a) las técnicas de reconocimiento a utilizar;
- b) número de puntos de prospección y su ubicación;
- c) la profundidad de investigación;
- d) si corresponde el muestreo y ensayos complementarios en sitio a realizar;
- e) tipo y cantidades de ensayos complementarios (estimativos) a realizar en laboratorio.

Cabe destacar que el plan inicial puede ser modificado por las condiciones de terreno.

Verificación y preparación de equipos

Tal como se vio en el punto 3.5, se recomienda realizar algunas verificaciones y en lo ideal calibraciones para los sensores de presión de poros y de torque.

La norma ASTM 2573-18 establece que el dispositivo de medición del torque debe calibrarse a intervalos regulares programados de tiempo o cantidad de uso, de acuerdo con un plan sistemático de aseguramiento de la calidad de la empresa que realiza los ensayos. Se recomienda mantener registros de las calibraciones de cada instrumento, que estarán disponibles para su revisión durante los ensayos. Si el dispositivo de medición del torque se daña o repara, deberá realizarse una nueva calibración.

Procedimiento de perforación

La máquina de empuje debe configurarse para obtener una dirección de empuje lo más cercana posible a la vertical. La desviación de la dirección de empuje inicial con respecto a la vertical no debe ser superior a 2 grados y debe comprobarse la rectitud de las varillas de empuje. Los equipos de sondaje modernos llevan incorporados sensores de inclinación sencillos que permiten medir la no verticalidad del sondeo. Esto es útil para evitar daños en el equipo y la rotura de las varillas de empuje. Para profundidades inferiores a 15 m (50 pies), la no verticalidad significativa es inusual, siempre que la dirección de empuje inicial sea vertical [10].

El sondaje debe avanzar por incrementos para permitir un muestreo intermitente. Los intervalos y las localizaciones de ensayo son normalmente especificados por el profesional responsable del estudio geotécnico. Típicamente, los intervalos elegidos son de 1 m, con ensayos y muestreos en cada cambio de estrato.

No se debe realizar un ensayo VSTu a un distanciamiento menor que 0,5 m del término del ensayo anterior.

El procedimiento de perforación debe proporcionar una cavidad limpia y estable antes de introducir el muestreador y asegurar que el ensayo se realiza en un suelo esencialmente inalterado.

El entubado o revestimiento no debe avanzar por debajo del punto de inicio del ensayo VSTu.

Cuando aplique en todo momento el nivel de fluido de perforación dentro del sondaje debe ser mantenido a nivel o por encima del nivel freático durante la perforación, remoción de barras de perforación y del

muestreo. Para mantener la estabilidad de la perforación en suelos no cohesivos, particularmente en arenas limpias, se debe usar lodo bentonítico o solución con aditivo biodegradable.

Recuperación de la muestra

Si el sondaje para realizar en ensayo VSTu considera extracción de muestras el procedimiento a seguir es el siguiente [4]:

- a) Subir el muestreador a la superficie y abrir.
- b) Registrar la longitud de la muestra recuperada. Describir la muestra de suelo recuperada de acuerdo a su composición, color, estratificación u otro aspecto relevante.
- c) Colocar una o más partes representativas de la muestra en recipientes sellados e impermeables, evitando dañar o distorsionar las muestras.
- d) Sellar cada recipiente para evitar la pérdida de humedad.
- e) Adherir etiquetas a los recipientes indicando la obra, número de sondaje, profundidad de la muestra.
- d) Si existe algún cambio de suelo dentro del muestreador, preparar un recipiente para cada estrato indicando su localización en el muestreador.

Se debe contar con etiquetas, contenedores para muestras, hojas para registro de datos y equipo para medir el nivel de agua en el interior del sondaje, de acuerdo con los requisitos del proyecto y otras Normas Chilenas.

Procedimientos de muestreo y ensayo

Cuando se combina con métodos de taladrado rotativo puede ser ventajoso llevar tubo de pared delgada o barrena de doble tubo (D6151/D6151M) sobre el intervalo ensayado. El sobremuestreo permitirá la inspección del suelo en la zona de prueba.

Luego que el sondaje haya avanzado hasta la profundidad deseada para realizar el ensayo VSTu y se ha removido los sobrantes de la perforación o detritus, prepare el ensayo con la siguiente secuencia de operaciones [4]:

- a) Sitúe el equipo de avance sobre el lugar de la prueba. La prueba puede realizarse en un orificio previamente perforado, empujando desde la superficie la veleta VSTu.
- b) Al perforar, detener el avance de la perforación a una profundidad tal que la punta de la veleta pueda penetrar en suelo intacto una profundidad de al menos cinco veces el diámetro exterior de la perforación.
- c) Avanzar la veleta desde la superficie o el fondo del agujero de un solo empujón hasta la profundidad a la que se va a realizar la prueba. La veleta deberá ser empujada hacia abajo sin ningún uso de golpes, vibración o rotación. Durante el empuje no deberá aplicarse ningún torque de torsión.

Determinaciones de fricción o torques parásito

En el caso de que el suelo esté en contacto con las barras de torsión y no haya acoplamiento deslizante, determine la fricción entre el suelo y la varilla mediante pruebas de torsión realizadas en varillas similares a profundidades similares sin la veleta VSTu acoplada. Estas pruebas pueden realizarse entre las pruebas

de veleta. Llevar a cabo la prueba de fricción de la varilla en cada sitio mediante la realización de una serie de pruebas de torsión a diferentes profundidades [4].

Ensayo

Antes de iniciar el ensayo programar el registro del torque y presión de poros.

Con la veleta en posición, aplique el torque de torsión a la veleta a una velocidad de previamente definida. Si se utiliza la velocidad normativa de 6 grados/minuto, las variaciones admisibles oscilan entre 3 y 7 grados/minuto. Al utilizar la velocidad normativa por lo general se requiere un tiempo hasta el fallo de 2 a 5 minutos, excepto en arcillas muy blandas, donde el tiempo hasta el fallo puede ser de 10 a 20 minutos [4].

Durante la rotación de la veleta VSTu, manténgala a una elevación fija.

A menudo se puede encontrar evidencia de la zona de corte en la muestra. Si se recupera una muestra y se detecta la zona de corte, describa la muestra de suelo y los suelos en la zona de corte [4].

La norma ASTM D2375-18 recomienda llevar a cabo pruebas de veleta intacta y remoldada a intervalos entre 0.50 m a 0.75 m a través del perfil del suelo cuando las condiciones permitan la prueba de veleta.

Sin embargo, el intervalo de muestreo deberá ser definido por el mandante del ensayo. Este espaciamiento sólo puede ser variado por el organismo/ingeniero a cargo del programa de sondeos.

Los datos no fiables pueden evaluarse mediante las curvas de rotación del torque de torsión, o mediante un muestreo posterior de la zona de ensayo.

Al rotar la veleta, y tras alcanzar un torque máximo, el procedimiento indicado tanto en el Eurocode (2000) como en ASTM D 2573 (2008) sugieren realizar 10 vueltas adicionales de manera de lograr un estado de suelo remoldeado o residual, registrando también el torque asociado a esta condición (torque residual).

Informe de ensayo

Al realizar el ensayo se debe registrar como mínimo la siguiente información [4].

- a) Fecha de la prueba.
- b) Persona(s) que realiza(n) la prueba.
- c) Número de perforación o sondeo.
- d) Tamaño y forma de la veleta (cónica doble, cónica simple o rectangular).
- e) Profundidad de la punta de la veleta, con una aproximación de 50 mm.
- f) Profundidad de la punta de la veleta por debajo del fondo del orificio, con una aproximación de 50 mm.
- g) Tiempo transcurrido desde el final de la penetración hasta el comienzo de la rotación.
- h) Descripción del equipo de la veleta y métodos de avance.
- i) Descripción del método de aplicación y medición del torque.
- j) Notas sobre la resistencia al empuje de la veleta.
- k) Información sobre la calibración del dispositivo de medición del torque de torsión.

Registrar como mínimo los siguientes datos de ensayo [4]:

- a) Registro completo del desarrollo del torque Peal y residual
- b) Registro completo de la presión de poros desde la inserción hasta que se disipe la presión de poros después de la ejecución del ensayo.
- c) Tiempo hasta la falla del suelo.
- d) Resistencia máxima al corte no drenado, $(s_u)_{fv}$.
- e) Resistencia residual (o remoldeada), número de giros o revoluciones.
- f) Velocidad de remoldeo.
- g) Determinaciones de fricción.
- h) Sensitividad, ST_{fv} .
- i) Notas sobre cualquier desviación del procedimiento de ensayo normalizado.
- j) Gráfico de los datos de rotación del torque.
- k) Cálculos, incluidas las mediciones de la fricción de la varilla.

Además, registre la información que pueda requerirse en la Guía D5434 para Registro de Campo de Exploraciones de suelos y rocas. Esta guía se utiliza para el registro de exploraciones por perforación y muestreo [4].

Algunos ejemplos de la información incluyen [4]:

- a) Localización.
- b) Registro de las condiciones del suelo.
- c) Cota de referencia.
- d) Método de perforación.
- e) Nombre del capataz de perforación.
- f) Nombre del ingeniero supervisor.

El informe debe contar con la firma del profesional responsable que acredite la validez del ensayo y sus resultados.

Capítulo 8 Conclusiones

8.1 General

La principal conclusión es que se logró demostrar que el equipo de veleta de corte (VSTu) es capaz de medir de forma correcta la variación de la presión de poros antes, durante y después del ensayo correlacionando estas mediciones con las de los esfuerzos de corte aplicados durante el ensayo. Se realizaron ensayos VSTu monotónicos y cíclicos en laboratorio y terreno obteniendo buenos resultados los cuales concordaron con la respuesta esperada del suelo.

En los ensayos de laboratorio, los mejores resultados se lograron en el ensayo VSTu monotónico N°5, donde se obtuvo un valor de resistencia al corte no drenado residual válida al obtener una respuesta no drenada del suelo, la cual fue determinada a partir de las mediciones de la presión de poros aproximadamente constantes durante esta etapa del ensayo. Adicionalmente, con los datos obtenidos de los ensayos VSTu monotónicos de terreno y laboratorio, se pudo identificar que el cambio de dirección de giro no afecta el valor de la resistencia al corte no drenado residual.

En los ensayos de terreno, los mejores resultados se lograron en el ensayo VSTu cíclico N°12 en Ovejería sector 1, donde fue posible calcular el Torque Peak, ya que con el ángulo del primer giro la deformación angular fue suficiente para alcanzar el estado peak o máximo, obteniendo una resistencia al corte peak que fue verificada con la medición obtenida del ensayo VST estándar, realizado bajo las mismas condiciones in situ. Se pudo identificar una respuesta no drenada del suelo en la etapa post peak, ya que hubo un aumento de la presión de poros hasta el término del ensayo. Con el aumento de la presión de poros en la etapa final del ensayo, se obtuvo un valor aproximado de $ru=1$, lo que indica que el suelo licuó, fenómeno que se esperaba lograr en un ensayo VSTu cíclico in situ.

Se pudo identificar en la mayoría de los ensayos, un gradiente de presión de poros al inicio del ensayo que, dependiendo del tipo de relave, densidad, nivel de consolidación y grado de saturación puede generar una disminución drástica de la presión de poros ($-\Delta u$) o un aumento progresivo y fluctuante ($+\Delta u$) que puede llegar incluso a valores mayores que el esfuerzo vertical efectivo inicial del ensayo en un breve lapso de tiempo.

En suelos arenosos con mayor densidad como los ensayados en laboratorio, se registraron mayores disminuciones de presiones de poros ($-\Delta u$) que en suelos limosos o arcillosos menos densos o consolidados como los ensayados en terreno. Esto se puede explicar ya que, al tener suelos más densos, hay una mayor dilatación del suelo, lo que genera una mayor disminución de la presión de poros y un aumento del valor del torque Peak, el cual puede generar una sobrestimación de la resistencia al corte peak.

Con respecto a los valores de RCND residual obtenidos de ensayos VSTu monotónicos, se pudo comprobar que si hay un periodo de tiempo con una presión de poros relativamente constante en la etapa post peak del ensayo, se puede establecer que el ensayo es no drenado y que las resistencias residuales obtenidas son válidas.

Otros autores han definido que el ensayo de veleta de corte tiene un mecanismo de corte simple y que se puede analizar como un elemento lo que permitió definir dos metodologías de trayectorias de tensiones en 1D y 3D, que permitieron graficar el comportamiento del suelo y entender mejor los fenómenos que ocurren durante el ensayo. Graficar las trayectorias de tensiones, permitió visualizar de mejor manera si el suelo

tiene un comportamiento drenado o no drenado, si hubo licuefacción, cuando ocurrían los cambios de fase de comportamiento dilatante-contractivo o contractivo-dilatante y los efectos del gradiente de presiones de poros. La trayectoria de tensiones en 1D también permitió visualizar las similitudes y diferencias entre el ensayo el ensayo de veleta VSTu y el ensayo de corte directo simple.

Con respecto al modelo numérico simplificado 2D, se logró recrear varios aspectos del comportamiento del ensayo, logrando replicar de buena manera el esfuerzo de corte no drenado peak y residual del ensayo VSTu monotónico N°5. Se logró demostrar la existencia de un gradiente de presiones de poros generado en los ensayos VSTu debido a la contracción del suelo delante de la veleta en la dirección de giro y la dilatación generada detrás de la veleta. También se pudo graficar la trayectoria de tensiones obtenida del modelo numérico, definiendo similitudes y diferencias con la trayectoria de tensiones 1D graficada a partir de los resultados obtenidos del ensayo VSTu monotónico N°5 de laboratorio. El modelo numérico también sirvió para validar el coeficiente de reposo movilizado propuesto, ya que se pudo observar durante el ensayo, la relación directa entre la presión de poros y el esfuerzo horizontal efectivo, especialmente en la fase de resistencia al corte no drenado residual.

Por último, se logró realizar una propuesta de diseño y de metodología de ensayo para una veleta de corte con medición de presión de poros VSTu acoplada a una máquina de sondajes, que permita realizar ensayos de veleta de corte VSTu a profundidades variables y a altas revoluciones.

8.2 Trabajos Futuros

Realizar una mayor cantidad de ensayos VSTu monotónicos y cíclicos, teniendo en cuenta las características geotécnicas y presiones de confinamiento del suelo, con el fin de ampliar la base de datos para comprender de mejor manera el comportamiento del suelo saturado bajo esfuerzos de corte midiendo la variación de la presión de poros según la condición de drenaje.

Capítulo 9 Referencias

- [1] Mendoza, M. J. (2021). *Desarrollo y validación del ensayo de veleta con capacidad de medir presión de poros* [Memoria de título, Universidad Técnica Federico Santa María].
- [2] Mowbray, C. (1980). *Factors affecting the interpretation of the In-situ shear vane test* [Doctoral thesis, University of Surrey]. <https://openresearch.surrey.ac.uk/esploro/outputs/doctoral/Factors-affecting-the-interpretation-of-the/99513286102346>
- [3] Knappett, J. A., & Craig, R.F. (2012). *Craig's Soil Mechanics* (8th edition). Spon Press.
- [4] ASTM International. (2018). *Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils* (ASTM D2573/D2573M-18). ASTM International.
- [5] ASTM International. (2015). *Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils* (ASTM D2573/D2573M-15). ASTM International.
- [6] Olgún, R., & Ortúzar, M. (2015). Desarrollo e implementación de una veleta de corte a alta revolución para sondajes. *Obras y Proyectos* 17, 89-95. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132015000100011>
- [7] Chandler, R. J. (1988). The In-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. In A. F. Richards (Ed.), *Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies* (ASTM STP 1014, p. 13-44). ASTM International.
- [8] Wilson, N. E. (1963). Laboratory vane shear tests and the influence of porewater stresses. In *Laboratory vane shear testing of soils* (ASTM Special Technical Publication, No. 351, pp. 44-52). ASTM International.
- [9] Giovanna, B., & Pestana, J. M. (2001). Influence of Peripheral Velocity on Measurements of Undrained Shear Strength for an Artificial Soil. *Geotechnical Testing Journal* 24(4): 423-429. <https://doi.org/10.1520/GTJ11140J>
- [10] Robertson, P., & Cabal, K. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering* (6th Edition). Gregg Drilling & Testing, Inc.
- [11] TMG Drilling Supplies. (2019). *Manual de usuario mantenimiento y operación CSR Multipropósito Sondaje, SPT y CPT*.
- [12] Instituto Nacional de Normalización. (2014). *Geotecnia - Estudio de mecánica de suelos* (NCh 1508:14).
- [13] Aas, G., Lacasse, M., Lunne, T., & Hoeg, K. (1986). Use of in Situ Tests in Geotechnical Engineering. *Use of In Situ Tests in geotechnical Engineering, S.P., Clemence, Ed., GSP 6, American Society of Civil Engineers, New York*, (pp. 1-30).
- [14] Canadian Geotechnical Society. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual* (4th edition).
- [15] Instituto Nacional de Normalización. (2014). *Geotecnia - Ensayo de Penetración Estándar* (NCh 3364:14).

- [16] Cerato, A., & Lutenegeger, A. (2004). Disturbance effects of field vane tests in a varved clay. *In Proc. Of the 2nd International Conference on Site Characterisation, Porto, Portugal. Millpress, Rotterdam, the Netherlands*, 861-867.
- [17] Matsui, T., & Nobuharu, A. (1981). Shear mechanisms of vane test in soft clays. *Soils and Foundations*, 21(4):69-80.
- [18] Wilson, L. J., Kouretzis, G. P., Pineda, J. A., & Kelly, R. B. (2016). On the determination of the undrained shear strength from vane shear testing in soft clays. *Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation, ISC:455-460*. [https://www.researchgate.net/publication/313823732 On the determination of the undrained shear strength from vane shear testing in soft clays](https://www.researchgate.net/publication/313823732_On_the_determination_of_the_undrained_shear_strength_from_vane_shear_testing_in_soft_clays)
- [19] Perez, L., & Fauriel, R. (1988). Le piezocone ameliorations apportees a la reconnaissance de soils. *Revue Francaise de Geotech 44*: 13-27. <https://doi.org/10.1051/geotech/1988044013>
- [20] Kimura, T., Nishihara, S., & Saitoh, K. (1983). The effect of reconsolidation on undrained strength of normally consolidated cohesive soils. *Soils and Foundations*, 23(3):113-124.
- [21] Ramírez, D. (2022). *Estudio de la respuesta a corte de un suelo granular frente a cargas cíclicas de larga duración* [Tesis de magister, Universidad Técnica Federico Santa Maria]. Repositorio USM.
- [22] Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-451. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1993.43.3.351>
- [23] Ishihara, K., & Okada, S. (1978). Effects of stress history on cyclic behavior of sand. *Soils and Foundations*, 18(4), 31-45. https://doi.org/10.3208/sandf1972.18.4_3
- [24] Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and foundations*, 15(1), 29-44. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.15.29>
- [25] Okada, Y., Sassa, K., & Fukuoka, H. (2004). Excess pore pressure and grain crushing of sands by means of undrained and naturally drained ring-shear tests. *Engineering geology*, 75(3-4), 325-343. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.07.001>
- [26] Kouretzis, G., Pineda, J., Krabbenhöft, K., & Wilson, L. (2017). Interpretation of vane shear tests for geotechnical stability calculations. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(12): 1775-1780. <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0209>
- [27] Itasca Consulting Group. (2015). *An introduction to FLAC 8 and a guide to its practical application in geotechnical engineering* (1st ed.).
- [28] Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2017). *PM4Sand: A sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis. <https://pm4sand.engr.ucdavis.edu/pm4sand-references>
- [29] Mayne, P. W. (1988). Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane. *Canadian Geotechnical Journal* 25(1), 150-157. <https://doi.org/10.1139/t88-015>
- [30] Córdova, C. I. (2017). *Efecto del contenido de finos no plásticos en la compresibilidad y rotura de partículas de arenas de relave* [Memoria de título, Universidad de Chile]. Repositorio académico Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/146100>

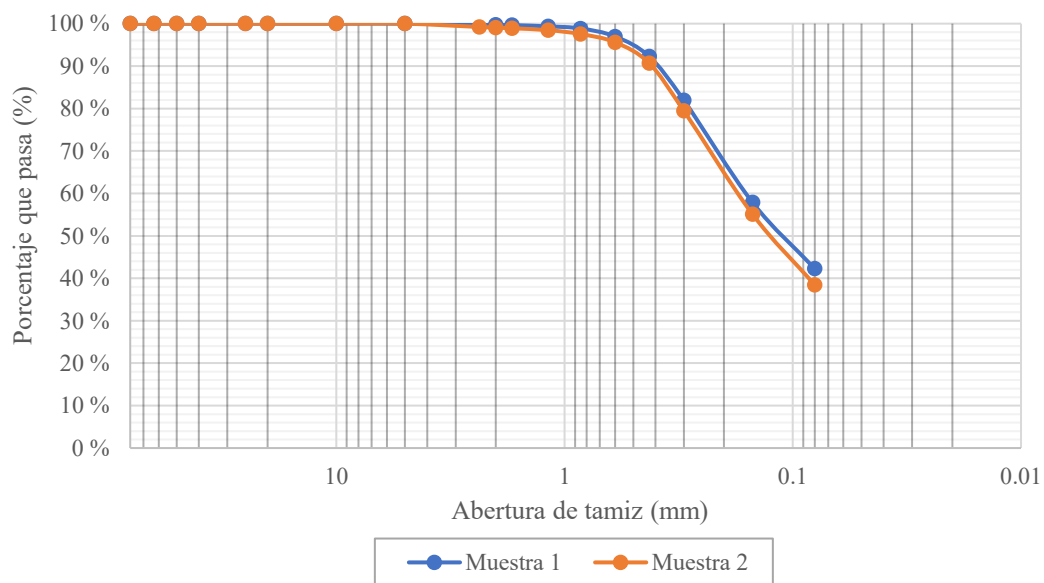
- [31] Morris, P. H., & Williams, D. J. (1994). Effective stress vane strength correction factor correlations. *Canadian Geotechnical Journal* 31(3), 335-342. <https://cdnsiencepub.com/doi/10.1139/t94-041>
- [32] Larsson, R. (1995). *The CPT Test: Equipment, testing, evaluation*. Swedish Geotechnical Institute.
- [33] ASTM International. (2017). *Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils* (ASTM D6528/D6528M-17). ASTM International.
- [34] ASTM International. (2019). *Standard Test Method for Consolidated Undrained Cyclic Direct Simple Shear Test under Constant Volume with Load Control or Displacement Control* (ASTM D8296/D8296M-19). ASTM International.
- [35] Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S., & Raadim, B. (1987). Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. *Geotechnique*, 37(1), 3-10. <https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.1.3>

Anexos

A.- Caracterización muestra de relave La Africana muestra relave La Africana

Análisis Granulométrico

MUESTRA 1		MUESTRA 2	
Tamiz (mm)	% Pasante	Tamiz (mm)	% Pasante
80	100	80	100
63	100	63	100
50	100	50	100
40	100	40	100
25	100	25	100
20	100	20	100
10	100	10	100
5	100	5	100
2.36	100	2.36	99
2.00	100	2.00	99
1.70	100	1.70	99
1.18	99	1.18	98
0.85	99	0.85	98
0.60	97	0.60	96
0.425	92	0.425	91
0.300	82	0.300	79
0.150	58	0.150	55
0.080	42	0.080	38



Densidad de partículas sólidas

Resultados Muestra 1

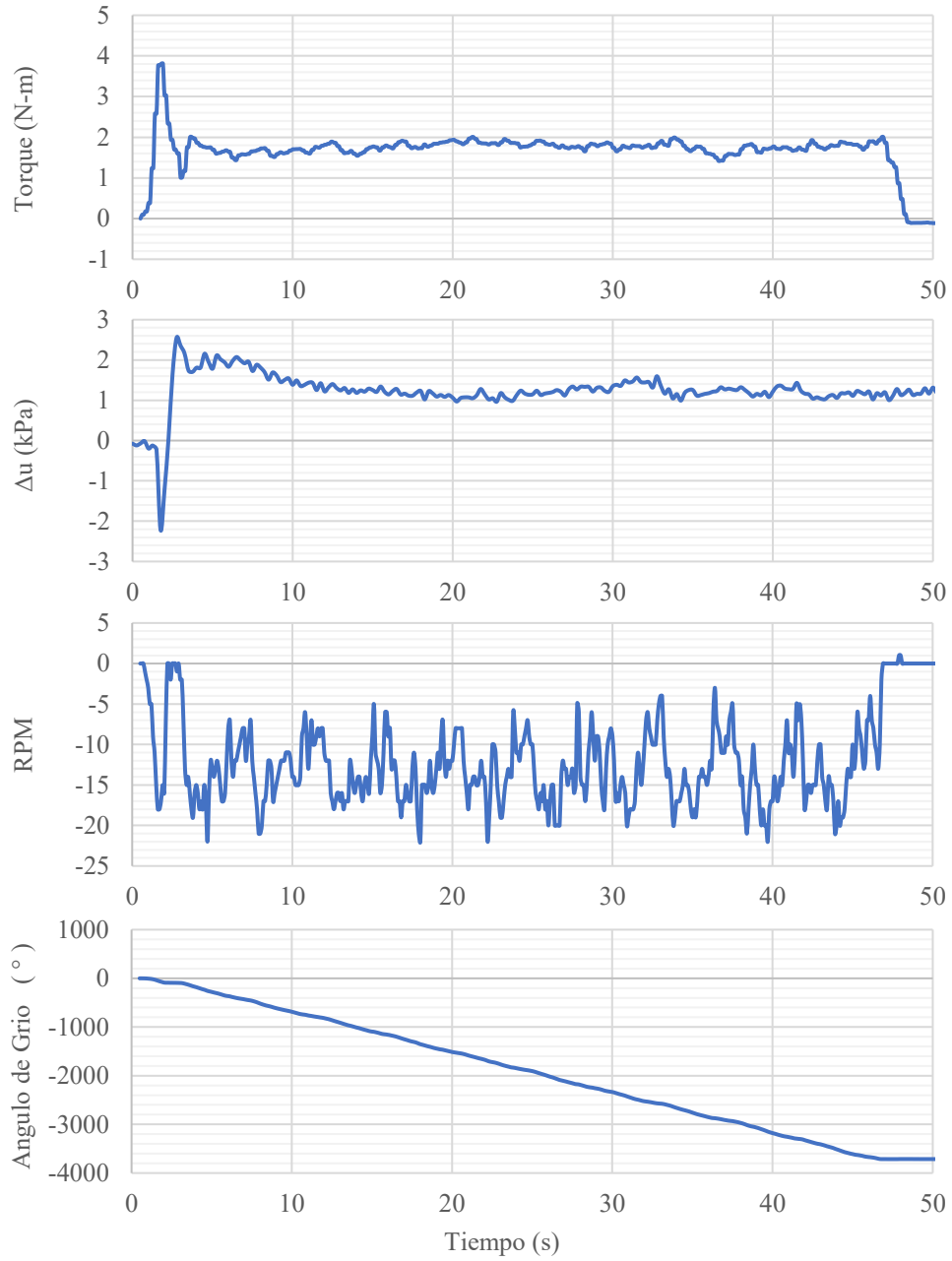
DENSIDAD DE PARTÍCULAS SÓLIDAS (TM < 5 mm) Y PESO ESPECÍFICO NCh 1532.			M1	M2
Masa Matraz + Agua	Ma	g	643.03	708.06
Masa Matraz + Agua + Suelo	Mm	g	709.53	774.55
Masa Suelo Seco	ms	g	100.08	99.94
Temperatura Agua	tx	°C	21	21
Densidad Agua	ρ_w	g/cm ³	0.99798	0.99798
Densidad Partículas Solidas	ρ_s	g/cm ³	2.974	2.982
Validación D.P.S D.P.S M1- D.P.S M2 ≤ 30	-	g/cm ³	7	
D.P.S PROMEDIO	$\rho_s \bar{x}$	g/cm ³	2.978	
D. Agua a 20°C	$\rho_s (tx)$	g/cm ³	0.9982	
Peso Especifico	Gs	g/cm ³	2.983	

Resultados Muestra 2

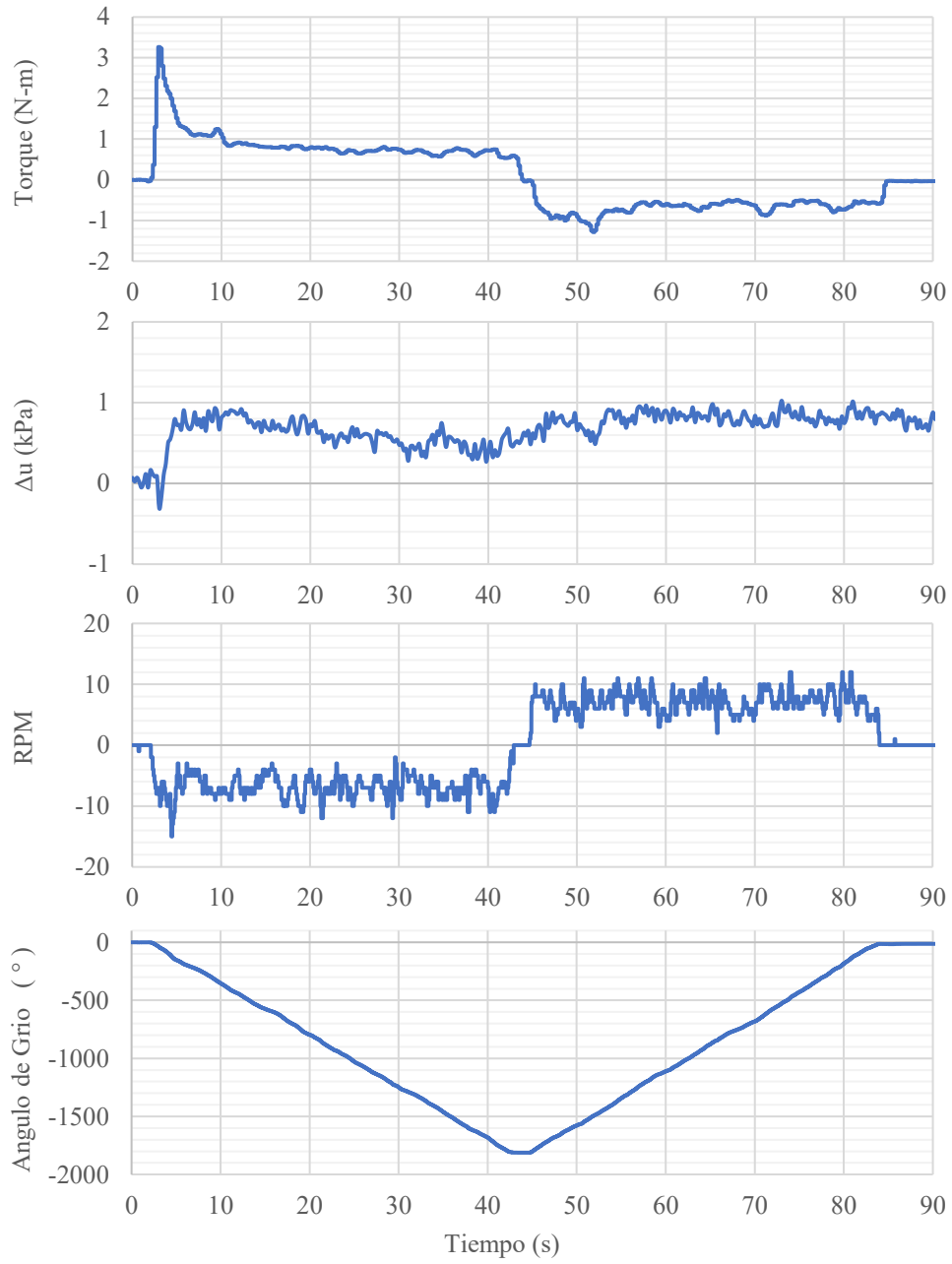
DENSIDAD DE PARTÍCULAS SÓLIDAS (TM < 5 mm) Y PESO ESPECÍFICO NCh 1532.			M1	M2
Masa Matraz + Agua	Ma	g	640.35	637.34
Masa Matraz + Agua + Suelo	Mm	g	707.51	705.78
Masa Suelo Seco	ms	g	101.26	102.94
Temperatura Agua	tx	°C	16	16
Densidad Agua	ρ_w	g/cm ³	0.9991	0.99909
Densidad Partículas Solidas	ρ_s	g/cm ³	2.967	2.981
Validación D.P.S D.P.S M1- D.P.S M2 ≤ 30	-	g/cm ³	14	
D.P.S PROMEDIO	$\rho_s \bar{x}$	g/cm ³	2.974	
D. Agua a 20°C	$\rho_s (tx)$	g/cm ³	0.998	
Peso Especifico	Gs	g/cm ³	2.980	

B.- Resultados de ensayos VSTu Monotónicos en Laboratorio

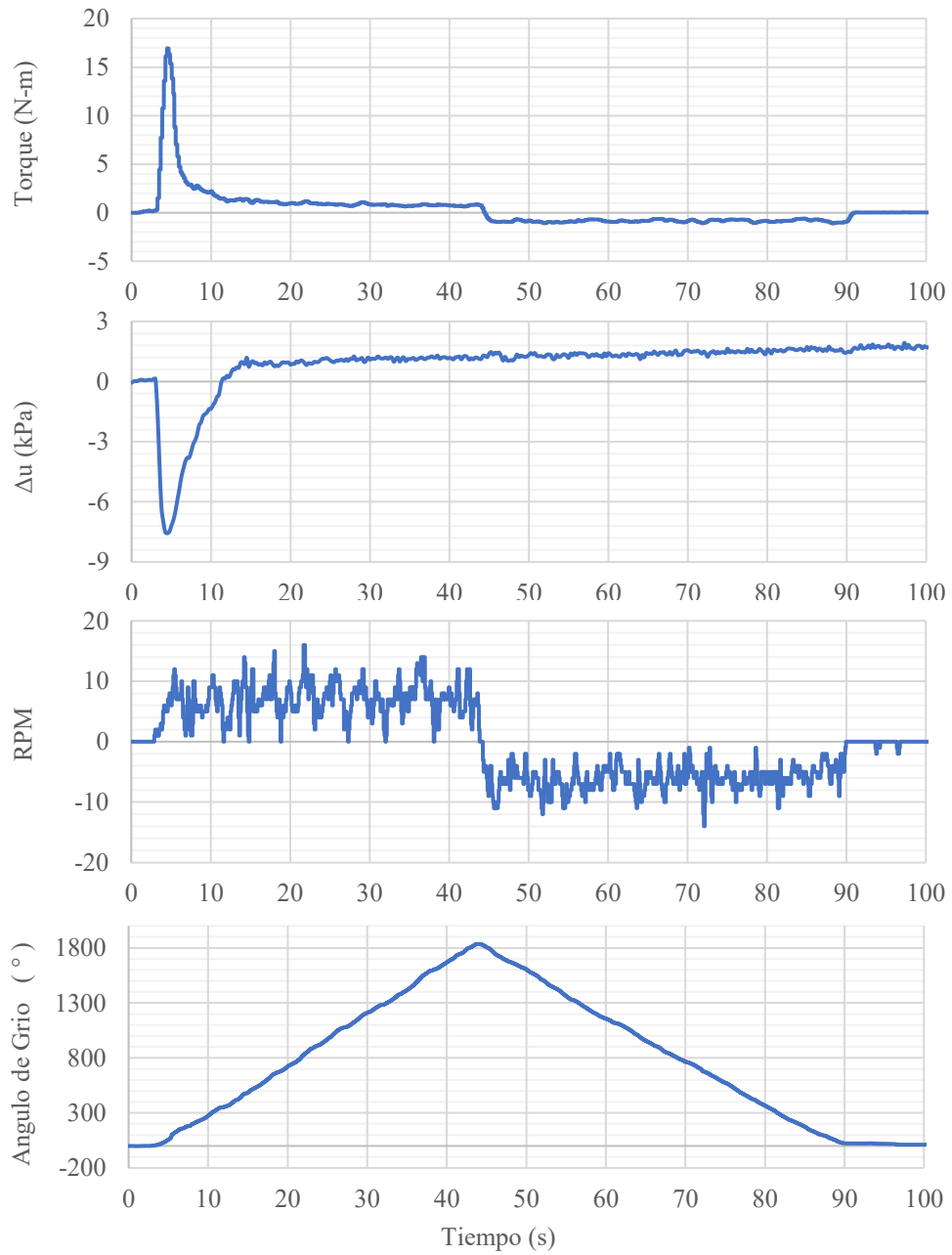
Ensayo VSTu Monotónico N°3



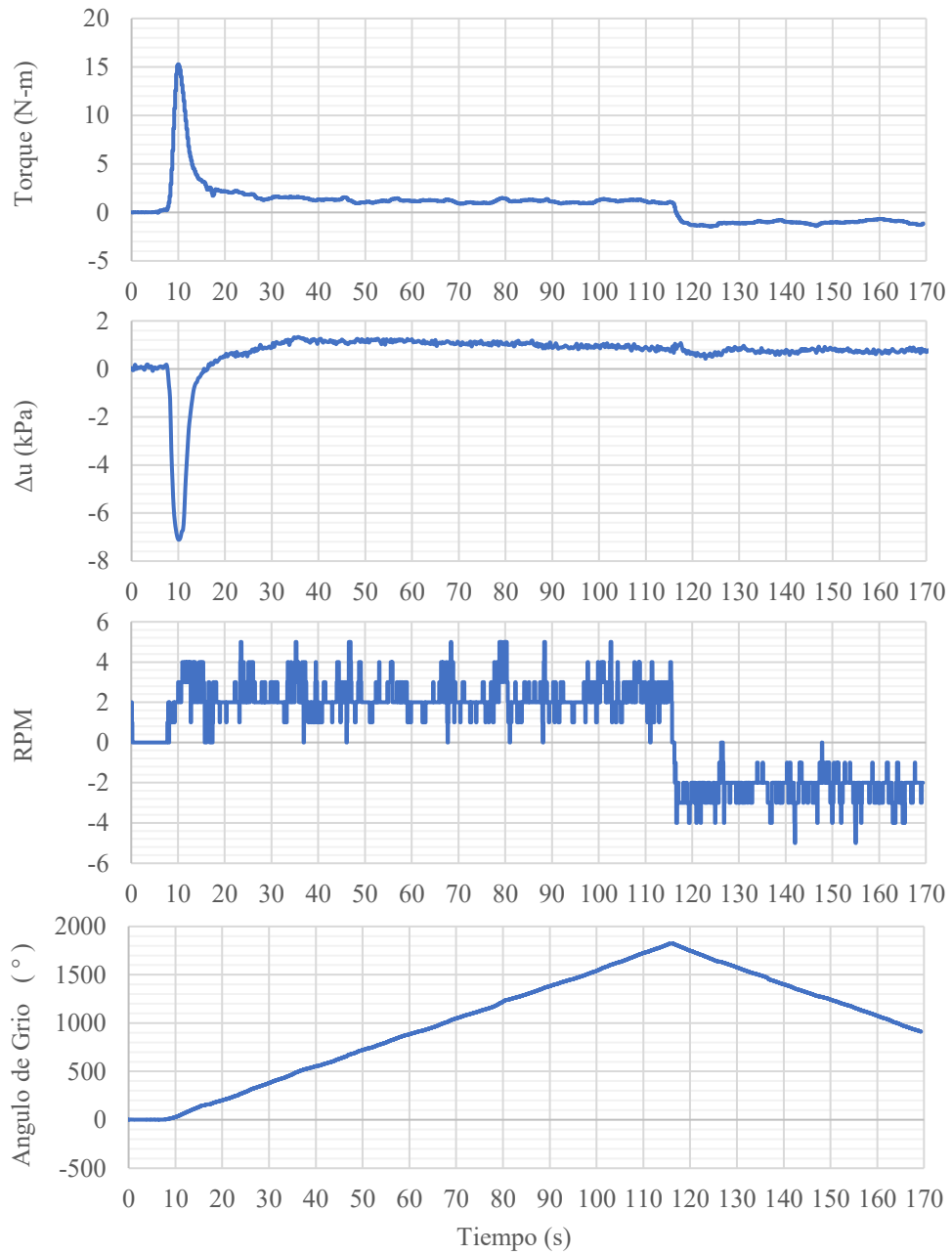
Ensayo VSTu Monotónico N°6



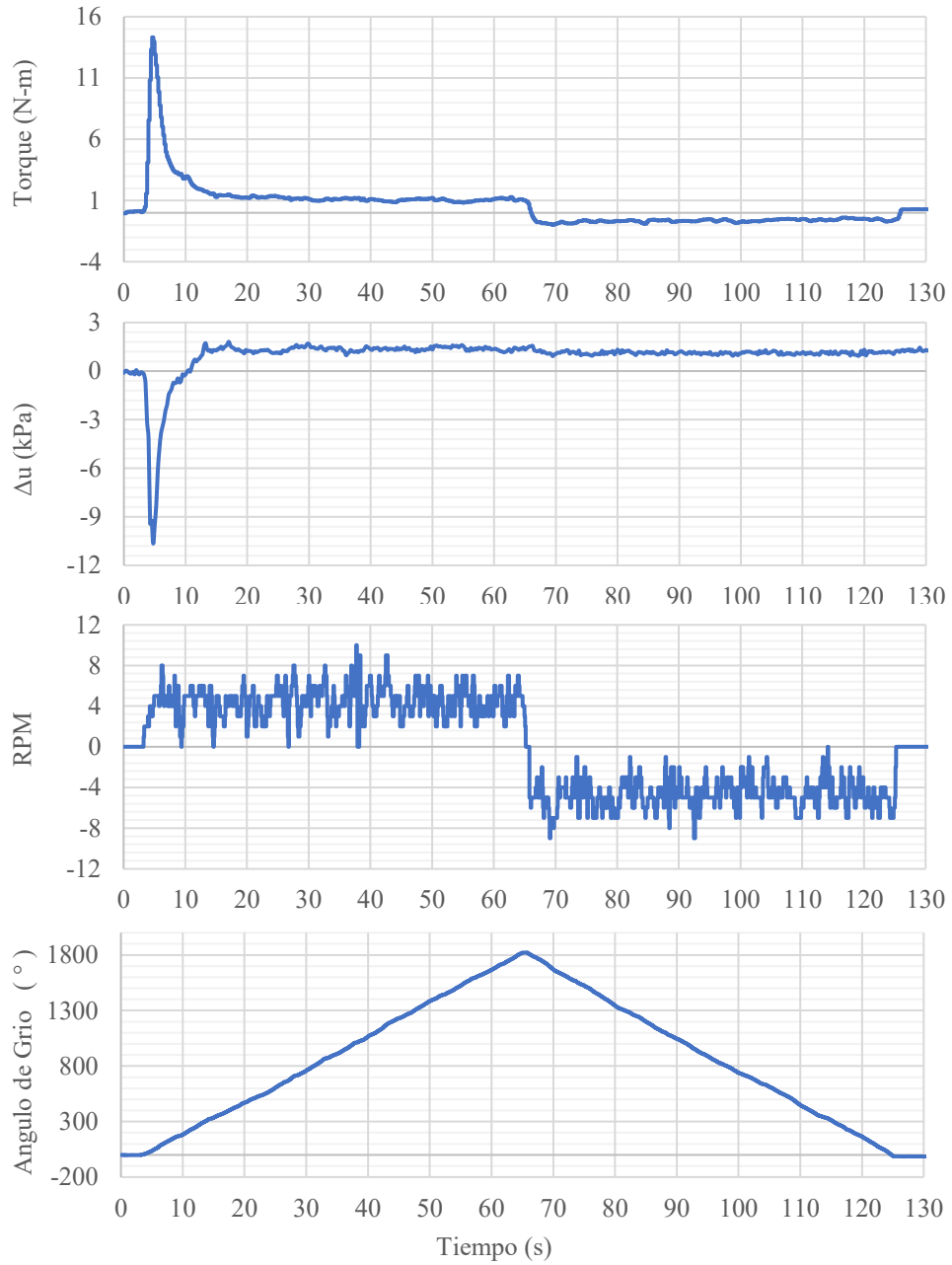
Ensayo VSTu Monotónico N°8



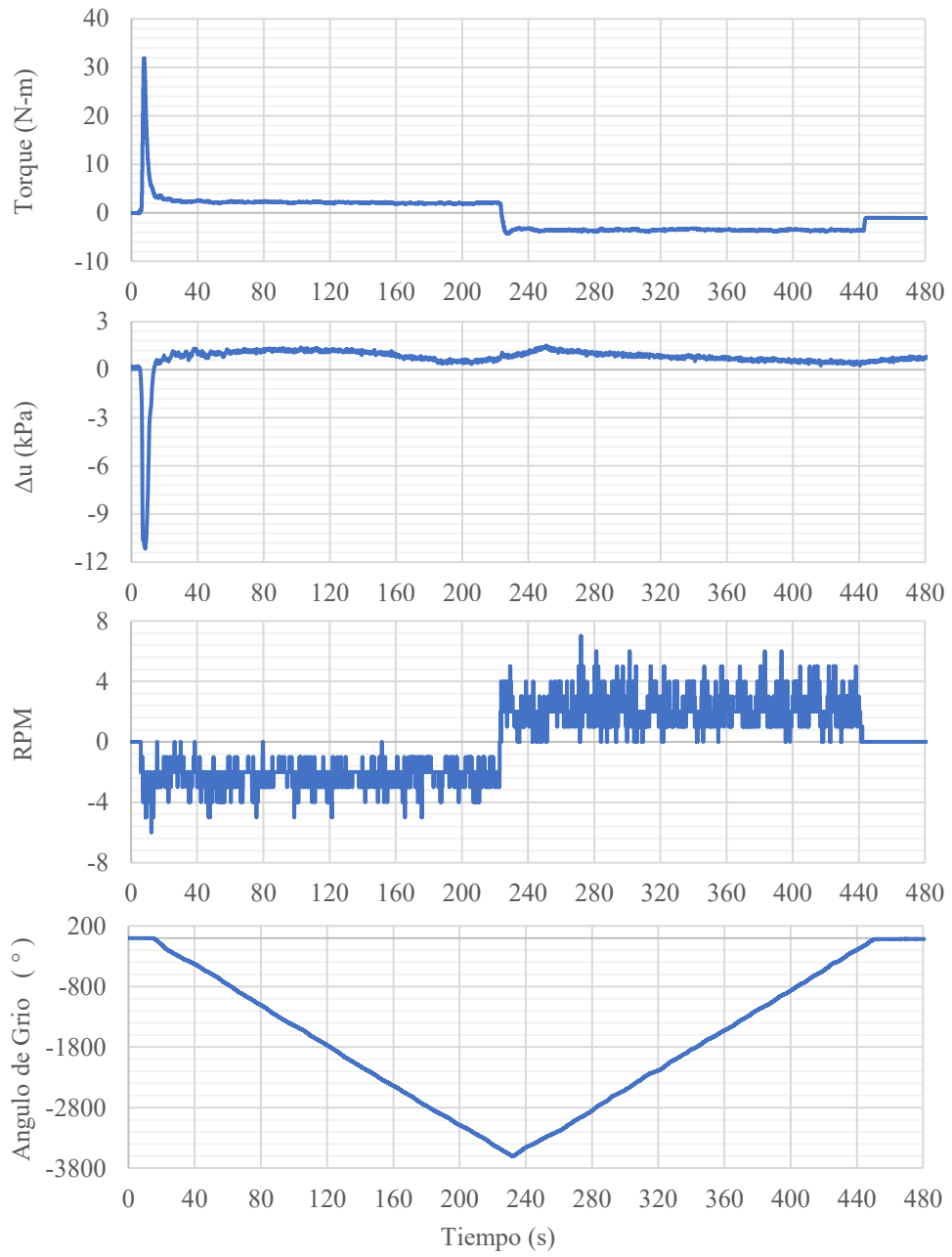
Ensayo VSTu Monotónico N°10-1



Ensayo VSTu Monotónico N°10-2

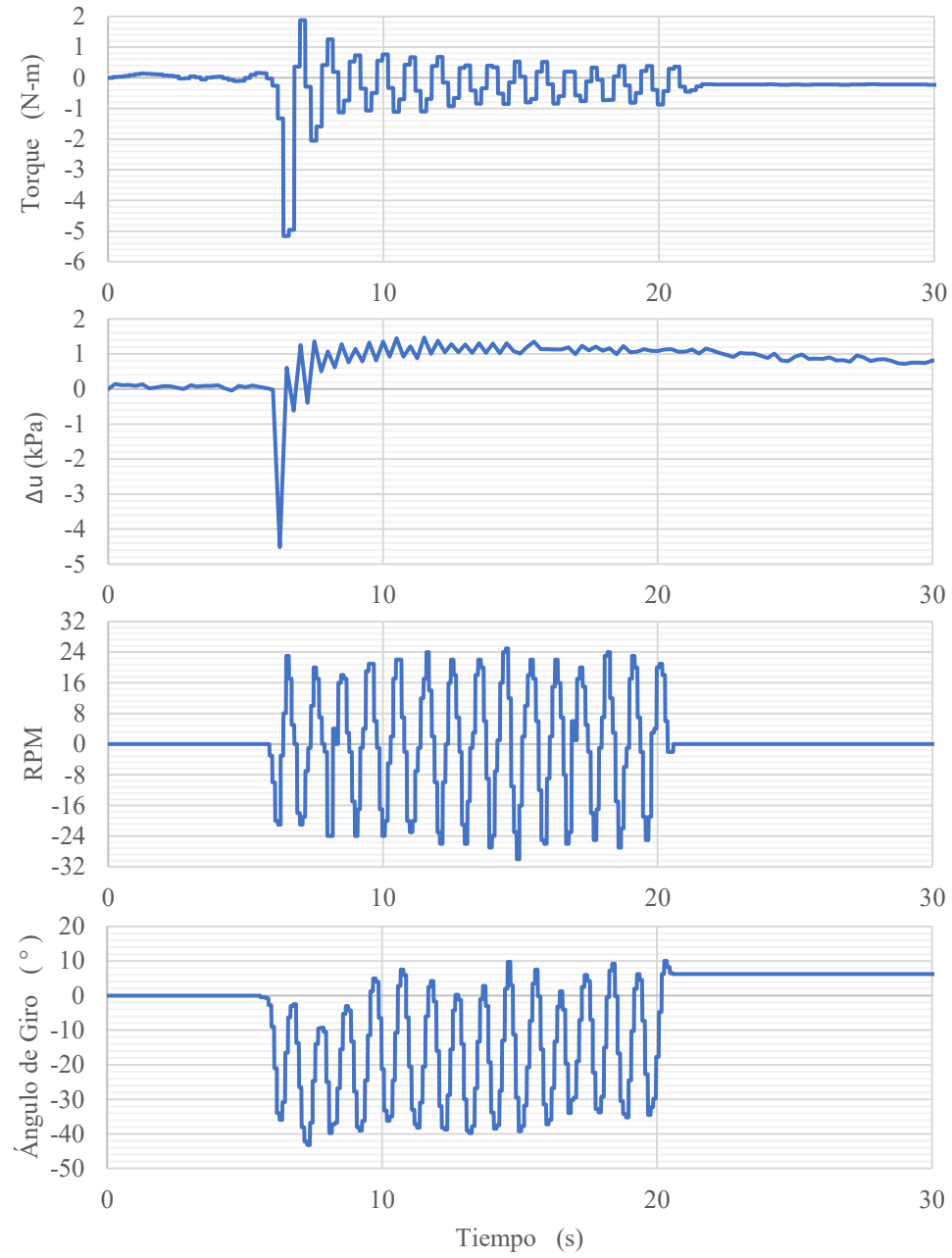


Ensayo VSTu Monotónico N°17

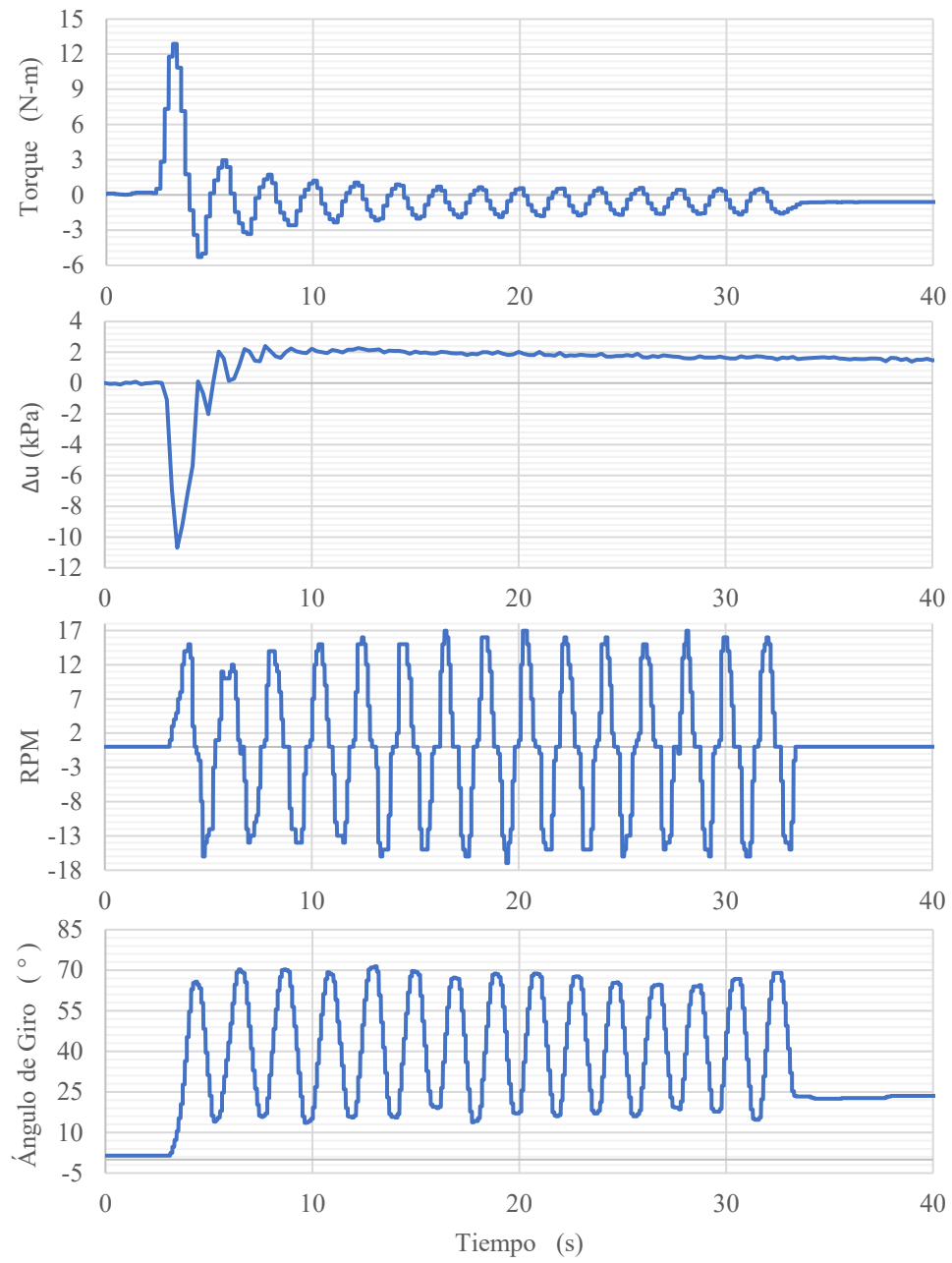


C.- Resultados de ensayos VSTu Cíclicos en Laboratorio

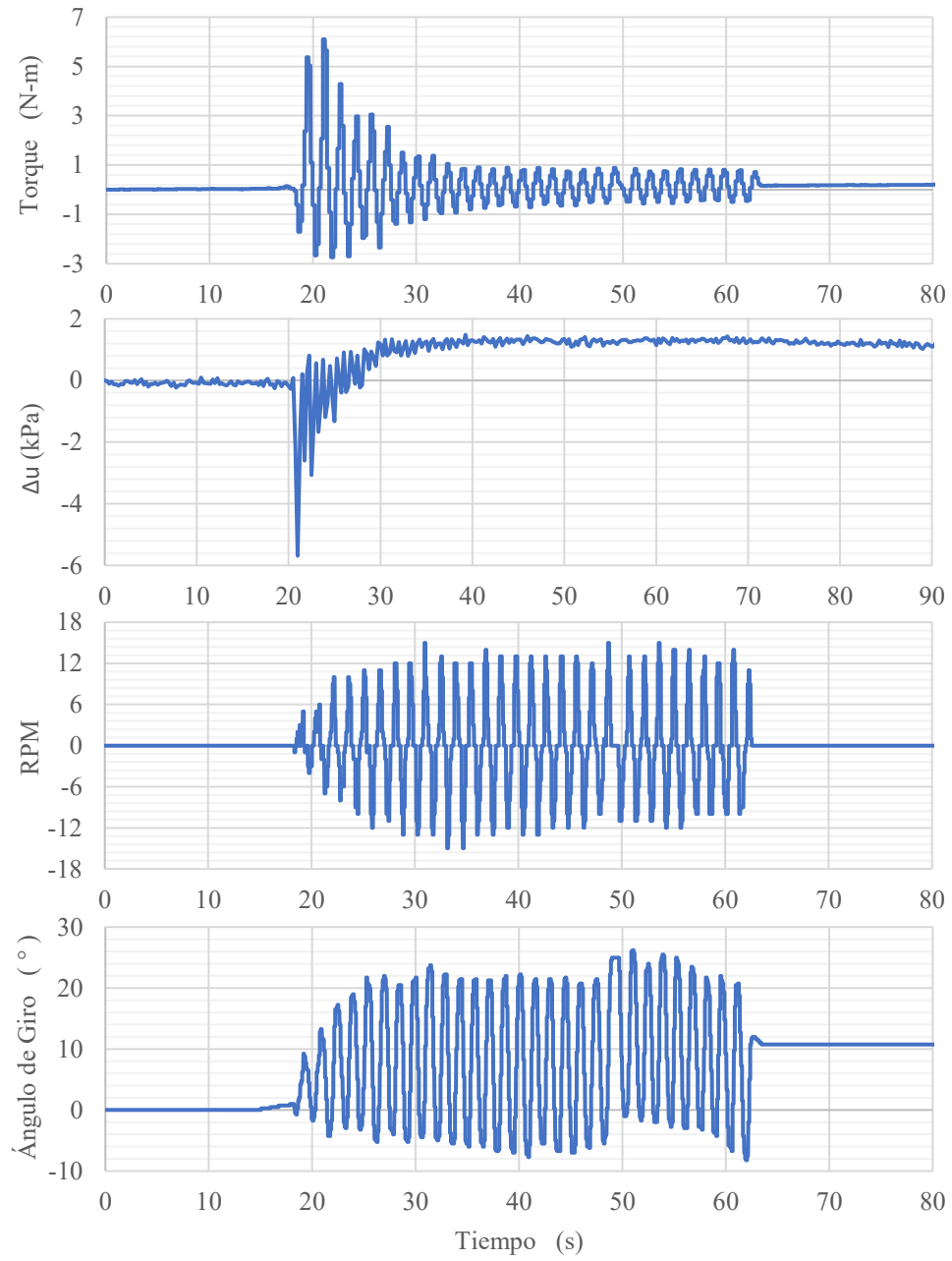
Ensayo VSTu Cíclico N°7



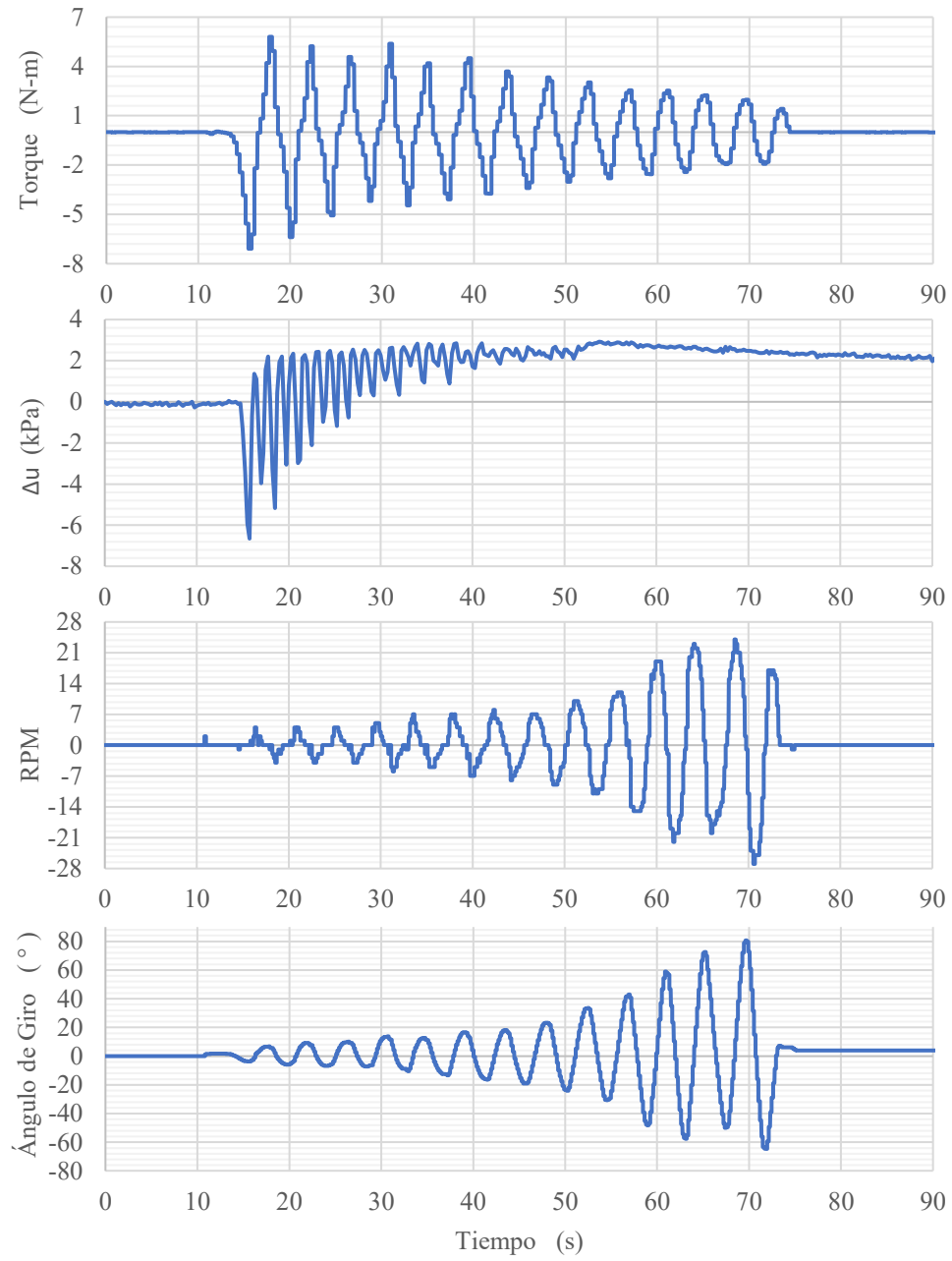
Ensayo VSTu Cíclico N°8



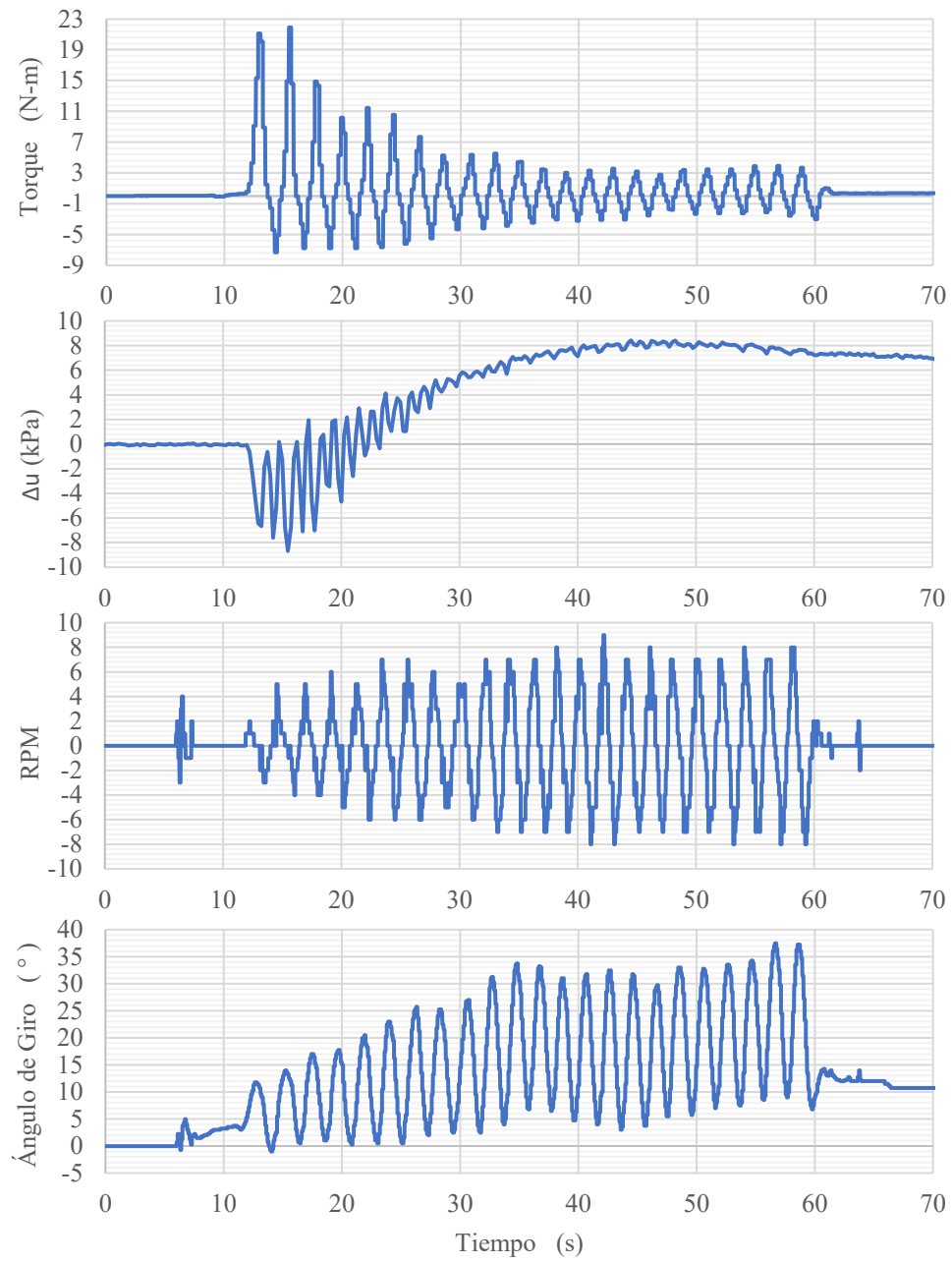
Ensayo VSTu Cíclico N°9



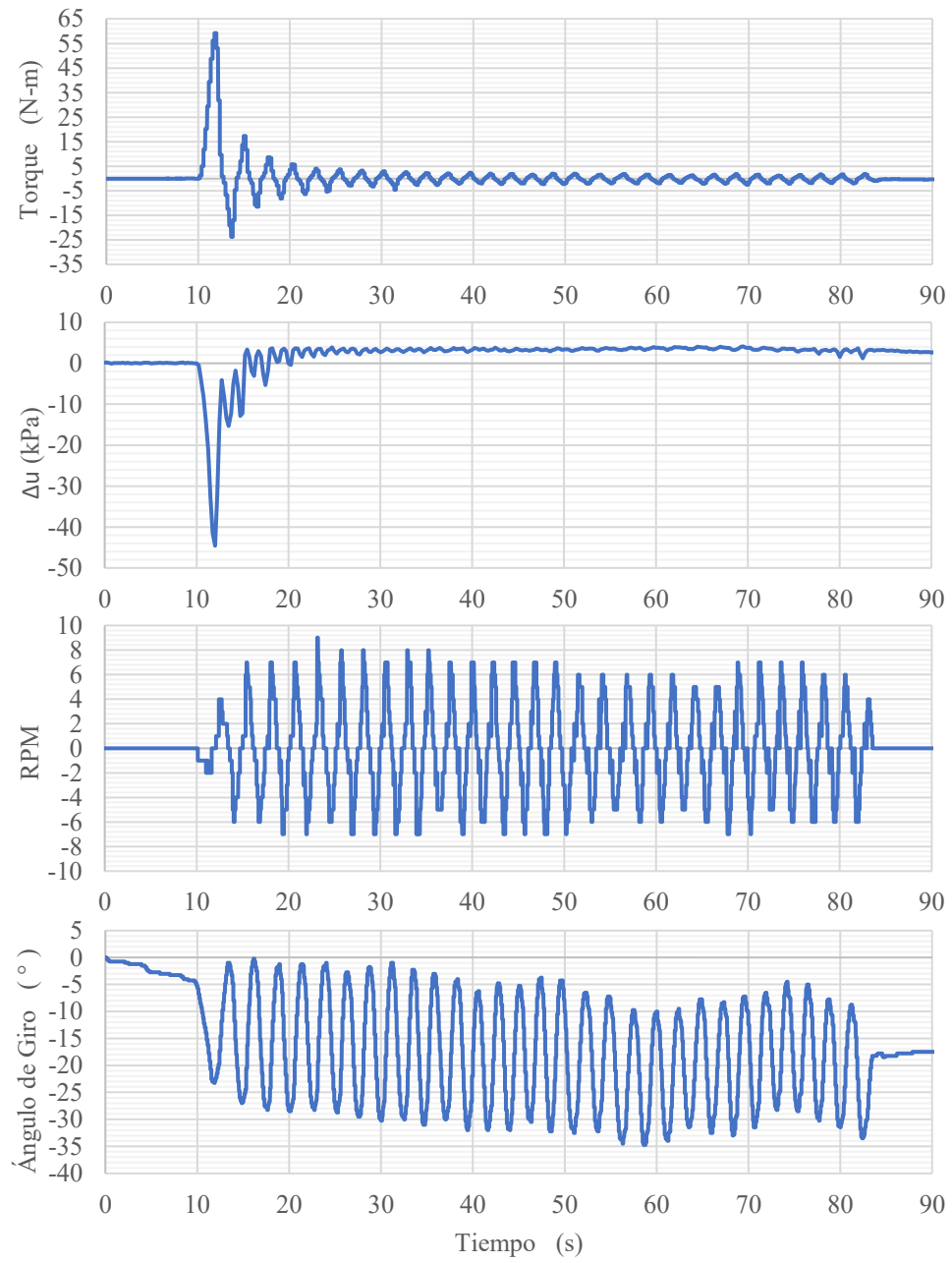
Ensayo VSTu Cíclico N°11



Ensayo VSTu Cíclico N°13



Ensayo VSTu Cíclico N°14



Ensayo VSTu Cíclico N°16

