

CARACTERIZACIÓN DE TRUMAO EN COMPRESIÓN CONFINADA USANDO ENSAYOS DE ALTA VELOCIDAD DE ADQUISICIÓN DE DATOS.

*N. Sáez Recabal*¹, *J. Montenegro-Cooper*² y *M. Bravo Zapata*³.

RESUMEN:

Los suelos derivados de ceniza volcánica meteorizada presentan un elevado coeficiente de consolidación (c_v) con respecto a suelos con porcentajes de arcillas mayores. Varios autores han señalado que siguiendo el procedimiento de ensayo de la norma ASTM D 2435/D2435M-11 no se obtienen suficientes datos para definir la curva de consolidación adecuadamente para determinar el coeficiente de consolidación apropiado. En este trabajo se aumentó el número de lecturas iniciales por escalón de carga para muestras en trumao, según lo indicado en la citada norma, con la finalidad de evaluar el comportamiento de la curva de consolidación. El sitio de estudio corresponde a la localidad de Entrepierna, ubicada en la región de Ñuble, Chile. El incremento de las lecturas en la parte inicial de cada escalón de carga mejora la precisión del coeficiente de consolidación c_v . Las curvas edométricas en escala logarítmica y lineal fueron comparadas para evaluar la tensión de preconsolidación donde se encontraron diferencias en cuanto a la información que aportaba cada una, debido a que se obtienen presiones de preconsolidaciones de la curva logarítmica mediante el método de Casagrande.

PALABRAS CLAVES: Suelo residual, edómetro y altas velocidades de adquisición de datos.

ABSTRACT:

Soils derived from weathered volcanic ash present a high coefficient of consolidation (c_v) with respect to soils with higher clay percentages. Several authors have pointed out that following the test procedure of ASTM D 2435/D2435M-11 did not obtain enough data to define the consolidation curve adequately to determine the appropriate consolidation coefficient. In this work, the number of initial readings per load step for samples in trumao was increased, as indicated in the standard, in order to evaluate the behavior of the consolidation curve. The study site corresponds to the town of Entrepierna, located in the region of Ñuble, Chile. Increasing readings at the beginning of each improvement scale load the accuracy of the consolidation coefficient c_v . The oedometric curves on a logarithmic and linear scale were compared to evaluate the preconsolidation stress where differences were found in terms of the information provided by each one, due to the fact that preconsolidation pressures were obtained from the logarithmic curve using the Casagrande method.

¹ Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, nsaezr@ing.ucsc.cl

² Profesor Guía, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, jmontenegro@ucsc.cl

³ Profesor Informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, matias.bravo@ucsc.cl

1. INTRODUCCIÓN

Durante cientos de años hemos utilizado el suelo como elemento soportante de las obras civiles, por lo que su estabilidad y comportamiento estarán determinados, entre otros factores, por el desempeño del material de asiento. Por lo tanto, la comprensión de los suelos juega un rol importante a la hora de desarrollar un proyecto u obra civil. Sin embargo, los estudios de Mecánica de Suelos se han concentrado desde su origen en los suelos sedimentarios, pero con el paso del tiempo la comprensión de los suelos residuales se ha vuelto cada vez más importante.

Un suelo residual es aquel material que se forma por la meteorización física y/o química de la roca subyacente sin sufrir los procesos de erosión, transporte y depositación propios de un suelo sedimentario (Wesley, 2009). Según el citado autor, los suelos residuales se clasifican composicionalmente en tres grandes grupos, denominados grupo A, grupo B y grupo C. El grupo A corresponde a los suelos saprolíticos, los cuales son suelos heterogéneos con un comportamiento similar a los suelos moderadamente sobreconsolidados y la estabilidad de las laderas es dominado por la influencia de las discontinuidades. El grupo B se considera a los suelos problemáticos, siendo aquellos encontrados en zonas planas, ya que poseen baja resistencia, alta compresibilidad y con características fuertes de expansión y contracción debido a que están directamente relacionadas por su constituyente mineralógico similares a las del grupo de las esmectitas. Por último, el grupo C son suelos subdivididos según los minerales arcillosos de silicato, encontrando las haloisitas, sesquióxidos y alofanos. Este último tiene la particularidad de retener mucha cantidad de agua tanto interior como exteriormente, lo que provoca la alteración del vidrio volcánico (Paredes & Verdugo, 2004). Además, este último grupo tiene características únicas, tales como un elevado contenido de agua, cambios en su estructura interna a partir de la velocidad de secado, color rojizo y topografía bien drenada (Wesley, 2010).

Las cenizas volcánicas están compuestas en mayormente por vidrio volcánico, el cual es susceptible a la alteración dependiendo de su composición química. A mayor proporción de SiO_2 se observarán minerales de colores más claros, como el cuarzo y otros silicatos, mientras que a medida que disminuye la concentración de sílice, tendremos minerales oscuros predominantes (Nanzyo *et al.* - 1993). Adicionalmente, esta diferencia composicional controla los procesos de alteración de la ceniza volcánica, puesto que a mayor concentración del SiO_2 el vidrio volcánico es menos propenso a la meteorización química (Paredes & Verdugo, 2004). Otra forma de clasificar los suelos de origen volcánico es según su mineralogía, ya que la composición inicial de la ceniza volcánica presenta minerales “ligeros” (con una gravedad específica $G_s < 2.8 - 3.0$) en concentraciones que oscilan entre el 70% y 95% y, en menor cantidad (5% a 30% restante), minerales “pesados” ($G_s > 2.8 - 3.0$) (Shoji *et al.*, 1993). Al descomponerse la ceniza volcánica, se genera un material derivado compuesto por partículas que preceden la formación de arcillas denominadas alofán e imogolita, partículas responsables de las propiedades singulares de estos suelos.

En Chile, el 60% de los suelos son de origen magmático (Tosso, 1985) producto de la actividad volcánica propia del margen de subducción. Los suelos alofánicos cubren una superficie de aproximadamente 3.757.000 hectáreas, de las cuales el 89% corresponde a un suelo conocido localmente como trumao y el resto corresponde a un suelo llamado ñadis (Sanhueza *et al.*, 2011). El Trumao es un suelo residual resultante de la alteración del vidrio volcánico, tendiendo a ser un material susceptible a la alteración y cuya morfología permite que las partículas puedan retener una gran cantidad de agua, obteniendo como resultado características y comportamientos geo-mecánicos inusuales en estos suelos (Verdugo & Paredes, 2004). Con respecto a la ubicación de estos suelos, es posible encontrarlos entre Talca (Región del Maule) y Temuco (Región de la Araucanía) depositados

de forma paralela en la zona precordillerana, y desde el sur Temuco también es posible encontrarlos depositados en los valles centrales (Paredes, 2005).

Una de las diferencias entre un suelo residual y uno sedimentario es su historial de esfuerzos, donde la consolidación normal y sobreconsolidación no tienen relevancia para los suelos residuales (Wesley, 2009). Es otras palabras, no es posible de indicar con claridad la frontera entre un suelo normalmente consolidado de otro preconsolidado para suelos residuales, ya que el estado tensional inicial corresponde al de la roca madre de origen. Es por ello que la definición de suelos sedimentarios en función de su historial de tensiones, es decir, suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados, no puede ser aplicada a los suelos residuales. En general, los suelos residuales han sido estudiados considerando el historial de tensiones, habiendo sido el trumao uno de ellos. La determinación de la tensión de preconsolidación mediante el procedimiento logarítmico o de Casagrande ha sido extensamente empleado en el análisis de estos suelos. No obstante, Wesley (2009) no recomienda utilizar esa corrección en cenizas volcánicas alteradas, ya que entrega presiones de preconsolidación inexistentes. En base a todo lo anterior, el autor sugiere representar los datos en una escala lineal (aritmética) para la presión y con ello obtener resultados sin errores (Wesley, 2010).

Verdugo y Paredes (2004) compararon la representación gráfica de los resultados en escala logarítmica y lineal para la presión en el ensayo edométrico, observando cambios de comportamiento entre estas escalas, asociado a suelos preconsolidados, por lo que sugieren el uso de la escala lineal. Romero-Mancilla et al., 2021, estudiaron el comportamiento geotécnico del Trumao señala que en las pruebas de edómetro se requieren un número mínimo de lecturas de asentamiento por presión de carga para poder determinar un coeficiente de consolidación (c_v) más preciso.

De acuerdo con la problemática que significa la representación de las curvas edométricas, este estudio tiene por objetivo caracterizar la reducción de la presión intersticial en suelo alofánico. Para ello, se aumentó el número de lecturas en los rangos iniciales en el rango típico de esfuerzos verticales efectivos utilizados en el ensayo edométrico convencional, según la norma ASTM D2435/D2435M-11. Posteriormente, los resultados obtenidos de los ensayos realizados se comparan a partir de las gráficas, procesadas con las herramientas de una hoja de cálculo.

El ensayo consiste en aplicar varios escalones de carga durante 24 horas y registrar los asentamientos a medida que transcurre el tiempo. Según la norma, nos solicita tomar datos a los 10 [s], 15[s], 30[s], 60[s], 2 [min], 3 [min], 5[min], 7 [min], 10 [min], 15 [min], 20 [min], 30 [min], 45 [min], 60 [min], 2 [hrs], 3 [hrs], 5 [hrs], 7 [hrs], 12 [hrs] y 24 [hrs]. Una vez terminado los escalones de carga, se realiza el proceso de descarga desde los 1.600 kPa a 400 kPa, 400 kPa a 50 kPa y 50 kPa a 3 kPa, con una duración de 24 horas por cada escalón de descarga. A diferencia de lo ocurrido en la fase de carga, en la de descarga se registran únicamente la deformación al final de cada escalón. La muestra de suelo al finalizar el ensayo es secada en horno a 110 °C durante 24 horas. Cabe señalar que la interpretación del ensayo se efectúa considerando el índice de vacíos final que se obtiene a partir de la humedad final del ensayo edométrico.

El índice de vacíos al finalizar cualquier escalón de carga puede obtenerse considerando el índice de vacíos final y la correspondiente variación de altura de la probeta, así como la altura inicial de la muestra. La curva edométrica relaciona el índice de vacíos con respecto a la variación de la tensión efectiva vertical, pudiendo representarse la tensión efectiva vertical en escala natural (ver Figura 12) y escala logarítmica (ver Figura 13). Los coeficientes de compresión noval (c_c) e hinchamiento o entumecimiento (c_s) se definen como la variación del índice de vacíos con respecto al incremento de variación de la tensión efectiva -considerando estos últimos en escala logarítmica- para un suelo normalmente consolidado y preconsolidado, respectivamente.

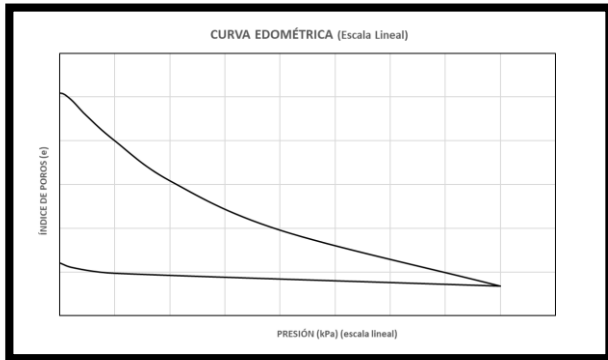


Figura 1: Curva edométrica con la tensión efectiva vertical en escala lineal.

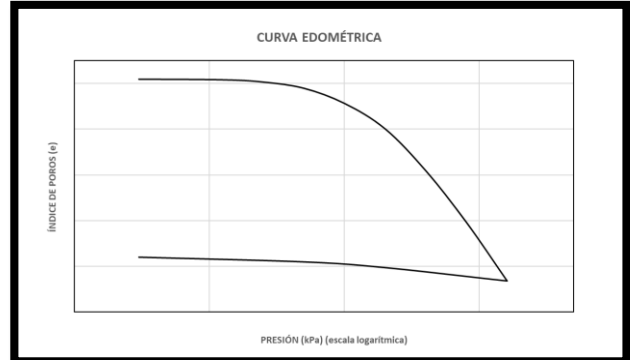


Figura 2: Curva edométrica con la tensión efectiva vertical en escala logarítmica.

La tensión de preconsolidación (σ'_c) del suelo puede estimarse analizando la curva edométrica mediante la construcción de Casagrande para obtener la tensión de preconsolidación. En el punto de máxima curvatura A, se trazan una horizontal ACA y la correspondiente tangente a la curva edométrica AB. Del ángulo formado se encuentra la bisectriz AD, formado por estas dos rectas (AC y AB). La intersección de la bisectriz con la prolongación hacia atrás de la rama de consolidación noval del punto E, cuyo punto en el eje de la abscisa corresponde a la presión de preconsolidación,

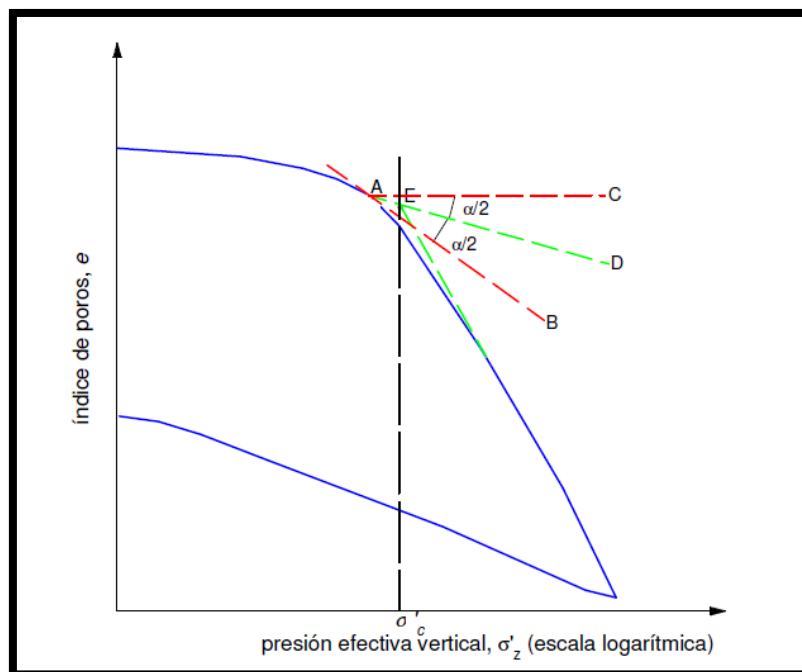


Figura 3: Estimación de la tensión de preconsolidación. (Sagaseta et al., 2007)

El grado de consolidación de la muestra, y su correspondiente velocidad a lo largo del tiempo, puede determinarse a partir de la teoría de Terzaghi y Frölich. Las hipótesis y el desarrollo matemático puede verse en Terzaghi y Peck (1943). El coeficiente de consolidación es un parámetro del modelo para estimar la velocidad de consolidación que puede obtener en laboratorio analizando los resultados de la variación del asentamiento con el tiempo. La ecuación 1 muestra la formulación para determinar el coeficiente de consolidación:

$$c_v = \frac{T_v \cdot H_{drenaje}^2}{t} \quad (1)$$

Donde:

c_v : coeficiente de consolidación.

T_v : factor de tiempo para la consolidación obtenido de la curva teórica.

t : tiempo para el cual ocurre el porcentaje de consolidación.

$H_{drenaje}$: máxima distancia que recorre el agua.

El coeficiente de consolidación puede de determinarse analizando los resultados del ensay de consolidación mediante dos procedimientos: semilogarítmico o de Casagrande (ver Figura 9) y el de la raíz cuadrada del tiempo o de Taylor (ver Figura 10).

En el método de Casagrande -o semilogarítmico- se representa la variación de la altura del correspondiente escalón de carga en las ordenadas, mientras que en las abscisas se grafica el tiempo en escala logarítmica. Terzaghi estimó que el comportamiento inicial de la curva de consolidación se asimila a una parábola. Utilizando esta propiedad se elimina el asiento inicial y se obtiene el instante en el que se considera el inicio de la consolidación primaria. En la parte inicial de la curva de consolidación se escogen dos puntos en el que cuyos tiempos estén en la relación de 1 a 4 (p. ej. 1 y 4 segundos). La diferencia entre las dos lecturas del medidor ha de ser igual a la diferencia entre la lectura del primer punto y la lectura corregida correspondiente al comienzo de la consolidación primaria, L_0 . La diferencia entre la lectura inicial real al comienzo del escalón, L_i , y la corregida, L_0 , corresponde al asiento inicial. Con el fin de eliminar los asientos por consolidación secundaria, la lectura corregida correspondiente al 100% de consolidación primaria se halla por intersección entre la prolongación de la parte final de la curva de consolidación, y la tangente en el punto de inflexión de la curva. Una vez obtenidas las lecturas corregidas L_0 y L_{100} , el valor medio entre ambas corresponde al 50% de consolidación, pudiéndose obtener el tiempo necesario para dicha consolidación t_{50} , directamente en la figura. (Sagaseta et al., 2007) A partir de esta corrección, se obtiene el coeficiente de consolidación para el método de Casagrande mediante la ecuación 2, presentada a continuación.

$$c_v = \frac{T_v \cdot H_{drenaje}^2}{t} = \frac{0.196 * H_{lab}^2}{t_{50}} \quad (2)$$

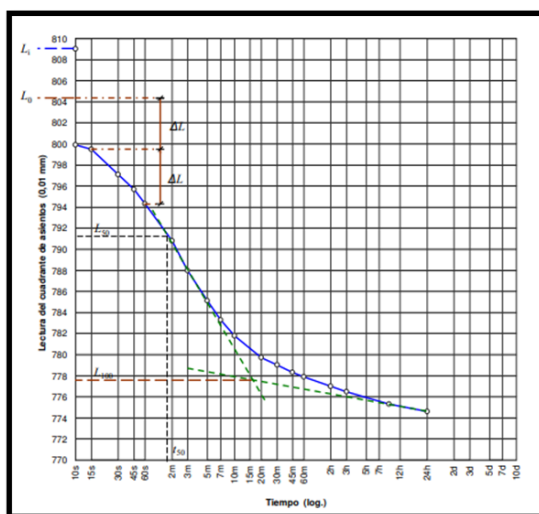


Figura 4: Método de Casagrande para la obtención de c_v . (Sagaseta et al., 2007)

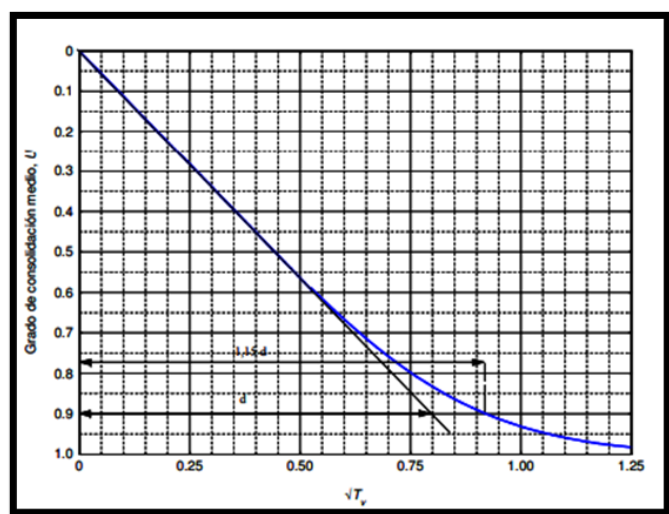


Figura 5: Método de Taylor para la obtención de c_v . (Sagaseta et al., 2007)

El método de Taylor considera la raíz cuadrada del tiempo, por lo que el inicio de la consolidación se representa mediante una línea recta (Figura 10). Para obtener la lectura inicial, L_0 , se proyecta el tramo recto de la curva de consolidación hacia el inicio de las mediciones, como se distingue en la Figura 10. Posteriormente, la distancia d , correspondiente a la distancia entre la recta proyectada y el eje de las ordenadas, se amplifica por un factor de 1,15 equivalente a un grado de consolidación del 90%. Considerando la lectura inicial y el punto $1,15d$, se traza una nueva recta y se considera como t_{90} y L_{90} la intersección entre esta y la curva de consolidación obtenida en el laboratorio. El coeficiente de consolidación para el método de Taylor se obtiene a partir de la ecuación 3, presente a continuación.

$$c_v = \frac{T_v \cdot H_{drenaje}^2}{t} = \frac{0.848 \cdot H_{lab}^2}{t_{50}} \quad (3)$$

El módulo edométrico (E_m) y la permeabilidad (k) pueden calcularse con la ecuación 4 y ecuación 5, respectivamente.

$$E_m = \frac{\Delta\sigma \cdot (1+e_0) \cdot h_f}{\Delta h \cdot (1+e_f)} \quad (4)$$

Donde:

$\Delta\sigma$: Diferencia de presión de carga.

e_0 : Índice de poros inicial.

h_f : Altura final del escalón de carga.

Δh : Diferencia de alturas por escalón de carga en el ensayo edométrico.

e_f : Índice de poros al final del ensayo edométrico

$$k = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{E_m} \quad (5)$$

Donde:

c_v : Coeficiente de consolidación.

γ_w : Peso específico del agua.

E_m : Módulo edométrico.

2. METODOLOGÍA

La metodología del presente artículo se divide en trabajo de terreno, laboratorio y gabinete. Las muestras de trumao fueron recogidas en un talud ubicado en la localidad de “Entrepierna” región de Ñuble, Chile. El citado talud se localiza a unos 35 km al sureste de Chillán, 13.5 km al sureste de Pinto y 5 km al norte de Recinto (ver Figura 6). En terreno se recogieron 4 muestras inalteradas de trumao, desde una excavación efectuada en un corte de un camino rural (ver tabla 1). Las muestras fueron protegidas con papel film con el objetivo de mantener su peso específico y su humedad natural (ver figura 7, 8 y 9).

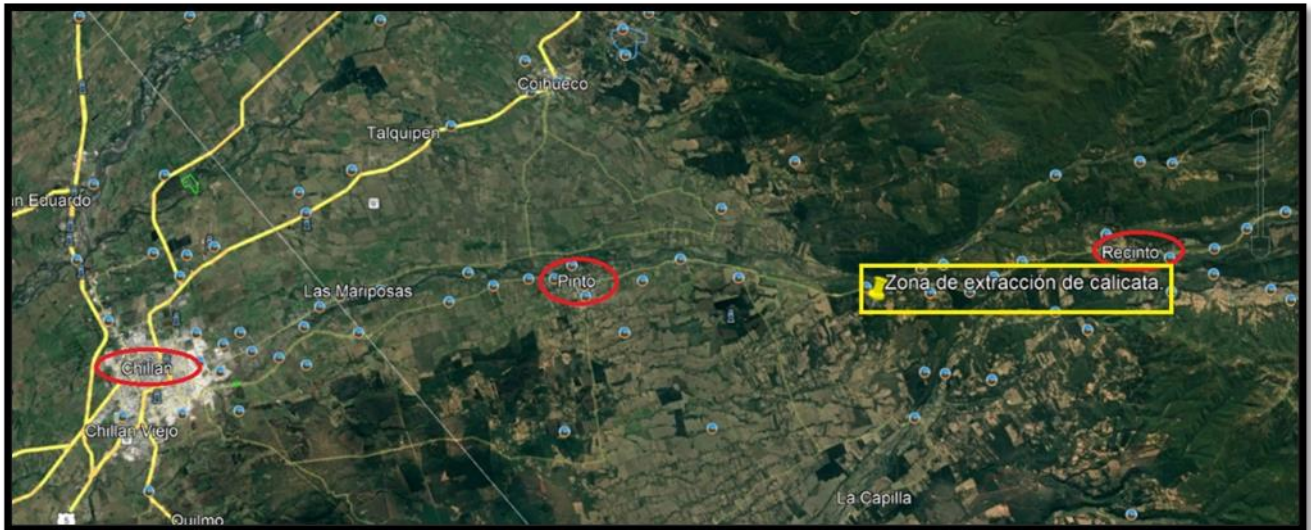


Figura 6: Lugar de extracción de calicatas. (Fuente: Google Earth)

Tabla 1: Coordenadas de la zona de recolección de muestras de trumao inalterado.

Latitud	Longitud	ms.n.m.
36°47'26.85''S	71°46'52.37''W	550

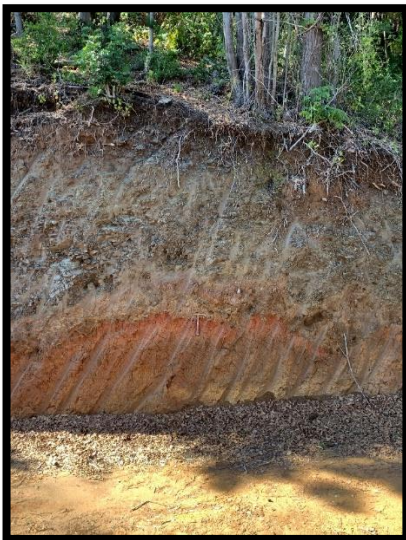


Figura 7: Talud escogido para la recolección de muestras inalteradas de trumao.

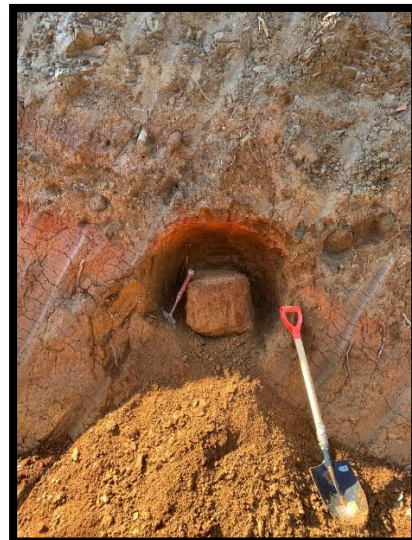


Figura 8: Extracción del bloque inalterado de trumao

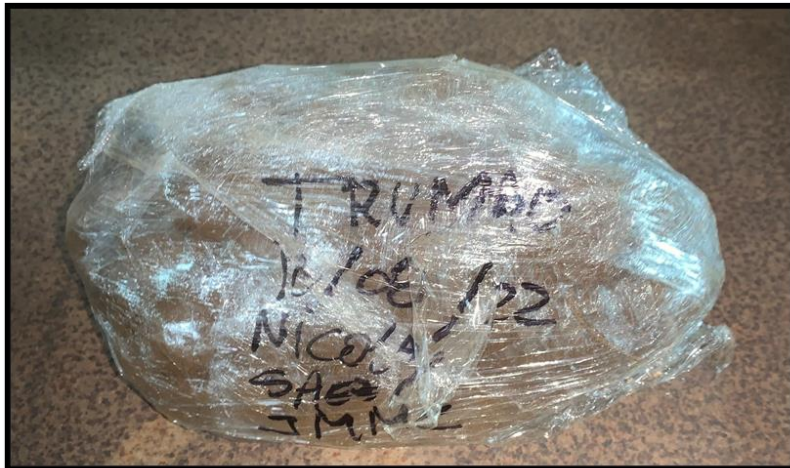


Figura 9: Protección y rotulado de una muestra inalterada de trumao.

En el Laboratorio de Geotecnia de la UCSC se realizaron dos ensayos edométricos con la misma muestra inalterada, con el objeto de evaluar la consolidación. Además, ambos procedimientos estarán bajo el mismo proceso de adquisición de datos para compararlo.

Siguiendo la norma ASTM D2435/D2435M-11 “Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading”. La Figura 5 muestra un esquema de las principales componentes de la célula edométrica. Una muestra de suelo es colocada en el interior de un anillo rígido que impide la deformación y flujos laterales durante la compresión. En la base y en la parte superior de la muestra se sitúan dos piedras porosas y papeles filtros que permiten el drenaje durante la consolidación. Se utilizó un edómetro modelo Humboldt con una precisión de 0.001” (Figura 6) y los materiales de la figura 7.

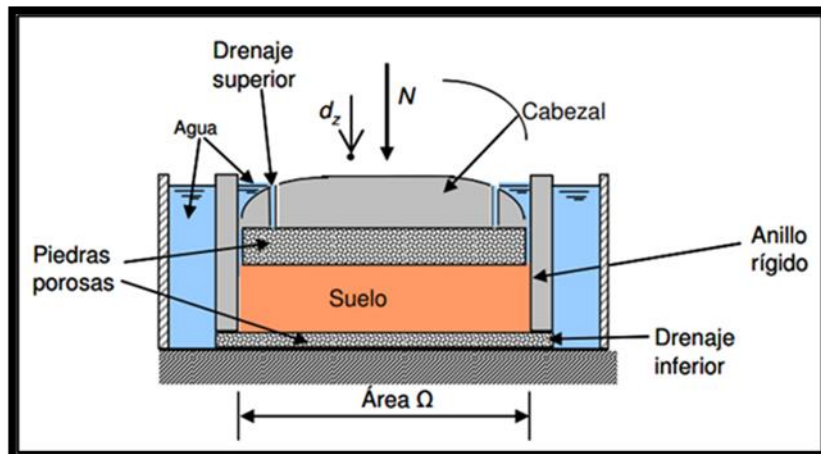


Figura 10: Componentes de un esquema edométrico. (Sagasetta et al., 2007)



Figura 11: Edómetro Humboldt empleado en este trabajo.

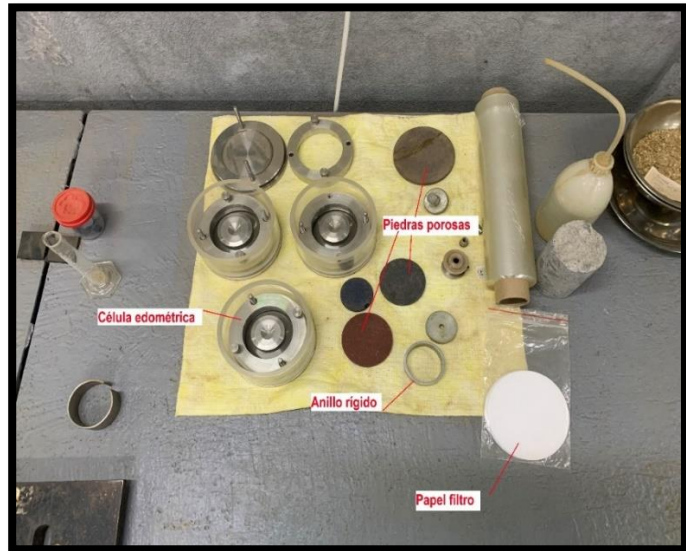


Figura 12: Componentes usados en el laboratorio.

Las muestras para dos ensayos edométricos fueron talladas en el interior del anillo rígido del edómetro, con la precaución de dejar las bases paralelas y perfectamente lisas, manteniendo las condiciones de estado iniciales del terreno (ver figura 13). El ensayo comienza saturando la muestra con agua durante al menos 24 horas. Transcurrido dicho tiempo, a la muestra se le aplica una carga de ajuste de 3 kPa durante 24 horas, tal como lo señala la norma.

Posteriormente se cargará el ensayo con cargas de 25, 50, 100, 200, 400, 800 y 1600 kPa con diferencias de un día, efectuando mediciones en la primera hora (150), a las dos, cuatro, ocho y 24 horas desde la ampliación de la carga de ese escalón. Una vez terminado los escalones de carga, se realiza el proceso de descarga desde los 1.600 kPa a 400 kPa, 400 kPa a 50 kPa y 50 kPa a 3 kPa, con una duración de 24 horas por cada escalón de descarga.



Figura 13: Probeta del ensayo edómetro.

2.1 Elevada adquisición de mediciones de asentamiento en la primera hora de los escalones de carga

El procedimiento de elevada adquisición de datos consistió en obtener una mayor frecuencia de adquisición de datos. A diferencia de lo señalado por la norma ASTM D2435/D2435M-11, en este trabajo se efectuaron 154 mediciones de asentamiento a lo largo de la primera hora de ensayo, tras la aplicación de cada escalón de carga. El incremento en el número de mediciones del asentamiento por escalón de carga ha sido efectuado para incrementar la precisión del coeficiente de consolidación (c_v).

El registro de asentamiento se filmó mediante un teléfono celular -apoyado sobre un trípode- apuntando al deformímetro análogo y al cronómetro que registra el tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga del escalón. La filmación se efectuó a lo largo de la primera hora, así como en los instantes en los que se requería efectuar una medición, en los 8 escalones de carga. La Figura 14 muestra el artilugio empleado para efectuar las mediciones.

Las mediciones de asentamiento fueron determinadas analizando en el video de cada escalón en el instante requerido. La figura 15 muestra el análisis del video para digitalizar las mediciones de asentamiento. En este trabajo se efectuaron 158 mediciones a lo largo de cada escalón en los siguientes instantes de tiempo:

Tabla 2: Adquisición de datos por instante de cada escalón.

Tiempo	N° de datos adquiridos
Primera hora	150
hora 2	1
hora 4	1
hora 8	1
hora 24	1
Total	154

Cabe señalar que la mayor concentración de datos se obtuvo en los primeros segundos/minutos de cada escalón, dada la importancia de dichos datos en el análisis de los resultados.



Figura 14: Proceso de adquisición de mediciones de asentamiento a lo largo del tiempo en el laboratorio.

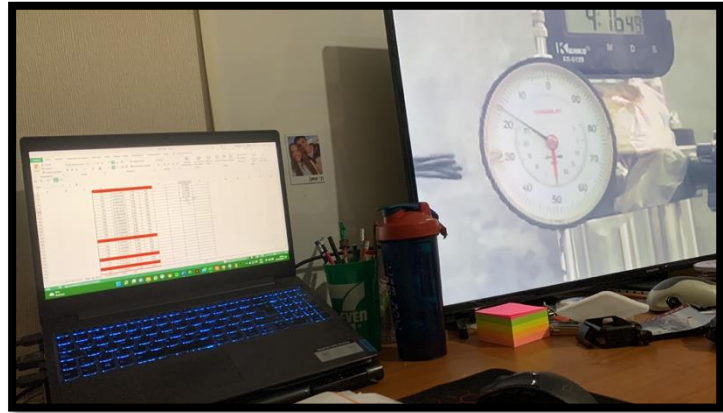


Figura 15: Digitalización de las mediciones de asentamiento a partir del análisis del video del ensayo.

2.2 Análisis de los resultados

En este trabajo de investigación se propuso aumentar la cantidad de datos a un ensayo edométrico convencional para poder caracterizar de mejor manera un suelo residual conocido localmente como trumao.

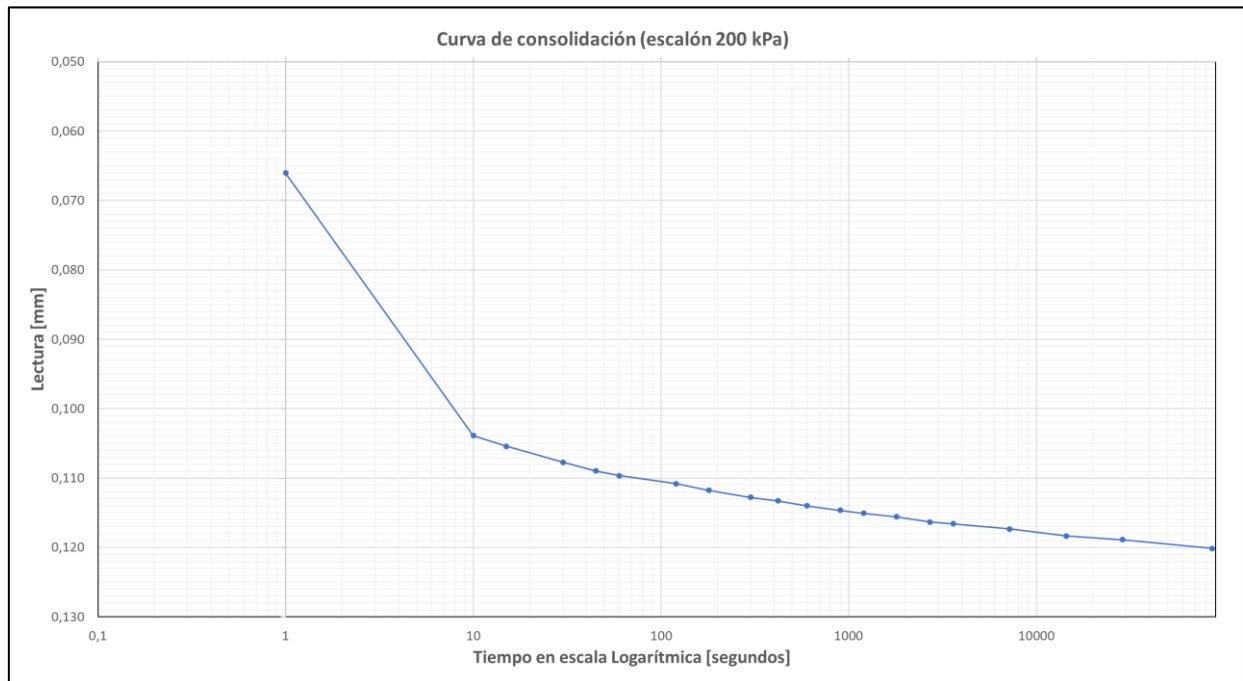
Para un ensayo edométrico corriente, la norma ASTM D2435, nos pide tomar 21 datos a lo largo de las 24 horas que dura el escalón de carga, donde 15 de estos pertenecen a la primera hora, mientras que, en esta nueva propuesta se tomaron 254 datos por escalón de carga, donde 150 corresponden a la primera hora. La primera hora de un proceso de carga contiene muchísima información, en donde el suelo reduce el exceso de presión intersticial. Al aumentar la cantidad de muestras al inicio de la carga nos entregará datos más exactos con respecto al coeficiente de consolidación c_v .

3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

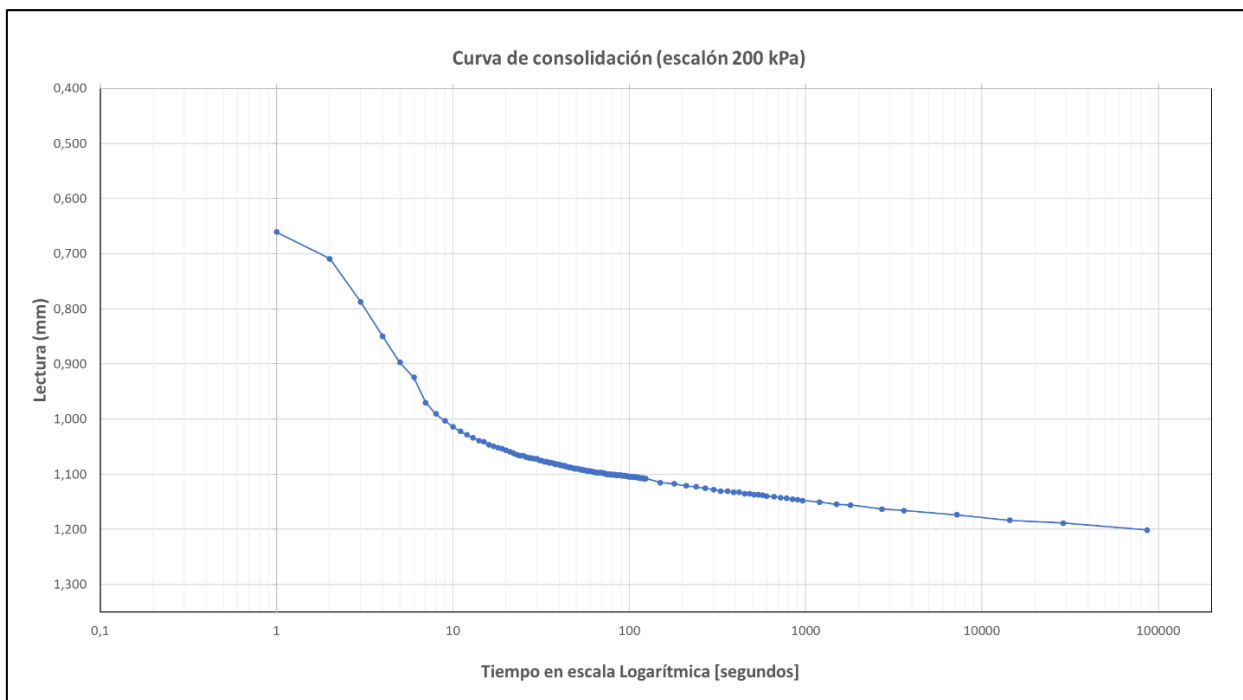
3.1 Elevada adquisición de mediciones de asentamiento en la primera hora de los escalones de carga

Al mejorar la cantidad de datos obtenidos en la primera hora, se pudieron observar curvas de consolidación con curvaturas muy suaves, lo que permitió la obtención de un coeficiente de consolidación (c_v) mucho más exactos. A continuación, se mostrará una comparación de la curva de consolidación usando los datos requeridos por la norma ASTM D2435 versus los 154 datos por escalón de carga.

La comparación que hay entre las siguientes dos figuras es muy clara en los primeros instantes, con respecto a la figura (a) se muestra una curva mas recta y por tramos, mientras que en la figura (b) la curva es más suave y con mejor aspecto para poder encontrar el máximo punto de curvatura.



(a)



(b)

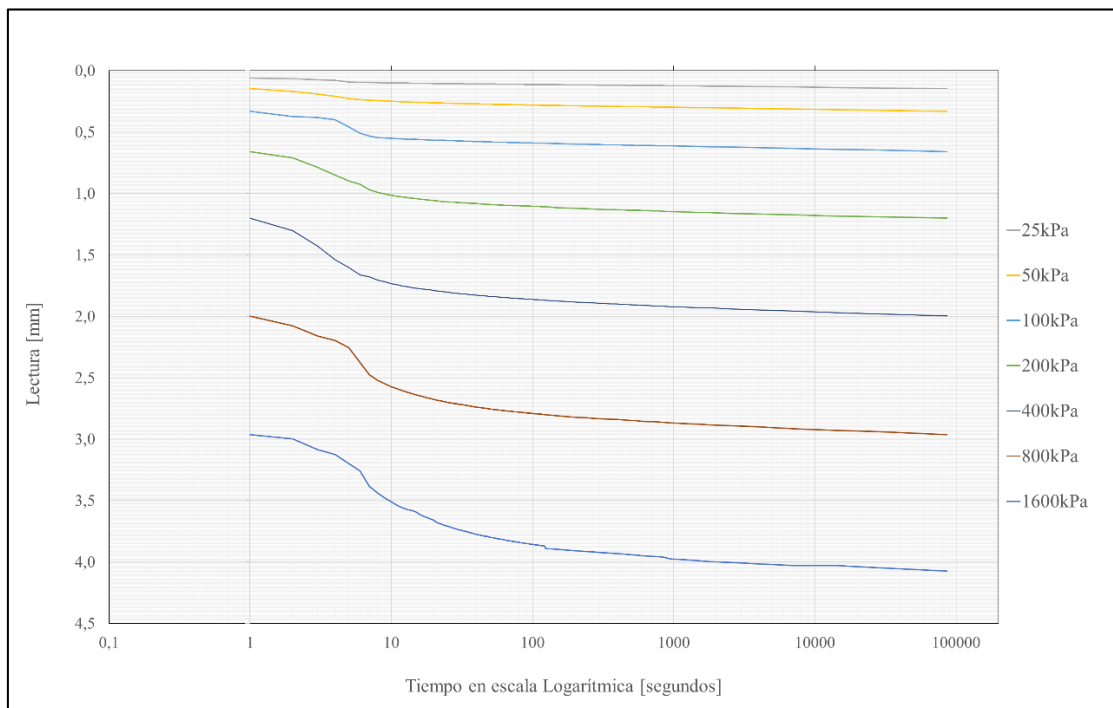
Figura 16: Curvas de consolidación en los 200 kPa. (a) tomando datos por la norma ASTM y (b) altas velocidades de adquisición de datos.

La experiencia con respecto a la alta velocidad de adquisición de datos, si bien la forma en que se adquirieron fue poco óptimo, se lograron ver claras mejoras con respecto a los cálculos asociados lo que permitieron poder caracterizar de mejor forma los primeros instantes en donde este tipo de suelo reduce su exceso de presión intersticial.

Una mejora en la toma de datos podría ser la implementación de un software que me permitiera tomar una mayor cantidad de datos a lo largo de la implementación de las cargas.

3.2 Resultados de ensayos

En las Figuras 16 y 17 se muestran la variación de las lecturas (mm) con respecto al tiempo en escala logarítmica (método de Casagrande) de los dos ensayos edométricos efectuados en este trabajo. En la Figura 15 se distingue un cambio brusco de la pendiente entre 1 y 10 segundos, mientras que a partir de los 100 segundos la pendiente se estabiliza. Este resultado se interpreta considerando que una parte importante de la consolidación se produce en los primeros instantes del escalón, estabilizándose sus medidas lentamente. La Figura 16 muestra un comportamiento similar al anteriormente mencionado. Sin embargo, en el escalón de los 1600 kPa la variación de la lectura más importante se extiende más allá de los 10 segundos, mientras que a partir de los 100 segundos la pendiente se estabiliza. El comportamiento de ambas figuras se debe a que gran parte de los asentamientos ocurren en los instantes iniciales de cada escalón.



Figuras 17: Variación de las lecturas (mm) con respecto tiempo en escala logarítmica (método de Casagrande) de cada escalón para el ensayo N°1.

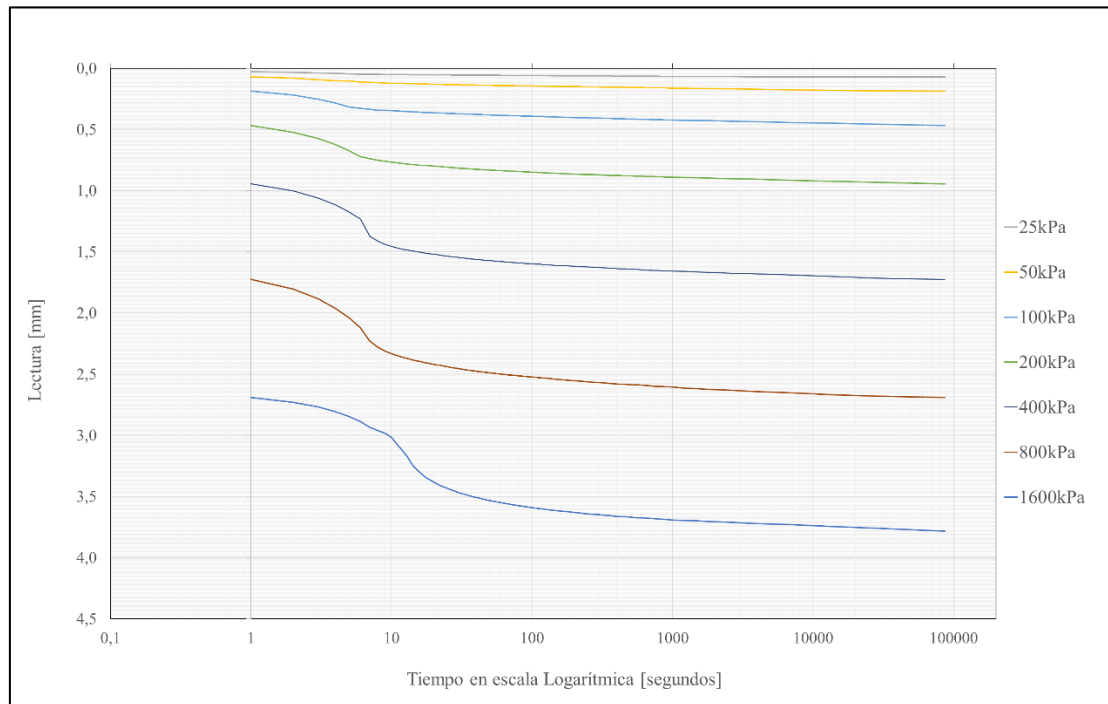


Figura 18: Variación de las lecturas (mm) con respecto tiempo en escala logarítmica (método de Casagrande) de cada escalón para el ensayo N°2.

En las Figuras 19 y 20 se muestran las curvas de consolidación mediante el método de Taylor para cada escalón de carga por cada uno de los dos ensayos. En la Figura 17 se observa que entre los 0 a 2 minutos se produce un cambio brusco de la pendiente, mientras que a transcurridos los 2 minutos la pendiente se estabiliza. En la Figura 18 se distingue un comportamiento similar, es decir, entre los 0 a 1 segundo se produce un cambio brusco de la pendiente, estabilizándose desde los 2 segundos. Al igual que en el caso de Casagrande, analizando los resultados mediante Taylor, la mayor parte de la consolidación se producen en los instantes iniciales de cada escalón.

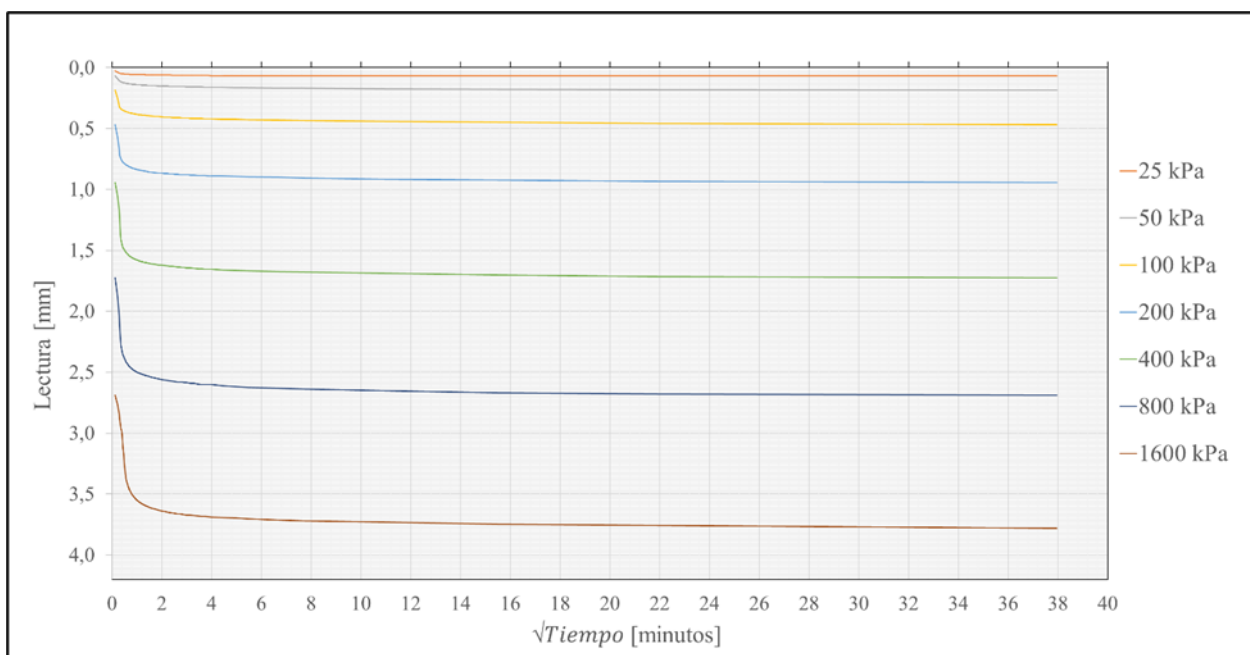


Figura 19: Variación de las lecturas de asentamiento en mm de cada escalón de carga de la muestra inalterada de trumao N°1 con respecto a la raíz cuadrada del tiempo (método de Taylor).

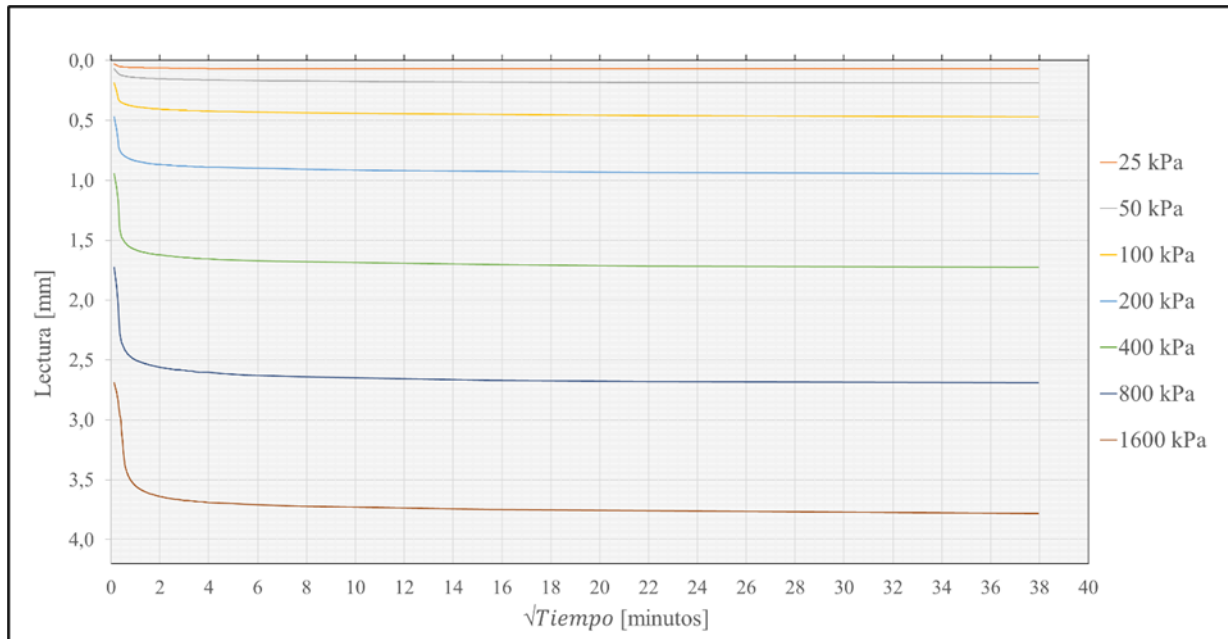


Figura 20: Variación de las lecturas de asentamiento en mm de cada escalón de carga de la muestra inalterada de trumao N°2 con respecto a la raíz cuadrada del tiempo (método de Taylor).

En la Tabla 2, se presentan los resultados de los coeficientes de Consolidación (c_v) mediante el método de Casagrande y Taylor para los dos ensayos. Después de analizar cada escalón de carga de ambos ensayos de forma analítica, con el fin de obtener el tiempo de consolidación al 50% (t_{50}) y hacer el cálculo de la altura de filtración del agua en el estrato (H), se obtuvieron los valores de c_v , los cuales van de $3.484 \cdot 10^{-06}$ a $1.629 \cdot 10^{-06}$ para el primer ensayo y de $4.257 \cdot 10^{-06}$ a $1.101 \cdot 10^{-06}$ para el segundo ensayo. Además, la tabla 2 recoge los coeficientes de consolidación (c_v) obtenidos mediante el método de Taylor que luego de analizar cada escalón de carga de ambos ensayos de forma analítica, con el fin de obtener el tiempo de consolidación al 90% (t_{90}) y hacer el cálculo de la altura de filtración del agua en el estrato (H), se obtuvieron los valores de c_v , los cuales van de $9.692 \cdot 10^{-06}$ a $3.277 \cdot 10^{-06}$ para el primer ensayo y de $2.026 \cdot 10^{-06}$ a $1.344 \cdot 10^{-06}$ para el segundo ensayo.

Tabla 2: Coeficientes de consolidación obtenidos por los métodos de Casagrande y Taylor para la muestra inalterada de trumao N°1 y N°2.

Escalón carga (kPa)	Coeficiente de consolidación (c_v) ($m^2/s \cdot 10^{-06}$)			
	Ensayo N°1		Ensayo N°2	
	Casagrande	Taylor	Casagrande	Taylor
25	3,48	9,69	4,26	20,26
50	7,94	8,53	3,24	7,82
100	3,83	3,53	6,19	7,94
200	5,17	6,66	5,24	6,17
400	5,67	8,87	2,76	3,49
800	2,33	3,94	2,41	2,29
1.600	1,63	3,28	1,10	1,34

La Figura 21 (a) y (b) muestran la variación de la permeabilidad obtenida mediante por los métodos de Casagrande y Taylor para el ensayo N°1 y N°2, respectivamente. La permeabilidad de la figura (a) muestra que aumenta entre los 100 kPa hasta los 400 kPa, mientras que por encima de los 400 kPa se

reduce rápidamente hasta los 800 kPa y desde este último valor se mantiene aproximadamente constante hasta el final del ensayo. En el caso de la figura (b), se advierte un aumento de la permeabilidad desde los 50 kPa hasta los 100 kPa, para luego disminuirla rápidamente desde los 100 kPa hasta los 400 kPa y desde este último valor mantener una linealidad hasta los 1600kPa.

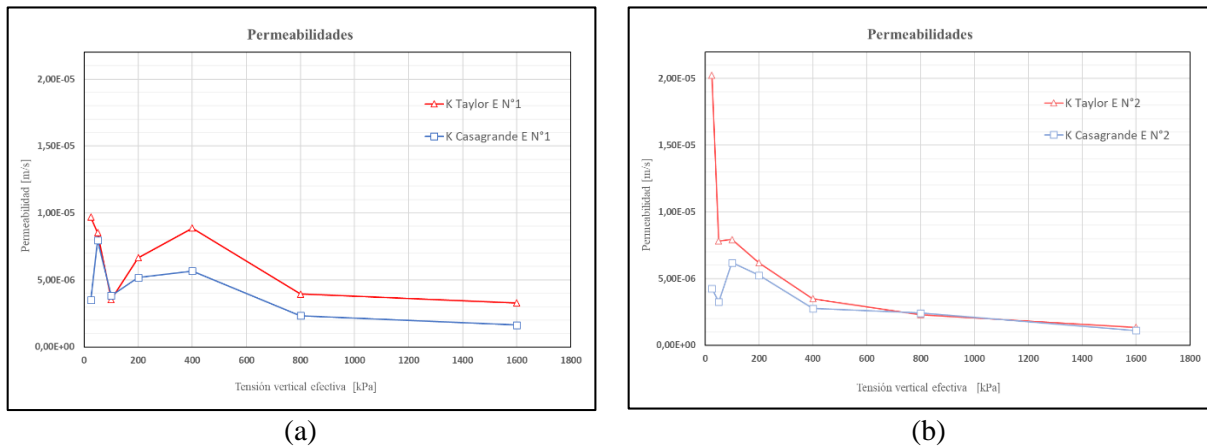


Figura 21: Variación de la permeabilidad estimada mediante los métodos de Casagrande y Taylor con respecto a la tensión efectiva vertical, (a) ensayo N°1, y b): ensayo N°2.

En la Figura 22 (a) y (b) se muestra las variaciones del coeficiente de consolidación (c_v) y de la permeabilidad (k_v) -obtenidos mediante el método de Casagrande- con respecto a las tensiones verticales para dos muestras de trumao. Respecto a la Figura 22 (b), dentro del intervalo entre los 100 a 400 kPa se distingue que el c_v y el k_v aumentan en conjunto. Mientras que, pasado los 400 kPa el Coeficiente de consolidación aumenta y la permeabilidad disminuye. Para la Figura 21 (b), se observa que no hay relación entre ambos parámetros, ya que el c_v aumenta, mientras que el k_v disminuye desde los 100 kPa hasta el final de la gráfica.

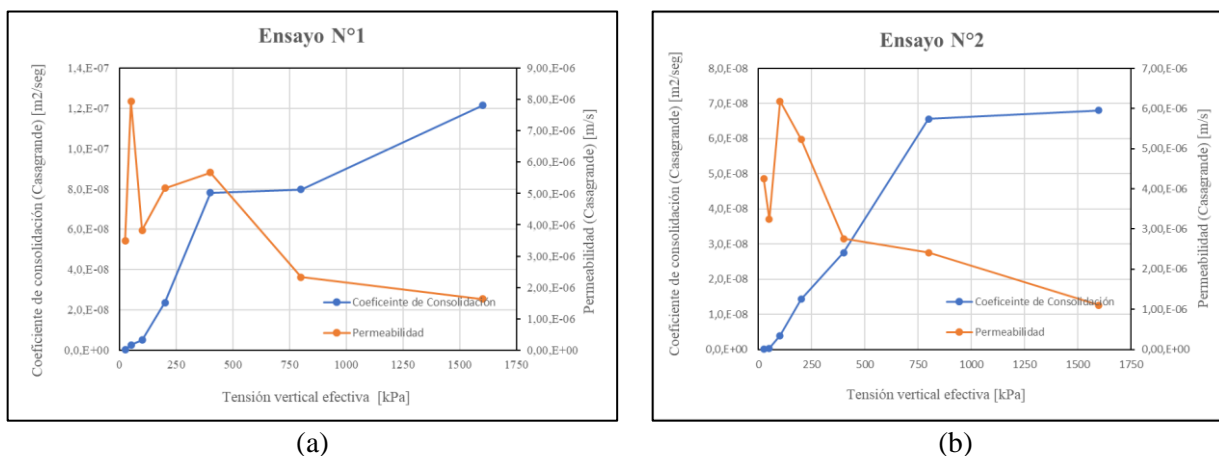


Figura 22: Variación del coeficiente de consolidación vertical (c_v) y la permeabilidad (k_v) estimada mediante el método de Casagrande con respecto a la tensión efectiva vertical, (a) ensayo N°1, y b): ensayo N°2.

Las Figuras 23 (a) y (b) muestran la variación del coeficiente de consolidación (c_v) y la permeabilidad (k_v) mediante el método de Taylor para la muestra de trumao inalterado con respecto a las tensiones verticales para ambos ensayos. Respecto a la Figura 23 (a), dentro del intervalo entre los 100 a 400 kPa se distingue que el c_v y el k_v aumentan en conjunto. Mientras que, pasado los 400 kPa el Coeficiente de consolidación aumenta y la permeabilidad disminuye. Para la Figura 23 (b), se observa que no hay relación entre ambos parámetros, ya que el c_v aumenta, mientras que el k_v disminuye a lo largo de toda la gráfica.

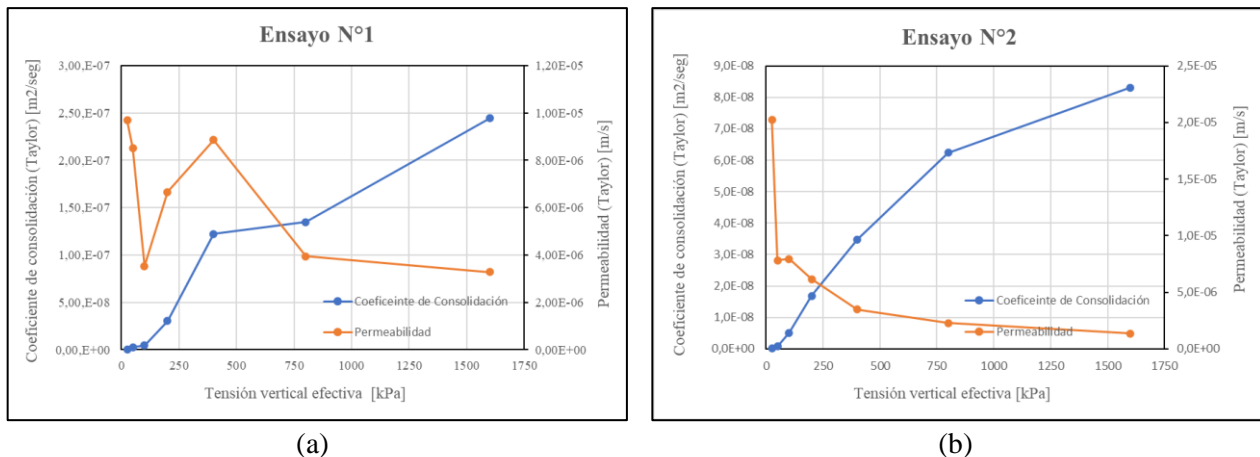
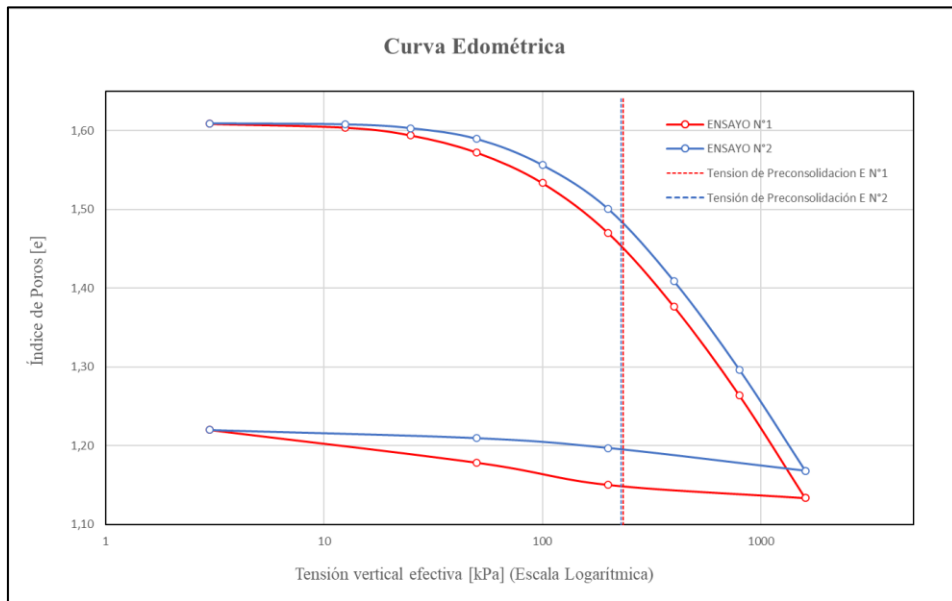


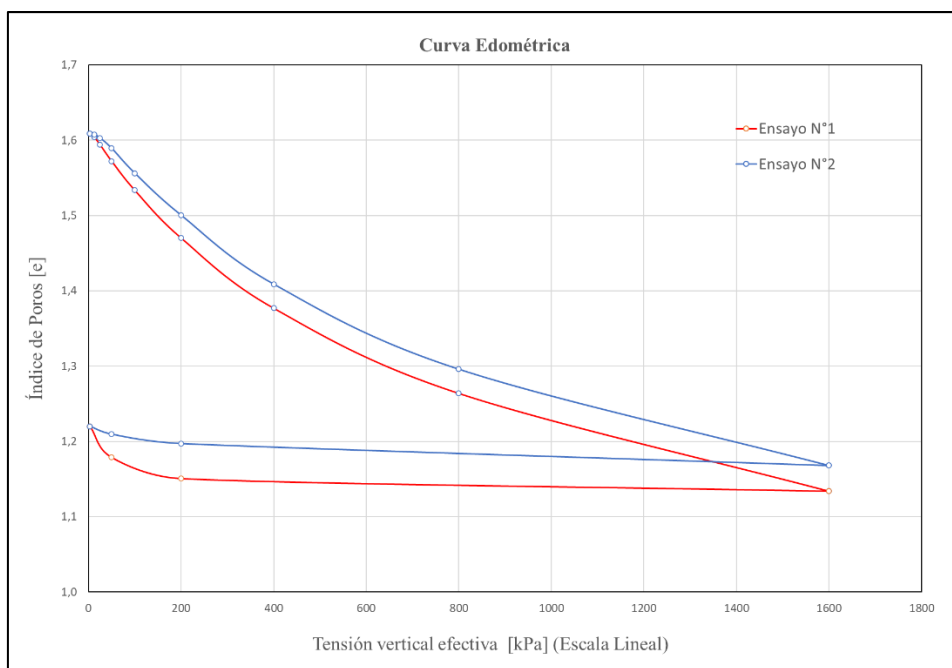
Figura 23: Variación del coeficiente de consolidación vertical (c_v) y la permeabilidad (k_v) estimada mediante el método de Taylor con respecto a la tensión efectiva vertical, (a) ensayo N°1, y b): ensayo N°2.

En la Figura 24 (a) se presentan las curvas edométricas en escala semilogarítmica. Esta figura corresponde a la deformación del trumao para el ensayo N°1 y N°2, se puede observar que para el ensayo N°1, el índice de poros (e) permanece aproximadamente constante entre los escalones de carga de los 3 a 12,5 kPa para luego disminuir (e) al aumentar la presión entre los escalones de carga de los 12,5 a 1600 kPa y desde los 1600 hasta los 3kPa se observa un aumento del índice de poros o hinchamiento del suelo que corresponde a la zona de descarga del ensayo. En cambio, para el ensayo N°2, el índice de poros (e) permanece aproximadamente constante entre los escalones de carga de los 3 a 25 kPa, para luego disminuir (e) al aumentar la presión entre los escalones de carga de los 25 a los 1600 kPa y desde los 1600 hasta los 3 kPa se observa un aumento del índice de poros o hinchamiento del suelo que corresponde a la zona de descarga del ensayo. Además, podemos observar claramente un punto de máxima curvatura, del cual podemos encontrar de forma analítica la tensión de preconsolidación (σ'_c), para el ensayo N°1 esta corresponde a 234,5 kPa aproximadamente y para el ensayo N°2 corresponde a 230 kPa aproximadamente.

Con respecto a la Figura 24 (b), se presentan las curvas edométricas en escala lineal. Al graficar los datos con dicha escala, no se logra ver con facilidad un quiebre o un punto máximo de curvatura, por lo que no se distingue una tensión de preconsolidación. Para ambas figuras, en la zona de carga del ensayo N°1 el índice de poros disminuye desde los 1,608 hasta los 1,133 y, para el ensayo N°2 el índice de poros disminuye desde los 1.609 hasta los 1,168, mientras que en la zona de descarga los índices de poros aumentan, para el ensayo N°1 aumenta desde los 1,133 hasta 1,22, mientras que para el ensayo N°2 aumenta desde los 1,168 hasta 1,22.



(a)



(b)

Figura 24: Curvas Edométricas para ensayos N°1 y N°2. (a) Escala Logarítmica y (b) Escala Lineal

La Figura 25 muestra el módulo edométrico (E_d) en comparación con las tensiones efectivas verticales (kPa), la figura presenta curvas que crecen a medida que aumenta el esfuerzo axial, se nota que existe una tendencia lineal desde los 100 kPa hasta los 400 kPa. Además, se agregaron líneas de tendencia potencial y polinómica de grado 2, que según su R^2 se puede indicar que esta última es la que mejor se ajusta a la gráfica Módulo edométrico vs Presiones, esto quiere decir que una función parabólica se asemeja a la curva representada.

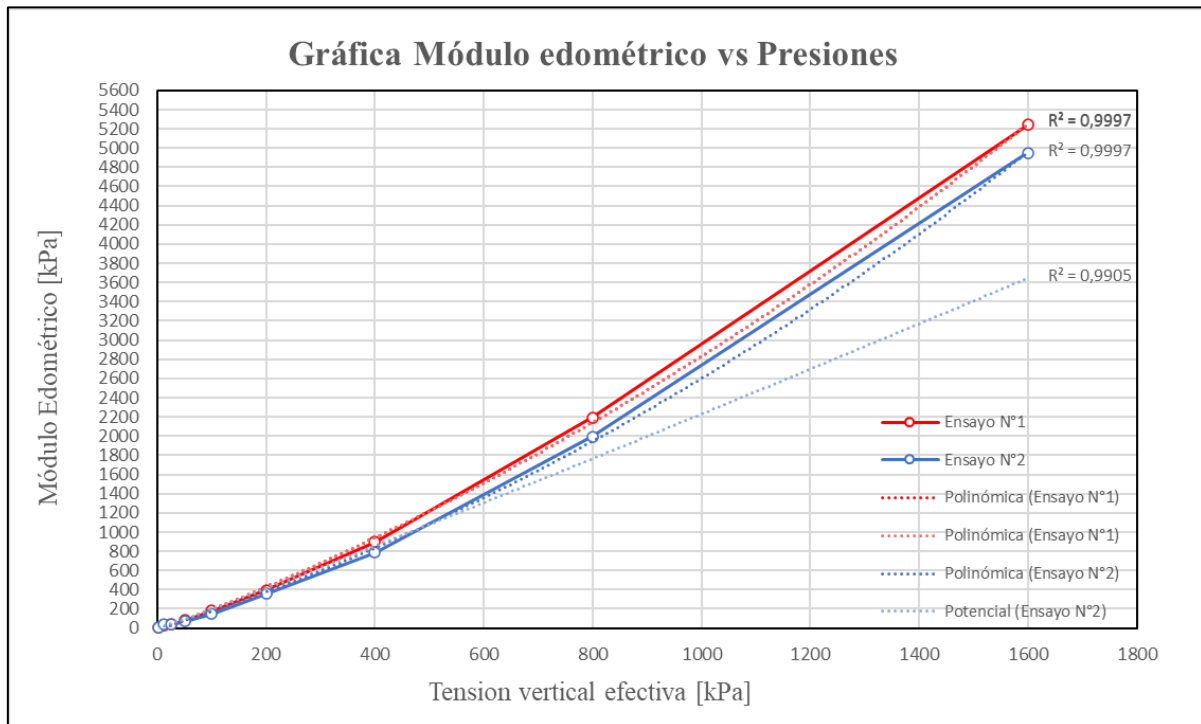


Figura 25: Módulos Edométricos para ensayos N°1 y N°2.

4. DISCUSIÓN

La toma de 158 datos por escalón de carga versus los 21 de la norma ASTM D2345, ha logrado otorgar mejores resultados a la hora de caracterizar la muestra de trumao inalterada, si bien al principio fue algo de mucho cuidado y responsabilidad para cumplir los tiempos de fotografía, a medida que los iban pasando los escalones de carga, el trabajo se hizo más continuo.

En mi opinión, el aumento significativo de lecturas ha demostrado una mayor precisión de los coeficientes y gráficas obtenidas. Recomendaría el uso de un potenciómetro digital conectado a un programa previamente programado en LabView para poder tomar aún más datos y de forma remota, sin tener que grabar y tomar fotos a las horas señaladas. No recomendaría el tener que grabar los primeros segundos de cada carga aplicada, ya que se puede caer en un error al momento de traspasar los datos.

La curva de consolidación analizadas mediante los métodos de Casagrande y Taylor son procedimientos para estimar el coeficiente de consolidación (c_v). Tal como era de esperar, los resultados empleando ambos procedimientos son similares, pero no idénticos. En el método de Casagrande se obtuvo un coeficiente de consolidación medio de $4.294 \cdot 10^{-6}$ y $3.006 \cdot 10^{-6}$ [m^2/seg] para el primer y segundo ensayo, mientras que con el procedimiento de Taylor se obtuvieron valores promedios de $6.357 \cdot 10^{-6}$ y $7.044 \cdot 10^{-6}$ [m^2/seg], respectivamente. Paredes, quien extrajo muestras en una zona cerca a la de esta tesis, obtuvo coeficientes de consolidación promedio menores, que corresponden a $1.29 \cdot 10^{-5}$ y $1.6 \cdot 10^{-5}$ [m^2/seg] y cecanos a los obtenidos por Romero Mancilla, cuyos datos fueron extraídos en la misma zona de estudio y los resultados promedios corresponden a $6.84 \cdot 10^{-6}$, $7.83 \cdot 10^{-6}$ y $7.24 \cdot 10^{-6}$ [m^2/seg].

Según las permeabilidades obtenidas con respecto a t_{50} y t_{90} , los resultados promedios obtenidos en este estudio corresponden a $4.29 \cdot 10^{-06}$ y $3,60 \cdot 10^{-06}$ [m/seg] para Casagrande, mientras que para Taylor los resultados corresponden a $6.36 \cdot 10^{-06}$ y $7.04 \cdot 10^{-06}$ [m/seg], las cuales son mayores a los resultados

obtenidos por (Paredes., 2005) que corresponden a $1.8 \cdot 10^{-7}$ y $2.0 \cdot 10^{-7}$ [m/seg] y (Romero-Mancilla et al., 2021) que corresponden a $2.5 \cdot 10^{-8}$, $2.2 \cdot 10^{-8}$ y $2.9 \cdot 10^{-8}$ [m/seg].

En cuanto a las curvas edométricas obtenidas, se puede ver que la Figura 23 (a), tiene un claro punto de curvatura que permite obtener mediante el método de corrección de Casagrande una tensión de preconsolidación que corresponde a 234.5 kPa aproximadamente para el ensayo N°1 y 230 kPa aproximadamente para el ensayo N°2, por debajo de lo obtenido por (Romero-Mancilla et al., 2021) que corresponde a 258 kPa. Para la Figura 23 (b), se representan las curvas edométricas con escala lineal y no se observa un punto de curvatura que permita obtener una tensión de preconsolidación, muy por el contrario con los resultados de (Paredes., 2005) que indica que la presión de preconsolidación en esta escala varía entre 1,5 y 2,0 [kg/cm²]. El hecho de no encontrar un punto de curvatura máxima en esta gráfica, difiere de la recomendación de varios autores (Varela Cunazza, 2016; Wesley, 2010) que piden el uso de una escala lineal para los suelos derivados de ceniza volcánica alofánica, porque el rango de interés en ingeniería está entre 0 - 200 kPa, donde las curvas edométricas se comportan cercanas a lo lineal, lo que favorece el uso de la escala aritmética.

5. CONCLUSIÓN

Según los resultados obtenidos para esta tesis, con el procedimiento de las altas velocidades de adquisición de datos y con los resultados extraídos, podemos ver un comportamiento del trumao más como suelo sedimentario que residual. Esto debido a la existencia de una tensión de preconsolidación bien definida en la escala logarítmica y además de no tener un comportamiento lineal en la curva aritmética, de esto último se puede recomendar aplicar un cálculo numérico para encontrar el punto de curvatura máximo.

Al aumentar el número de lecturas tomada en la primera hora y donde el suelo reduce el exceso de presión intersticial nos permitió ver mejoras en la precisión, esto nos favoreció para el cálculo del coeficiente de consolidación (c_v) y con ello obtener permeabilidades (k_v), módulos edométricos (E_m) y curvas edométricas con mayor precisión.

Con respecto a las curvas edométricas graficadas con la escala logarítmica, es posible identificar un punto máximo de curvatura que mediante el método de Casagrande nos permite encontrar tensiones de preconsolidaciones, al por el contrario lo que sucede con estas curvas graficadas de manera lineal, que no posible identificar tensiones de preconsolidaciones. Se puede señalar que, que mediante la curva edométrica se puede observar una baja compresibilidad mientras no se supere la tensión de preconsolidación, una vez superada, la compresibilidad aumenta considerablemente.

Un cambio que propondría a este modelo sería implementar un potenciómetro digital que conectado a una computadora con un programa previamente programada, sea capaz de leer muchos datos en el periodo en que se estimen convenientes.

6. REFERENCIAS

Sagasetta et al., 2007

Nanzyo et al. - 1993—Chapter 6 Chemical Characteristics of Volcanic Ash.pdf. (s. f.).

Paredes, M., & Verdugo, R. (2004). *GENESIS Y ESTRUCTURA DE LOS SUELOS ALOFANICOS EN CHILE.* 10.

Paredes.2005.Geotecnia de suelos derivados de ceniza volcanica.pdf. (s. f.).

Romero-Mancilla, P. E., Montenegro-Cooper, J. M., King, R. W., Lapeña-Mañero, P., & García-Casuso, C. (2021). Experimental Investigation on the Influence of Oven-Drying on the Geotechnical Properties of Volcanic Ash-Derived Residual Soils. *Applied Sciences*, *11*(24), 11708. <https://doi.org/10.3390/app112411708>

Sanhueza, C., Palma, J., Valenzuela, P., Araneda, O., & Calderón, K. (2011). Evaluación del comportamiento geotécnico de suelos volcánicos chilenos para su uso como material de filtro en la depuración de aguas residuales domésticas. *Revista de la construcción*, *10*(2), 66-81.

Shoji, S., Nanzyo, M., & Dahlgren, R. (1993). *Volcanic ash soils: Genesis, properties, and utilization.* Elsevier.

Tosso, J. (1985). *Suelos volcánicos de Chile.* Instituto de Investigaciones Agropecuarias.

Varela Cunazza, F. A. (2016). *Efecto del tipo de secado en las propiedades índice y compresibilidad de suelos de origen volcánico.*

Verdugo, R., & Paredes, M. (2004). *COMPORTAMIENTO GEOMECANICO DE SUELOS ALOFANICOS.* 10.

Wesley, L. D. (2010). *Geotechnical Engineering in Residual Soils: Wesley/Geotechnical Engineering in Residual Soils.* John Wiley & Sons, Inc.

<https://doi.org/10.1002/9780470943113>