



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL
ESFUERZO CORTANTE NO DRENADA
MEDIANTE LA PRUEBA DE VELETA DIGITAL.**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

OSCAR EDUARDO LEMUS SANTIAGO

DIRECTORA DE TESIS:

M.I. MARIBEL TRUJILLO VALLADOLID

Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México, 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Ing. Gabriel Álvarez Bautista.

Vocal: Ing. Gabriel Ruiz González.

Secretario: M. en I. Maribel Trujillo Valladolid.

Suplente: M. en I. Mario Sosa Rodríguez.

Suplente: M. en I. José Antonio Dimas Chora.

DIRECTORA DE TESIS:

M. en I. Maribel Trujillo Valladolid

RESUMEN

A lo largo de la historia, la humanidad ha desarrollado técnicas de construcción que con el paso de los años han permitido identificar y corregir defectos en las edificaciones; el interés por conseguir cada vez mejores resultados trajo como consecuencia el estudio del suelo en que serían cimentadas. Una de las formas en que los suelos son puestos a prueba, es a través de la *determinación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada en suelos*, de la cual, surge la *prueba de veleta digital* que es actualmente un procedimiento muy preciso para evaluar la resistencia al corte de suelos blandos como las arcillas del Valle de la Ciudad de México.

El presente trabajo pretende, por una parte, dar un panorama general acerca de en qué consiste la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos y, por otra, explicar el uso de la veleta digital y los elementos que la componen. En función de lo antes señalado, se menciona el proceso histórico a través del cual las civilizaciones buscaron satisfacer sus necesidades de protección y sustento; además, del desarrollo en la investigación del estudio del comportamiento de los suelos a manos de diferentes científicos. Además, se explican aquellas pruebas desarrolladas para determinar el esfuerzo cortante que existían antes de la prueba de veleta tradicional, los diferentes tipos de veletas que existen y la explicación del método de resistencia al esfuerzo cortante. De igual manera, se aborda el tema de la veleta digital en tanto las consideraciones que se deben tomar en cuenta para la elaboración de dicha prueba, las ventajas de utilizarla y el procedimiento de elaboración de ésta. Así mismo, se explican los resultados de la prueba y se menciona la correlación que existe entre la prueba de veleta digital y la prueba de *piezocono* eléctrico, parte importante de la misma. Finalmente, se presentan algunas conclusiones acerca de la prueba, así como comentarios y recomendaciones.

ABSTRACT

Throughout history, humanity has developed construction techniques that over the years have allowed identifying and correcting defects in buildings; the interest to obtain better and better results brought consequently the study of the soil in which they would be cemented. One of the ways in which soils are put to the test, is through the determination of the resistance to the undrained shear in soils, from which, the digital vane test is developed, which is currently a very precise procedure to evaluate the resistance to the cutting of soft soils such as the clays of the Valley of Mexico City.

The present work pretends, on the one hand, to give a general view about what the determination of shear strength in soils consists of and, on the other, to explain the use of the digital vane and the elements that compose it. In accordance with the aforementioned, the historical process through which civilizations sought to satisfy their needs for protection and sustenance is mentioned; in addition, of the development in the investigation of the study of the behavior of the soils at the hands of different scientists. In addition, the tests developed to determine the shear stress that existed before the traditional weather vane test; the different types of vanes that exist and the explanation of the shear resistance method are explained. In the same way, the subject of the digital weather vane is considered in the considerations that must be taken into account for the elaboration of said test, the advantages of using it and the elaboration procedure of it. Likewise, the results of the test are explained and the correlation that exists between the digital vane test and the cone penetration test, an important part of it, is mentioned. Finally, some conclusions about the test are presented, as well as comments and recommendations.

Agradecimientos

A mis padres:

Feliciano Miguel Lemus Mujica

Y

Elsa Santiago Ruiz

Por el apoyo incondicional que ambos me otorgaron, la comprensión, paciencia y la semilla de amor que todos los días cultivaron en mi hermana y en mí, además de todos esos buenos consejos que permanecen en mí para ser una persona de bien y servicial con la sociedad.

A mi hermana Claudia Liliana por ser tan comprensiva y preocuparse por mí, por ser una buena persona y un ejemplo a seguir.

A Victoria Jacqueline Alavez Peña, por acompañarme en todo momento, por ser comprensiva e impulsarme para realizar mis metas y sobre todo por darme su cariño e inmenso amor.

A la M.I. Maribel Trujillo Valladolid por su colaboración, amistad y comprensión, pues gracias a su ayuda se realizó este trabajo.

A la empresa InGeum Ingeniería y al Dr. Enrique Ibarra Razo por el acceso a la información presentada en esta tesis y su apoyo

Al M.I. Daniel Mejía Loera por sus conocimientos y su amplia experiencia en el tema, gracias a él se realizó la parte más relevante de este trabajo.

A la Facultad de Estudios Superiores Aragón y a todos los maestros de la carrera de Ingeniería Civil, que gracias a su vocación forman profesionales capaces de resolver los retos y problemas ingenieriles que se presentan día a día en nuestro país.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por ser mi segunda casa y por el orgullo que representa pertenecer a la mejor universidad de México.

Gracias.

“Por mi raza hablara el espíritu”

INDICE

RESUMEN	V
ABSTRACT	VI
Agradecimientos	VII
INDICE	VIII
LISTA DE TABLAS	XIV
1. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS	17
1.1 Objetivo	17
1.2 Antecedentes	17
2. ESTADO DEL ARTE	29
2.1 Introducción	29
2.2 Tipos de pruebas de veleta	34
2.3 Resistencia al esfuerzo cortante no drenada en suelos	40
3. METODOLOGÍA DE LA PRUEBA	47
3.1 Consideraciones generales	51
3.2 Alcances de una prueba de veleta digital	62
3.3 Prueba de veleta digital	64
4. ANALISIS DE RESULTADOS	72
4.1 Interpretación de resultados	72
4.2 Correlación con la prueba de piezocono	101
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	107
Referencias	108
Anexos	114

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Puente y acueducto romanos	17
Figura 1.2 Sistema de abastecimiento de agua potable de la Nueva España	18
Figura 1.3 Aparato de corte directo de esfuerzo controlado.....	21
Figura 1.4 Aparato de Pruebas Triaxiales	22
Figura 1.5 Aparato para realizar pruebas de compresión simple	24
Figura 1.6 Prueba de placa de carga	25
Figura 1.7 Aparato para la prueba de penetración estándar	26
Figura 2.1 Dimensiones de los tramos de prueba de la carretera Peñón- Texcoco.....	30
Figura 2.2 Elementos de un dispositivo de veleta	31
Figura 2.3 Cuchillas de forma rectangular y cónica.....	32
figura 2.4 Procedimiento de la prueba de corte in situ con veleta	33
figura 2.6 Comparación de una veleta mecánica con una veleta eléctrica.....	34
Figura 2.7 Veleta del Instituto Tecnológico de Suecia.....	35
figura 2.8 Veleta con celdas electrónicas	36
Figura 2.9 Dispositivo de veleta de laboratorio.....	37
Figura 2.10 Dispositivo de corte de veleta para suelos duros	39
Figura 2.11 Análisis de resultados en una prueba de veleta en suelos de la Ciudad de México	41
Figura 2.12 Representación Gráfica de la ecuación de Coulomb	42

Figura 3.1 Gráfica que contiene los resultados de una prueba de veleta digital.....	47
Figura 3.2 Partes de una veleta digital en el proceso de ensamblado	48
Figura 3.3 Tubo guarda ensamblado para la prueba de veleta digital.....	49
Figura 3.4 Equipo hidráulico de hincado en operación.....	49
Figura 3.5 Camión Mercedes Benz Hydson 200 kN.....	50
Figura 3.6 Dispositivo de la veleta y herramientas de ensamble; Ruedas del camión	51
Figura 3.7 Perforadora Long year 34 para la prueba de penetración estándar .	53
Figura 3.8 Resultados Gráficos del sondeo CPTu del programa CPeT-iT	53
Figura 3.9 Perfil estratigráfico de 0 a 10 m.....	54
Figura 3.10 Perfil estratigráfico desde 10 m. hasta 25 m	55
Figura 3.11 Perfil estratigráfico des 25 m. hasta 40m	56
Figura 3.12 Sección del perfil estratigráfico desde 40m. hasta 53 m	57
Figura 3.13 Superficie construida con tezontle.....	58
Figura 3.14 Camión sobre superficie de tezontle y ademe de PVC	59
Figura 3.15 Calibración de veleta de 75 mm. al aire antes del hincado en el suelo	59
Figura 3.16 Prueba de veleta eléctrica.....	64
Figura 3.17 Prueba de veleta digital a 27 metros de profundidad	64
Figura 3.18 Ensamble de la veleta al motor	65
Figura 3.19 Programación de la prueba de veleta en la computadora	66
Figura 3.20 Toma de lectura cero	66

Figura 3.21 Tubo guarda montado sobre Hyson 200kN lista para iniciar el hincado (Imagen Izquierda.) y posicionamiento de manera gráfica de la veleta en los cilindros hidráulicos del Hyson 200kN (Imagen Derecha)	67
Figura 3.22 Vista panorámica del camión ejecutando una prueba de veleta digital	68
Figura 4. 1 Realización de prueba de veleta para proyecto de drenaje pluvial NAICM (19)	72
Figura 4. 2 Toma de la lectura de ceros para inicio de la prueba de veleta (19)...	73
Figura 4. 3 Gráficas de obtención de resultados a la profundidad de 1.50 m. y 4.50 m. (15).....	74
Figura 4. 4 Gráficas de obtención de resultados a una profundidad de 9.0 m. y 12.0 m. (15).....	75
Figura 4. 5 Gráficas de resultados a profundidades de 16.60 m. y a 19.20 m. (15)	76
Figura 4. 6 Camión realizando prueba de veleta (18)	77
Figura 4. 7 Revisión del tren tubos y herramienta para torque (23)	77
Figura 4. 8 Gráficas de resultados a la profundidad de 5.50 m y 8.0 m (24).....	78
Figura 4. 9 Gráficas de resultados en profundidad de 5.50 m. y 16.50 m. de profundidad (13).....	79
Figura 4. 10 Pruebas de veleta digital a profundidad de 24 m . y 27.30 m. (24)	80
Figura 4. 11 Vista del camión Hydson 100 kN preparado para la prueba de veleta digital (25).....	81
Figura 4. 12 Ingeniero ejecutando la prueba de veleta digital (20).....	81
Figura 4. 13 Graficas de Obtención de Resultados a la profundidad de 4.64 m. y 7.14 m. (26).....	82

Figura 4. 14 Gráficas de resultados a profundidad de 14.66 .m y 17.70 m. (15)..	83
Figura 4. 15 Gráficas de resultados obtenidos en la profundidad de 21.40 m. y 24.70 m. (15).....	84
Figura 4. 16 Vista del camión Hydson 200 kN en el lugar de la prueba (16) (27) .	85
Figura 4. 17 Ensamblado de veleta en el tren de barras (16).....	86
Figura 4. 18 Resultados obtenidos a profundidad de 5.50 m. y 8.30 m. (28)	87
Figura 4. 19 Gráfica de resultados obtenidos a profundidad de 16.0 m. y 20.5 m. (28).....	88
Figura 4. 20 Gráfica de resultados obtenidos a profundidad de 24 m. y 28 m. (28)	89
Figura 4. 21 Reunión de ingenieros dentro del camión Hydson 200 kN (29)	90
Figura 4. 22 Extracción de la veleta llena de arcilla adherida en la superficie. (29)	90
Figura 4. 23 Gráficas de resultados obtenidas de la profundidad de 7.10 m. y 9.62m (30).....	91
Figura 4. 24 Gráficas de resultados a profundidad de 16.66 m. y 21.10 m. (30)..	92
Figura 4. 25 Gráficas de resultados obtenidos a la profundidad de 24.26 m. y 28.02 m. (30).....	93
Figura 4. 26 Máquina de hincado y tren de tubos metálicos de hincado (31)	94
Figura 4. 27 Obtención de la medición cero para las pruebas de veleta digital (31)	94
Figura 4. 28 Gráficas obtenidas con los resultados a la profundidad de 1.0 m. y 9.0 m. (32).....	95
Figura 4. 29 Gráficas de resultados a profundidad de 13.20 m. y 17.70 m. (32)...	96
Figura 4. 30 Gráficas de resultados a profundidad de 24.20 m. y 31.30 m. (32)...	97

Figura 4. 31 Ensamblaje de la veleta (17).....	98
Figura 4. 32 Inserción de la veleta a la funda y tren de tubos. (17).....	98
Figura 4. 33 Gráficas de resultados a profundidad de 7.58 m. y 9.30 m (33).....	99
Figura 4. 34 Gráfica de resultados a profundidad de 10.50 m. (33)	100
Figura 4. 35 Estimación de la resistencia no drenada pico considerando el esfuerzo vertical total (14).....	102
Figura 4. 36 Estimación de la resistencia no drenada pico considerando el esfuerzo vertical efectivo (14)	103
Figura 4. 37 Estimación de la resistencia no drenada pico sin considerar el estado de esfuerzos (21)	103
Figura 4. 38 Comparación de la fricción de fuste y resistencia remoldeada (14)	104

LISTA DE TABLAS

Tabla 3. 1 Dimensiones sugeridas según la resistencia del suelo.	60
Tabla 3. 2 Geometrías de veleta estándar de acuerdo al torque y resistencia no drenada máxima admisible.....	60
Tabla 3. 3 Elección de una veleta aplicando las formulas y comparando en la tabla 3.2	61

Capítulo 1. Antecedentes y Objetivos



1. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

1.1 Objetivo

El objetivo de esta tesis es analizar la obtención de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada $S_u máx$ mediante la prueba de veleta digital VST, dándola a conocer de manera general tanto el procedimiento como la ejecución de la prueba, así mismo, aportando algunas conclusiones y recomendaciones a la misma.

1.2 Antecedentes

Desde el comienzo de la civilización humana, el hombre ha buscado la forma de aprovechar el uso del suelo, pues existe una diversidad de tipos del mismo. Cuando el individuo tuvo la necesidad de asentarse en un sitio adecuado, se vio orillado a utilizar la superficie en la que se encontraba para construir viviendas con cimentaciones resistentes y adecuadas; con el paso del tiempo logró edificar en dimensiones cada vez mayores, por ejemplo, en el año 100 d.C., los ingenieros romanos fueron los primeros en edificar construcciones monumentales, acueductos, puentes de piedra, etcétera (ver Figura 1.1), además, la invención del hormigón romano permitió que sus construcciones resistieran los embates del tiempo.



Figura 1.1 Puente y acueducto romanos (1)

También, en el continente americano, la civilización Mexica desarrolló una tecnología de construcción que le permitió erigir una ciudad en un islote, construyendo sobre éste viviendas y centros ceremoniales, muros de contención,



implementar un sistema de chinampas que contribuyó al desarrollo de la agricultura y un sistema eficiente de abastecimiento de agua potable y alcantarillado, entre otros. Pero todo esto no fue fácil, la poca información de los fenómenos de alto impacto como hundimientos de suelos mal consolidados, la poca capacidad de carga, las fuertes lluvias y sismos de gran magnitud llevaron en muchas ocasiones al fracaso de los ingenieros. Sin embargo, el conocimiento empírico les permitió avanzar a pasos lentos considerando la prueba y el error como un elemento de aprendizaje.

En la época colonial, la presencia de fenómenos inusuales fue un gran reto para los habitantes de la nueva España, esto implicó el uso de técnicas usadas por los antiguos pobladores en relación al suelo-estructura-prevención de desastres combinadas con técnicas españolas de edificación, dando como resultado una tecnología eficiente que resolvería los problemas de construcción y en la cual se cimentó el primer virreinato, de esa forma, se logró diseñar una metodología de construcción que perduró por más de 3 siglos.

En la figura 1.2, se muestra un tramo de tubería de barro recocido de conducción de agua potable, técnica utilizada por los mexicas, colocada dentro de un cajón de mampostería que implementaron los ingenieros españoles.

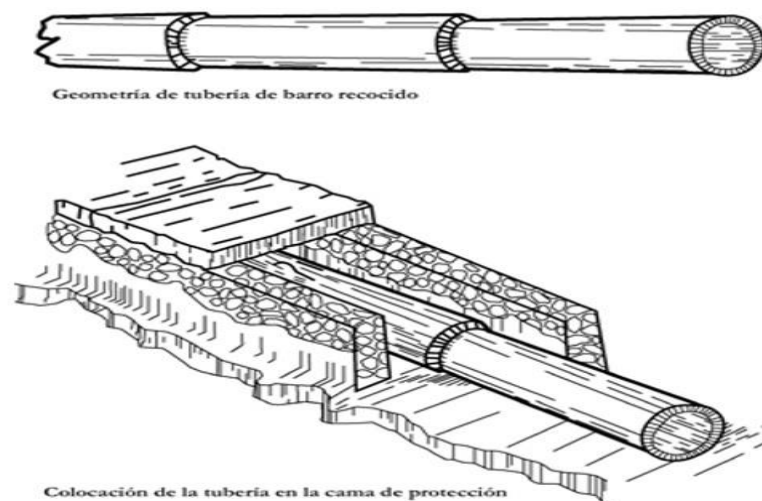


Figura 1.2 Sistema de abastecimiento de agua potable de la Nueva España (2 pág. 45)



En los años siguientes, los avances en ciencia, artes e ingeniería continuaron, ésta última, ante la necesidad de construir edificaciones más robustas en suelos con condiciones críticas, estuvo obligada a profundizar el análisis de la conformación del suelo, tratando de comprender las propiedades físicas y químicas del mismo para contrarrestar los efectos de asentamientos y deformaciones. Es así que encontramos a finales del siglo XVIII y principios del siglo XIX, la investigación de la mecánica de suelos cuyas bases fueron definidas con aportes de físicos como Auguste Coulomb (1736-1806), William John Rankine (1820-1872) y, años después, del Ingeniero Christian Otto Mohr (1831-1918). En 1773, Coulomb estudió la resistencia al esfuerzo cortante de suelos; atribuyó a la fricción de las partículas de suelo como el elemento que dota de resistencia a éste; observó que la falla por esfuerzo cortante no se comporta del mismo modo en todos los tipos de suelos, tal es el caso de las arcillas, pues en ciertas pruebas advirtió que este tipo de material exhibe resistencia aún en condiciones en que el esfuerzo normal es nulo denominando esta reacción como “cohesión” y que consideró una constante de los materiales. La teoría del máximo esfuerzo normal de Rankine, supone que la ruptura o el flujo plástico del material está determinado principalmente por el mayor esfuerzo y no depende de los esfuerzos normales. Más tarde, el Ingeniero Christian Otto Mohr elaboró la teoría de resistencia de materiales, la cual señala que un material falla debido a una combinación crítica del esfuerzo normal y del esfuerzo cortante. Inicialmente las pruebas que realizaban, tanto Coulomb como Mohr, se llevaban a cabo con instrumentos y equipos de poca precisión, sin embargo, tuvieron una amplia noción de la problemática que involucra el comportamiento de los suelos.

A comienzos del siglo XX, se intensificaron las investigaciones sobre el tema. Los trabajos de Kloger en Alemania, Boussinesq en Francia y especialmente Karl Terzaghi en Alemania y Estados Unidos, abrieron nuevos horizontes en la materia, permitiendo su evolución y perfeccionamiento, así como un mayor y más amplio aprovechamiento de los logros científicos alcanzados. Terzaghi contribuyó en el desarrollo de la teoría de esfuerzos efectivos, la cual señala que, al aplicar carga a



un suelo blando saturado, éste de inmediato empieza a expulsar agua de sus vacíos con lo que desata un proceso de asentamientos, considerando que la deformación está en función del tiempo y de la permeabilidad del suelo.

En 1915, el científico John Olsson contribuyó de manera importante en el estudio de la determinación del esfuerzo cortante en condiciones no drenadas con la prueba de caída de cono que permite medir la resistencia de arcillas blandas. Realizó investigaciones acerca de la alteración que sufre el suelo al ser remoldeado y la relación con la resistencia al esfuerzo cortante introduciendo el término “número de finura” del suelo, que actualmente es conocido como “límite líquido” de cono de caída. Sin duda, el aporte más significativo que realizó Olsson, fue el barrenador de veleta en 1919, el cual fue utilizado para determinar la rigidez *in situ* del suelo, este ensayo permitió evaluar el potencial de pandeo de los pilotes a lo largo del puente “Lindingö” ubicado en Estocolmo, capital de Suecia.

Es importante señalar que la serie de investigaciones en el campo de resistencia de suelos echas durante largo tiempo, son parte de lo que se conoce como reconocimiento geotécnico, término que hace referencia a las técnicas para la obtención de datos en los ensayos de mecánica de suelos. A partir de éste, se realizan las pruebas en campo y en laboratorio; los procedimientos (directos e indirectos) abarcan desde una inspección visual en campo, excavaciones, hasta sondeos manuales o con maquinaria, con el fin de obtener la resistencia al corte en condiciones drenadas o no drenadas. Además, se ha llegado a discernir en los resultados arrojados por las pruebas de laboratorio, en comparación con las pruebas de campo, ya que éstas son diferentes en su procedimiento y fundamento físico, pero coincidentes en la aplicación controlada de una fuerza o carga externa y el comportamiento del suelo sujeto a dicha carga.



Las pruebas de laboratorio más recurrentes son los siguientes:

1. Ensayo de corte directo en suelos:

Este tipo de ensayo está orientado a los suelos no saturados y suelos impermeables con saturación. Se puede controlar el parámetro de carga y deformación tomando en cuenta la velocidad de aplicación de la carga y los cambios volumétricos durante el ensayo, además, no se permite la consolidación del suelo y la relación de vacíos no se modifica en el transcurso de la prueba. En la prueba se introducen en el suelo tensiones de corte en un plano fijado, esto se consigue aplicando tensión normal y al mismo tiempo tensión tangencial.

El aparato para determinar el ensayo de corte directo está formado por una armadura inferior y otra superior, entre estas se coloca la muestra de suelo con dos placas de piedra porosa en ambos extremos, se aplica una carga vertical en la placa superior y un manómetro registra las deformaciones verticales. Después, se introduce un esfuerzo horizontal y con las lecturas obtenidas se va dibujando en un diagrama las deformaciones horizontales en el eje de las abscisas y los esfuerzos horizontales de corte en el eje de la ordenadas (1 pág. 17).

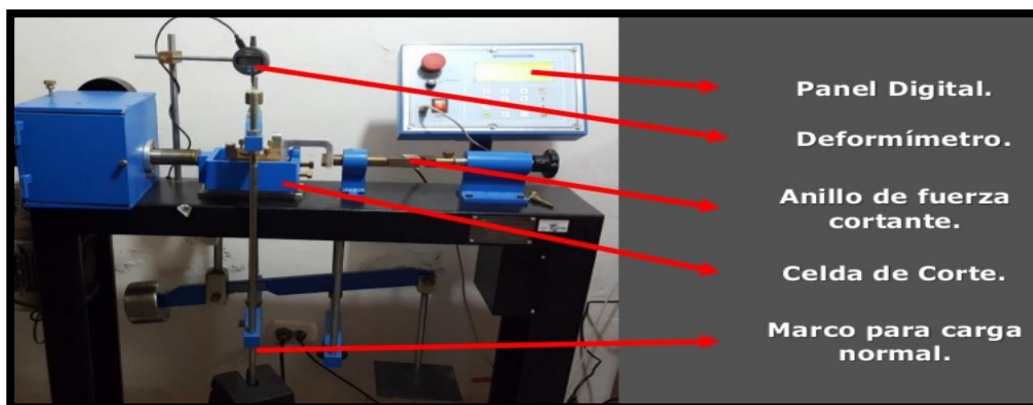


Figura 1. 3 Aparato de corte directo de esfuerzo controlado (2)



2. Ensayos triaxiales de compresión:

El aparato triaxial, pretende aplicar 3 esfuerzos distintos sobre los tres pares de caras paralelas de la muestra, simulando las condiciones del terreno donde se obtuvo el espécimen. Por su precisión, estas pruebas son las más utilizadas en laboratorios y son confiables para obtener la resistencia de los suelos.

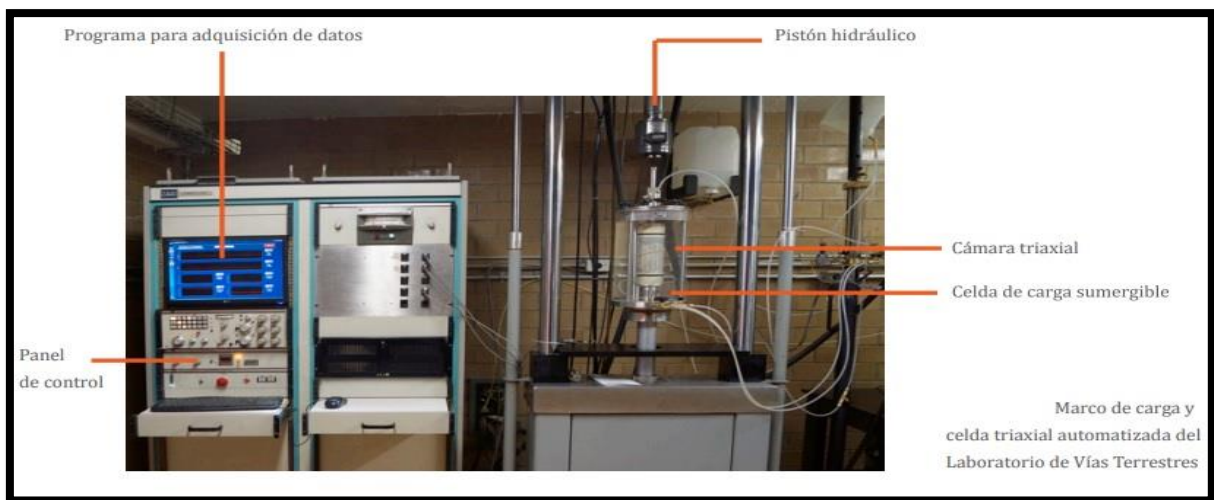


Figura1.4 Aparato de Pruebas Triaxiales (3)

Las pruebas de compresión triaxial se pueden elaborar de 3 formas, las cuales son:

1. Prueba “rápida” (no consolidada - no drenada) y sus siglas son “UU”
2. Prueba “rápida” (consolidada - no drenada), “CU”
3. Prueba “lenta” (consolidada – drenada), “CD”

Nota: Las siglas están escritas en idioma inglés. (2 pág. 23)

Sí se precisa imitar las condiciones de humedad natural, se elabora una prueba no consolidada-no drenada; en caso de solicitar llevar la muestra a un estado de



esfuerzo “*in situ*”, se elabora una prueba consolidada-no drenada y finalmente, si se desea analizar parámetros más específicos se elabora una prueba consolidada-drenada.

Los ensayos se pueden realizar tomando en cuenta las siguientes alternativas:

- a) En la prueba triaxial de compresión, se aumenta el esfuerzo vertical y se reducen los esfuerzos horizontales tomando en cuenta que el esfuerzo vertical es mayor que el horizontal
- b) En la prueba triaxial de extensión se disminuye el esfuerzo vertical y se aumenta los esfuerzos horizontales.

3. Ensayos de compresión no confinada:

Esta prueba se realiza en suelos cohesivos y su función es determinar rápidamente el valor aproximado de la resistencia última a la compresión no confinada, el módulo de elasticidad y la resistencia última de elasticidad. El aparato para realizar las pruebas consta de una báscula con plataforma de carga; para determinar la deformación vertical del espécimen se incluye un deformímetro, además de utilizar un micrómetro para medir el cambio en las dimensiones físicas de la muestra. Es muy importante tener en cuenta el tiempo de transcurso de la prueba la cual se mide con un cronómetro.

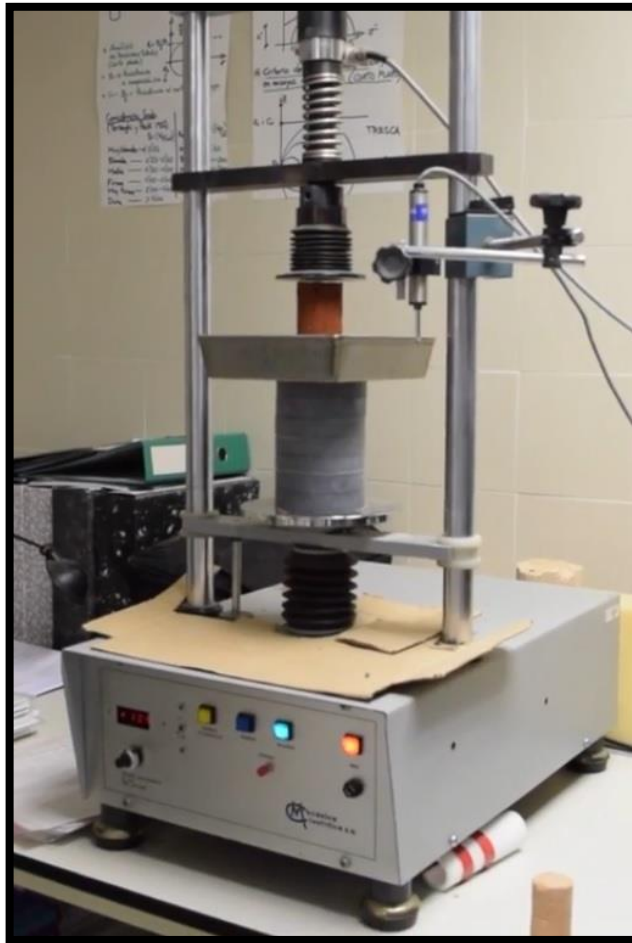


Figura 1.5 Aparato para realizar pruebas de compresión simple (5)

Ensayos en campo

Los ensayos en campo o también llamados ensayos “*in situ*”, permiten determinar los parámetros más representativos del suelo en un menor tiempo y en condiciones reales como humedad y presión hidrostática. A su vez, nos permiten comparar resultados obtenidos en campo con obtenidos en el laboratorio. Los equipos deben ser fáciles de transportar y adaptables a los cambios de la topografía del terreno, su operación debe ser simple y eficaz, deben ejecutarse por personal calificado que pueda producir pruebas compatibles con los métodos y las teorías correspondientes.



1. Ensayo de placa de carga:

Esta prueba es una de las más utilizadas para obtener “*in situ*”, la deformabilidad de los suelos granulares, permite obtener el módulo de elasticidad de los suelos de granulometría gruesa como gravas, de los resultados obtenidos se obtiene un diagrama de esfuerzo-deformación con el cual se observa la capacidad de carga última del suelo; la capacidad de carga última se define como la capacidad límite que tiene un suelo de resistir una carga inducida. Las normas UNE-7391 y ASTM D1194 especifican las características del equipo y el procedimiento del ensayo.

Es necesario tener un punto fijo de referencia para medir los desplazamientos verticales de la placa, pues en ese lugar se colocará el lastre; este punto debe encontrarse lo más alejado posible del área de reacción de la placa para que no se vea afectado por los movimientos producidos durante la prueba. En esta prueba, se realiza un pozo de forma cuadrada con una longitud de 1.30 metros por lado y 1.30 metros de profundidad, se coloca en el fondo del pozo una placa metálica de forma cuadrada de 0.30 metros de longitud y un espesor de 1” (pulgada), a la cual se le somete a una carga inducida constante, ésta puede ser generada con un gato hidráulico o un camión especial; para la medición del esfuerzo se utiliza un manómetro, además un micrómetro arroja las lecturas de la deformación del suelo. Con la información obtenida se realiza un diagrama esfuerzo deformación y se obtiene la carga.

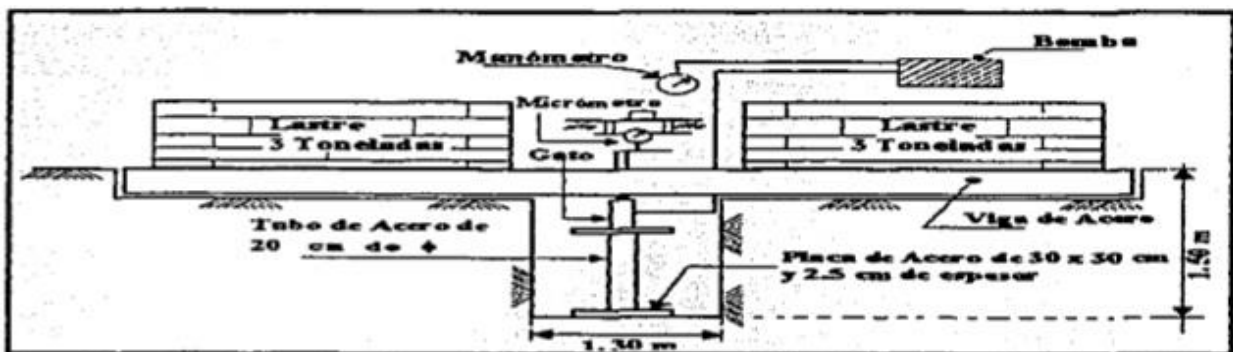


Figura 1.6 Prueba de placa de carga (3 pág. 23)



En el ensayo se pueden manifestar problemas, ya que no existe la posibilidad de controlar la presión intersticial en algunas pruebas, además, puede no haber disponibilidad de las reacciones requeridas para el ensayo.

2. Prueba de penetración estándar:

Ésta prueba establecida en la norma ASTM D 1586-11, permite determinar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo a través de la aplicación de cierto número de golpes a un penetrómetro; al ser hueco, este instrumento permite la obtención de muestras alteradas, con estas muestras se definen los parámetros de límites de consistencia e índice de humedad, la clasificación visual y al tacto del suelo, figura 1.7.



Figura 1.7 Mobile Drill B-64 para la prueba de penetración estándar (6)

Capítulo 2. Estado del Arte



2. ESTADO DEL ARTE

2.1 Introducción

La prueba de veleta, se encuentra entre los primeros métodos desarrollados para la determinación “*in situ*” de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de un suelo, es recomendada donde la resistencia al corte juega un papel importante, por ejemplo: en la estabilidad de taludes naturales y estructuras térreas (terraplenes, bordos, presas) edificados sobre suelos blandos, pues da certeza a la construcción de cimentaciones y proporciona resultados de resistencia al corte en suelos de alta compresibilidad.

La medición de la resistencia al esfuerzo cortante con veleta, es quizá la más confiable entre distintas pruebas para determinarla, ya que es una prueba que se realiza en el terreno en condiciones naturales, es altamente confiable ya que no altera el suelo directamente y la obtención de resultados es sumamente rápida. A diferencia de los ensayos “*in situ*”, las pruebas de laboratorio donde se emplean muestras “inalteradas” en realidad experimentan alteraciones por pérdida de humedad, labrado, fisuras inducidas y por no tener los cuidados adecuados, pero sí se tienen los cuidados correctos, son pruebas indispensables para determinar las propiedades mecánicas e índices como: contenido de agua, grado de saturación de la muestra, relación de vacíos, peso volumétrico, compresibilidad, compresión triaxial, entre otras.

Fue John Olsson quien implementó la veleta en un proyecto de pilotes para un puente en Estocolmo; Olsson utilizó el prototipo de equipamiento de veleta para determinar el coeficiente de reacción del suelo, cabe destacar que dicho dispositivo difiere de las dimensiones y procedimientos actuales. Así, el equipamiento de la veleta moderna fue presentado por Lyman Carlsson (1917-2010) (quien más tarde cambió su nombre por Candling), en la segunda conferencia de Rotterdam (Países



Bajos) en 1948. Dos años después, el sueco Candling incorporó modificaciones y añadió a la veleta deformímetros eléctricos (strain gages), lo que permitió su reconocimiento en varios países europeos. Sin embargo, esta prueba fue poco utilizada y se optó por otras en la década de 1970.

En México se utilizó este método de exploración de suelos en el proyecto carretero Peñón- Texcoco, las pruebas se realizaron en 4 lapsos de tiempo distantes, el primero en el año de 1968, dos en 1973 y la cuarta prueba se realizó en 1974; se efectuaron en una arcilla blanda de gran espesor, altamente compresible y de baja resistencia cortante, así como una gran variedad de instrumentación. Según Rico, Moreno y García (1969), el terraplén 1 tenía un espesor 4.0 metros y bermas a los lados de 9.0 metros de ancho, se construyó con material convencional de 1.8 t/m^3 de peso volumétrico. El terraplén 2 tenía un espesor de 3.5 metros, no tenía bermas y fue construido con material ligero de 1.2 t/m^3 . La corona de ambos es de 22 metros de ancho x 120 metros de largo, figura 2.1.

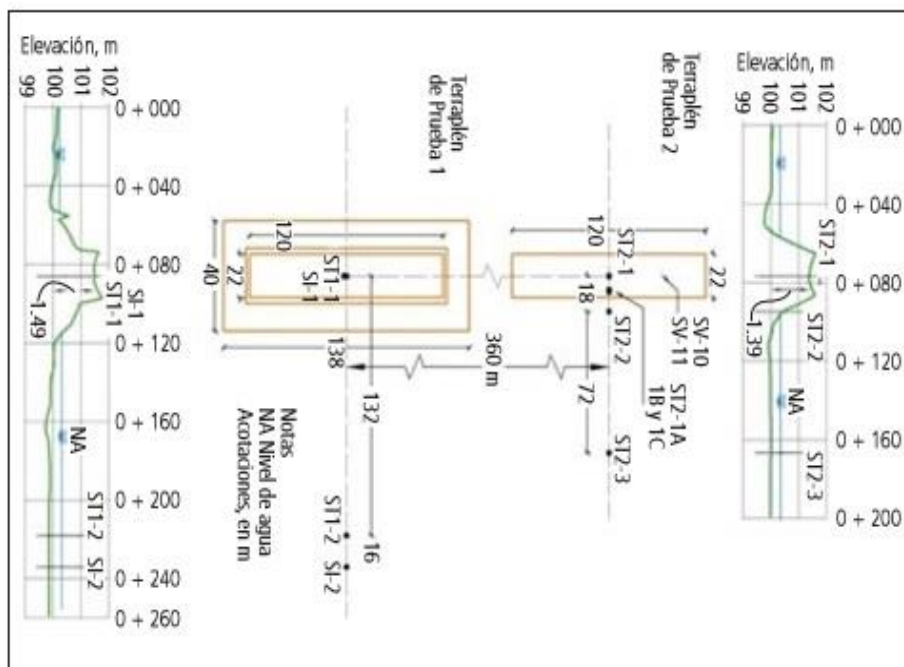


Figura 2.1 Dimensiones de los tramos de prueba de la carretera Peñón-Texcoco (3)



El tiempo de duración de las pruebas elaboradas para el Proyecto Texcoco fue de 15 a 20 minutos, lo que permitió realizar un máximo de 10 y un promedio de 8 pruebas por día en sondeos de hasta 20 m de profundidad a diferencia de las pruebas realizadas por Marsal, en las que llegaba a ser de hasta 50 min. Actualmente, la prueba ha sido retomada, ya que por su eficacia para obtener datos como: la resistencia pico y residual del suelo, su sencilla implementación y el tiempo de elaboración del ensayo, permitió evaluar los procedimientos constructivos y así optimizarlos. (3 pág. 13)

La prueba de veleta nos sirve para determinar la resistencia esfuerzo cortante no drenado C_{UV} y la sensibilidad de suelos cohesivos saturados S_T . Consiste en colocar una veleta de cuatro paletas (navajas de acero) dentro del suelo y hacerla girar a una velocidad de rotación de 4° a 6° por minuto desde la superficie para determinar la fuerza de torsión necesaria para lograr que una extensión cilíndrica sea cortada por la misma. Es de vital importancia conocer la naturaleza del suelo donde se va aplicar este método para la correcta aplicación y obtener buenos resultados.

En este documento, nos enfocaremos a la prueba de veleta eléctrica que es la segunda generación de veleta.



Figura 2.2 Elementos de un dispositivo de veleta (8)



La figura 2.2 muestra los componentes de una prueba de veleta eléctrica los cuales son: veleta con punta cónica, barras de ensamble y torquímetro.

En el ensayo se pueden utilizar 2 tipos de cuchillas a elegir, las de forma Rectangular o con terminación cónica, como se muestra en la figura 2.3.

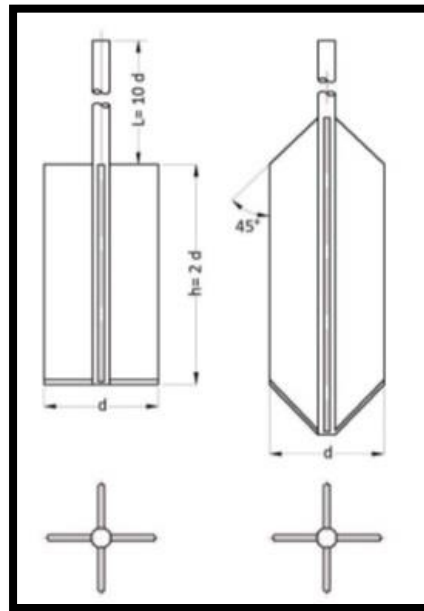


Figura 2.3 Cuchillas de forma rectangular y cónica (8)

La prueba se realiza en el fondo de una excavación previamente elaborada o colocando el dispositivo directamente en el suelo. Cuando se realiza en el fondo de una excavación, se coloca una “boquilla” en la superficie del terreno rodeando el orificio de la perforación, posteriormente se inserta un ademe de acero dentro de la perforación con una longitud de 1 a 3 metros y un diámetro que varía de 7 a 12.5 centímetros. Enseguida, se une la veleta con las barras de extensión cuidando que cada unión esté perfectamente colocada y sellada, se deja suspendido el dispositivo sin que toque el fondo de la excavación. Después, se fijan las barras de extensión y se une con el mecanismo de torque o máquina de perforación; sí es el caso, se procede a conectar el cableado de las celdas al aparato indicador, se toma la lectura



cero estando aún la veleta suspendida en el aire. (4). En la figura 2.4 se muestra el método para elaborar una prueba de veleta.

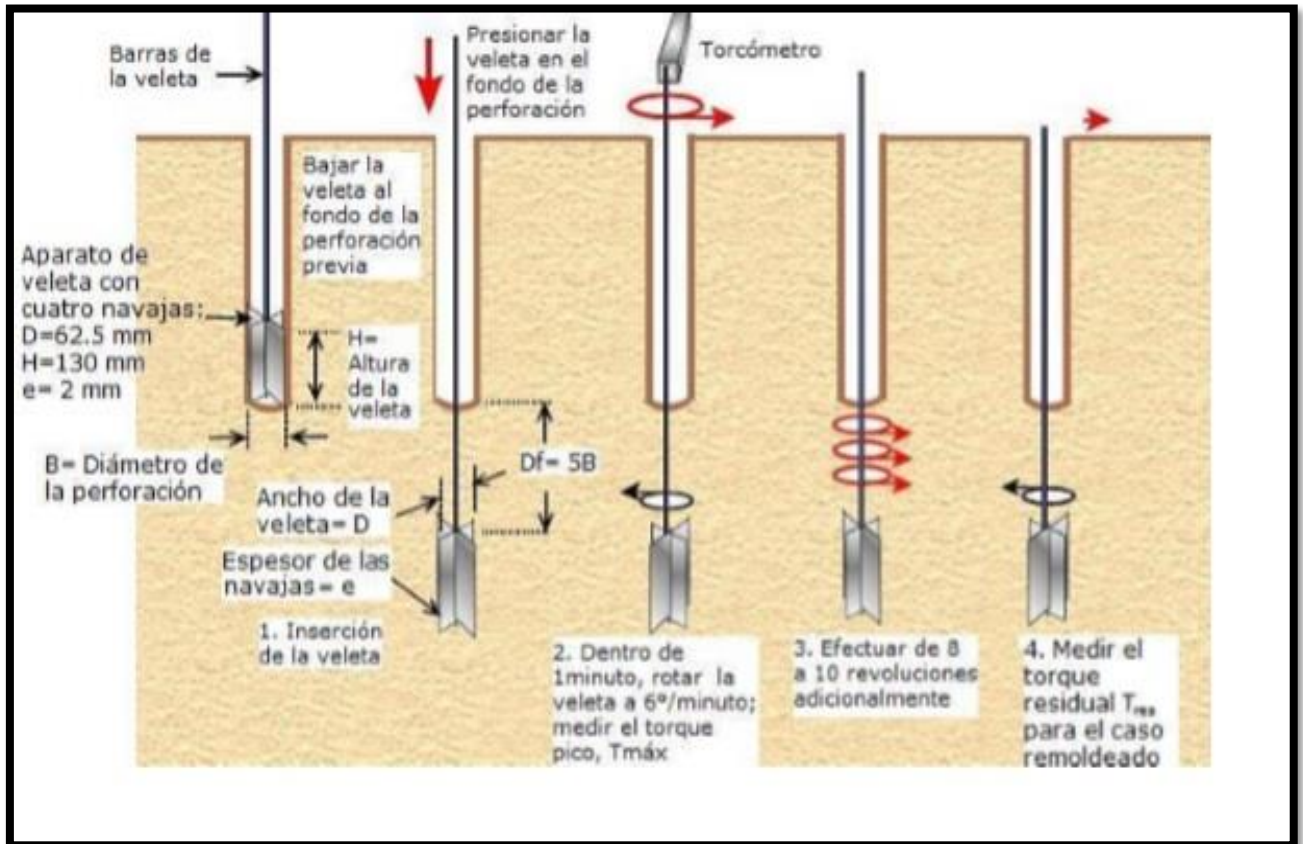


Figura 2.4 Procedimiento de la prueba de corte in situ con veleta (5)

Este tipo de prueba dejó de emplearse por su pérdida de popularidad, pero en los últimos años, con el surgimiento de proyectos de gran importancia en México se dio nuevamente el uso de la veleta digital por contar con un sistema automatizado para la obtención de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada $S_{u \text{ máx.}}$; esta prueba se considera una innovación y se explicará con más detalle en el siguiente capítulo.



2.2 Tipos de pruebas de veleta

Se han elaborado numerosos tipos de veletas cuya diferencia esencial es la manera de obtener el momento de reacción que se genera en el transcurso de falla del suelo. Las veletas mecánicas son las más antiguas y simples, miden el momento con un torquímetro manual y se utilizan en suelos someros, en determinado momento, a este sistema se le añadieron anillos de carga y posteriormente con el desarrollo de la investigación de esta prueba, se le añadió un sistema con celdas electrónicas (ver figura 2.8). La diferencia entre ambas se basa en el lugar donde se ubica el aparato para medir el momento, por ejemplo, los anillos de carga miden el momento aplicado en la superficie del lugar; por el contrario, la instrumentación a base de deformímetros se coloca justo por arriba de la veleta dentro de la perforación lo cual eliminan la fricción producida en la columna de las barras para operar el aparato y sólo se incluye la fricción del vástago de la veleta. Además, la forma de las esquinas de las cuchillas puede variar, siendo estas de forma rectangular o con terminación cónica.

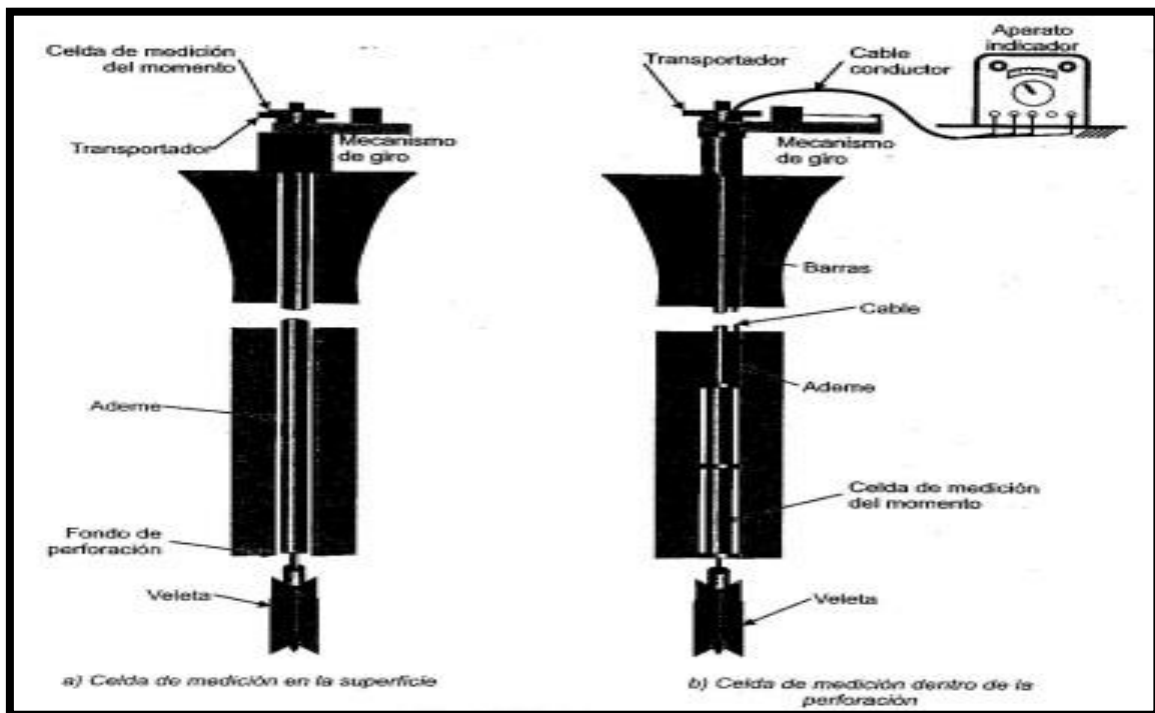


Figura 2.5 Comparación de una veleta mecánica con una veleta eléctrica (6)



Según las investigaciones Bjerrum y Flodin, durante la construcción del puente de Lidingö (1919), el ingeniero John Olsson realizó dos ensayos utilizando anchos de cuchilla de 300 y 700 milímetros de diámetro y con una altura de 500 milímetros en ambas; al determinar el momento de torsión de ambas cuchillas se obtuvo una medida de la resistencia del suelo restando los dos valores, éstas dimensiones nos dan una idea de cómo se constituía la veleta en sus inicios. (3 pág. 14).

En el año de 1950 se desarrolló una veleta, figura 2.7, con especificaciones del Instituto Geotécnico Sueco utilizando diámetros desde 2 pulgadas hasta 4 con altura doble, contaba con doble tubería, un ademe exterior BX y una tubería central cuya función era transmitir el momento actuante. La celda semicircular que consiste en un micrómetro de carátula está situada en la superficie y se encarga de medir la fuerza aplicada a la veleta.

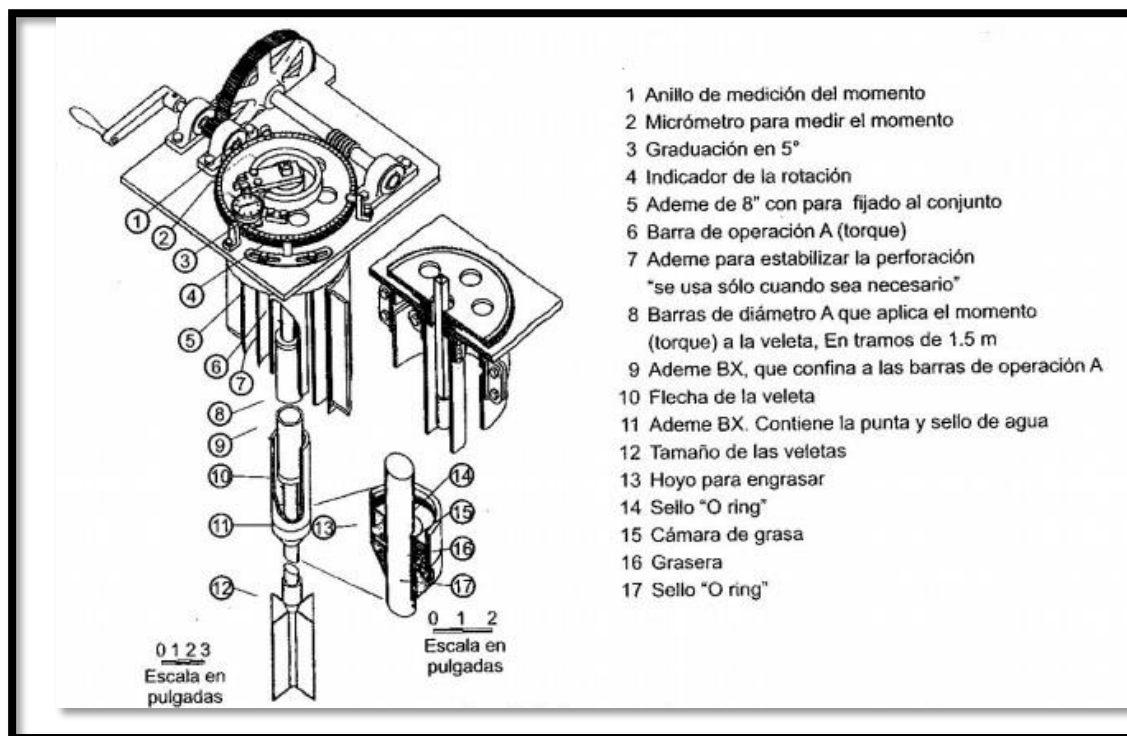


Figura 2.6 Veleta del Instituto Tecnológico de Suecia (6)



Para la elaboración de las pruebas en México (incluidas en el libro “*El subsuelo de la Ciudad de México*” del autor Raúl J. Marsal en el año de 1953), se empleó una veleta similar a la de L. Calding, instrumentada con celdas eléctricas de deformación que determinan el momento actuante cerca de la paleta de la veleta, eliminando la influencia de la fricción en las barras. Dicha prueba se realizó para el proyecto Texcoco propuesto por el ingeniero Nabor Carrillo Flores en la Ciudad de México, por lo que, en 1968 la veleta es utilizada por última vez. El Ingeniero Enrique Santoyo Villa (1936-2016), añadió mejoras a la veleta haciéndola más práctica, como se muestra en la Figura 2.8. Ambas veletas cuentan con medidores de deformación eléctricos para determinar el par de torsión producido al girar manualmente una palanca situada en la superficie, a una velocidad de rotación de $4^\circ/\text{minuto}$. El cuerpo de protección del medidor eléctrico colocado en el extremo inferior de la veleta de Calding mide 95 milímetros y 53.5 milímetros en la veleta de Santoyo (4).

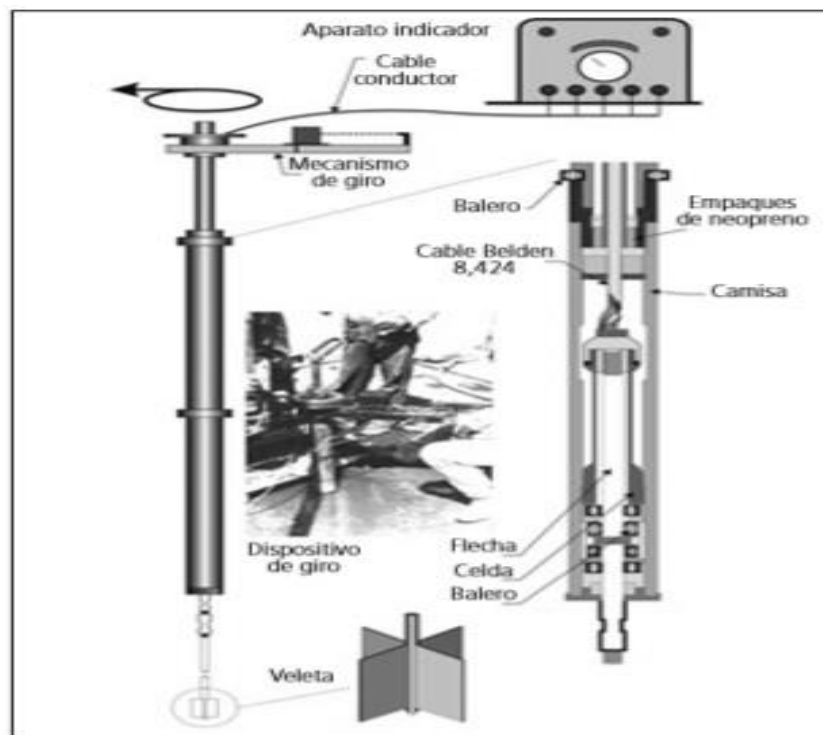


Figura 2.7 Veleta con celdas electrónicas (4)



También existe una prueba de veleta que se emplea en laboratorio, la cual se realiza con un dispositivo que fue diseñado para ensayar suelos blandos, es una prueba rápida, no drenada, con características idénticas a la prueba de veleta en campo, pero con la ventaja de que puede hacer mediciones menores a 20 kPa (kilopascales) comparada con las mediciones obtenidas de una prueba de veleta electrónica. El proceso de la prueba es similar al de la prueba de veleta en campo, el torque aplicado se asocia con valores de resistencia al corte y debe ser rotatorio y girar a razón de 60° a 90° por minuto.

La muestra de suelo puede ser extraída por un tubo de pared delgada (tubo Shelby), el cual se puede aprovechar para realizar la prueba directamente, colocando la veleta en el interior para provocar las perturbaciones mínimas a la muestra. Se atribuye que el área remodelada alrededor de las cuchillas de la veleta, como derivación del proceso de hincado, es menor que la que tiene la veleta en campo y tiene un efecto menor en la resistencia media. No obstante, el muestreo, traslado, albergue y manipulación del tubo shelby puede influir en el resultado de la prueba. (7 pág. 8)

En la figura 2.9 se aprecia un dispositivo de veleta empleado en laboratorio para la prueba.



Figura 2.8 Dispositivo de veleta de laboratorio (8)



Es importante incluir la veleta para suelos duros que fue propuesta por el ingeniero Raúl J. Marsal y se aplicó para medir la resistencia de corte en el segundo dique de la presa Malpaso, éste dispositivo consta de una corona que tiene 8 navajas de acero de 1 milímetro de espesor, 1centímetro de ancho y 2 centímetros de altura, las navajas están soldadas a un tubo de acero de 4.1 centímetros de espesor y 2 milímetros de espesor, el tubo tiene dos perforaciones laterales con la finalidad de permitir la salida de agua en el momento de hincar la veleta. El momento aplicado a la veleta se mide con una celda sensible instrumentada con 4 deformímetros eléctricos colocados en forma diagonal para que sea capaz de registrar esfuerzos de torsión, está ubicada cerca de la corona de acero. Para realizar la prueba se realiza una perforación previa, el fondo de la perforación debe de estar liso y uniforme para que la veleta pueda hincarse sin problemas. Después se hincan los 2 centímetros de altura de las navajas y se opera con el mismo mecanismo de la veleta para suelos blandos. Se gira la veleta a 4°/minuto y alcanzada la falla se gira completamente en un tiempo de 4 minutos para determinar la resistencia residual del suelo. (6 pág. 217)

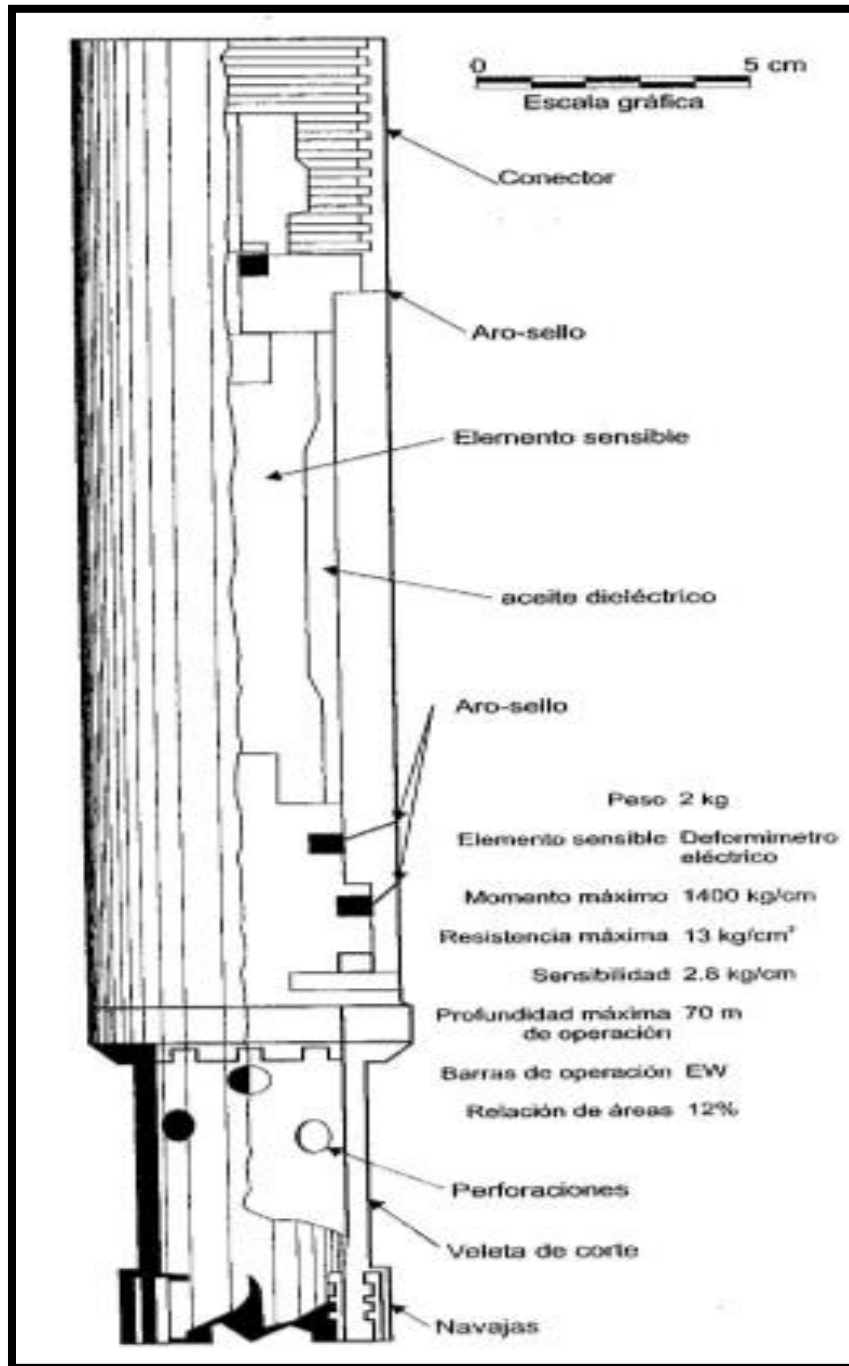


Figura 2.9 Dispositivo de corte de veleta para suelos duros. (6)

En los últimos años se ha empleado la veleta digital como una innovación en proyectos nacionales y se observa su gran utilidad y eficiencia. Con su compleja instrumentación, permite determinar las resistencias no drenada, residual y



remodelada, además, mide directamente la profundidad y el torque es aplicado justo a la profundidad de hincado gracias a un motor acoplado a la misma veleta y no como tradicionalmente se realizaba. Esto permite obtener resultados en un menor tiempo y aplicarlos a los proyectos de una manera adecuada. En México, esta prueba lleva 2 años comprobando su efectividad y se pronostica que a mediano plazo será utilizada en mayor número de proyectos nacionales. (9).

2.3 Resistencia al esfuerzo cortante no drenada en suelos

La resistencia al esfuerzo cortante en suelos se define como la “capacidad” que tienen estos de soportar cargas. Es primordial determinarlo ya que permite hacer un análisis del estado de esfuerzos y deformaciones generado por la sobrecarga, además, permite analizar si es factible construir en el terreno seleccionado u optar por un tratamiento de suelo para lograr estabilizarlo y obtener buenas condiciones de carga, o definitivamente escoger otro sitio para realizar una edificación. Se debe tener certeza de que las deformaciones son aceptables para tener seguridad y confiabilidad de la obra civil.

Es importante definir los factores de los que depende la resistencia al esfuerzo cortante tales como:

- Presión Total: Es la presión total por unidad de superficie que actúa sobre un plano esta tendrá una componente normal y una tangencial
- Presión Efectiva: Es la presión que determina la resistencia al esfuerzo cortante o la deformación de un suelo; esta presión tendrá componente normal y tangencial.
- Resistencia pico: Es el valor máximo de esfuerzo cortante que opone la estructura de suelo a resistir deformaciones por corte antes de producirse la falla. (7 pág. 3)



- Resistencia residual: Es la resistencia cortante constante al corte que alcanza un suelo luego de haber fallado a muy grandes deformaciones.
- Resistencia no drenada: Es el valor de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo cuando no se permite drenar el agua intersticial a medida que se le aplican esfuerzos a la muestra.
- Resistencia drenada: Es el valor de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo cuando se permite el cambio volumétrico bajo la aplicación de esfuerzos (7 pág. 3)

En la figura 2.11 se observa la resistencia no drenada máxima y la resistencia residual de una prueba de veleta realizada con la veleta digital en los suelos de la Ciudad de México

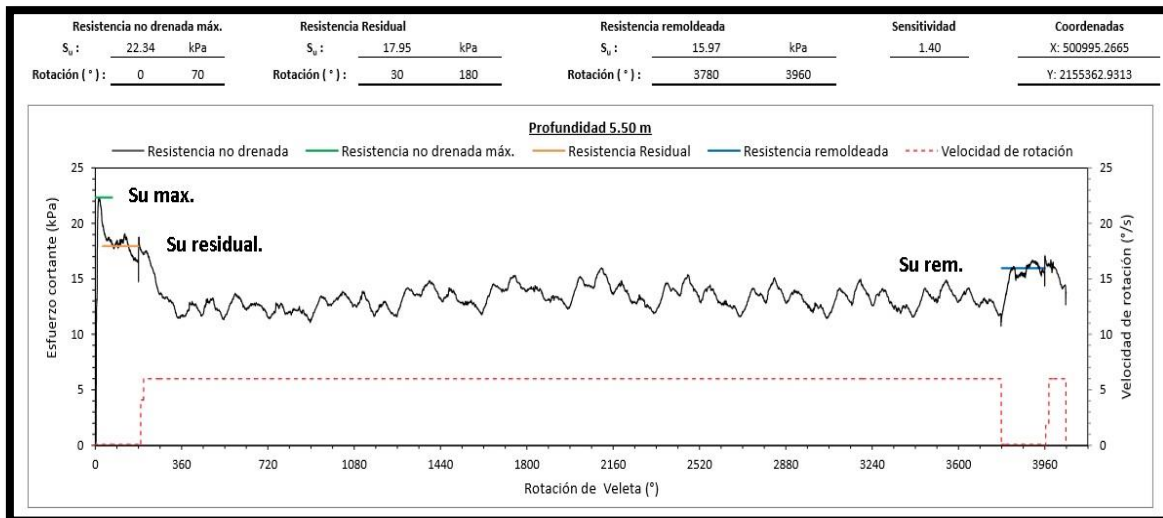


Figura 2.10 Análisis de resultados en una prueba de veleta en suelos de la Ciudad de México. (15)

Al someter un suelo saturado a un estado de esfuerzos, los esfuerzos generados son absorbidos en diferente magnitud por cada uno de estos componentes. La parte del esfuerzo tomada por las partículas sólidas es lo que se conoce como “presión intergranular”; la parte del esfuerzo absorbida por el agua se llama “presión intersticial o de poro”. El agua no tiene la capacidad de soportar esfuerzos cortantes y por eso la presión intersticial solo tendrá un componente normal (1 pág. 9). La



proporción que es absorbida por cada una de las partes depende de una serie de factores como el tipo de suelo, velocidad de aplicación de la carga con relación a la permeabilidad del mismo, su historial de carga, entre otros factores.

Establecido lo anterior, se analiza el esfuerzo cortante con la ecuación 1, establecida por Coulomb para determinar la resistencia al esfuerzo cortante.

$$s = c + \sigma \tan \phi \dots \dots \dots \text{ecu. 1}$$

Dónde:

σ . Esfuerzo cortante actuante en el suelo

c . Cohesión del suelo, y toma el valor de cero cuando se trata de un suelo friccionante.

ϕ . Ángulo de fricción interna del suelo (o ángulo de reposo)

s . Esfuerzo cortante.

En la figura 2.12 se representa gráficamente la resistencia al esfuerzo cortante utilizando la gráfica de Mohr



Figura 2.11 Representación Gráfica de la ecuación de Coulomb (3 pág. 11)



Esta ley ha sido de gran utilidad para el estudio del esfuerzo cortante, sin embargo, el comportamiento del suelo no se asemejaba del todo al modelo de Coulomb, por lo que el ingeniero Terzaghi sustituyó el esfuerzo total por el esfuerzo efectivo y determinó que el contacto entre las partículas del suelo es el factor más importante y modificó la ecuación de Coulomb obteniendo una nueva ecuación que se describe de la siguiente manera:

$$s = c + (\sigma - u)\tan \phi \dots \dots \dots \text{ecu. 2}$$

Con la ecuación 2 se toma en cuenta el contenido de agua en el suelo y se demuestra que la presión de poro no sólo depende de las condiciones de carga, sino que también depende de la velocidad de aplicación de ésta, lo cual llevó a distinguir la resistencia lenta y la resistencia rápida.

Con base a los fundamentos anteriores, existe una ecuación fundamental en los suelos descrita como:

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu \dots \dots \dots \text{ecu. 3}$$

El estudio de la resistencia al corte en suelos cohesivos, cobra mayor importancia a diferencia de los suelos friccionantes. El agente carga-soporte de las arcillas es en primer lugar el agua, ya que soporta la carga como un “colchón” permitiendo un leve grado de modificación volumétrica causado por su baja permeabilidad.

Los métodos para determinar la resistencia al corte no drenada, desde sus inicios, resultaban ser ineficientes ya que muchos arrojaban lecturas poco precisas,



después, con el desarrollo de la maquinas triaxiales hubo un gran avance ya que permitió realizar pruebas con las condiciones reales del suelo. La resistencia al esfuerzo cortante no drenada se determinaba mediante la prueba triaxial “UU” (no consolidada-no drenada), esta prueba de laboratorio se adecuaba en mayor proporción a las condiciones reales del suelo, por lo tanto, los resultados arrojados eran similares a los de la prueba de veleta de campo tradicional.

Una vez descrito el procedimiento utilizado con la prueba de veleta tradicional, es posible ocuparnos de la metodología de la prueba de veleta digital, objeto del siguiente capítulo.

Capítulo 3. Metodología de la Prueba



3. METODOLOGÍA DE LA PRUEBA

La prueba de veleta digital consiste en hincar la veleta y hacerla girar a la profundidad deseada hasta obtener la resistencia al esfuerzo cortante no drenada máxima (S_u máx.), la resistencia residual (S_u residual) y la resistencia remodelada (S_u rem.). El sistema automatizado permite el control total de la prueba desde su inicio hasta su fin, el ingeniero operador se encarga de manipular el desplazamiento del transporte y los controles para la máquina de hincado y lo más importante, observar que se esté llevando a cabo la prueba.

La figura 3.1 muestra una gráfica que señala con una línea de color verde la resistencia no drenada máxima del suelo y se identifica como el pico más alto en la gráfica. También, se encuentra la resistencia residual en la línea de color café claro y finalmente la resistencia remodelada en la línea de color azul; ésta gráfica se genera con los resultados obtenidos de la prueba de veleta digital y se abordara a detalle en el apartado 3.2 del presente trabajo.

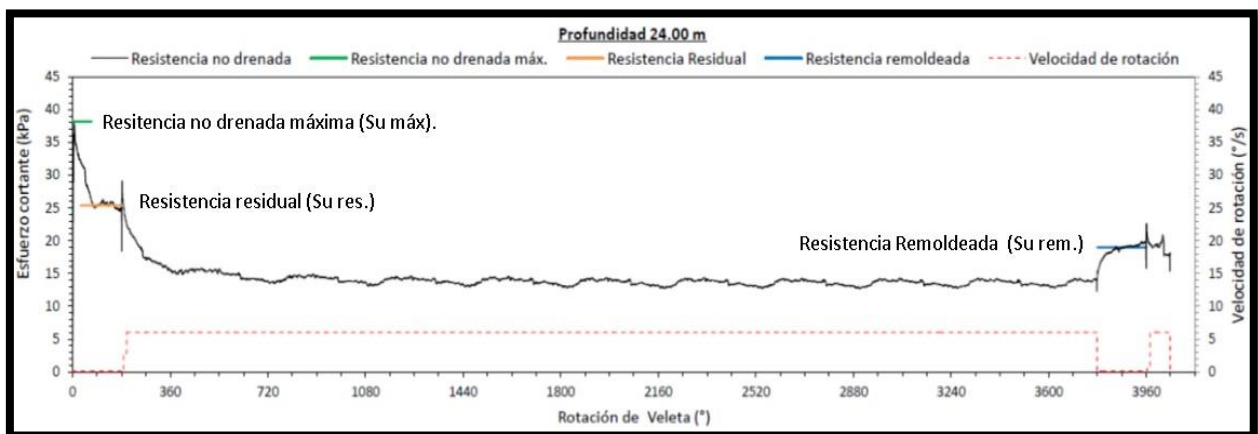


Figura 3. 1 Gráfica que contiene los resultados de una prueba de veleta digital (15)

Los elementos que integran la prueba de veleta digital son: el dispositivo de Veleta, cuyas dimensiones se eligen de dos formas, por la geometría o por la dureza del



suelo, el tubo guarda con guías internas para fijar el mecanismo de giro, este garantiza la protección del mismo; la zapata de hincado encargada de resguardar a la veleta al momento de realizar el hincado; la columna de ademe de 54 milímetros de diámetro; la columna de barras para piezocono del tipo EW con longitud de 1 m. y un diámetro de 1.375 pulgadas; el cable conductor blindado, el mecanismo de giro (motor interno) como lo muestra la figura 3.2.



Figura 3. 2 Partes de una veleta digital en proceso de ensamblado (16)

Al interior del mecanismo de giro (motor) se encuentra el medidor de las deformaciones, éste es una celda de medición compuesta por un sensor con deformímetros eléctricos conocidos como strain-gages que se encuentran inmediatamente interconectados a las extensiones del eje donde se acopla la veleta. La aplicación de la fuerza de hincado se lleva a cabo con el equipo hidráulico de velocidad constante de penetración, éste cuenta con dos cilindros hidráulicos que generan 20 toneladas de capacidad de hincado para elaborar la prueba, figura 3.4. Dicho equipamiento, debe ser operado desde el interior de un camión especial donde se encuentran los controles y se verifica en una computadora y dispositivos de medición los datos obtenidos de resistencia al esfuerzo cortante no drenada.



En la figura 3.3, se observa la veleta alojada dentro del tubo guarda y las columnas de ademe ordenadas de tal forma que el ensamblaje sea correcto, también se observa el cable conductor blindado de alimentación eléctrica y obtención de datos que recorre todos los tubos de ademe.



Figura 3. 3 Tubo guarda ensamblado para la prueba de veleta digital (17)



Figura 3. 4 Equipo hidráulico de hincado en operación (16).



El camión es un factor importante para la elaboración de la prueba, debe contar con la potencia adecuada para trasladarse sobre el terreno de tal forma que su movimiento no afecte los aparatos y aditamentos que se encuentran dentro de la cabina de control. Además, debe ser capaz de soportar la presión que ejerce el dispositivo hidráulico de hincado, ya que esta presión es transmitida desde el camión hacia el suelo. Para esto, los camiones son fabricados en la empresa A. P. Ban Den Verg. Heerenveen, Holanda, donde también son fabricados los diferentes equipos de medición como piezoconos, veleta, modulo sísmico entre otros. El camión es un Mercedes Benz mejor conocido como Hydson 200 kN que cumple con las especificaciones técnicas para este trabajo, figura 3.5.



Figura 3. 5 Camión Mercedes Benz Hydson 200 KN (18)

La cabina de mando en su interior cuenta con el dispositivo hidráulico de hincado, una computadora portátil, manómetros, herramientas manuales para el ensamble de la veleta, tuberías de ademe, un nivel, un archivero, el escritorio de anotaciones, agua potable y ventanas de ventilación.



Figura 3. 6 Dispositivo de la veleta y herramientas de ensamble; Ruedas del camión (10)

3.1 Consideraciones generales

Para realizar dicha prueba se debe de contar con el equipamiento adecuado, personal capacitado y condiciones favorables para transportarse hasta el lugar donde se va a realizar la prueba. El ingeniero operador debe estar capacitado para maniobrar la maquinaria de ensaye y todos sus componentes, pues ésta prueba debe ser elaborada cuidadosamente desde su inicio hasta la obtención de los resultados. De la misma forma, es importante tener amplia experiencia en la identificación de suelos, la interpretación de perfiles estratigráficos, la observación de aparatos de medición como manómetros, el manejo del idioma inglés y finalmente, se debe contar con una buena condición física para poder cargar, mover y acoplar el equipamiento para la prueba. En caso de que no contar con el equipamiento adecuado y las mejores condiciones, el ingeniero encargado de realizar la prueba debe elegir otra alternativa de equipamiento para realizar el trabajo.

Para la implementación de esta tecnología en México, la empresa holandesa A. P. Ban Den Verg en colaboración con la empresa inGeum Ingeniería S.A. De C.V., capacitaron a un número limitado de ingenieros mexicanos en instalaciones



ubicadas en Holanda; esto permitió que se aprendieran todas y cada una de las técnicas de maniobra, control e interpretación de resultados.

En la elaboración de la prueba de veleta digital, se recomienda contar con un reconocimiento geotécnico del suelo previo al ensaye, pues el reconocimiento nos permite visualizar a qué profundidad se elaborará la prueba y sí es factible realizarla en ese estrato, ya que la veleta está diseñada para los suelos semiduros a blandos. Además, al tener información de la resistencia del suelo, nos permite elegir qué diámetro de veleta utilizar, porque para arcillas más resistentes se utiliza la veleta con menor diámetro y para arcilla blandas se utiliza la veleta con mayor diámetro. Es recomendable utilizar la geometría de la veleta de manera adecuada, para medir con mayor exactitud la resistencia a la rotación; ésta identificación se realiza con pruebas de CPTu (sondeo de Piezocono) y sondeos SPT (Sondeo de penetración estándar); cada sondeo permite obtener diferentes parámetros de utilidad. No contar con información de los sondeos de referencia incrementa el riesgo de dañar el equipo y repercute en la pérdida de tiempo y dinero.

El sondeo CPTu mejor conocido como prueba de piezocono, permite recabar datos del suelo tales como el Índice SBT; presión de poro dinámica U_2 , la resistencia de punta (q_c), relación de fricción (R_f). Éstos últimos dos parámetros, son muy útiles para comprender mejor la resistencia del suelo, sin embargo, el índice SBT es la relación de ambas y proporciona la información para poder visualizar la condición estratigráfica del suelo. La figura 3.8 muestra gráficamente los resultados del sondeo CPTu obtenidos en un proyecto de la ciudad de México. Es importante señalar que esta prueba se realiza de forma similar a la prueba de veleta digital y existe una correlación entre ellas que se abordaran en el capítulo 4 de esta tesis.

Por otra parte, la prueba de penetración estándar (SPT) permite la obtención de muestras alteradas de suelo además de la elaboración de un perfil estratigráfico de



clasificación de suelo que contiene las características y tipos del mismo, la profundidad donde está ubicado el estrato y el espesor. Este sondeo es muy útil ya que provee de información visual y al tacto del suelo; las muestras alteradas son muy útiles para la determinación de contenido de humedad con una prueba de laboratorio.



Figura 3. 7 perforadora Long year 34 para la prueba de penetración estándar (11)

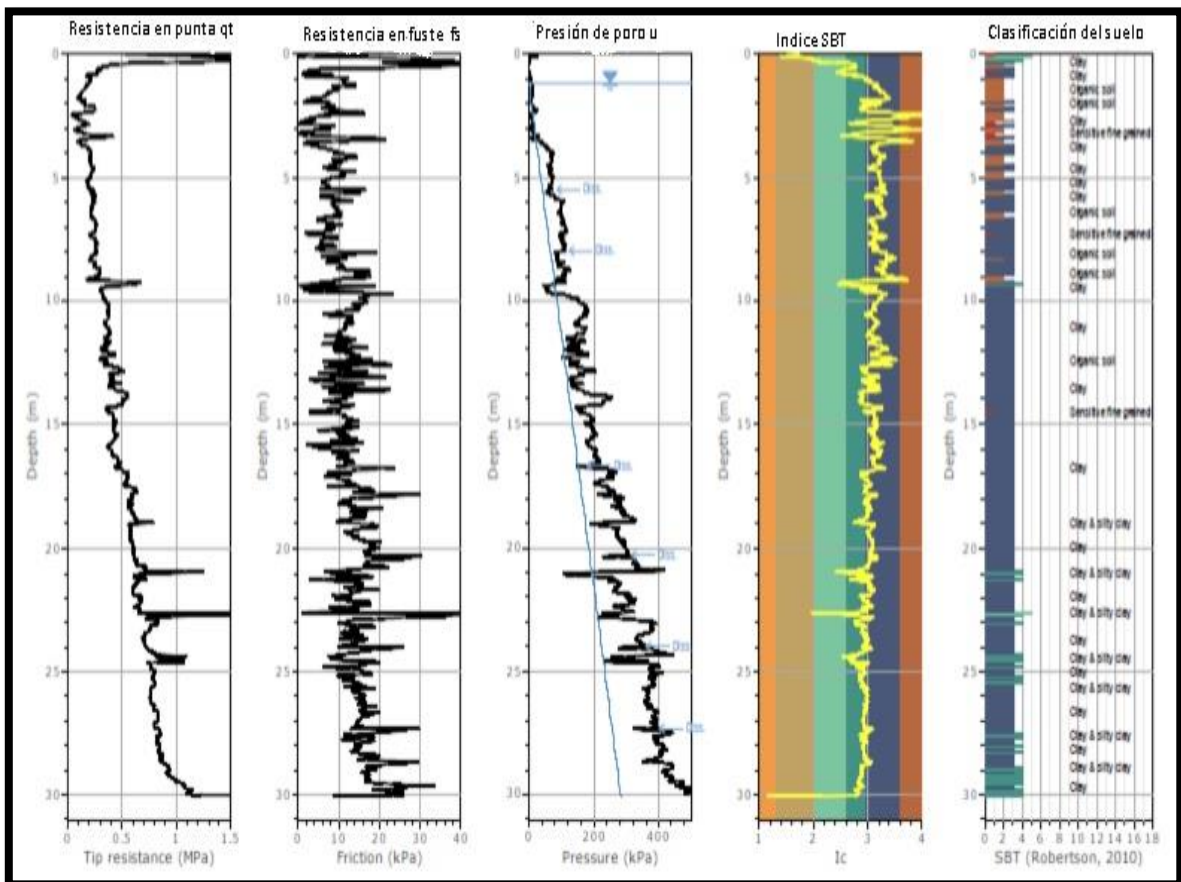


Figura 3. 8 Resultados Gráficos del sondeo CPTu del programa CPeT-iT (12)



Con los datos de sondeo de penetración estándar, se elaboró un perfil estratigráfico detallando los tipos de suelos la profundidad del suelo, el número de golpes, el contenido de agua (W%) y el número de golpes: De la figura 3.9 hasta la figura 3.12 se muestra el perfil estratigráfico generado de los datos de la prueba de penetración estándar a cada 10 metros de profundidad hasta llegar al estrato duro en un suelo de la Ciudad de México.

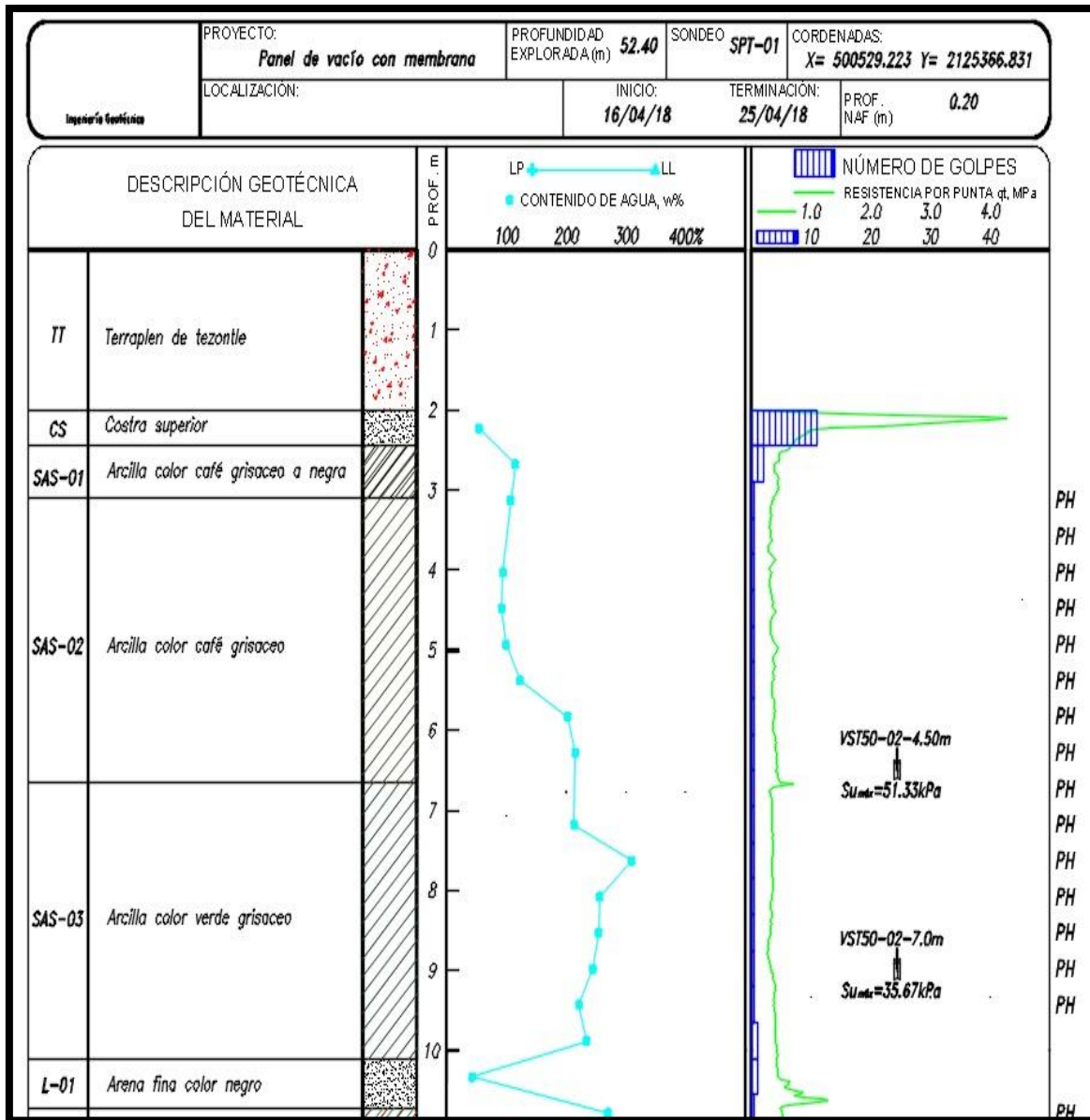


Figura 3. 9 Perfil estratigráfico de 0 a 10 m. (22)

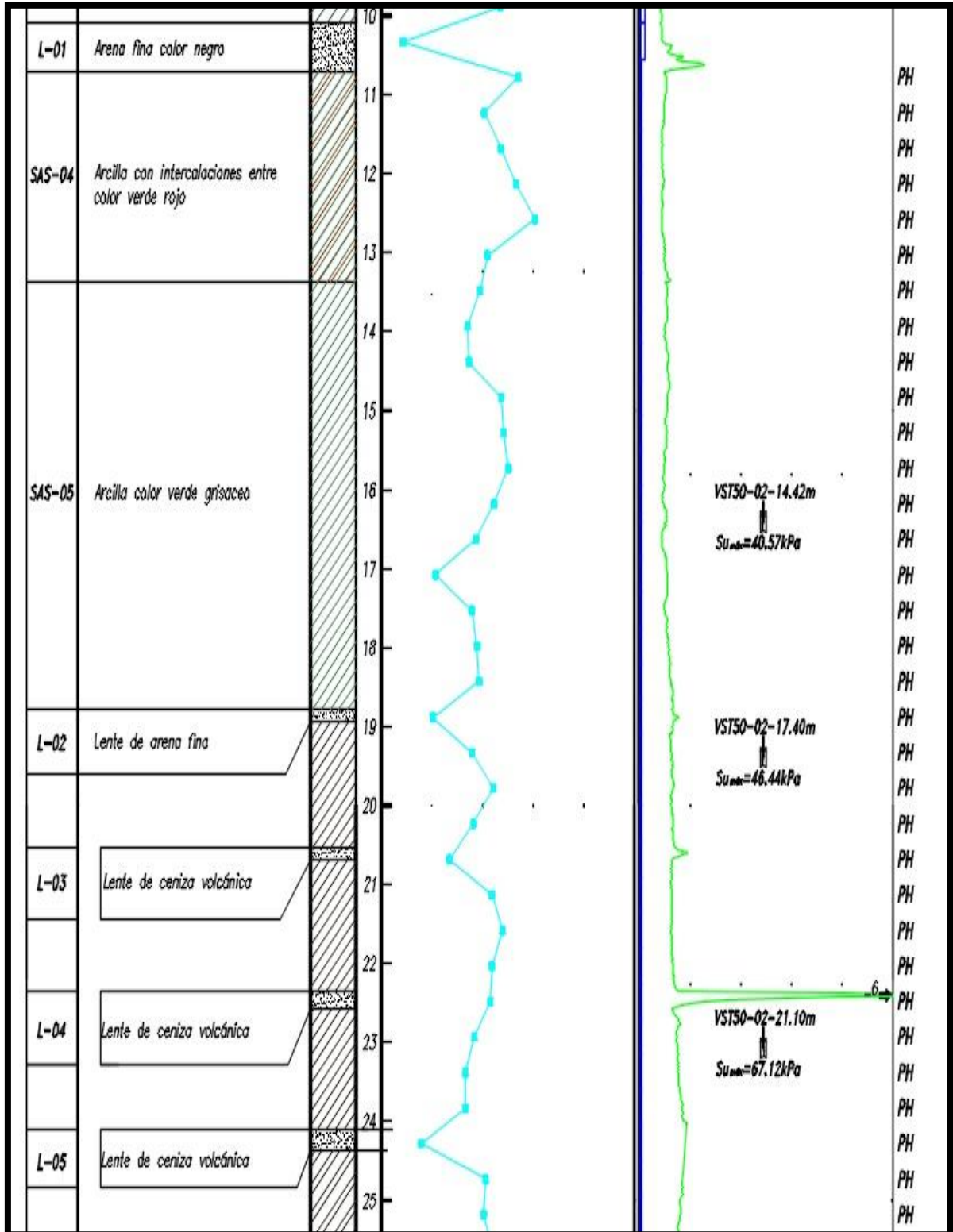


Figura 3. 10 Perfil estratigráfico desde 10 m. hasta 25 m. (22)

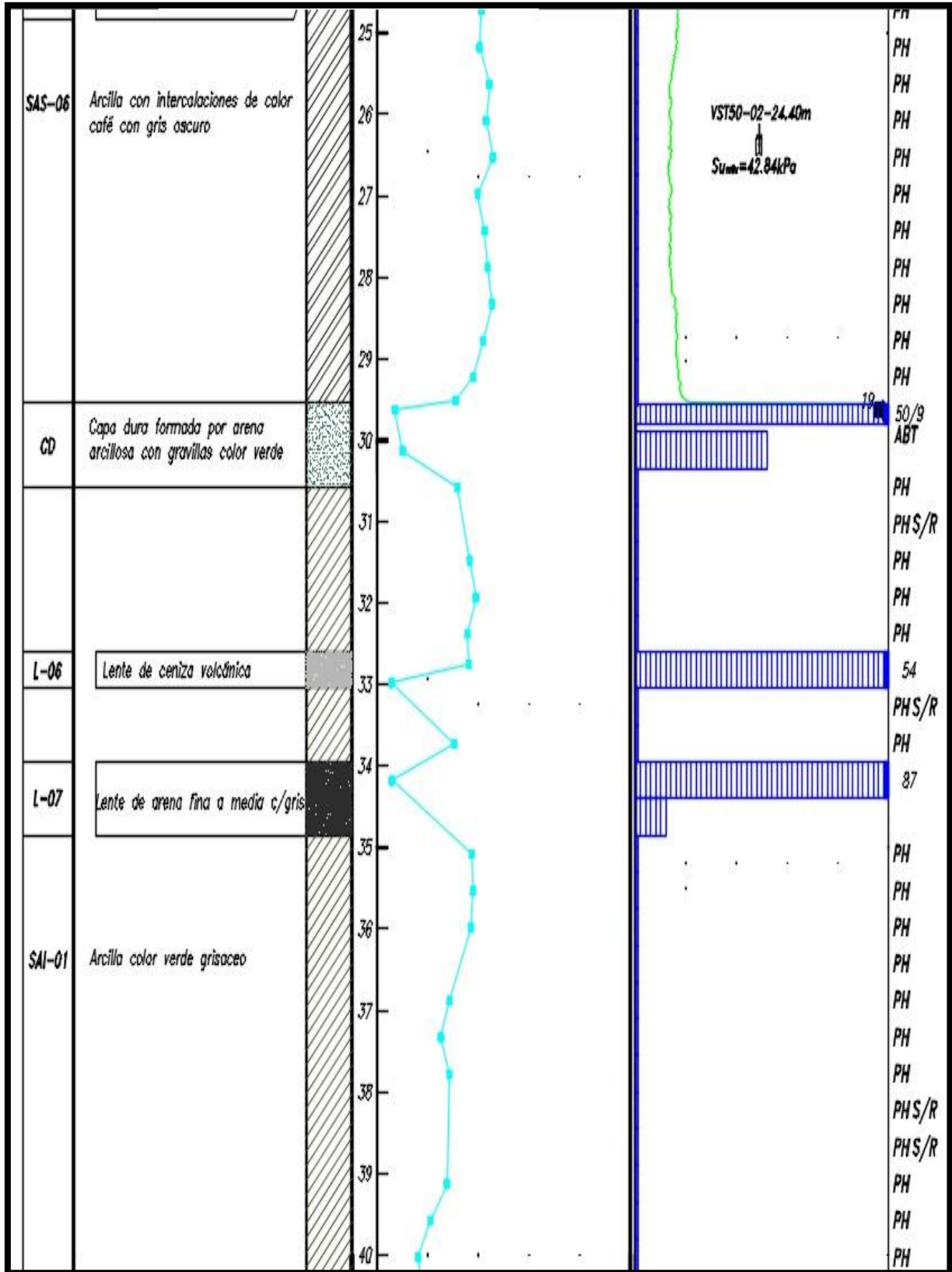


Figura 3. 11 Perfil estratigráfico desde 25 m. hasta 40m. (22)

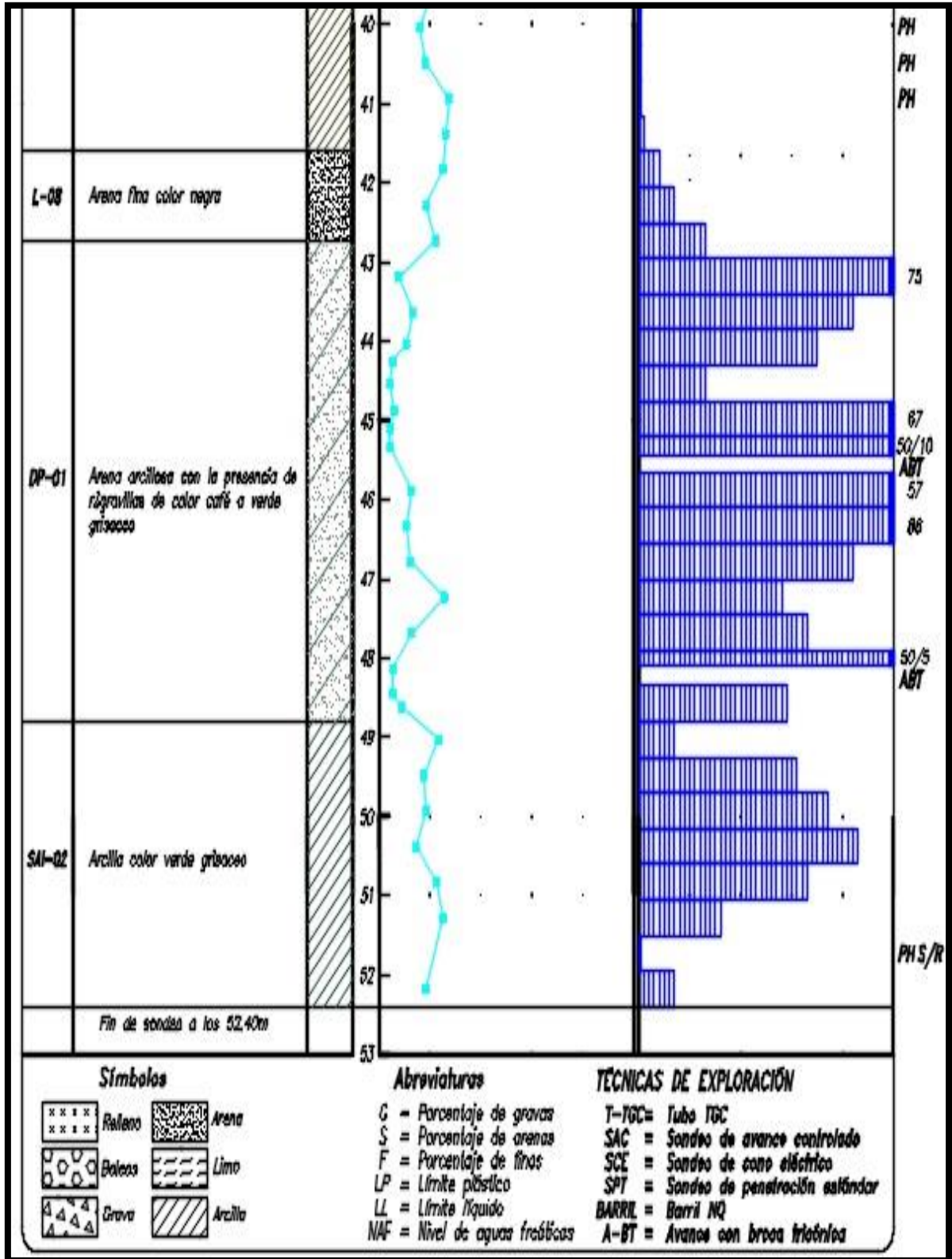


Figura 3. 12 Sección del perfil estratigráfico desde 40m. hasta 53 m. (22)



El acceso del camión sobre el terreno donde se va a efectuar la prueba, es otra consideración importante ya que facilita o imposibilita la elaboración de la prueba. Es necesario contar con un sendero donde el camión pueda transportarse con seguridad y sin dificultades, si no se cuenta con uno, se debe de construir un camino. El peso del camión y la aplicación de la carga al momento de la prueba influyen sobre el suelo causando hundimiento y variaciones en el nivel requerido para la prueba, en ocasiones, cuando el suelo es demasiado débil se tiene que colocar una superficie de material pétreo resistente y ligero como la toba volcánica (tezontle), al colocar la superficie se le dota de resistencia al suelo para soportar el peso del camión y se nivela obteniendo una superficie uniforme para posteriormente ejecutar la prueba. En caso contrario, si el suelo es resistente se omite la construcción de la superficie y el camión se nivela con estabilizadores o bases hidráulicas. En la figura 3.13 se observa el camión Hydson 200 KN sobre una superficie de tezontle, en la imagen se identifica un ademe de tubo de PVC cuya función es contener el espesor de la superficie de tezontle; además, permite el hincado de la veleta dentro del suelo, este ademe de PVC es corto y termina hasta el nivel del terreno natural.



Figura 3. 13 Superficie construida con tezontle (20)



Figura 3. 14 Camión sobre superficie de tezontle y ademe de PVC (20)

La obtención de la medición cero o inicial de veleta digital se verifica cuando se hacen girar al aire las aspas antes de introducirlas en el suelo, este procedimiento se realiza al inicio de la primera prueba, figura 3.16. Es preciso contar con más de un dispositivo de veleta para sustituir y recalibrar la veleta dañada.



Figura 3. 15 Calibración de veleta de 75 mm al aire antes del hincado en el suelo (20)

Finalmente, con los datos de la resistencia del suelo obtenidos de los sondeos como CPTu o SPT el ingeniero operador elige qué geometría de veleta se va a utilizar en la prueba de veleta digital; el ingeniero revisa el tipo de suelo y su valor de resistencia para elegir uno de los tres diferentes diámetros que se utilizan para la



prueba, éstas dimensiones vienen incluidas en la norma ASTM- D2573 .La tabla 3.1 muestra los diferente tipos de suelos que usualmente se pueden encontrar, la resistencia no drenada en kPa y el diámetro sugerido para aplicar.

Tabla 3. 1 Dimensiones sugeridas según la resistencia del suelo.

Tipo de suelo	Resistencia no drenada S_u (kPa)	Diámetro sugerido de veleta (mm)
Arcillas y limos de duros a muy duros	50 - 300	30 - 50
Arcillas y limos de dureza media	20 - 50	50 - 75
Arcillas y limos blandos	10 - 20	75 - 100
Arcillas muy blandas	< 10	≥ 100

La norma ASTM-D2573 sugiere las dimensiones de veleta y el ingeniero operador debe elegir cuál es la más adecuada, el procedimiento es el siguiente:

El ingeniero revisa la resistencia no drenada del suelo (S_u) obtenida en los sondeos previos, realiza una correlación entre “ S_u ” y “ q_c ” más el factor de correlación Nkt (12.7 a 13.0) y obtiene un valor estimado que se compara en la columna de torque de resistencia no drenada. La tabla 3.2 muestra los tipos de geometría que se pueden elegir en una prueba de veleta y la resistencia en kPa.

Tabla 3. 2 Geometrías de veleta estándar de acuerdo al torque y resistencia no drenada máxima admisible.

Tipo	Geometría de veleta mm (H x D x t).	No. de pieza	Máx. fuerza de torque (Nm).	Máx. torque de resistencia no drenada S_u (kPa).
1	80 x 40 x 2	2100105B	36	155
2	100 x 50 x 2	2100102B	45	99
3	150 x 75 x 2	2100101B	68	44



La resistencia a la penetración por punta del piezocono q_c del suelo se obtiene en MPa por lo cual se realiza una conversión a kPa y se aplica la fórmula para la correlación entre S_u y q_c como se mencionó anteriormente.

Para la correlación

$$S_u = \frac{q_c}{N_{kt}} \dots \dots \dots \text{ecu. 4}$$

Dónde:

S_u =Resistencia al esfuerzo cortante máxima calculado

q_c =Resistencia en punta de la prueba de piezocono

N_{kt} = Factor de correlación entre q_c y s_u

Por ejemplo, en un sondeo con profundidad de 15 metros se obtuvo un valor q_c de 0.9 mega pascales (MPa), se realiza la conversión de MPa a kPa multiplicando 0.9 por 1000; este valor se divide entre el factor de correlación (N_{kt}) y el resultado que se obtiene se compara en la columna “Max. Torque de resistencia no drenada S_u (kPa)”;

para elegir la geometría de la veleta se observa las dimensiones en la columna de “geometría de veleta”; el valor debe estar en el rango de 155 a 100 kPa para la geometría 1, de 45 a 99 kPa para la geometría 2 y de 5 a 44 MPa para la 3.

$$q_c = 0.9 \times 1000 = 900 \text{ kPa}$$

$$S_u = \frac{900}{12.7} = 70.86 \text{ kPa}$$

Geometría de veleta mm (H x D x t)	No. de pieza	Máx. fuerza de torque (Nm)	Máx. torque de resistencia no drenada S_u (kPa)
80 x 40 x 2	2100105B	36	155
100 x 50 x 2	2100102B	45	99
150 x 75 x 2	2100101B	68	44

Tabla 3. 3 Elección de una veleta aplicando las formulas y comparando en la tabla 3.2



El resultado obtenido de 70.86 KPa está en el rango de 45 a 99 kPa, por lo tanto, se elige la veleta con dimensiones de 100x50x2 milímetros. Factores como la anisotropía del suelo obligan al ingeniero a elegir la veleta que sea compatible con todos los estratos donde se va a hincar ésta; es decir, si en el perfil estratigráfico se identificaron diferentes tipos de suelos a diferentes profundidades y el S_u calculado en cada uno de los estratos no rebasa 99 kPa, el ingeniero opta por la geometría 100 x 50 x 2 esta decisión debe ser acertada ya que si se elige una veleta que no sea la adecuada se tiene que cancelar la prueba, sacar la veleta y sustituirla perdiendo tiempo en este proceso. El Factor de correlación N_{kt} es un valor obtenido por ingenieros investigadores a través de los años por medio de correlaciones de estas dos mediciones.

3.2 Alcances de una prueba de veleta digital

Se han hablado de las ventajas de la prueba veleta tradicional y se ha comprobado su efectividad sin embargo la veleta digital mejora esos atributos y se considera una innovación aplicada en determinación de la resistencia esfuerzo cortante no drenada de una arcilla.

El tiempo de ejecución de la prueba de veleta digital es menor ya que se cuenta con toda la instrumentación necesaria, en buenas condiciones, y perfectamente calibrada para elaborarla; esto permite realizar mayor número de pruebas en un solo día con una alta confiabilidad y avanzar con más rapidez si así lo requiere el proyecto.

La obtención de los resultados se realiza el mismo día que se elabora la prueba, porque todos los datos obtenidos son procesados en la computadora, el ingeniero revisa que no halla anomalías o lecturas erróneas, realiza su base de datos, revisa los resultados gráficos y numéricos para que finalmente se imprima un reporte y se tenga un archivo de respaldo para futuras consultas o aclaraciones. Los resultados



son altamente precisos ya que la veleta cuenta con sensores, manómetros, inclinómetros y medidores de nivel de alta sensibilidad que son estables y se verifican en cada inicio y fin de las pruebas.

La profundidad de ejecución de la prueba es mayor comparándola con la prueba de veleta eléctrica ya que la veleta digital se puede aplicar en una profundidad de más de 30 metros. La prueba de veleta eléctrica llegó a realizarse hasta una profundidad menor a 30 metros. En la figura 3.16 se observa un grupo pruebas de veleta eléctrica elaboradas a diferentes profundidades, la última prueba se ejecutó a 29 metros por debajo de la superficie; en la figura 3.17 se observa el fragmento de un perfil estratigráfico el cual muestra una serie de pruebas de veleta digital con profundidad de 27 metros. (El perfil estratigráfico completo se incluye en el apartado de anexos en esta tesis).

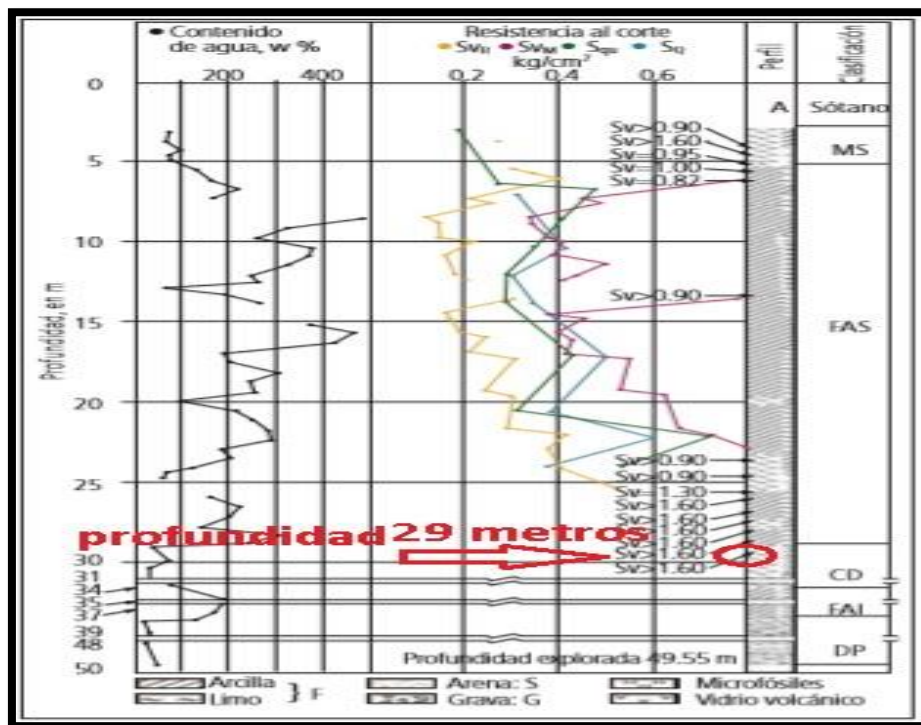


Figura 3.16 Prueba de veleta eléctrica (10)

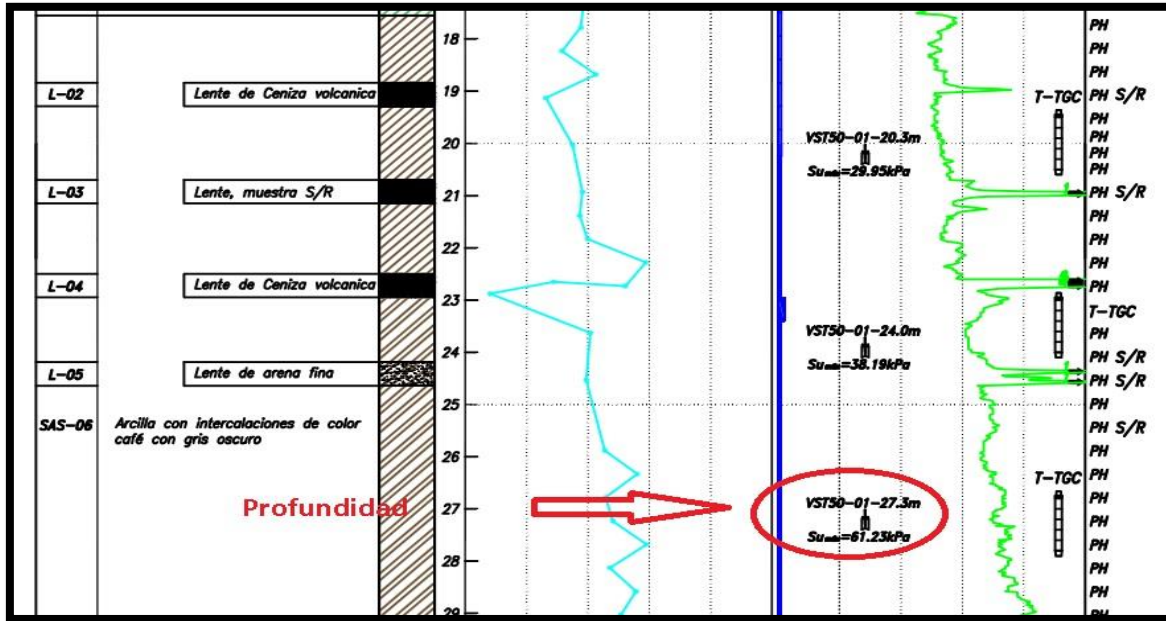


Figura 3. 17 Prueba de veleta digital a 27 metros de profundidad

La cantidad de pruebas realizadas incrementa al doble en comparación con la veleta electrónica, éste proceso se debe a que cuando termina de realizarse una prueba se extrae el dispositivo de veleta y se verifica que este en perfectas condiciones para posteriormente checar su calibración y programar la siguiente prueba a mayor profundidad o donde marque el proyecto; todo esto permite realizar pruebas en un menor tiempo y con ello obtener más información en diferentes puntos de la superficie donde se va a realizar algún proyecto de obra civil, por parte de la empresa InGeum Ingeniería se tiene un registro donde se han realizado 16 pruebas de veleta continuas en un mismo sondeo.

3.3 Prueba de veleta digital

Antes de iniciar, el camión debe ubicarse justo arriba donde se va a realizar la prueba y verificar que se encuentre al nivel óptimo que se requiere, si no es así se tiene que nivelar con los estabilizadores hidráulicos. El camión debe estar con el motor encendido ya que este provee de la energía que va a utilizar la máquina de hincado. Posteriormente se ensamblan las partes tales como la veleta al dispositivo de giro, la funda guarda, los tramos de tubo, todo al sistema de hincado; después se programa en la computadora la prueba y se ejecuta hasta obtener los resultados



requeridos, estos se analizan y se comprueban; finalmente se elabora un reporte para ser entregado al cliente.

a) Herramientas y equipo

Para realizar la prueba es necesario elegir el diámetro de la veleta que se va a requerir para proceder a ensamblar en el dispositivo (este tema es abordado en el apartado 3.1 de este trabajo); posteriormente se une al mecanismo de giro como se muestra en la Figura 3.18; el dispositivo está colocado en forma horizontal para facilitar el ensamblaje con las herramientas pertinentes; el operador debe ensamblar cuidadosamente la veleta al motor con un grupo de llaves especiales, con la llave en la mano izquierda detiene la veleta y con la llave de la mano derecha aprieta perfectamente la barra de conexión al motor.



Figura 3. 18 Ensamble de la veleta al motor (16)

Inmediatamente se coloca el tubo guarda y la veleta en el sistema de hincado Hydson 200 kN y se programa la prueba en la computadora para iniciar con el proceso de hincado (ver Figura 3.19). Antes de introducir la veleta en el suelo se tiene que hacer girar al aire por encima de la superficie para obtener la primera lectura llamada “lectura cero” que será de utilidad para monitorear la calibración del dispositivo de veleta digital, esta lectura se toma al inicio de cada prueba, figura 3.20. La veleta se introduce a una velocidad de 2 cm/seg como lo marca la norma ASTM D2573 “Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil.”



Figura 3. 19 Programación de la prueba de veleta en la computadora (22)



Figura 3.20 Toma de lectura cero (22)

En figura 3.21, se observa la maquina hidráulica de hincado, esta cuenta con dos prensas que están ubicadas en la parte superior y en la parte inferior de la máquina, la prensa inferior detiene el tramo de barra de acero de alta resistencia que ya se



introdujo en el suelo para que el operador añada otro tramo para abarcar más profundidad, cada tramo de barra mide 1 metro; la prensa de la parte superior se encarga de alinear el tubo que se va a añadir y detenerlo.

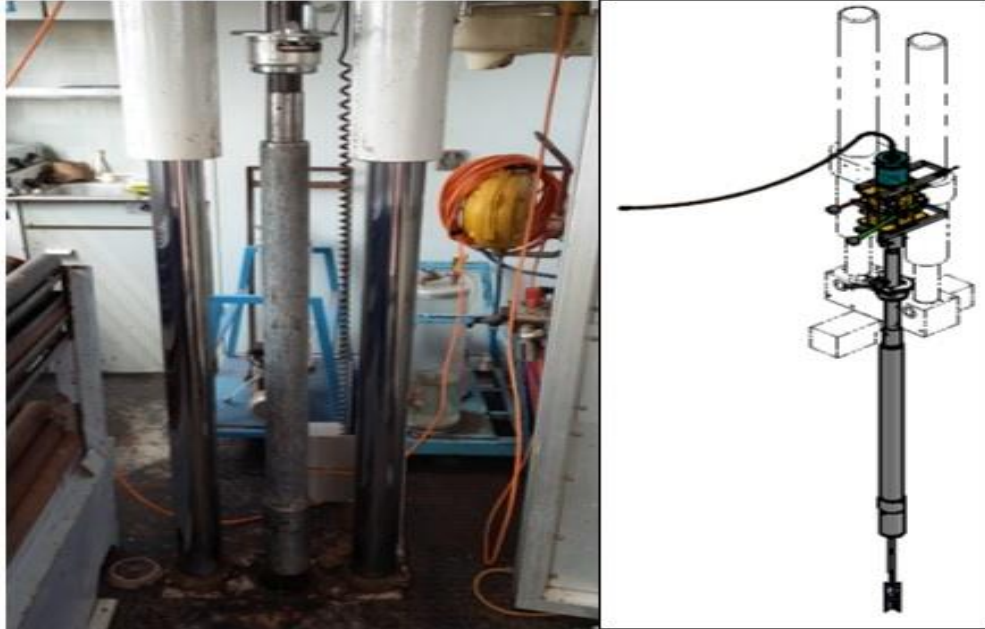


Figura 3. 21Tubo guarda montado sobre Hydson 200kN lista para iniciar el hincado (Imagen Izquierda.) y posicionamiento de manera gráfica de la veleta en los cilindros hidráulicos del Hydson 200kN (Imagen Derecha. (22))

b) Ejecución de la prueba de veleta

El proceso de hincado se realiza penetrando en el suelo la zapata hasta 50 cm por arriba de la profundidad de ensaye, después se hinca la tubería interior que es la que permite que la veleta llegue a la profundidad donde se programa la prueba, para hincar es necesario acoplar y unir los tramos de tubo doble. El objetivo es la obtención de la resistencia al corte no drenada máxima ($S_{u \text{ máx.}}$), la resistencia residual ($S_{u \text{ res.}}$) y la resistencia remoldeada ($S_{u \text{ rem.}}$). Para la obtención de estos parámetros, la prueba se realiza en tres etapas de rotación, las cuales se ejecutan en el siguiente orden:

- *Etapa 1:* Se aplica una rotación de 180° a una velocidad de $0.1^\circ/\text{seg}$ donde se obtiene la resistencia al corte no drenada máxima ($S_{u \text{ máx.}}$) la cual es el punto más alto que se registra y se puede observar gráficamente en los resultados, Inmediatamente conforme avanza la



rotación de la veleta, la resistencia del suelo disminuye debido a la falla del mismo, obteniéndose la resistencia residual del suelo ($S_{u \text{ res.}}$). Esta etapa tiene una duración de 30 minutos.

- *Etapa 2:* Al concluir la primera etapa, la veleta se detiene por 5 segundos y da inicio a la segunda etapa de la prueba, durante esta etapa la veleta aplica una rotación de 3600° a una velocidad $6^\circ/\text{seg}$. A esta etapa se le conoce como etapa de remoldeo del suelo y presenta una duración de 10 minutos, al terminar esta parte de la prueba la veleta se detiene nuevamente por un lapso de 5 seg. para dar paso a la parte final de la prueba.
- *Etapa 3:* La veleta nuevamente aplica una rotación de 180° a una velocidad de $0.1^\circ/\text{seg}$ obteniendo la resistencia remodelada ($S_{u \text{ rem.}}$). Al final, la prueba de la veleta presenta una duración de 70 min, esto, sin considerar la parte de hincado de la veleta, ni movimientos de posicionamiento del equipo de hincado Hydson 200kN.

En la figura 3.22, se muestra una vista panorámica del equipo de hincado camión Mercedes Benz Hydson 200kN posicionado sobre el sondeo a realizar. En la figura 3.21, se hace un acercamiento a la parte inferior del camión donde se observa la veleta de 75mm de diámetro al momento de realizar la calibración de la toma de lecturas iniciales antes de comenzar el hincado.



Figura 3. 22 Vista panorámica del camión ejecutando una prueba de veleta digital (1)



Al finalizar la prueba se obtiene una gráfica del Esfuerzo cortante (kPa) vs Rotación de la veleta ($^{\circ}$), donde se obtiene la resistencia al corte no drenada máxima ($S_{u \text{ máx.}}$), la resistencia residual ($S_{u \text{ res.}}$) y la resistencia remoldeada ($S_{u \text{ rem.}}$).

El equipo permite la ejecución de varias pruebas de forma continua sin la necesidad de extraer la veleta, siempre y cuando se realicen con la misma geometría de veleta, de lo contrario será necesario la extracción total de la veleta para hacer el cambio de geometría y realizar nuevamente el hincado hasta la profundidad correspondiente.

Para culminar se redacta un informe final el cual cuenta con las siguientes características:

- Nombre del proyecto en el cual se realizaron las pruebas, lugar donde se realizaron las pruebas y fecha de entrega del proyecto.
- Contenido del trabajo: introducción: equipo empleado para los sondeos, resultados de las pruebas y un resumen de los resultados de las pruebas.
- Pruebas de laboratorio realizadas.
- Conclusiones y comentarios finales.
- Anexos.

Capítulo 4. Análisis de Resultados



4. ANALISIS DE RESULTADOS

4.1 Interpretación de resultados

La prueba ofrece resultados numéricos muy rápidos, éstos se representan en una gráfica para comprender el comportamiento del suelo, enseguida se mostrarán los resultados obtenidos de algunas pruebas realizadas en los suelos de la ciudad de México. De la totalidad de pruebas de veleta digital se seleccionaron 6 gráficas de cada proyecto que son las más relevantes o en su defecto, sufren un cambio o comportamiento abrupto. La gráfica se compone de 3 elementos: en el eje de las abscisas de lado izquierdo se encuentra graduada la resistencia al esfuerzo cortante no drenada en kN, esta se encuentra en escala de 5 en 5 unidades; en el eje de las ordenas se encuentra graduada la rotación de la veleta; en el eje de las abscisas del lado derecho se sitúa la velocidad de rotación en grados sobre segundo ($^{\circ}/s$) graduada de 5 en 5 unidades. En cada gráfica se especifica la profundidad a la que se realizó dicha prueba, el tipo de geometría de veleta que se utilizó, la rotación al momento de obtener las resistencias, la fecha y el Ingeniero operador que realizó la prueba.

Prueba de veleta proyecto “Drenaje pluvial NAICM”

Ubicación :NAICM



Figura 4. 1 Realización de prueba de veleta para proyecto de drenaje pluvial NAICM (19)



Figura 4. 2 Toma de la lectura de ceros para inicio de la prueba de veleta (19)

Esta serie de pruebas se realizó en la zona lacustre del Valle de México y se observó un comportamiento directamente proporcional a diferentes profundidades, los resultados obtenidos son los siguientes.

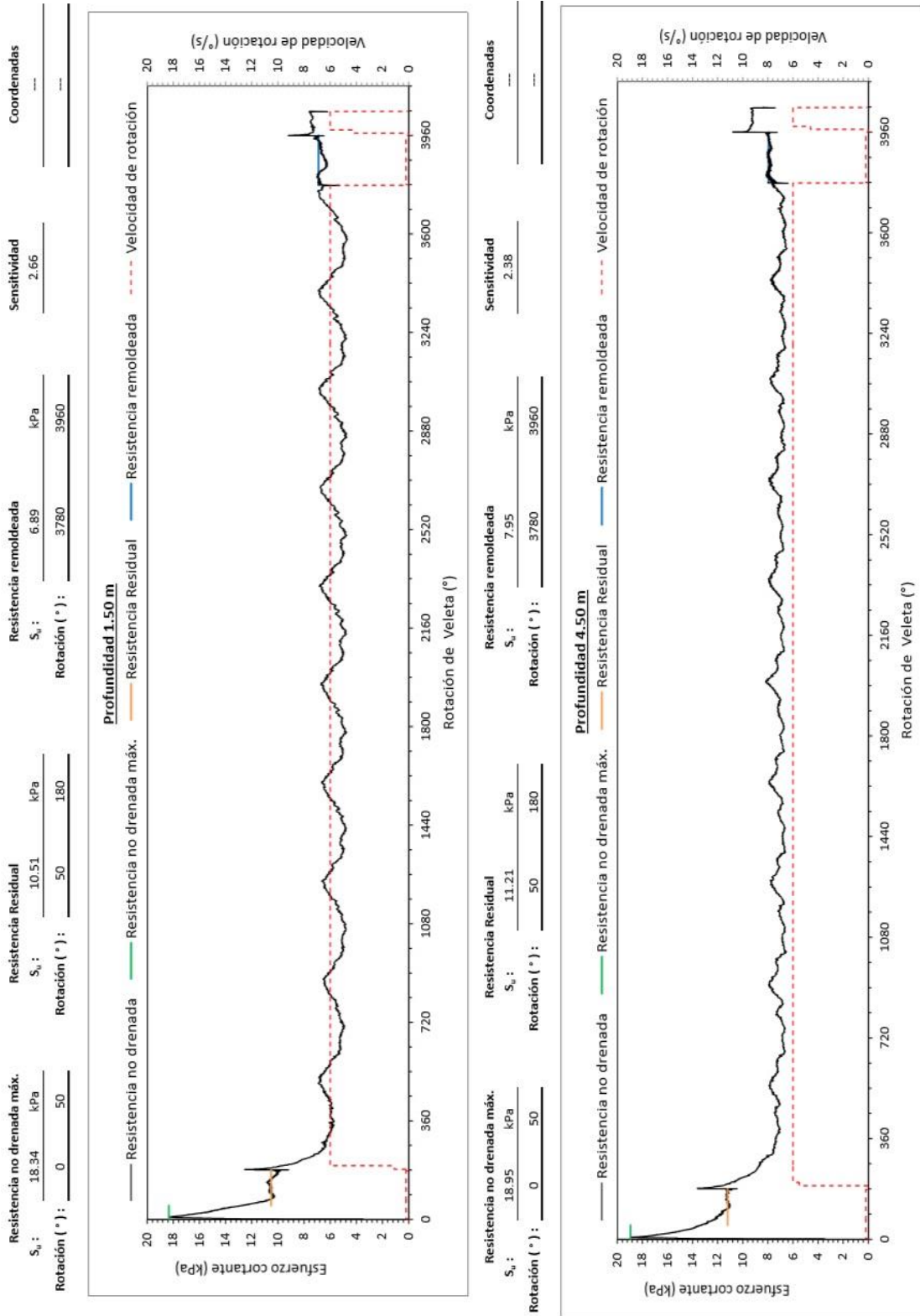


Figura 4. 3 Gráficas de obtención de resultados a la profundidad de 1.50 m. y 4.50 m. (15)

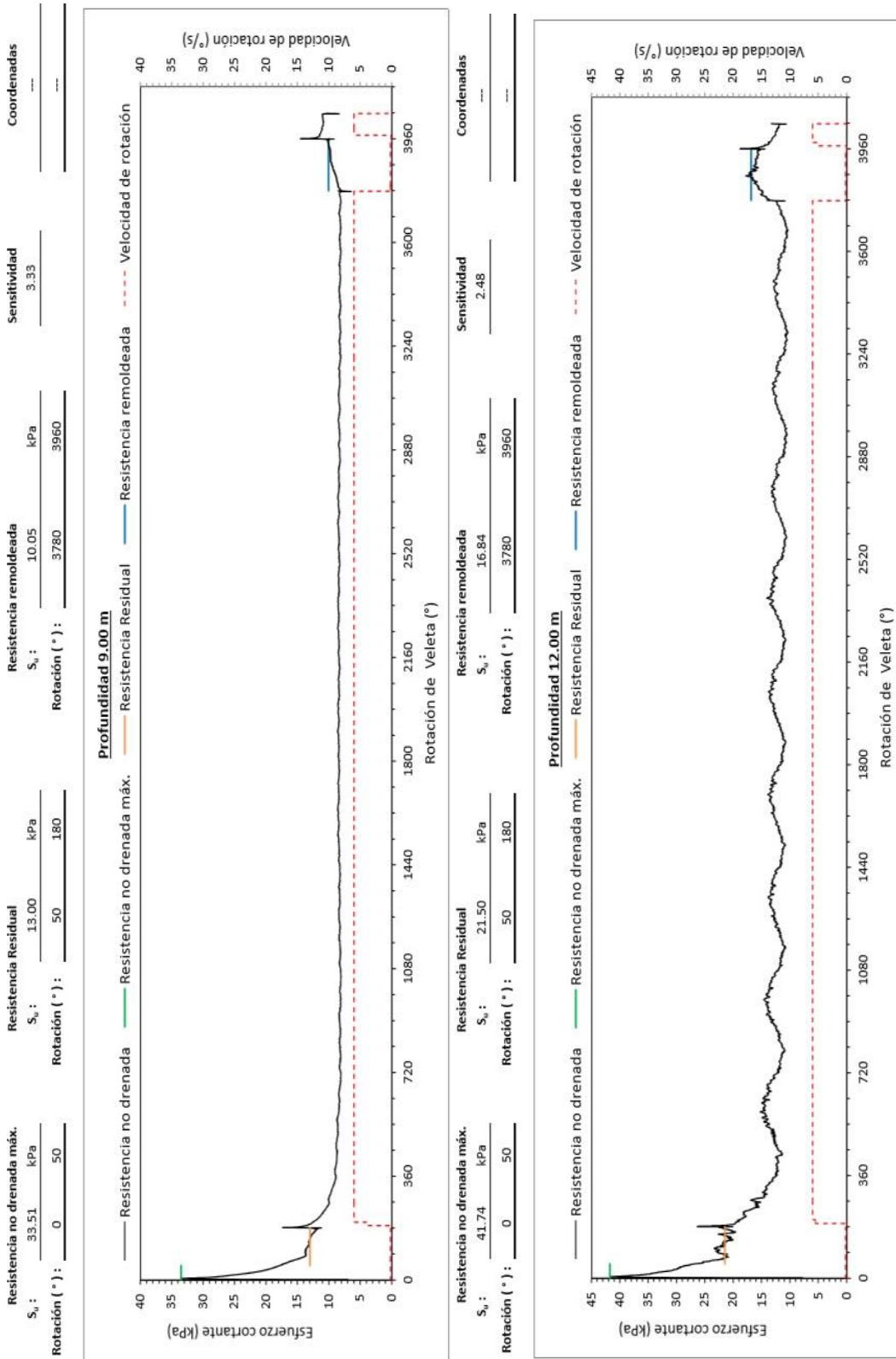


Figura 4. 4 Gráficas de obtención de resultados a una profundidad de 9.0 m. y 12.0 m. (15)

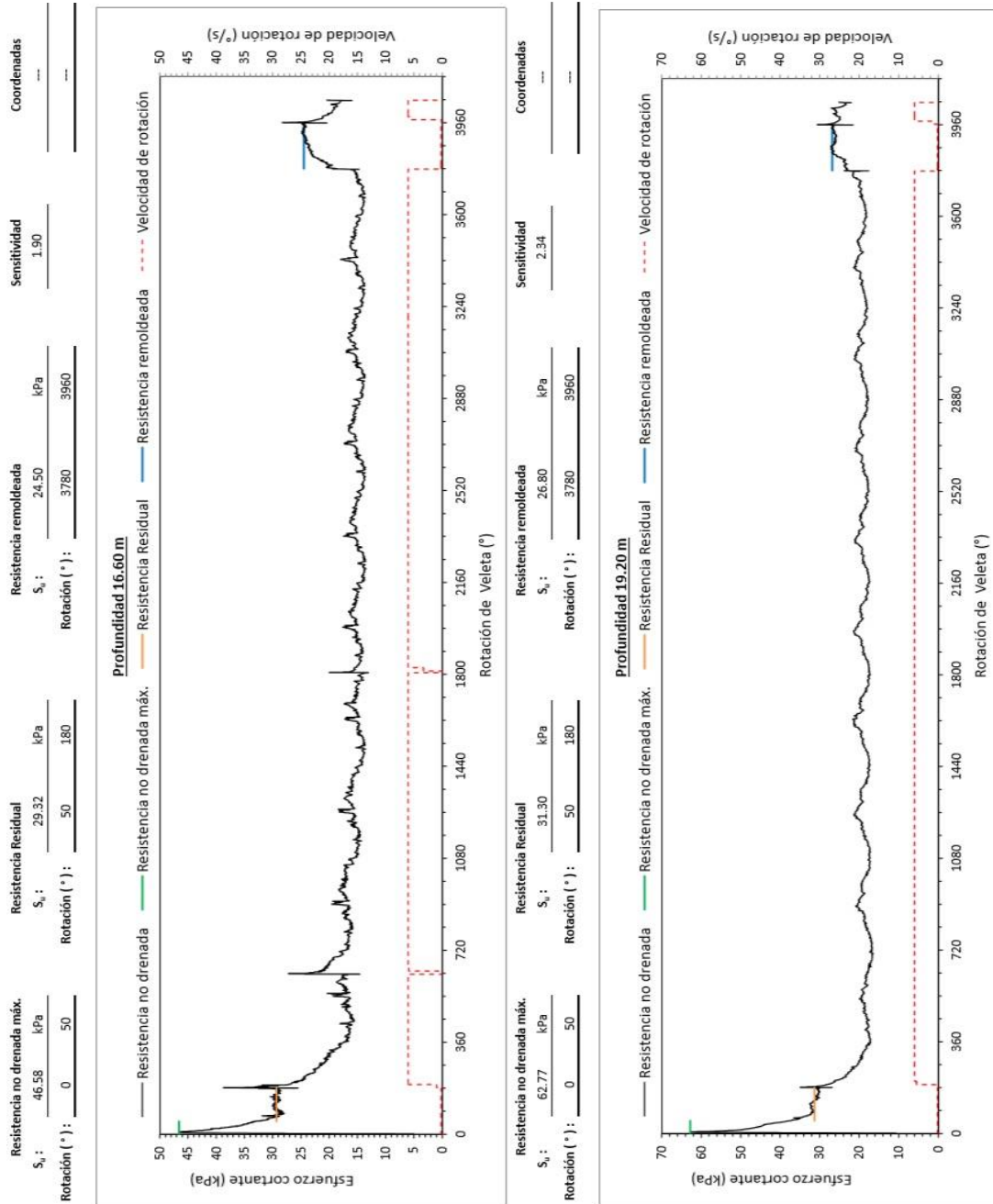


Figura 4. 5 Gráficas de resultados a profundidades de 16.60 m. y a 19.20 m. (15)

Con los resultados obtenidos en las pruebas, se observa que la resistencia $S_{u\text{ máx}}$ a profundidad de 1.50 m es menor a la resistencia obtenida a 19.20 m., es decir: $18.34\text{ kPa} < 62.77\text{ kPa}$. El comportamiento es similar en la resistencia $s_{u\text{ res}} 10.50\text{ kPa} < 31.30\text{ kPa}$.



Pruebas de veleta del proyecto “Panel de vacío MENARD”

En este proyecto se realizaron una serie de pruebas de veleta para el estudio de su resistencia a la corte no drenada, por la complejidad y minuciosidad del estudio de este suelo las pruebas se hicieron en 2 etapas, las cuales se mostrarán en las siguientes gráficas.

Proyecto: “Panel de vacío MENARD”

Primera etapa

Ubicación: NAICM



Figura 4. 6 Camión realizando prueba de veleta (18)



Figura 4. 7 Revisión del tren tubos y herramienta para torque (23)

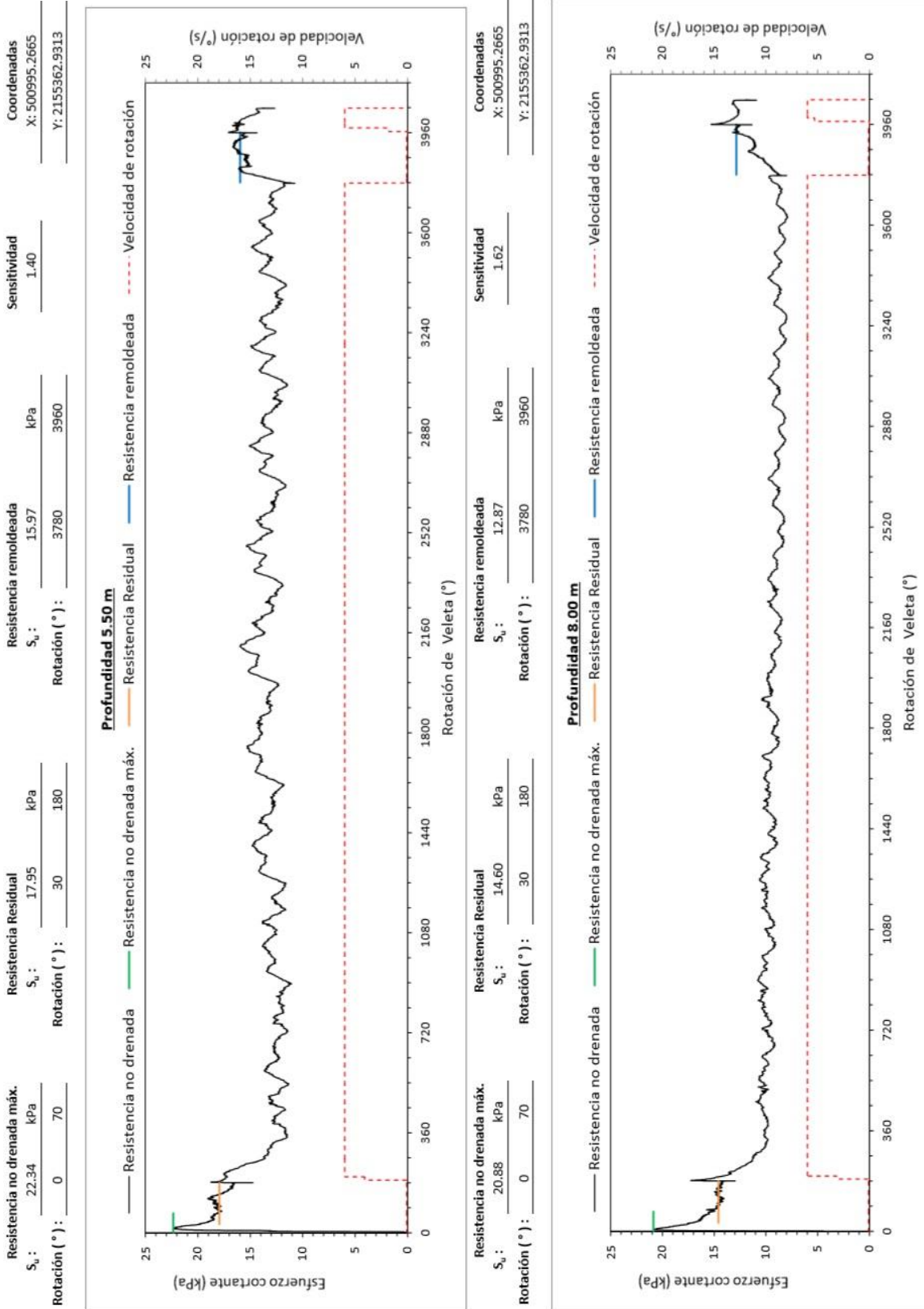


Figura 4. 8 Gráficas de resultados a la profundidad de 5.50 m y 8.0 m (24)

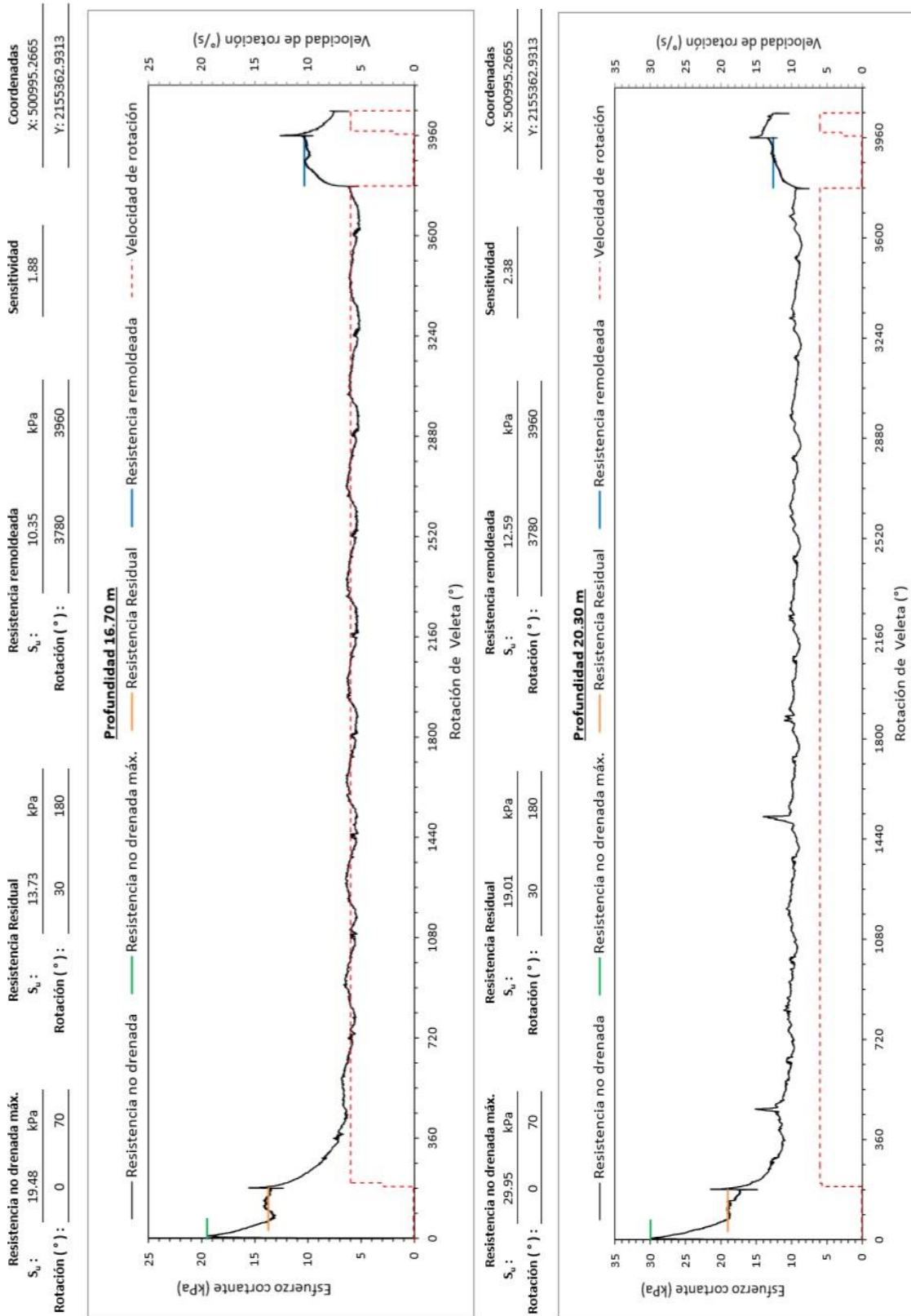


Figura 4. 9 Gráficas de resultados en profundidad de 5.50 m. y 16.50 m. de profundidad (13)

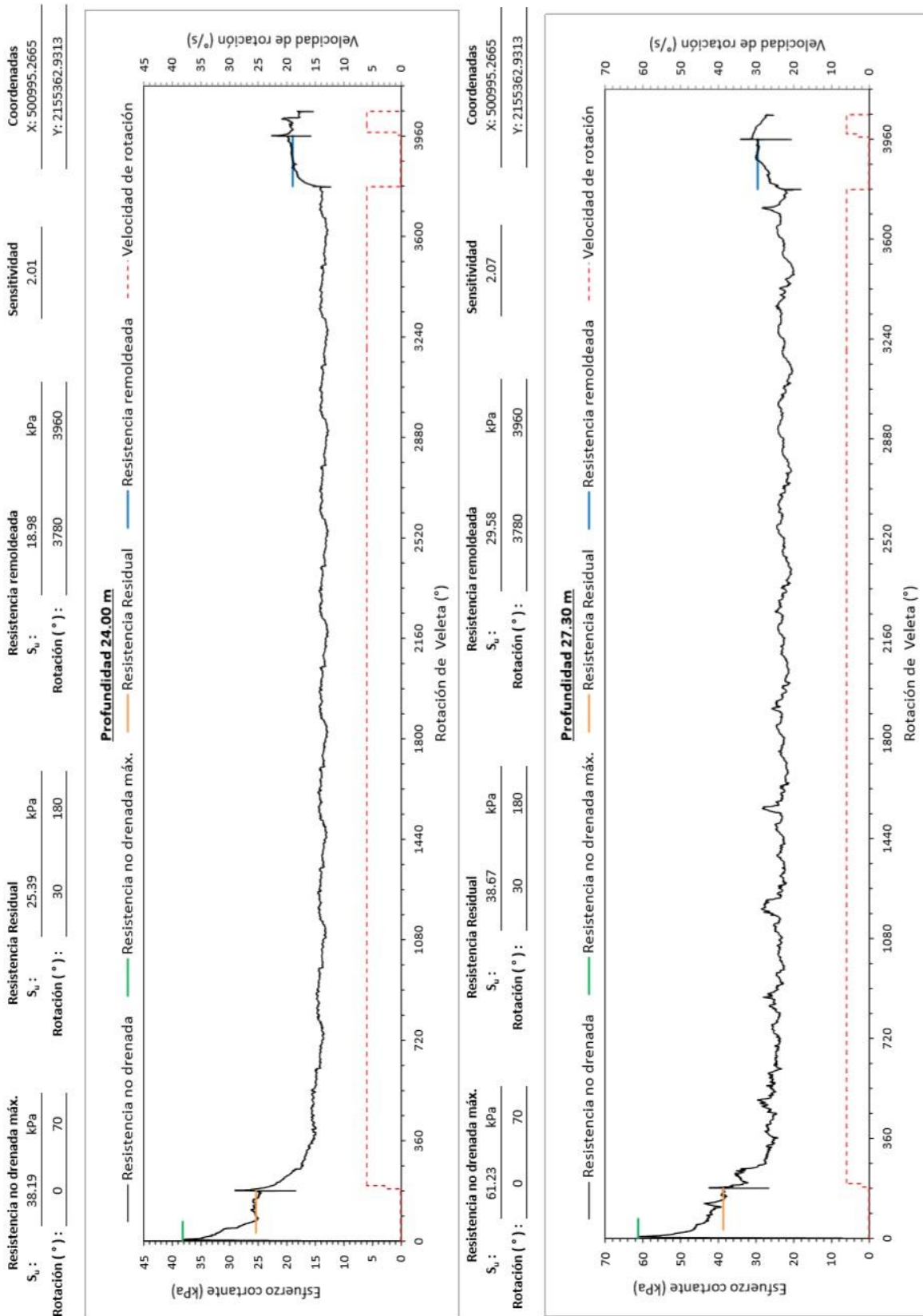


Figura 4. 10 Pruebas de veleta digital a profundidad de 24 m . y 27.30 m. (24)



En las pruebas de veleta digital realizadas en la etapa 1 se observa en la primera prueba con profundidad de 5.50 m una resistencia $S_{u \text{ máx}}$ de 22.34 kPa y su $S_{u \text{ residual}}$ es de 17.95 kPa, la resistencia del suelo disminuye a la profundidad de 16.70 m. con una $S_{u \text{ máx}}$ de 19.48 kPa y $S_{u \text{ residual}}$ de 13.73 kPa. A medida que la profundidad aumenta, resistencia del suelo incrementa su valor.

Pruebas de veleta digital para el proyecto “Panel de vacío MENARD”

Ubicación: NAICM

Segunda etapa



Figura 4. 11 Vista del camión Hydson 100 kN preparado para la prueba de veleta digital (25)



Figura 4. 12 Ingeniero ejecutando la prueba de veleta digital (20)

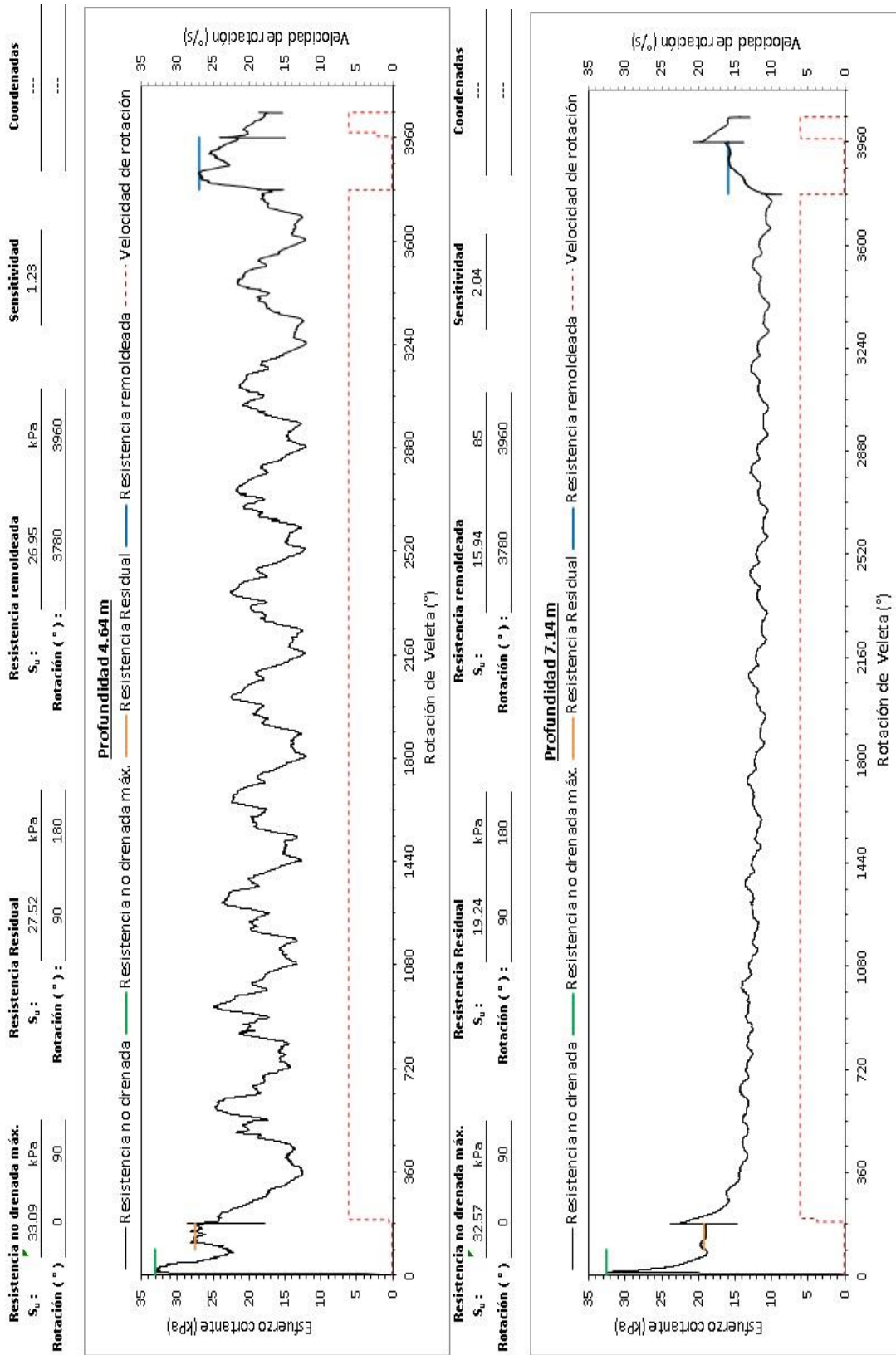


Figura 4. 13 Graficas de Obtención de Resultados a la profundidad de 4.64 m. y 7.14 m. (26)

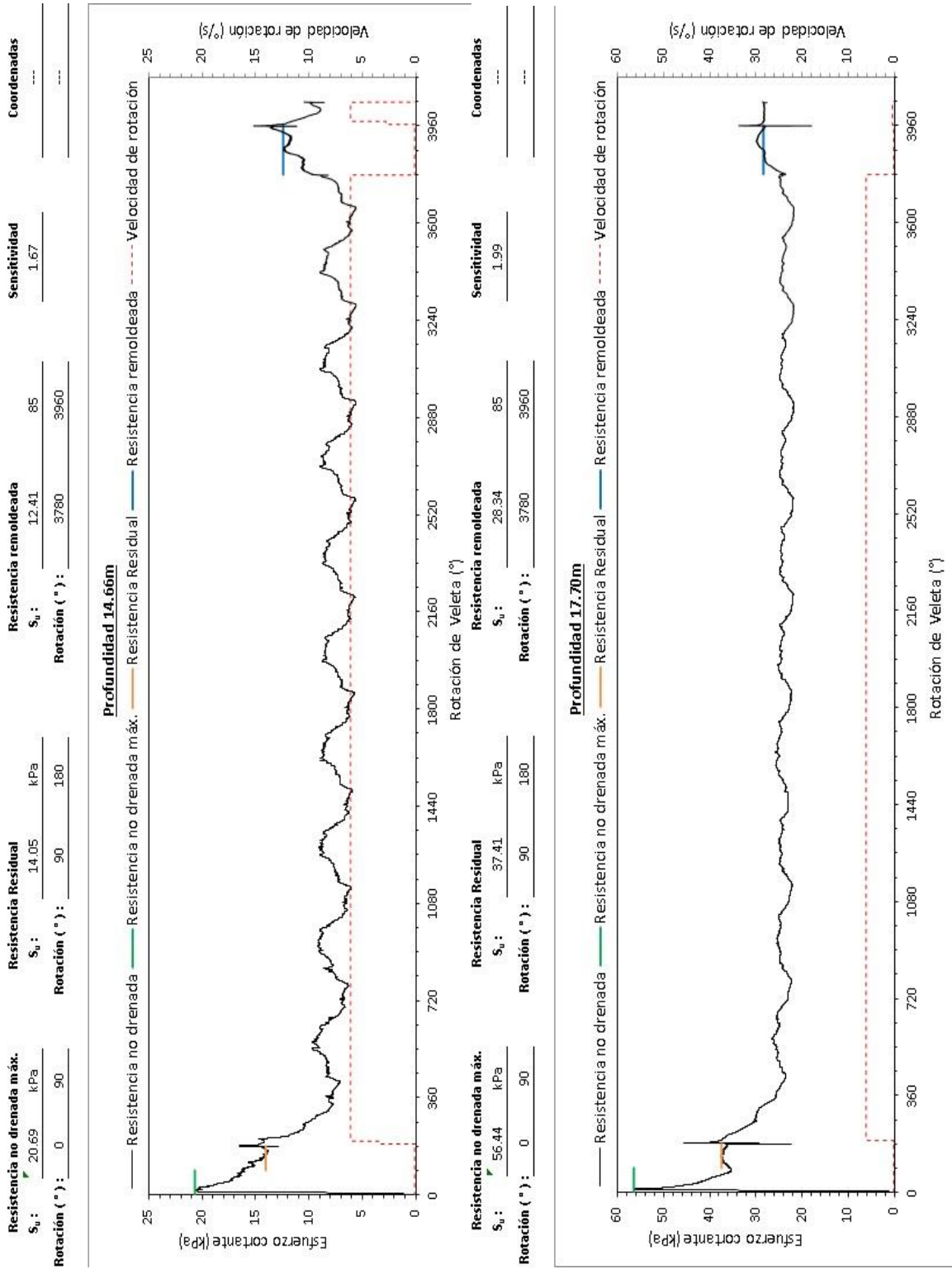


Figura 4. 14 Gráficas de resultados a profundidad de 14.66 .m y 17.70 m. (15)

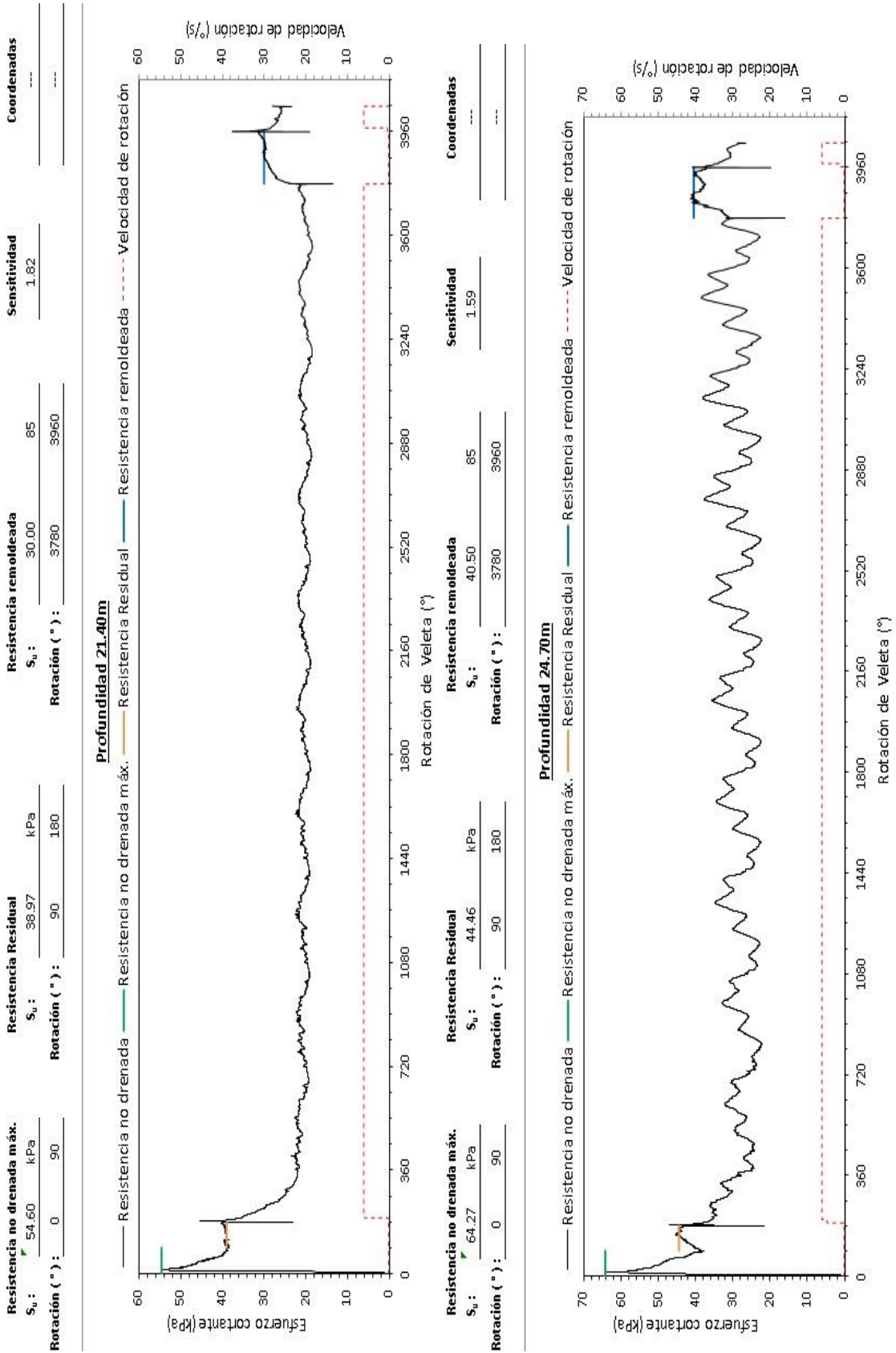


Figura 4. 15 Gráficas de resultados obtenidos en la profundidad de 21.40 m. y 24.70 m. (15)



Los resultados obtenidos en estas pruebas son similares a los obtenidos en la primera etapa del proyecto VACUMM, la $S_{u\text{máx}}$, $S_{u\text{residual}}$ y la $S_{u\text{remoldeada}}$ sufren una disminución cuando la profundidad alcanza los 14.66 m. y posteriormente vuelven a incrementar su valor en pruebas a mayor profundidad.

Pruebas de veleta digital del proyecto “Prueba de vacío PIMOSA”

Primera etapa

Ubicación: NAICM.

En este proyecto se realizaron pruebas de veleta digital para la obtención de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, con el fin de utilizar esta información para la etapa de consolidación del suelo en el NAICM. Por la complejidad del trabajo se realizó cierto número de pruebas en 2 etapas para cubrir las necesidades del proyecto.



Figura 4. 16 Vista del camión Hydson 200 kN en el lugar de la prueba (16) (27)



Figura 4. 17 Ensamblado de veleta en el tren de barras (16)

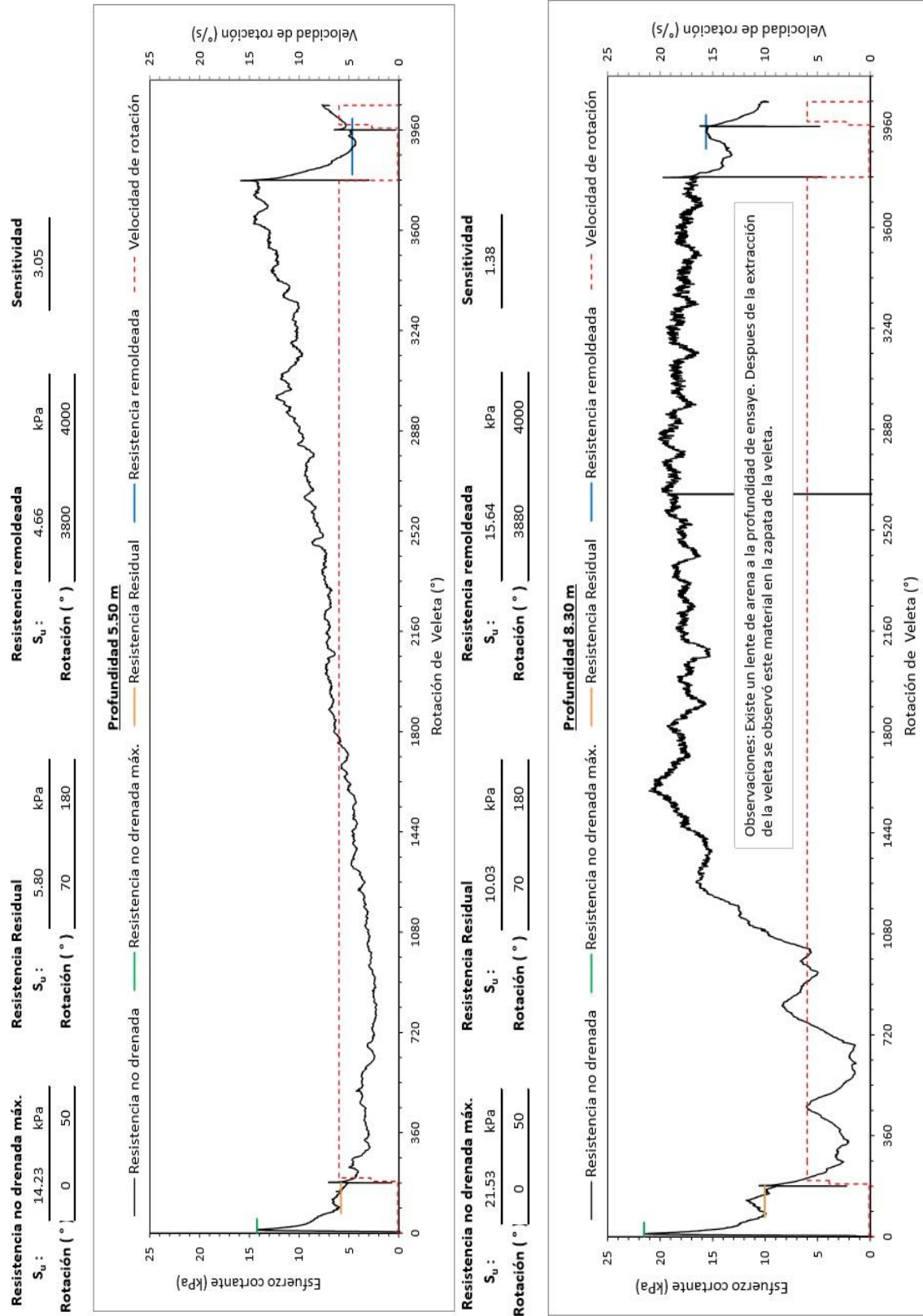


Figura 4. 18 Resultados obtenidos a profundidad de 5.50 m. y 8.30 m. (28)

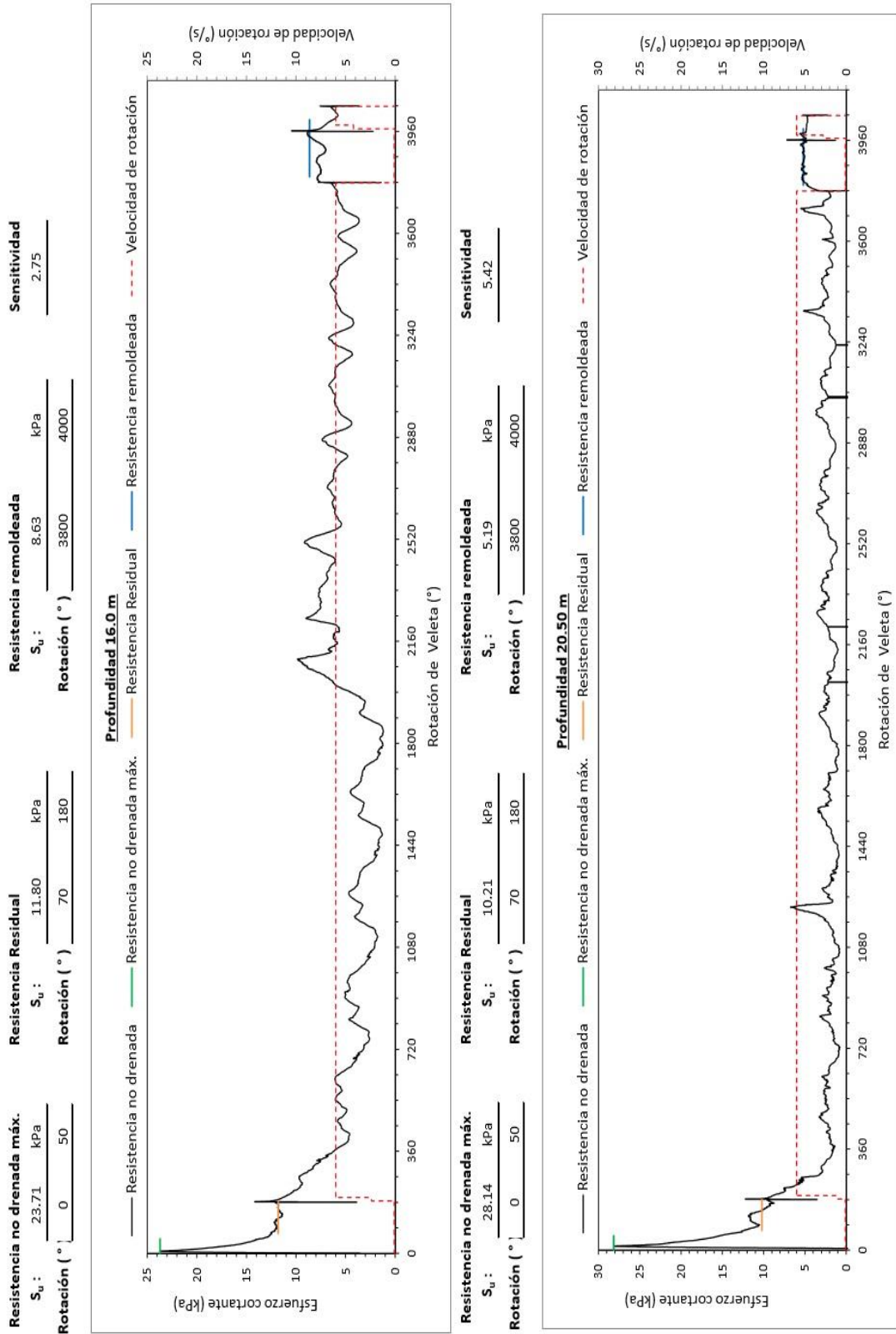


Figura 4. 19 Gráfica de resultados obtenidos a profundidad de 16.0 m. y 20.5 m. (28)

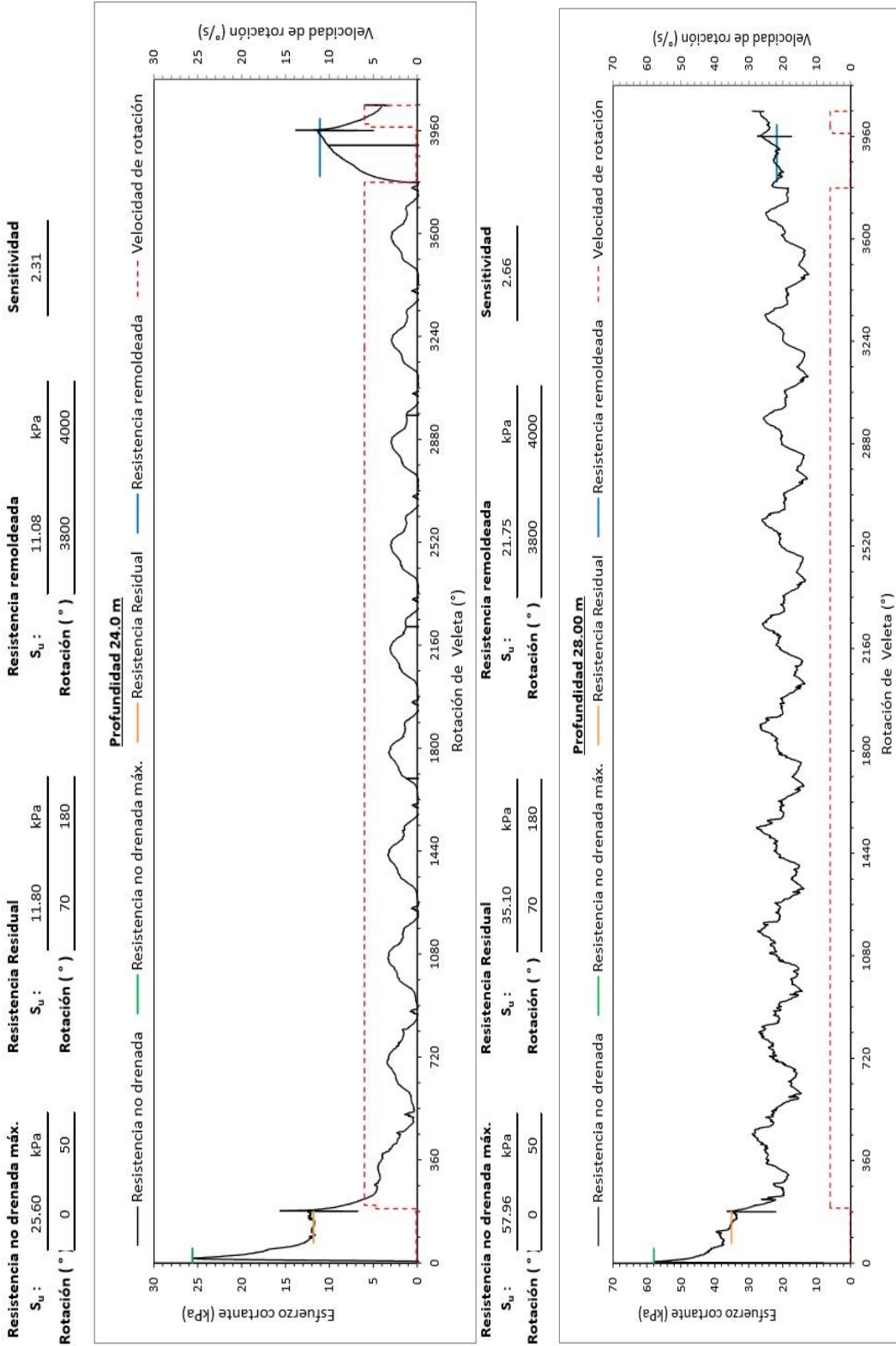


Figura 4. 20 Gráfica de resultados obtenidos a profundidad de 24 m. y 28 m. (28)



Pruebas de veleta digital para el proyecto “Prueba de vacío PIMOSA”

Segunda etapa.

Ubicación: NAICM



Figura 4. 21 Reunión de ingenieros dentro del camión Hydson 200 kN (29)



Figura 4. 22 Extracción de la veleta llena de arcilla adherida en la superficie. (29)

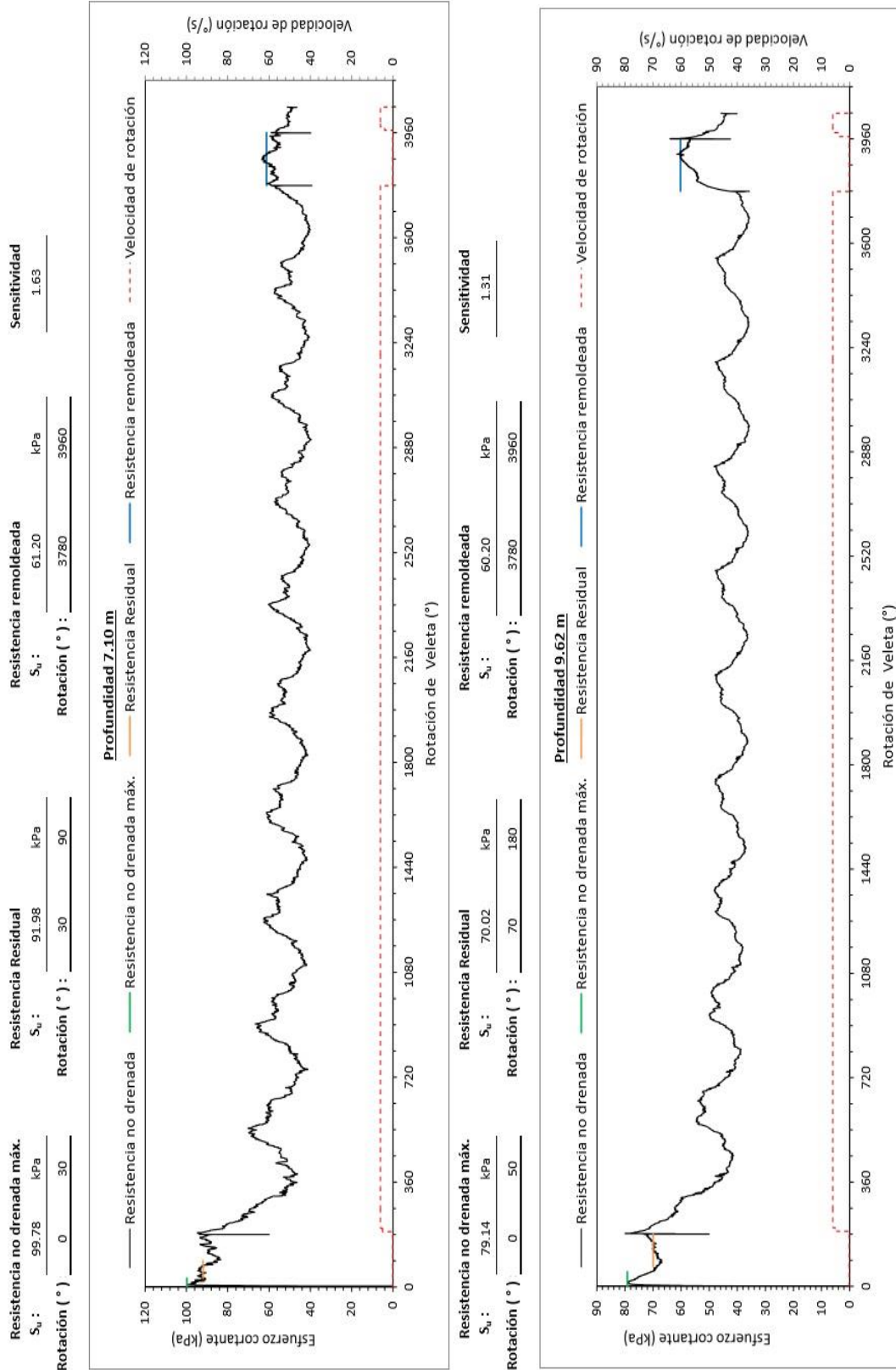


Figura 4. 23 Gráficas de resultados obtenidas de la profundidad de 7.10 m. y 9.62m (30)

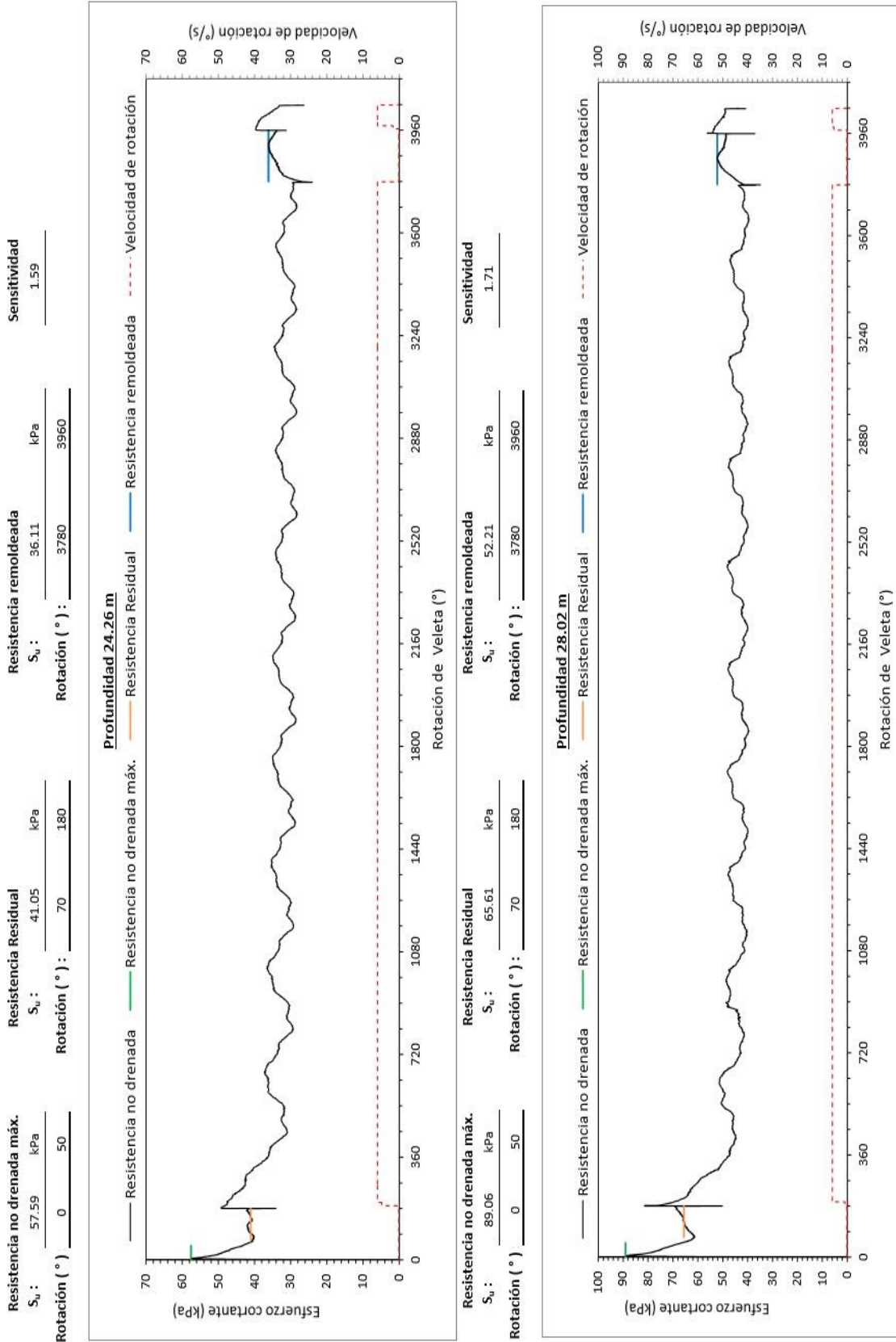


Figura 4. 25 Gráficas de resultados obtenidos a la profundidad de 24.26 m. y 28.02 m. (30)



En las gráficas se observa un incremento de la resistencia S_u máx. conforme van avanzando las pruebas a profundidades mayores.

Pruebas de veleta digital para la “planta de bombeo CONAGUA”

Ubicación NAICM/CONAGUA



Figura 4. 26 Máquina de hincado y tren de tubos metálicos de hincado (31)



Figura 4. 27 Obtención de la medición cero para las pruebas de veleta digital (31)

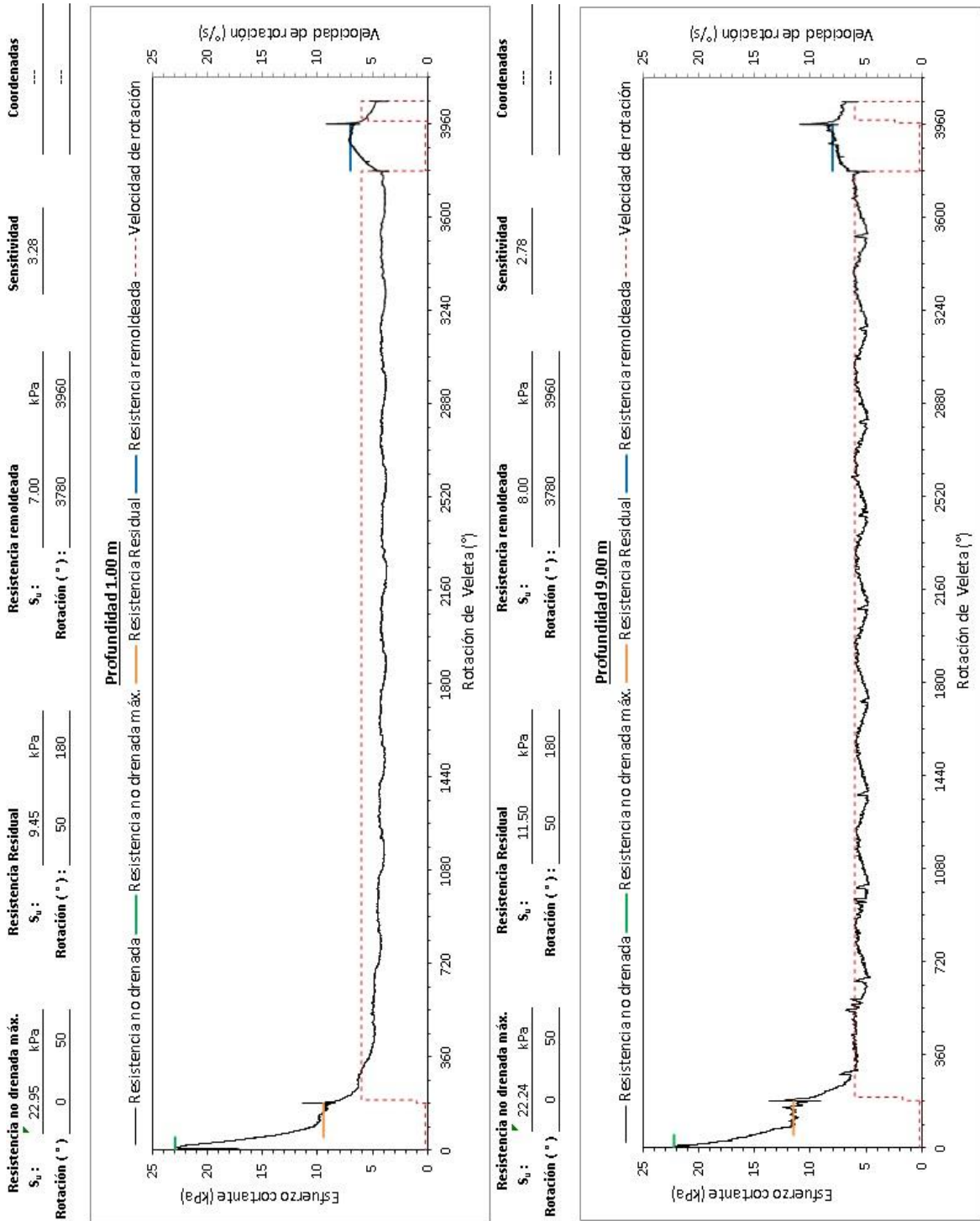


Figura 4. 28 Gráficas obtenidas con los resultados a la profundidad de 1.0 m. y 9.0 m. (32)

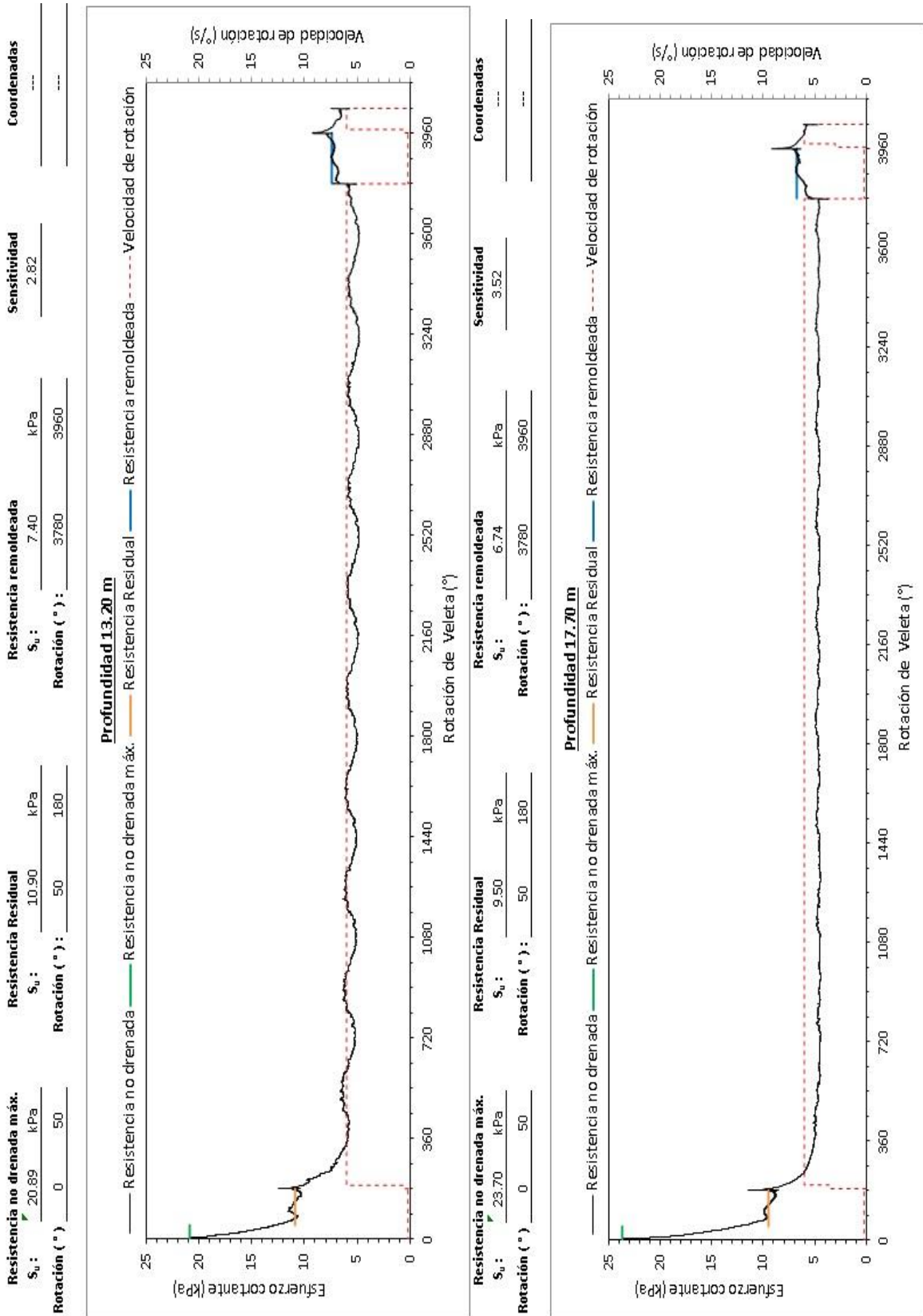


Figura 4. 29 Gráficas de resultados a profundidad de 13.20 m. y 17.70 m. (32)

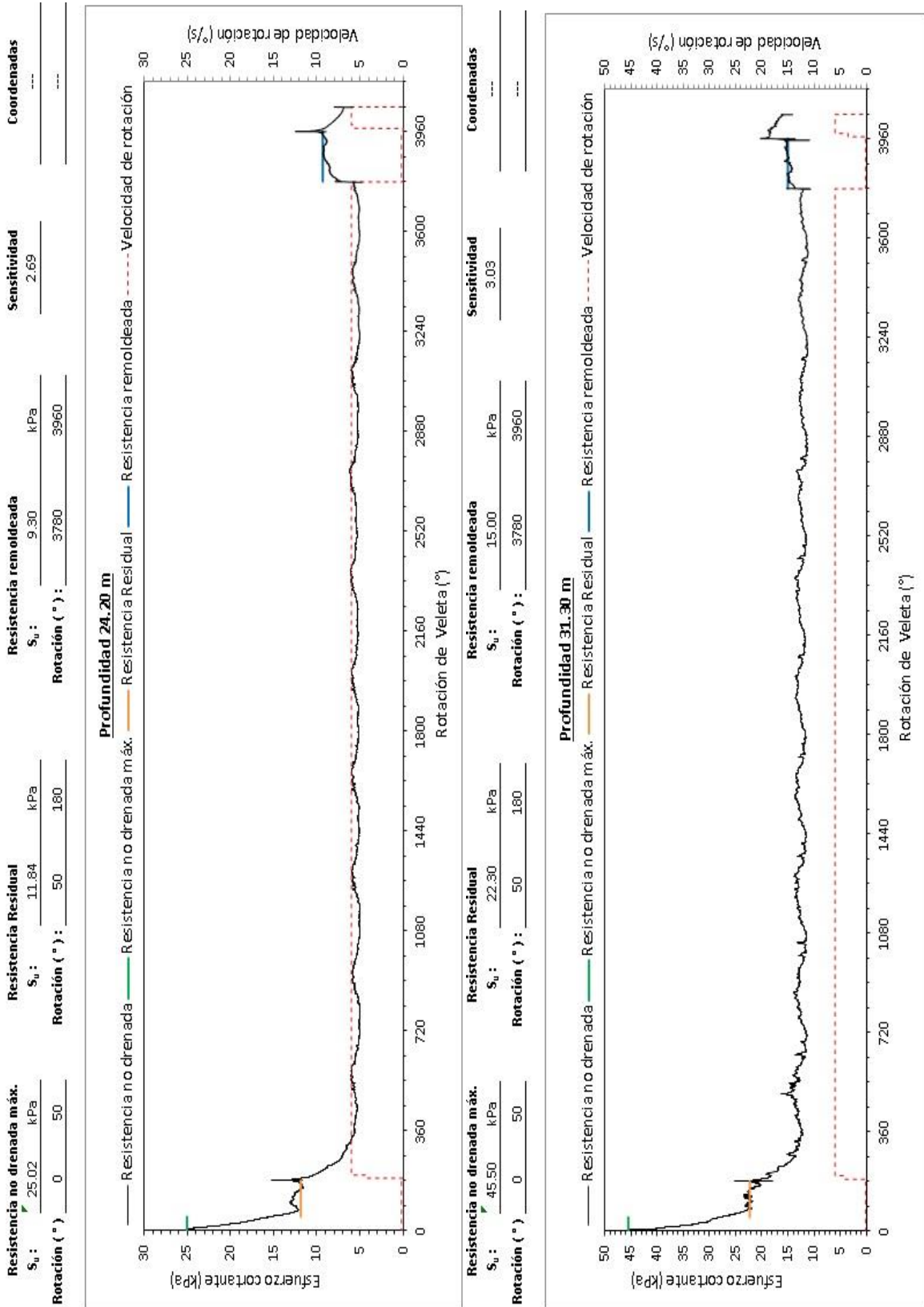


Figura 4. 30 Gráficas de resultados a profundidad de 24.20 m. y 31.30 m. (32)



Pruebas de veleta digital del “Hotel Vaqueritos”

Ubicación: Periférico sur no. 6730



Figura 4. 31 Ensamblaje de la veleta (17)

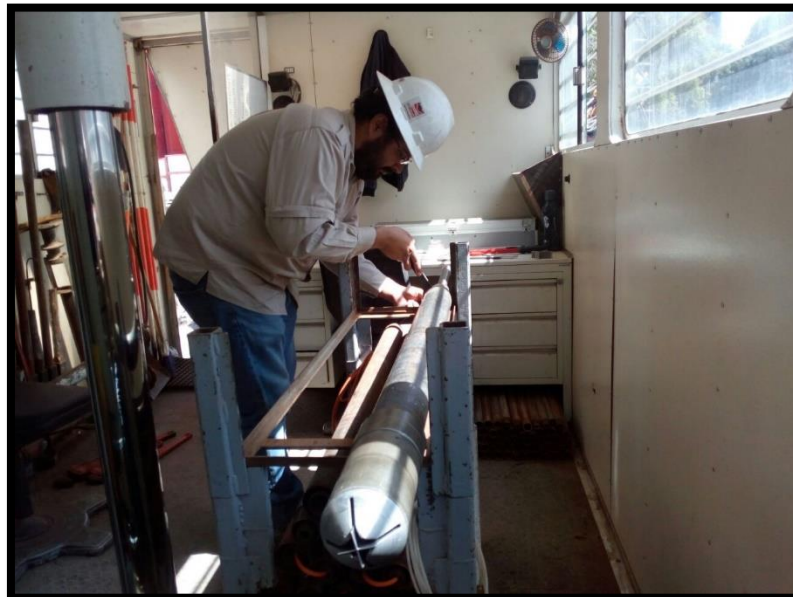


Figura 4. 32 Inserción de la veleta a la funda y tren de tubos. (17)

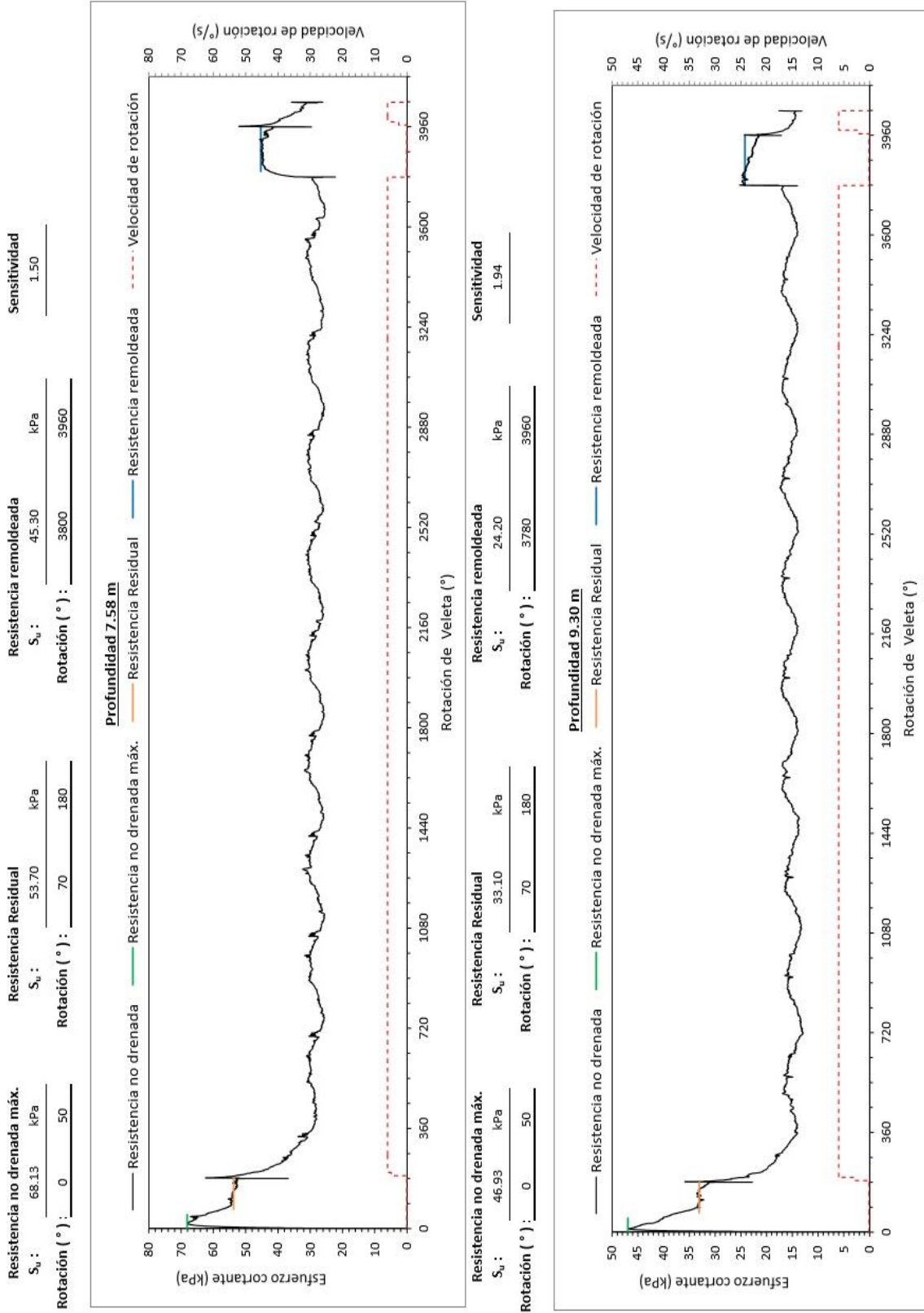


Figura 4. 33 Gráficas de resultados a profundidad de 7.58 m. y 9.30 m (33)

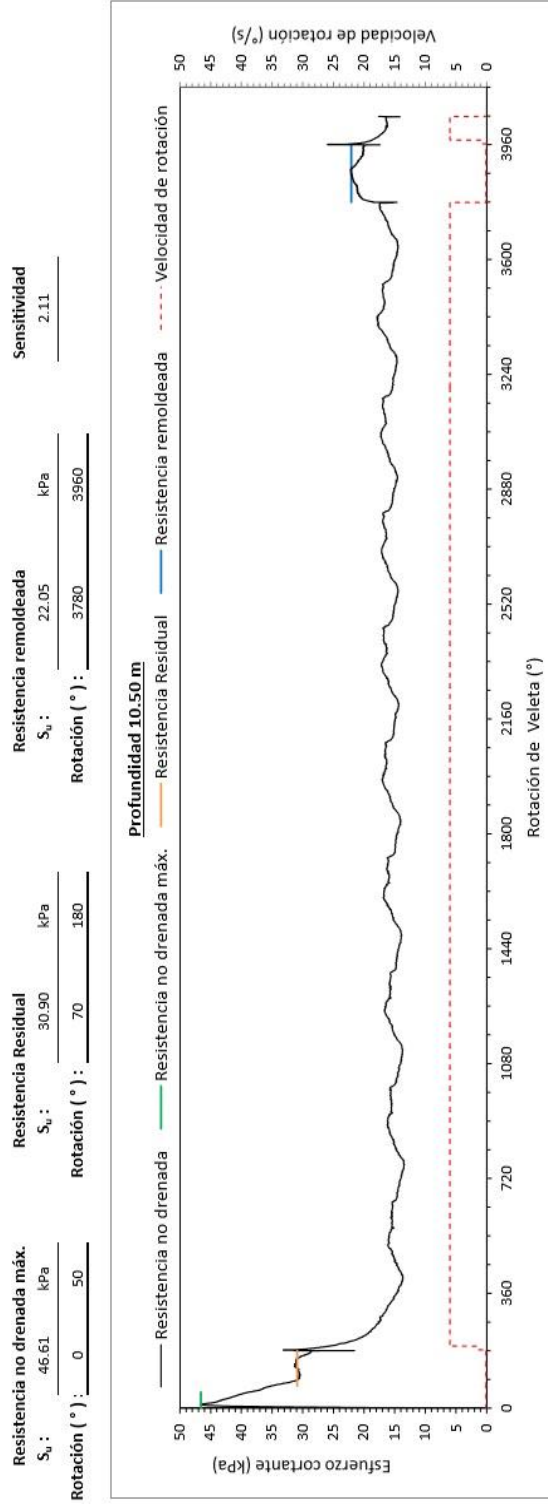


Figura 4. 34 Gráfica de resultados a profundidad de 10.50 m. (33)



4.2 Correlación con la prueba de piezocono

La resistencia cortante no drenada de los suelos finos se ha correlacionado con la resistencia de punta del cono eléctrico empleando el factor N_{kt} y el esfuerzo vertical efectivo en el suelo; sin embargo, para las arcillas del Valle de México, las investigaciones han mostrado que el esfuerzo vertical efectivo tiene poco o nula influencia (13). Al optimizar la determinación de la velocidad de hincado, la inclinación, la resistencia en la punta (q_c), fricción en el fuste (f_s) y el exceso de presión de poro (u_2) entre otros aspectos, el piezocono de nueva generación se ha utilizado con más frecuencia en la exploración de suelos en varios depósitos arcillosos del Valle de México.

La resistencia de punta del cono corregida, q_t , y la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas s_u son correlacionables, este capítulo pretende explicar la relación que existe entre la resistencia no drenada obtenida de una prueba de veleta con el índice de compresibilidad obtenido en las pruebas de compresión unidimensional de una prueba de piezocono.

Tradicionalmente, la resistencia de punta en el cono eléctrico ya se relacionaba con la resistencia no drenada partiendo de la teoría de capacidad de carga, ecuación 5:

$$q_c - \sigma_{v0} = N_k s_u \dots \dots \dots ecu. 5$$

Donde:

q_c : resistencia de punta en el cono eléctrico

σ_{v0} : esfuerzo total

N_k : factor de carga y su es la resistencia no drenada obtenida con cono eléctrico.



Para realizar la correlación, se tomarán los resultados de las pruebas de veleta y se compararán con los resultados del piezocono en las mismas profundidades para obtener experimentalmente el valor de N_k . Algunos autores disciernen si se va a utilizar el esfuerzo vertical total, el esfuerzo vertical efectivo o simplemente se elimina, según Santoyo (1989), el estado de esfuerzos no es relevante para la estimación de N_k . Posteriormente se estudiará la relación que existe entre la resistencia no drenada remoldeada con la fricción en el fuste y las propiedades de compresibilidad con la resistencia en la punta.

Para la estimación de la resistencia pico, las mediciones obtenidas en las pruebas de veleta se compararon con los valores de N_k utilizando la resistencia en la punta q_t del piezocono en la misma profundidad. Se realizaron 3 pruebas, en la primera prueba se consideró el esfuerzo vertical total para obtener N_k , figura 4.35, en la segunda se utilizó el esfuerzo vertical efectivo, figura 4.36, y en el tercer caso no se consideró el estado de esfuerzos, figura 4.37. Los resultados fueron los siguientes.

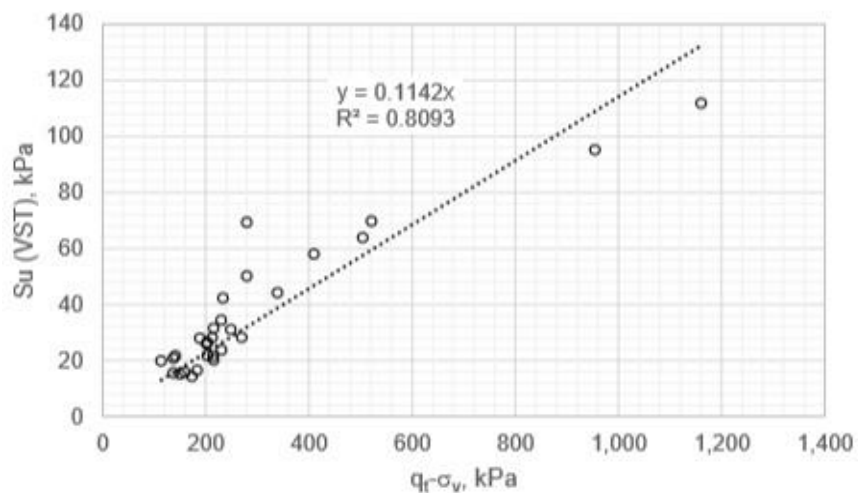


Figura 4. 35 Estimación de la resistencia no drenada pico considerando el esfuerzo vertical total (14)

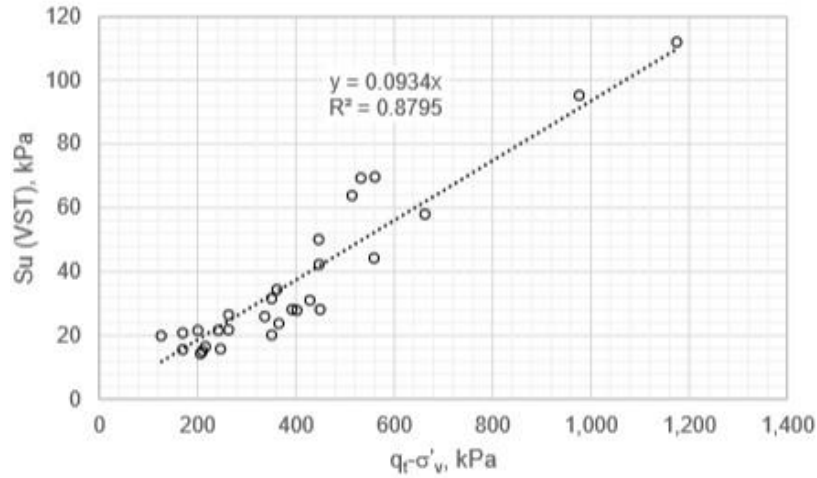


Figura 4. 36 Estimación de la resistencia no drenada pico considerando el esfuerzo vertical efectivo (14)

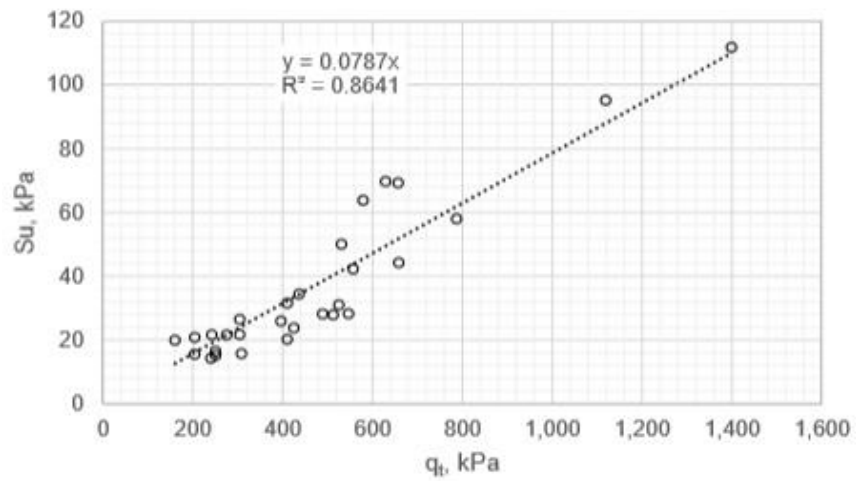


Figura 4. 37 Estimación de la resistencia no drenada pico sin considerar el estado de esfuerzos (21)

Se observa que el mejor coeficiente de correlación se obtiene de la ecuación 6:

$$s_u = \frac{q_c - \sigma'_v}{N_k} \dots \dots \dots \text{ecu. 6}$$

Donde:

s_u : Resistencia al esfuerzo cortante no drenada



σ'_v : esfuerzo vertical efectivo

$1/N_k$: pendiente de cada ajuste lineal.

En el caso de la resistencia remoldeada de la veleta se hizo una comparación con la fricción en el fuste del piezocono y se obtuvieron los siguientes resultados

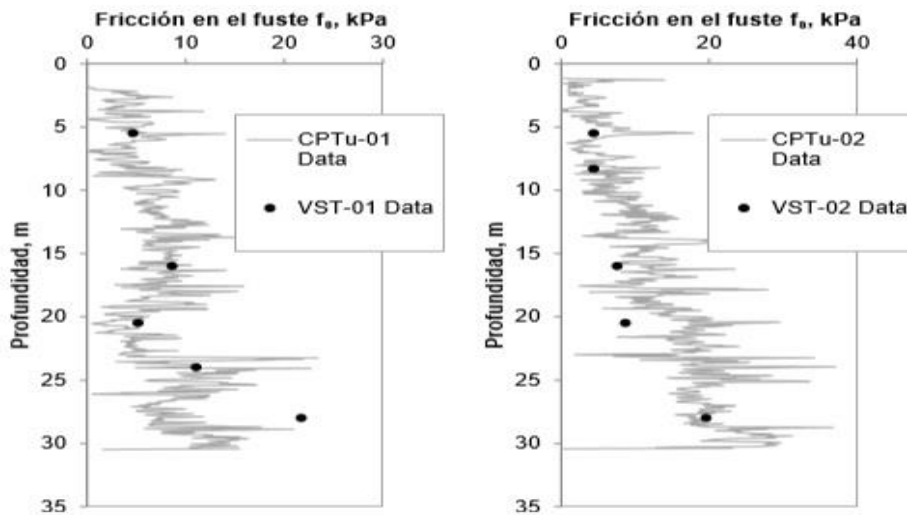


Figura 4. 38 Comparación de la fricción de fuste y resistencia remoldeada (14)

En figura 4.37, se observan una relación directa entre el f_s y el S_u remoldeado y se observa que la fricción en el fuste es menos confiable aplicándolo en una arcilla de la ciudad de México.

La correlación muestra que se obtiene una buena aproximación de la resistencia no drenada remoldeada:

$$S_{u\ remolded} = f_s$$

Se observa qué magnitud del coeficiente de correlación no es muy diferente, se determina que, para los suelos del Valle de México, la fricción en el fuste del piezocono es una buena estimación de la resistencia remoldeada, esto a partir de la comparación con los resultados de la veleta. (12)

Capítulo 5. Conclusiones y Recomendaciones



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en la información anterior podemos concluir que la prueba de veleta digital es una opción eficiente para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada porque es más rápida en comparación con las pruebas que se realizan con otros métodos como la prueba de compresión triaxial UU y la veleta eléctrica. La confiabilidad de los resultados de esta prueba aporta certeza e información a los proyectistas y constructores que van a realizar un proyecto de obra civil.

Gracias a la automatización de la prueba de veleta digital la obtención de los resultados se efectúa en 24 horas, es una gran ventaja, ya que se adecua perfectamente al calendario de obra que se realiza en el anteproyecto de construcción. La prueba de veleta digital permite obtener resultados a mayores profundidades y un mayor número de pruebas por día. El precio de la prueba de veleta digital es más costoso en comparación de pruebas para determinar la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, pero su efectividad es superior. Además, la gráfica de resultados tiene un formato sencillo para su fácil interpretación.

En la ejecución de la prueba de veleta digital, se debe tener un mayor cuidado en la limpieza del tren de tubos y las cuchillas, de lo contrario, no se elimina la humedad y el acero tiende a corroerse o el motor puede averiarse, es recomendable limpiarlo y secarlo perfectamente para eliminar la humedad. Sería importante incrementar el tiempo de rotación de la veleta en las etapas de la prueba para observar si influye en los resultados, de no ser así, se optimizaría el tiempo de ejecución reduciendo los tiempos de la prueba. Se recomienda realizar la prueba de veleta digital en campo, la prueba de compresión triaxial "UU" en laboratorio y comparar los resultados.

Referencias

1. **Tellez, Mario Arturo Aguilar.** *Apuntes de Mecanica de Suelos.* Veracruz : s.n., 2003.
2. **Farfán, Ana B Postigo.** slideshare. [En línea] 15 de enero de 2017. [Citado el: 13 de 10 de 2018.] <https://www.slideshare.net/FroilanCondoriHuaccanqui/suelos-ii-clase-n-03-corte-directo>.
3. **Ossa, Alexandra, Lerma, César y Flores, Mario.** *Propiedades resilientes de los suelos del ex-lago de Texcoco.* 125, México : Instituto de Ingeniería, 2017. 1870-347X.
4. **Romero, Enrique Elizalde.** *Determinación del esfuerzo cortante en suelos.* México : UNAM, 1995.
5. **Trejo, Cristian.** youtube.com. *youtube.* [En línea] Universidad de Burgos, 04 de mayo de 2017. [Citado el: 05 de 10 de 2018.] <https://www.youtube.com/watch?v=SbvmwSXS6qw>.
6. **Abello, Diana Paola Herrea y Niño Torres, Leidy Mllena.** *Estimación de la correlación adecuada para la resistencia no drenada de suelos de piedemonte de los cerros orientales a partir del ensayo de veleta (VST).* Colombia : s.n., 2015.
7. **Villa, Enrique Santoyo.** *Pruebas de Veleta de campo en suelos Blandos.* 2016, Revista Geotécnia, págs. 12-16.
8. **Shelley, Efraín Ovando, y otros.** *Manual de Diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad.* México : Instituto de Ingeniería, 2008.
9. **Villa, Enrique Santoyo.** *Exploración de suelos; Métodos Directos e indirectos, Muestreo y pruebas de campo.* Mexico : Sociedad de Ingeniería Geotécnica A. C., 2010.
10. **Cardy, Jose Antonio Sanchez.** *Relación entre resistencia al esfuerzo conrtante, no drenada, de arcillas saturadas medidas en diferentes pruebas en el laboratorio y diferentes métodos in situ.* México : s.n., 1981.
11. **Thilakan, Sabna.** Linkedin. [En línea] 14 de 01 de 2015. <https://pt.slideshare.net/sabnabaiju/vane-shear-test/4>.

12. **Flores- Eslava, R. A., Rangel-Núñez, J. L. y Ibarra-Razo, E.** *Correlación entre la resistencia al esfuerzo cortante no drenada y la resistencia de punta medida con piezocono eléctrico para arcillas del valle de México.* Yucatán : Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C., 2016.
13. **Daniel, Mejía Loera.** Imagen. *Imágenes del proyecto Drenaje pluvial de NAICM.* Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 19 de 07 de 2017.
14. —. Camión Hydson. *Reporte fotográfico de la prueba de veleta digital del proyecto VACUMM segunda etapa.* Estado De México, Texcoco, Centro : s.n., 16 de 05 de 2018.
15. **Flores Eslava, R. A., Rangel NUñez, J. L. y Ibarra -Razo, E.** *Correlación entre la resistencia al esfuerzo cortante no drenada y la resistencia de punta medida con el piezocono electrico para las arcillas del valle de México.* Yucatán : Sociedad Mexicana de ingeniería Geotécnica, 2016.
16. **Villa, Enrique Santoyo.** *El cono en la exploración geotécnica.* México : Instituto de Ingeniería, 1989.
17. **López, Josefa.** La civilización Romana. [En línea] 29 de 09 de 2015. [Citado el: 10 de 04 de 2018.] <http://losromanosparasecundaria.blogspot.mx/2015/06/arquitectura-romana.html>.
18. **Fernández, Roberto Llanas y.** *La ingeniería en México, 400 años de historia .* México : Instituto de Ingeniería, 2012.
19. **Ingeniero civil.** *Proyectos y apuntes teórico-prácticos de ingeniería civil para compartir con ustedes.* [En línea] 10 de 03 de 2011. <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/03/ensayo-de-compresion-inconfinada-para.html>.
20. **Yura, Meliza.** Slide share. [En línea] 14 de 08 de 2014. <https://es.slideshare.net/meleyzha/mecanica-de-suelos-i-10-exploracion-de-suelos>.
21. **Palacios, German Walter Tello.** Slideshare. [En línea] 03 de 12 de 2012. <https://es.slideshare.net/ERaCC1/exploracion-de-campo>.
22. **C., Guillermo Springall.** *Aplicaciones de la veleta para medición in situ de la resistencia al corte de los suelos blandos de México.* 2016, Revista Geotecnia, págs. 29-35.

23. INV, Norma. *Ensayo de corte en suelos cohesivos en el terreno usando veleta.* México : s.n., 2008.

24. Daniel, Mejía Loera. Imagen. *Imágenes del proyecto Tunel de Vacío NAICM.* México, Estado de México, Centro : s.n., 25 de 08 de 2016.

—. Camión en operación. *Puebas de veleta del Proyecto VACUMM NAICM.* Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 12 de 05 de 2017.

—. Ajuste de tubos. *Pruebas de veleta digital del proyecto VACUMM primera etapa.* Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 12 de 05 de 2017.

—. Resultados obtenidos. *Pruebas de Veleta Digital Para el proyecto VACUMM.* Estado De México, Texcoco, Centro : s.n., 12 de 05 de 2017.

—. Camión de operación. *Reporte fotografico del Proyecto VACUMM NAiCM.* Estado De México, Texcoco, Centro : s.n., 16 de 05 de 2018.

—. Imagen. *Reporte fotografico del proyecto VACUMM segunda etapa.* Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 16 de 05 de 2018.

—. Graficas de resultados. *Prueba de veleta digital para el proyecto "drenaje pluvial de NAICM".* Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 19 de 07 de 2017.

—. Resultados obtenidos. *Informe de resultados de veleta digital en el proyecto VACUMM segunda etapa.* Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 12 de 07 de 2017.

—. Prueba de veleta digital. *Reporte Fotografico de prueba de veleta digital en el proyecto Panel de vacío NAICM priemra etapa.* Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 02 de 09 de 2016.

—. Graficas de veleta digital. *Informe de resultados de veleta digital en el proyecto Panel de Vacío primera etapa.* EEstado de México, Texcoco, Centro : s.n., 02 de 09 de 2016.

—. Imágenes Exploración complementaria. *Reporte fotografica de pureba de veleta digital Zona de vacío.* Estado de México, Texcoco, centro : s.n., 29 de 05 de 2017.

—. Resultados del proyecto Zona de vacío. *Informe de resultados del proyecto Exploracion complementaria.* Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 29 de 05 de 2017.

- . Imagenes del proyecto "planta CONAGUA". *REporte fotografico del proyecto Planta conagua NAICM*. Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 28 de 09 de 2017.
- . Resultados del proyecto CONAGUA. *Informe final de prueba de veleta para el proyecto Planta de bombeo CONAGUA*. Estado de México, Texcoco, centro : s.n., 11 de 10 de 2017.
- . Imagenes Hotel Vaqueritos. *Reporte Fotografico de lapuebas de veleta digital en el hotel Vaqueritos*. Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 20 de 04 de 2017.
- . Resultados de la pruebas del hotel Vaqueritos. *Informe final de pruebaas de veleta digital en el Proyecto "Hotel Vaqueritos"*. Estado de México, Texcoco, Centro : s.n., 20 de 04 de 2017.
- . *Exploración geotécnica para el panel de vacío con membrana para el proyecto de NAICM*. Ciudad de México : s.n., 2017.

Anexos



Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil¹

This standard is issued under the fixed designation D 2573; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reappraisal. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reappraisal.

This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense. Consult the DoD Index of Specifications and Standards for the specific year of issue which has been adopted by the Department of Defense.

1. Scope*

1.1 This test method covers the field vane test in soft, saturated, cohesive soils. Knowledge of the nature of the soil in which each vane test is to be made is necessary for assessment of the applicability and interpretation of the test.

1.2 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard. The SI units given in parentheses are for information only.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Summary of Test Method

2.1 The vane shear test basically consists of placing a four-bladed vane in the undisturbed soil and rotating it from the surface to determine the torsional force required to cause a cylindrical surface to be sheared by the vane; this force is then converted to a unit shearing resistance of the cylindrical surface. It is of basic importance that the friction of the vane rod and instrument be accounted for; otherwise, the friction would be improperly recorded as soil strength. Friction measurements under no-load conditions (such as the use of a blank stem in place of the vanes, or a vane that allows some free rotation of the rod prior to loading) are satisfactory only provided that the torque is applied by a balanced moment that does not result in a side thrust. As torsional forces become greater during a test, a side thrust in the instrument will result in an increase in friction that is not accounted for by initial no-load readings. Instruments involving side thrust are not recommended. The vane rod may be of sufficient rigidity that it does not twist under full load conditions; otherwise a correction must be made for plotting torque-rotation curves.

3. Significance and Use

3.1 This test method provides an indication of in-situ shear strength.

3.2 This test method is used extensively in a variety of geotechnical explorations, such as in cases where a sample

for laboratory testing cannot be obtained.

4. Apparatus

4.1 The vane shall consist of a four-bladed vane as illustrated in Fig. 1. The height of the vane shall be twice the diameter. Vane dimensions shall be as specified in Table 1. Sizes other than those specified in Table 1 shall be used only with the permission of the engineer in charge of the boring program. The ends of the vane may be tapered (see Fig. 1). The penetrating edge of the vane blade shall be sharpened having an included angle of 90°.

4.2 The vane shall be connected to the surface by means of steel torque rods. These rods shall have sufficient diameter such that their elastic limit is not exceeded when the vane is stressed to its capacity (Note 1). They shall be so coupled that the shoulders of the male and female ends shall meet to prevent any possibility of the coupling tightening when the torque is applied during the test. If a vane housing is used,

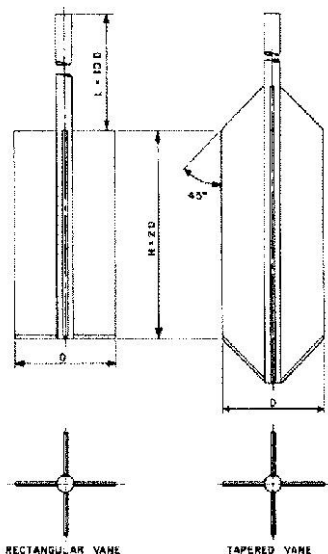


FIG. 1 Geometry of Field Vane

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.02 on Sampling and Related Field Testing for Soil Investigations.

Current edition approved Sept. 15, 1994. Published November 1994. Originally published as D 2573 - 67 T. Last previous edition D 2573 - 72 (1978).

* A Summary of Changes section appears at the end of this test method.

TABLE 1 Recommended Dimensions of Field Vanes^A

Casing Size	Diameter, in. (mm)	Height, in. (mm)	Thickness of Blade, in. (mm)	Diameter of Vane Rod, in. (mm)
AX	1½ (38.1)	3 (76.2)	¼ (1.6)	½ (12.7)
BX	2 (50.8)	4 (101.6)	¼ (1.6)	½ (12.7)
NX	2½ (63.5)	5 (127.0)	½ (3.2)	½ (12.7)
4 in. (101.6 mm) ^B	3¾ (92.1)	7¼ (184.1)	½ (3.2)	½ (12.7)

^A Selection of the vane size is directly related to the consistency of the soil being tested, that is, the softer the soil the larger the vane diameter.

^B Inside diameter.

the torque rods shall be equipped with well-lubricated bearings where they pass through the housing. These bearings shall be provided with seals to prevent soil from entering them. The torque rods shall be guided so as to prevent friction from developing between the torque rods and the walls of casing or boring.

NOTE 1—If torque *versus* rotation curves are to be determined, it is essential that the torque rods be calibrated (prior to use in the field). The amount of rod twist (if any) must be established in degrees per foot per unit torque. This correction becomes progressively more important as the depth of the test increases and the calibration must be made at least to the maximum depth of testing anticipated:

4.3 Torque shall be applied to the torque rods, thence to the vane. The accuracy of the torque reading should be such that it will produce a variation not to exceed ± 25 lb/ft² (1.20 kPa) shear strength.

4.4 It is preferable to apply torque to the vane with a geared drive. In the absence of a geared drive, it is acceptable to apply the torque directly by hand with a torque wrench or equivalent. The duration of the test should be controlled by the requirements of 5.3.

5. Procedure

5.1 In the case where a vane housing is used, advance the housing to a depth which is at least five vane housing diameters less than the desired depth of the vane tip. Where no vane housing is used, stop the hole in which the vane is lowered at a depth such that the vane tip may penetrate undisturbed soil for a depth of at least five times the diameter of the hole.

5.2 Advance the vane from the bottom of the hole or the vane housing in a single thrust to the depth at which the test is to be conducted. Take precautions to make sure no torque is applied to the torque rods during the thrust.

5.3 With the vane in position, apply the torque to the vane at a rate which should not exceed 0.1°/s. This generally requires a time to failure of from 2 to 5 min, except in very soft clays where the time to failure may be as much as 10 to 15 min. In stiffer materials, which reach failure at small deformations, it may be desirable to reduce the rate of angular displacement so that a reasonable determination of the stress-strain properties can be obtained. During the rotation of the vane, hold it at a fixed elevation. Record the maximum torque. With apparatus with geared drives, it is desirable to record intermediate values of torque at intervals of 15 s or at lesser frequency if conditions require.

5.4 Following the determination of the maximum torque, rotate the vane rapidly through a minimum of 10 revolutions; the determination of the remoulded strength should be started immediately after completion of rapid rotation and in all cases within 1 min after the remoulding process.

5.5 In the case where soil is in contact with the torque

rods, determine the friction between the soil and the rod by means of torque tests conducted on similar rods at similar depths with no vane attached. Conduct the rod friction test at least once on each site; this shall consist of a series of torque tests at varying depths.

5.6 In apparatus in which the torque rod is completely isolated from the soil, conduct a friction test with a blank rod (Note 2) at least once on each site to determine the magnitude of the friction of the bearings. In a properly functioning vane apparatus, this friction should be negligible.

NOTE 2—In some cases it is not necessary to remove the vane for the friction test. As long as the vane is not in contact with the soil, that is, where it is retracted into a casing, the friction measurement is not affected.

5.7 Conduct undisturbed and remoulded vane tests at intervals of not less than 2½ ft (0.76 m) throughout the soil profile when conditions will permit vane testing (Note 3). Do not conduct the vane test in any soil that will permit drainage or dilates during the test period, such as sands or silts or in soils where stones or shells are encountered by the vane in such a manner as to influence the results.

NOTE 3—This spacing may be varied only by the engineer in charge of the boring program.

6. Calculation

6.1 Calculate the shear strength of the soil in the following manner: The turning moment required to shear the soil is as follows:

$$T = s \times K$$

where:

T = torque, lbf·ft (or N·m),

s = shear strength of the clay, lbf/ft² (or kPa), and

K = constant, depending on dimensions and shape of the vane, ft³ (or m³).

6.2 Assuming the distribution of the shear strength is uniform across the ends of a cylinder and around the perimeter, calculate the value of K as follows:

Inch-Pound Units:

$$K = (\pi/1728) \times (D^2H/2) \times [1 + (D/3H)]$$

Metric Units:

$$K = (\pi/10^6) \times (D^2H/2) \times [1 + D/3H]$$

where:

D = measured diameter of the vane, in. (or cm), and

H = measured height of vane, in. (or cm).

It is important that these dimensions are checked periodically to ensure the vane is not distorted or worn.

6.3 As the ratio of length to breadth of the vane is 2:1, the value of K may be simplified in terms of the diameter so that it becomes the following:

Inch-Pound Units:

$$K = 0.0021D^3$$

Metric Units:

$$K = 0.0000366D^3$$

6.4 Since the value of s is required, it is more useful to write the equation as follows:

$$s = T \times k$$

where:

$k = 1/K$ and

T , the torque, is measured so that s can be calculated.

6.5 For the tapered vane of Fig. 1, the following modified equation may be used for the vane constant:

Inch-Pound Units:

$$K = 1/1728 [\pi D^3 + 0.37 (2D^3 - d^3)]$$

Metric Units:

$$K = 1/10^6 [\pi D^3 + 0.37 (2D^3 - d^3)]$$

where:

d = rod diameter, in. (cm). For a 1/2-in. (1.27-cm) rod this reduces to:

Inch-Pound Units:

$$K = 0.00225D^3 - 0.00003$$

Metric Units:

$$K = 0.00000388D^3 - 0.0000076$$

7. Report

- 7.1 For each vane test record the following observations:
 - 7.1.1 Date of the test,
 - 7.1.2 Boring number,
 - 7.1.3 Size and shape of the vane (tapered or rectangular),
 - 7.1.4 Depth of the vane tip,

7.1.5 Depth of the vane tip below the housing or bottom of the hole,

7.1.6 Maximum torque reading, and intermediate readings if required for the undisturbed test,

7.1.7 Time to failure of the test,

7.1.8 Rate of remoulding,

7.1.9 Maximum torque reading for the remoulded test, and

7.1.10 Notes on any deviations from standard test procedure.

7.2 In addition, record the following observations for the boring:

7.2.1 Boring number,

7.2.2 Location,

7.2.3 Log of the soil conditions,

7.2.4 Reference elevation,

7.2.5 Method of making the hole,

7.2.6 Description of the vane, that is, housed or not,

7.2.7 Description of the method of applying and measuring the torque,

7.2.8 Notes on the driving resistance,

7.2.9 Name of the drilling foreman, and

7.2.10 Name of the supervising engineer.

8. Precision and Bias

8.1 *Precision*—A valid estimate of test precision has not been determined because it is too costly to conduct the necessary inter-laboratory (field) tests. Subcommittee D18.02 welcomes proposals to allow development of a valid precision statement.

8.2 *Bias*—Because there is no reference material for this test method, there can be no bias statement.

9. Keywords

- 9.1 In-situ test; shear strength

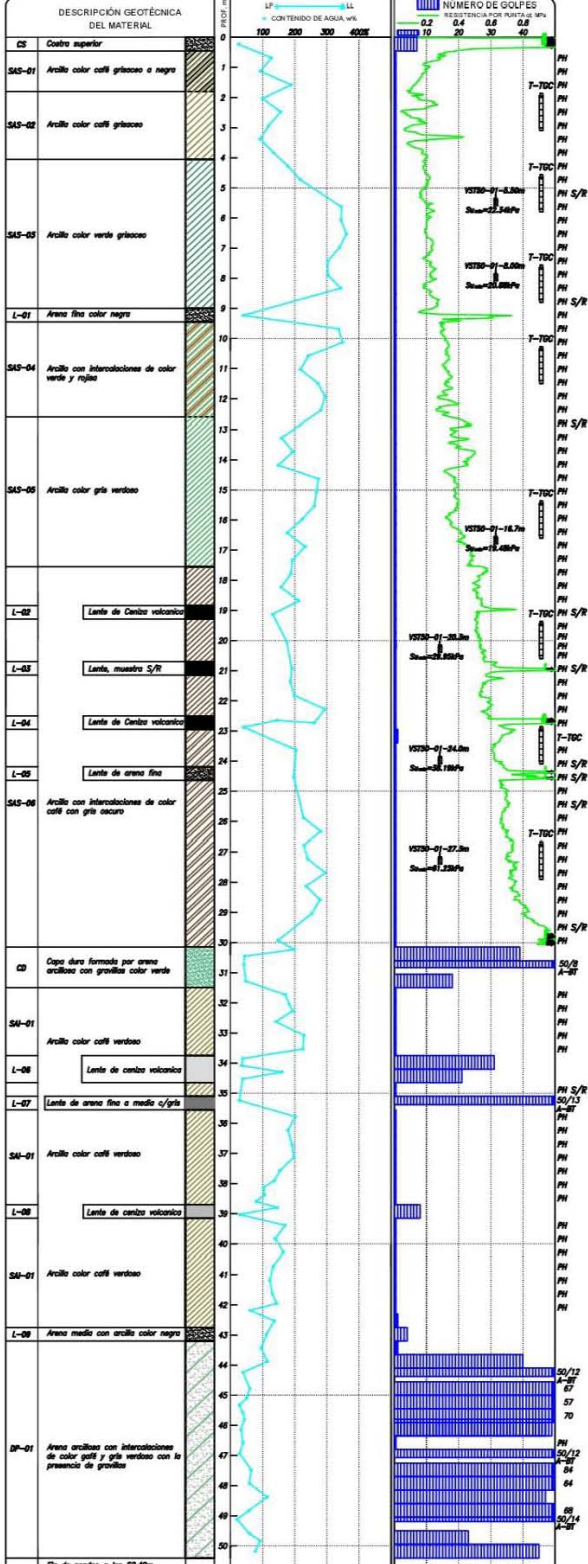
SUMMARY OF CHANGES

This section identifies the principle change to this test method that have been incorporated since the last issue.

- (1) The following sections were added; 1.2,3,7 and 8.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.



Símbolos
 [Dotted] Arena
 [Horizontal lines] Limo
 [Vertical lines] Arcilla
 [Diagonal lines] Arena
 [Cross-hatch] Arena

Abreviaturas
 G = Porcentaje de gravas
 S = Porcentaje de arenas
 F = Porcentaje de finos
 LP = Límite plástico
 LL = Límite líquido
 WL = Nivel de aguas freáticas

TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN
 T-700 = Tube TDC
 SAC = Sonda de arena controlada
 SCE = Sonda de sosa alcohólica
 SPT = Sonda de penetración estándar
 BARDI = Bardi N°
 A-ST = Arena con arena tridolca