



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA
CIVIL**

**“Estudio de un suelo Compactado de la Avenida
Solidaridad, en Morelia Michoacán.”**

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
JOSÉ GUADALUPE ROMÁN GAMIÑO

ASEOR DE TESIS:
Dr. CARLOS CHÁVEZ NEGRETE

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO, 2019

RESUMEN

Se realizó un trabajo de investigación en laboratorio de un suelo compactado de la Av. Solidaridad para determinar el comportamiento de expansión o colapso, al variar sus condiciones iniciales al momento de saturarlo.

Se entiende por compactación al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los suelos. La compactación en suelos finos es la más complicada, porque es difícil saber cuánto se mejoran las características antes mencionadas; esto es debido a que los suelos finos sufren expansión o colapso al momento de saturarse.

La expansión (aumento de volumen) del suelo ocurre cuando aumenta su cantidad de agua y se retraen cuando la disminuye.

El colapso (disminución del volumen) es un fenómeno irreversible y sus efectos pueden ser muy destructivos (deformaciones altas) y se manifiestan en la primera ocasión en que el suelo gana humedad.

Los ensayos de identificación y clasificación del suelo se realizaron de acuerdo con los manuales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en la parte de “SUELOS Y MATERIALES PARA TERRACERÍAS”, que arrojaron como resultado un limo inorgánico de alta compresibilidad (MH), con una densidad relativa de sólidos promedio (S_s) igual a 2.6486, un peso volumétrico seco máximo de 13.04 kN/m³ y un contenido óptimo de agua de 34.75 % (Proctor estándar). El peso volumétrico seco de campo fue de 12.61 kN/m³ (lo que indica un grado de compactación de 96.66 %) y el contenido de agua en campo de 37.93 %, que se encuentra por arriba del contenido de agua óptimo, lo que implica que el suelo tiene una permeabilidad baja, una compresibilidad alta, una resistencia al esfuerzo cortante baja (mayor deformabilidad), menor susceptibilidad a la tubificación y una expansión baja. Lo anterior en base al comportamiento general de los suelos compactados.

Los ensayos de consolidación dieron como resultado un suelo expansivo, que al tener contenidos de agua iniciales menores al óptimo, presenta una mayor expansión y viceversa; y al estar bajo una presión efectiva grande, presenta poca expansión o incluso se convierte en colapso.

Palabras clave: Compactación, Expansión, Colapso, Resistencia, Compresibilidad, Relación esfuerzo-deformación, Presión efectiva.

ABSTRACT

A research work was carried out in the laboratory of a compacted soil of Solidaridad avenue, to determine the expansion or collapse behavior of soil, by varying its initial degree of saturation.

Compaction is understood, to be the mechanical process by which we seek to improve the strength, compressibility and stress-deformation of soils. The compaction in fine soils is complicated, because it is difficult to know how much the characteristics are improved; this is because fine soils undergo expansion or collapse at the time of saturation.

The expansion (volume increase) of the soil occurs when the amount of water increases and shrink when it decreases.

The collapse (decrease in volume) is an irreversible phenomenon and its effects can be very destructive for pavements (high deformations) and are manifested on the first occasion when the soil gains moisture.

The tests of identification and classification of the soil were carried out in accordance with the manuals of the Ministry of Communications and Transportation of Mexico, in the section of "SOILS AND MATERIALS FOR EMBANKMENT". Which resulted in an inorganic silt of high compressibility (MH), with an average specific gravity of solids (S_s) equal to 2.64, a maximum dry volumetric weight of 13.04 kN/m^3 and an optimum water content of 34.75% (Standard Proctor). The dry unit weight was 12.61 kN/m^3 (which indicates a degree of compaction of 96.66%) and the field water content of 37.93%, which is above the optimum water content, which implies that the soil has a low permeability, a high compressibility, a low shear resistance (greater deformability), lower susceptibility to tubing and low expansion.

The consolidation tests resulted in an expansive soil, which has a lower initial water content than the optimum one, has a greater expansion and vice versa; and being under a large effective pressure, it shows little expansion or even becomes collapse.

CONTENIDO

1	Introducción	1
1.1	Objetivos	3
1.1.1	Objetivo General.....	3
1.1.2	Objetivos Particulares.....	3
2	Comportamiento de suelos compactados	4
2.1	Generalidades	4
2.2	Variables que afectan el proceso de compactación	6
2.2.1	Naturaleza del suelo	6
2.2.2	Método de compactación.....	6
2.2.3	Energía específica de compactación	6
2.2.4	Contenido gravimétrico de agua del suelo.....	7
2.2.5	Sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación	8
2.2.6	Contenido de agua original	8
2.2.7	Re-compactación.....	8
2.3	Curva de compactación.....	8
2.4	Grado de compactación	10
2.5	Propiedades mecánicas de los suelos finos compactados	11
2.5.1	Estructura del suelo fino compactado	11
3	Suelos expansivos y colapsables.....	16
3.1	Suelos expansivos	16
3.1.1	Naturaleza de los suelos expansivos.....	16
3.1.2	Origen de los suelos expansivos	17
3.1.3	Identificación de los suelos expansivos	17
3.1.4	Propiedades físicas de los suelos expansivos.....	21
3.1.5	Proceso de expansión	26
3.1.6	Fatiga de expansión	28
3.2	Suelos colapsables	29
3.2.1	Antecedentes.....	29
3.2.2	Tipos de suelo colapsable	30
3.2.3	Métodos de identificación	32
3.2.4	Proceso de colapso	35

4	Pavimentos	37
4.1	Generalidades	37
4.2	Problemas de los pavimentos	39
4.2.1	Cambios de humedad en bases, sub-bases y terracerías	39
4.2.2	Condiciones iniciales	42
4.2.3	Succión inicial	45
4.2.4	Efecto de la succión sobre las propiedades del suelo compactado ...	45
4.2.5	Pavimentos sobre suelos expansivos o colapsables	49
5	Ensayes experimentales.....	53
5.1	Obtención de muestra	53
5.2	Ensayes de identificación y clasificación	54
5.2.1	Análisis granulométrico	54
5.2.2	Límites de consistencia	56
5.2.3	Densidad relativa	61
5.2.4	Compactación AASHTO	64
5.2.5	Peso volumétrico de campo	69
5.3	Ensaye de consolidación para determinar el comportamiento de expansión o de colapso	70
5.3.1	Preparación de la muestra	71
5.3.2	Procedimiento	74
6	Resultados de laboratorio y consecuencias sobre el pavimento de la avenida Solidaridad.....	77
6.1	Ensayes índices	77
6.1.1	Análisis granulométrico	77
6.1.2	Límites de consistencia	77
6.1.3	Densidad relativa	79
6.1.4	Compactación AASHTO	79
6.1.5	Peso volumétrico de campo	81
6.2	Ensayos de consolidación	81
6.2.1	Ensayes de saturación en el primer incremento de carga.	81
6.2.2	Ensayes de saturación en el tercer incremento de carga.	85
6.2.3	Análisis de los resultados obtenidos en los ensayos de consolidación	90

6.3	Consecuencias sobre el pavimento de la avenida Solidaridad.	92
7	Conclusiones.....	94
8	Bibliografía	95
9	Anexos	97
9.1	Ensayos índices	97
9.1.1	Análisis granulométrico.....	97
9.1.2	Límites de consistencia.	97
9.1.3	Densidad relativa	98
9.1.4	Compactación AASHTO	99
9.1.5	Peso volumétrico de campo.....	99
9.2	Ensayos de consolidación.....	100
9.2.1	Saturación en el primer incremento de carga	100
9.2.2	Saturación en el tercer incremento de carga	118

1 INTRODUCCIÓN

Desde la antigüedad, la compactación ha estado presente entre las técnicas de construcción, utilizando métodos de apisonado por personas o animales para obras hidráulicas (en diversas partes de Asia), o incluso rodillos de compactación para caminos (antiguos mayas). En la actualidad la compactación se utiliza en cualquier obra civil (presas de tierra, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc.) como una técnica de mejoramiento de suelo (mejorar la resistencia, la compresibilidad y la relación esfuerzo-deformación).

Las características de mejoramiento que proporciona la compactación están ligadas con el peso volumétrico seco al que llega el suelo compactado, por esto, Proctor desarrollo las pruebas de compactación Proctor (AASHTO) estándar y Modificada. Estas pruebas dinámicas nos permiten conocer el peso volumétrico seco máximo que alcanza un suelo, con un contenido de agua óptimo, que es el contenido de agua con el cual el procedimiento de compactación es más eficiente.

El grado de compactación y el contenido de agua inicial en un suelo fino compactado son de gran relevancia, ya que estos parámetros son los que controlarán el comportamiento del suelo a lo largo de su vida útil en la obra, obteniendo mejores resultados al compactar con contenidos de agua cercanos al óptimo. Al tener adecuados parámetros iniciales de compactación (que dan propiedades mecánicas adecuadas), se debe buscar la prevalencia de estos, para evitar cambios en la estructura del suelo, aunque en la mayoría de los casos es imposible debido a que ocurren infiltraciones, fuga de tuberías, cambios climatológicos, etc.

Los suelos finos son los más problemáticos al momento de saber cuánto pueden mejorarse las características fundamentales (resistencia, compresibilidad y relación esfuerzo-deformación) con la compactación, esto es debido al comportamiento que presentan en presencia o ausencia del agua, ya que pueden colapsar o expandir y contraerse.

El propósito de esta investigación consiste en determinar el comportamiento de colapso o expansión del suelo de la Avenida Solidaridad de la ciudad de Morelia Michoacán, debido a que ésta presenta deformaciones apreciables. Para esto se realizarán una serie de pruebas que nos permitirán determinar el tipo de suelo, el peso volumétrico seco máximo, el contenido de agua óptimo y el grado de compactación al que está sujeto el suelo.

Las condiciones ambientales imponen cambios de humedad y de temperatura sobre las condiciones iniciales de los suelos de las bases y terraplenes. Como consecuencia de estos cambios se producen deformaciones en los materiales compactados y una modificación de su rigidez, comportamiento bajo cargas cíclicas y resistencia. Todo ello afecta directamente al comportamiento del pavimento.

Para determinar el comportamiento de colapso o expansión del suelo, se utiliza La prueba de consolidación, variando su contenido de agua inicial y grado de compactación, esto se hace con el fin de representar las diferentes condiciones de humedad a que está sometido el suelo.

En las carreteras afectadas por suelos expansivos se detectan dos tipos de fenómenos: Formas onduladas y fenómenos de borde que conducen a agrietamientos longitudinales debido a la mayor inestabilidad del borde en relación con el eje de la calzada.

El colapso es un fenómeno irreversible y sus efectos pueden ser muy destructivos (deformaciones altas) y se manifiestan en la primera ocasión en que el suelo gana humedad. Los terraplenes mal compactados son un caso relativamente frecuente que se manifiesta en daños del pavimento y muy singularmente en las transiciones de terraplenes a obras estructurales en los caminos.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo General

Conocer el comportamiento del suelo compactado localizado sobre la Avenida Solidaridad de la ciudad de Morelia cuando sufre cambios en su contenido de agua. Con ello, inferir como daña a la estructura del pavimento.

1.1.2 Objetivos Particulares

- Determinación de las propiedades índice del suelo para conocer su clasificación de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.).
- Obtención de la densidad relativa de los sólidos del suelo.
- Determinación del peso volumétrico seco máximo y el contenido óptimo de agua para la compactación del suelo por medio de las pruebas Proctor (AASHTO) Estándar y Proctor (AASHTO) Modificada.
- Obtención del peso volumétrico seco de campo para determinar el grado de compactación presente en el suelo.
- Determinar el comportamiento de expansión o colapso del suelo, al variar su contenido de agua inicial y el grado de compactación, a diferentes profundidades.

2 COMPORTAMIENTO DE SUELOS COMPACTADOS

2.1 Generalidades

En la construcción de cualquier obra civil, como terraplenes, carreteras, presas, etc., se requiere que los suelos sueltos se sometan a un proceso de compactación.

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de estos. Por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia; fundamentalmente ligados a pérdidas de volumen de aire. Pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado (Rico & Del Castillo, 1995).

El principal objetivo por el cual se realiza la compactación aun suelo, es para que este posea y mantenga en su estructura un apropiado comportamiento mecánico durante la vida útil de la obra. Dependiendo del caso y tipo de obra que se trate, las propiedades requeridas para el suelo pueden variar, pero generalmente la resistencia, la compresibilidad y una buena relación esfuerzo-deformación son las que se buscan mejorar, además de las características de permeabilidad y flexibilidad (capacidad de adaptarse mejor a los asentamientos diferenciales sin producir agrietamiento).

Debido a que la compactación busca varios objetivos, esto puede resultar en un problema ya que los objetivos buscados pueden ser contradictorios, en el sentido de que por lograr cumplir uno, se perjudique a otro.

Otro problema presentado en la compactación de suelos es el control de calidad de los trabajos de campo, ya que siempre es necesario corroborar que los objetivos buscados se hayan logrado.

Para medir la resistencia, compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requieren pruebas relativamente especializadas y costosas que, además, suelen requerir un tiempo de ejecución demasiado largo para controlar un proceso de compactación que avance de manera normal. Por otra parte, en los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación que en aquella época se juzgó muy confiable (pero la cual posteriormente se encontraron algunas desviaciones significativas) entre las propiedades fundamentales arriba enumeradas y el peso volumétrico seco a que llega el material compactado, de manera que puede decirse que a mayor peso volumétrico seco se alcanza una situación más favorable en el suelo compactado. Debido a que la prueba de peso volumétrico es fácil y sencilla de realizar, se hizo costumbre controlar la compactación determinando el peso volumétrico seco de los materiales compactados (Rico & Del Castillo, 1995).

El aumento del peso volumétrico está ligado al mejoramiento de las propiedades fundamentales, pero en algunos casos la correlación puede ser errónea o incluso inversa.

En general, son mucho más complejos los problemas ligados a cuanto pueden mejorarse las características fundamentales de los suelos compactados cuando éstos son finos, razón por la cual las arcillas suelen ser los materiales que más se investigan al tratar de definir las propiedades mecánicas de los suelos compactados (Rico & Del Castillo, 1995).

El desarrollo de las modernas técnicas de compactación tuvo lugar en los últimos años del siglo pasado y en los primeros del presente, principalmente en los Estados Unidos. En 1906 apareció el rodillo pata de cabra de Fitzgerald, de 2 000 kg de peso, punto de arranque de estos utensilios (Rico & Del Castillo, 1995).

En 1928 y 1929, O. J. Porter desarrolló en la división de Carreteras de California las investigaciones básicas de laboratorio que permitieron el inicio de la aplicación razonada de las técnicas de compactación a la construcción de carreteras; sus métodos fueron popularizados por Purcell. En 1933, Proctor comenzó a producir los importantes trabajos que hicieron posibles muchas técnicas de uso actual. Con posteridad a estas épocas, ha sido explosivo el desarrollo de equipos de compactación y se han investigado bastante las propiedades de los suelos compactados y las técnicas de campo y de laboratorio (Rico & Del Castillo, 1995).

La compactación es una de las varias formas que existen hoy en día para el mejoramiento de los suelos. La Figura 2.1 muestra los métodos que pueden aplicarse para el mejoramiento de suelos.

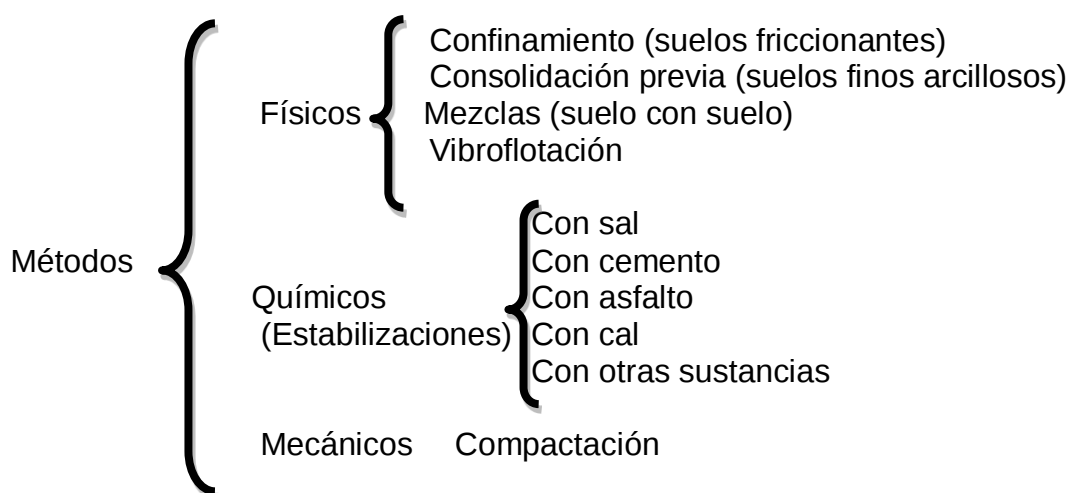


Figura 2.1 Métodos de mejoramiento de suelo.

La eficiencia de cualquier proceso de compactación depende de varios factores, y para poder analizar la influencia particular de cada uno se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan los procesos de compactación de campo en el laboratorio, en forma representativa (hasta donde ello sea posible). De

esta manera, pasan a primer plano de interés las pruebas de compactación de laboratorio y los estudios que en éste han de hacerse en torno a tales procesos (Rico & Del Castillo, 1995).

Esto no quiere decir que la técnica actual de terraplenes de prueba, en que se investigan modelos a escala natural para obtener normas de proyecto, no tenga validez. Debido a lo anterior, los procesos de compactación se estudian con base a técnicas de campo y técnicas de laboratorio, además de la investigación de las propiedades que es posible obtener de suelos compactados (Rico & Del Castillo, 1995).

2.2 Variables que afectan el proceso de compactación

Los resultados de un proceso de compactación dependen de una serie de características y condicionantes propias del método de compactación que se utilice, de las condiciones en que se ponga el suelo antes de compactarlo y otras que se mencionan en este apartado.

2.2.1 Naturaleza del suelo

El tipo de suelo con que se trabaje tiene que ver directamente con el proceso de compactación, ya que dependiendo el material que se utilice, ya sean suelos finos o granulares, o suelos cohesivos o friccionantes, se elegirá el proceso más adecuado.

2.2.2 Método de compactación

Dentro del laboratorio se clasifican en: compactación por impacto, por carga estática y por amasado; además, ya se utilizan algunos dispositivos de laboratorio para compactar por vibración.

Resulta bastante más difícil diferenciar de un modo análogo los métodos de compactación de campo. Es común describir estos con base al equipo mecánico que se emplea en el proceso, y así se habla de compactación de rodillo liso, con rodillo de neumático, con equipo vibratorio, etc. Se supone que los métodos de laboratorio reproducen las condiciones del proceso de campo, pero en muchos casos no es fácil establecer una correspondencia clara ente el tren de trabajo de campo y las pruebas de laboratorio; en el sentido de contar con que estas últimas reproduzcan en forma suficientemente representativa todas las condiciones del suelo compactado en el campo (Rico & Del Castillo, 1995).

2.2.3 Energía específica de compactación

Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante un proceso mecánico de que se trate (Rico & Del Castillo, 1995).

Para calcular la energía específica en el laboratorio, para un suelo que se compacte por impactos aplicados por un pisón, se utiliza la siguiente ecuación:

$$E_e = \frac{Nn Wh}{V}$$

Donde:

- E_e = energía específica.
- N = número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.
- n = número de capas
- W = peso del pisón.
- h = altura de caída del pisón.
- V = volumen total del molde de compactación.

En las pruebas que se compacta por carga estática, se puede determinar la energía específica de acuerdo con el tamaño del molde, al número de capas, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación del esfuerzo.

Para el caso de suelos compactados por amasado, es más difícil el determinar la energía específica, debido a que, para cada capa de suelo se tendrá que compactar con un cierto número de golpes con un pisón, que producirá presiones que varían desde cero hasta un valor máximo, y luego se invierte el proceso en la descarga.

El concepto de energía específica conserva su pleno valor fundamental cuando se relaciona con procedimientos de compactación de campo. En el caso del uso de rodillos depende principalmente de la presión y el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y del número de pasadas del equipo. Tampoco es sencillo evaluar la energía de compactación en términos absolutos en un caso dado, pero si varían los factores mencionados es posible hacerla cambiar, con lo que se obtiene términos de comparación entre dos trenes de trabajo diferentes (Rico & Del Castillo, 1995).

Puede decirse que la energía específica de compactación es una de las variables que mayor influencia ejercen en el proceso de compactación de un suelo dado, con un procedimiento determinado (Rico & Del Castillo, 1995).

2.2.4 Contenido gravimétrico de agua del suelo

Proctor observó que contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la misma energía de compactación; pero observó que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa cierto valor, disminuyen los pesos específicos logrados. Es decir, Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y usando un determinado procedimiento de compactación, existe un contenido de agua de compactación, llamado el óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que es deseable obtener con ese procedimiento de compactación. En relación con un proceso de compactación de campo, dicho

contenido de agua es el óptimo para el equipo y la energía correspondiente (Rico & Del Castillo, 1995).

2.2.5 Sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación

Esta variable afecta sobre todo a las pruebas en el laboratorio, ya que se obtiene diferentes curvas de compactación (en la gráfica peso volumétrico seco vs. humedad) debido a, si las pruebas se efectúan a partir de un suelo seco al que se le va agregando agua o se parte de un suelo húmedo que se va secando durante la prueba; dando como resultado pesos específicos mayores cuando se parte de un suelo seco, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua.

La explicación del fenómeno podría ser que cuando el suelo está seco y se le agrega agua, esta tiende a quedar en las periferias de los grumos, con propensión a penetrar en ellos solo después de algún tiempo; por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna. Por lo tanto, en el primer caso será menor la ligazón entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso (Rico & Del Castillo, 1995).

2.2.6 Contenido de agua original

Se refiere este concepto al contenido natural de agua que el suelo poseía antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro que se hubiere decidido realizar la compactación (Rico & Del Castillo, 1995).

En los procesos de campo el contenido de agua original no sólo ejerce gran influencia en la respuesta del suelo al equipo de compactación, sino que también gobierna en gran parte el comportamiento ulterior de la masa compactada (Rico & Del Castillo, 1995).

Debido a lo mencionado en el punto anterior, se puede esperar que los pesos volumétricos secos que se obtengan sean mayores cuando los contenidos originales de agua del suelo sean menores.

2.2.7 Re-compactación

En laboratorio, a veces se acostumbra a utilizar la misma muestra de suelo para obtener todos los puntos de la curva, lo que implica la re-compactación del mismo suelo, haciendo que se obtengan pesos volumétricos mayores, que si se trabajaran con muestras vírgenes, por lo tanto las pruebas dejan de ser representativas.

2.3 Curva de compactación

Proctor visualizó la correlación entre los resultados de un proceso de compactación y el aumento del peso volumétrico seco del material compactado, y estableció la costumbre, que aún hoy se sigue, de juzgar los resultados de un proceso de compactación con base en la variación de peso volumétrico seco que se logre;

también comprendió el fundamental papel que desempeña el contenido de agua del suelo en la compactación que de él se obtiene, con un cierto procedimiento. Juntando estos dos aspectos, estableció la costumbre, que también ha subsistido hasta la actualidad, de representar la marcha de un proceso de compactación por medio de una gráfica en la que se haga ver el cambio de peso volumétrico seco al compactar al suelo con diversos contenidos de agua utilizando varias muestras del mismo suelo, cada una de las cuales proporciona un punto de la curva. Una representación tal como la anterior ($\gamma_d - \omega$) recibe por el nombre de *curva de compactación* (Figura 2.1) (Rico & Del Castillo, 1995).

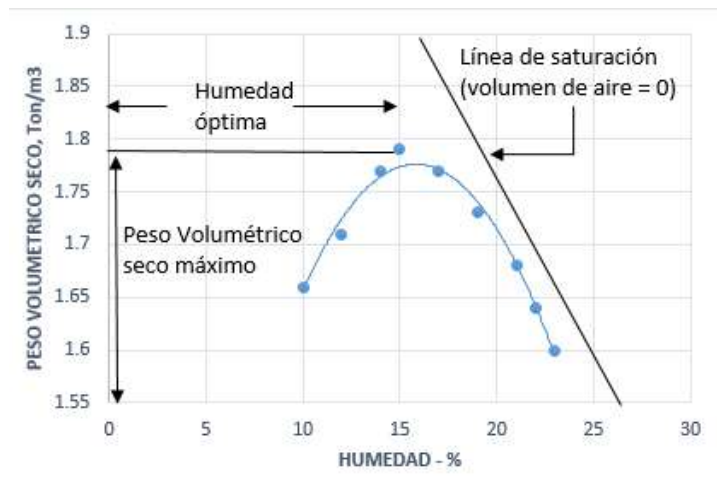


Figura 2.2 Curva de compactación típica.

El peso volumétrico seco correspondiente al máximo absoluto recibe el nombre de *peso volumétrico seco máximo*. La humedad con la que el máximo se consigue, se denomina *humedad óptima* y representa el contenido de agua con el cual el procedimiento de compactación que se esté usando produce la máxima eficiencia (Rico & Del Castillo, 1995).

La curva de la Figura 2.2 $\gamma_d - \omega$ puede dibujarse aplicando la fórmula $\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$ cuya obtención es inmediata al aplicar los puntos en la gráfica (Rico & Del Castillo, 1995).

También en la Figura 2.1 puede observarse la línea de cero vacíos, que corresponde a un suelo saturado. Debido a que la condición normal de un suelo compactado es la de un suelo no saturado, la curva de compactación se desarrolla por debajo de la curva de saturación.

La curva de saturación se puede obtener si se calculan los pesos volumétricos secos que corresponderían al mismo suelo supuesto, saturado con el contenido de agua correspondiente a una cierta abscisa de la curva aplicando la fórmula $\gamma_d = \frac{S_s}{1 + \omega S_s} \gamma_w$ que corresponde a suelos saturados (Rico & Del Castillo, 1995).

2.4 Grado de compactación

El grado de compactación de un suelo, es la relación que existe entre el peso volumétrico seco obtenido en campo y el peso volumétrico seco máximo obtenido de las pruebas de laboratorio de dicho suelo y se expresa en porcentaje.

$$G_c(\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \text{ máx}}}$$

El grado de compactación, a pesar de ser muy utilizado, cuenta con algunos defectos, por esto, algunas instituciones utilizan una relación diferente para determinar la compactación que alcanza el suelo en el campo, llamada *compactación relativa* y está definida por la siguiente expresión:

$$C.R.(\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d \text{ mín}}}{\gamma_{d \text{ máx}} - \gamma_{d \text{ mín}}}$$

La compactación relativa tiene el inconveniente de que aún no existe un procedimiento estandarizado para determinar el peso volumétrico seco mínimo ($\gamma_{d \text{ mín.}}$), por esto el concepto de grado de compactación es el más utilizado para establecer los requerimientos de compactación que han de lograrse en el campo.

El requisito de compactación se fija básicamente buscando el balance óptimo de las siguientes propiedades:

1. Homogeneidad.
2. Características favorables de permeabilidad.
3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones inaceptables. Este requisito es más importante a mayor altura del terraplén.
4. Razonable resistencia al esfuerzo cortante.
5. Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación.
6. Flexibilidad, para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.

El cumplimiento de la condición 1 depende sólo del equipo de compactación que se utilice y del buen control del proceso. El conjunto de los requisitos 3 y 4 es conflictivo con los 5 y 6 y frecuentemente con el 2.

Dados el suelo y la energía de compactación de campo, la mejor solución al conflicto es la compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo de campo. Cuando uno de los requisitos en conflicto se considera más importante que el otro, debe modificarse en el sentido que convenga la especificación del contenido de agua de compactación; por ejemplo, si las condiciones 3 y 4 se consideran de mayor interés que las 5 y 6, debe especificarse un contenido de agua menor que el óptimo, y mayor, en caso contrario (Rico & Del Castillo, 1995).

2.5 Propiedades mecánicas de los suelos finos compactados

2.5.1 Estructura del suelo fino compactado

En la figura 2.3 se muestran los resultados de los estudios de Lambe (1958) sobre el efecto de la compactación en la estructura de un suelo arcilloso. Si la arcilla es compactada con un contenido de agua por debajo del óptimo (A), esta obtendrá una estructura floclulenta, debido a que, con un bajo contenido de agua, se limita el desarrollo de la doble capa eléctrica y la concentración de iones es muy alta; como consecuencia, se obtendrá un suelo con alta resistencia a la deformación y bajo grado de orientación de partículas. Si se aumenta el contenido de agua como se muestra en B, crecen las fuerzas de repulsión y disminuyen los esfuerzos capilares, dando un menor grado de floclulación. Si se sigue incrementando el contenido de agua de compactación hasta C, sufrirá mayores deformaciones angulares y alcanzará una estructura con mayor grado de orientación (estructura dispersa).

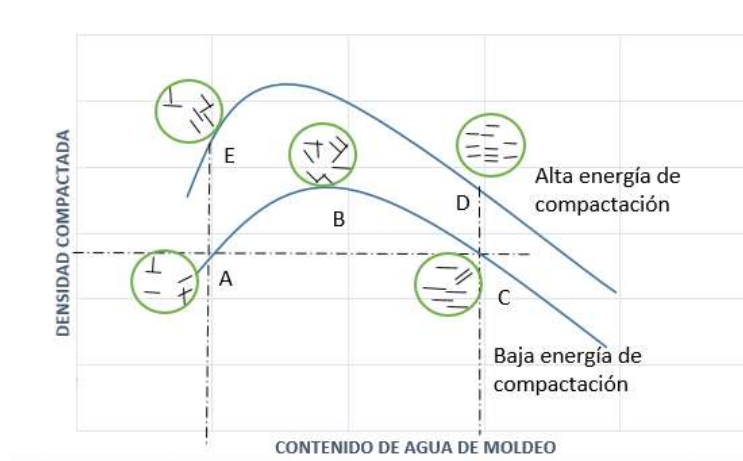


Figura 2.3 Efecto de la compactación sobre la estructura de suelos de arcilla (Lambe, 1958, citado por Das, 2001).

Para un contenido de agua dado, una energía de compactación mayor tiende a dar una orientación más paralela a las partículas de arcilla, generándose así una estructura más dispersa. Las partículas quedan más cercanas entre sí y el suelo adquiere un peso específico de compactación mayor (Das, 2001).

Las propiedades mecánicas de los suelos finos compactados, depende de su relación de vacíos (o peso volumétrico seco), de su grado de saturación y de su estructura. A continuación, se analizarán las propiedades más importantes.

A. Permeabilidad.

En la permeabilidad de un suelo compactado, el factor más influyente es su estructuración; con un mayor grado de orientación de las partículas se obtiene menor permeabilidad (con un contenido mayor al óptimo de agua y una alta distorsión producida por la compactación).

B. Compresibilidad.

La compresibilidad es menor del lado seco, pero la compactación del lado húmedo producirá un material más flexible, capaz de adaptarse mejor a asentamientos diferenciales; desde el punto de vista del agrietamiento, en general son también más peligrosos los suelos compactados del lado seco.

C. Expansión y contracción.

La expansión y contracción, dependen del contenido de agua de compactación y de las presiones de confinamiento, además la expansión está relacionada con el grado de orientación de la estructura de la arcilla. En la Figura 2.3 se muestra la expansión y la contracción de una arcilla arenosa que se compacto por amasado y por compactación estática, a un mismo peso volumétrico seco, del lado seco y húmedo del contenido de agua óptimo de compactación.

El potencial de expansión también depende mucho del método de compactación, como puede observarse en la Figura 2.3; donde se muestra un mayor potencial de expansión por el método estático.

El máximo peso volumétrico seco que el suelo conserva en cualquier circunstancia se obtiene cuando se compacta cerca del contenido de agua óptimo correspondiente al método y energía de compactación que se usen (Rico & Del Castillo, 1995).

D. Resistencia a esfuerzo cortante.

En suelos finos compactados suelen desarrollarse presiones neutrales negativas, una vez que la compactación ha sido terminada. Estas presiones negativas dependen fundamentalmente del grado de saturación del suelo. Las presiones negativas desarrolladas en el agua son mayores a menor grado de saturación inicial, y hacen que sea también mayor la resistencia del suelo compactado y menor su deformabilidad.

También es de pensarse que las presiones neutrales negativas que se desarrollen en el suelo compactado serán mayores cuanto mayor sea la energía de compactación.

Para el caso del contenido de agua de compactación, la resistencia será mayor, cuanto menor sea éste.

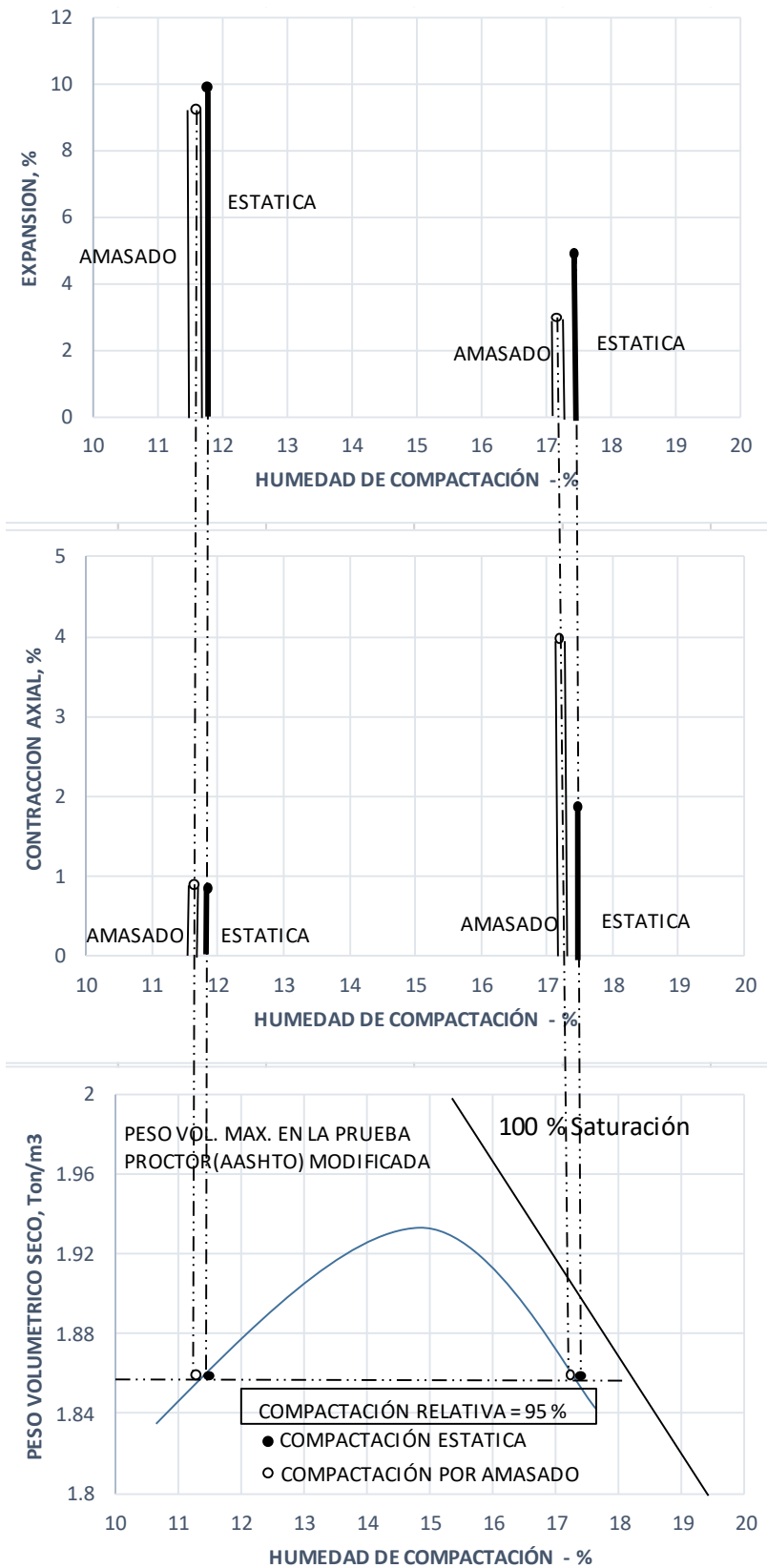


Figura 2.4 Expansión y contracción de una arcilla arena compactada estáticamente y por amasado.

E. Resistencia a la erosión interna.

Se trata de analizar someramente la resistencia de los suelos finos compactados a la tubificación y otros efectos de las fuerzas de filtración.

La compactación del lado seco del óptimo produce, bajo grado de orientación y alta permeabilidad. Si en tal caso, ocurre flujo y se lava el suelo con agua con baja concentración de sales, aumentarán las fuerzas de repulsión entre las partículas favoreciéndose el arrastre de estas. Si la compactación se da del lado de las humedades mayores que la óptima se tiene, por efectos contrarios, menor susceptibilidad a la tubificación (Rico & Del Castillo, 1995).

F. Valor relativo de soporte (V.R.S.)

La Figura 2.4 muestra la variación del valor relativo de soporte de una arcilla limosa con las condiciones de compactación; naturalmente el valor relativo de soporte depende tanto del contenido de agua como del peso volumétrico que se alcance. Se presentan curvas de variación para el material que se probó con el contenido de agua de compactación y se saturó después de cuatro días de exposición al agua en el laboratorio. La figura ilustra también la expansión que sufren los especímenes en función del contenido de agua con que se compactaron; se ve una vez más la conveniencia de compactar los suelos expansivos en el lado húmedo, independientemente de que en tal caso se llegue a un menor valor relativo de soporte (Rico & Del Castillo, 1995).

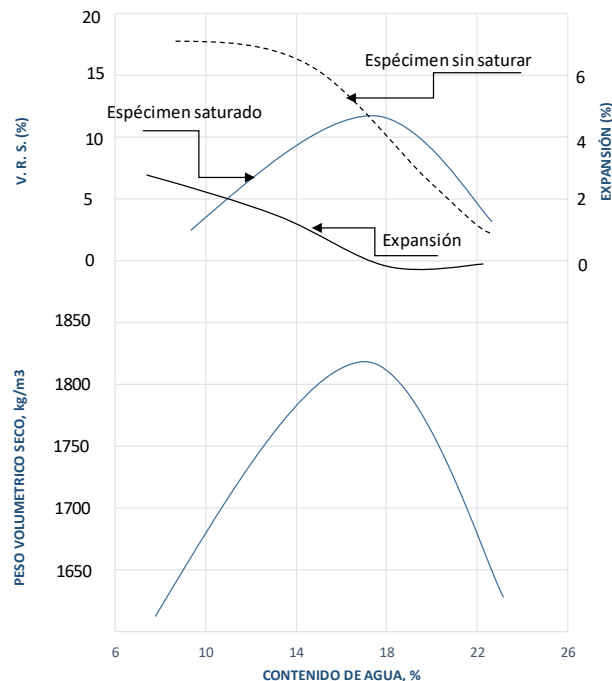


Figura 2.5 Variación del V. R. S. de una arcilla limosa con la compactación.

G. Resumen de algunos patrones de comportamiento de los suelos finos compactados.

En la tabla 2.2, se presenta un resumen de algunos patrones de comportamiento de especímenes de suelos finos compactados en la rama seca o en la rama húmeda.

Parámetro o propiedad	Rama seca	Rama húmeda
Contracción por secado	Baja	Alta
Expansión por aumento de contenido de agua	Alta	Baja
Presión de expansión	Alta	Baja
Microestructura	Partículas agrupadas en forma desordenada	Partículas agrupadas y con marca de orientación
Bajo esfuerzo cortante Como se les compacta: Comportamiento esfuerzo – deformación	Rígido – plástico o francamente frágil	Plástico
Resistencia máxima	Mayor	Menor
Deformación a la falla	Menos del 2 %	Más del 5 %
Presión de poro durante la construcción	Baja	Alta
Después de saturados a mismo peso volumétrico seco		
Resistencia máxima	Menor que en rama húmeda	Mayor que en rama seca
Comportamiento esfuerzo-deformación	Rígido – plástico	Plástico
Deformación a la falla	Menos de 5 %	Más de 10 %

Tabla 2.1 Patrones de comportamiento de especímenes compactados en las ramas seca y húmeda (semejante y diferencias sustanciales en el S_r (G_w) y la microestructura) (Mendoza, 1992).

3 SUELOS EXPANSIVOS Y COLAPSABLES

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo en estado no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas, que se presentan al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce una expansión.

Tanto el colapso como la expansión pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural. Debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento volumétrico del suelo, sin modificación del estado de esfuerzo exterior al variar, por ejemplo, las condiciones ambientales (Aitchison, 1973, citado por Barrera y Garnica, 2002).

3.1 Suelos expansivos

3.1.1 Naturaleza de los suelos expansivos

Se entiende por suelos expansivos como aquel que es susceptible de sufrir cambios volumétricos por cambios de humedad. Puede decirse que los suelos expansivos son un fenómeno que se origina por la presencia de un suelo arcilloso con mineral montmorilonita y un clima semiárido, donde la evapotranspiración potencial media anual es mayor que la precipitación media anual (Zepeda, 2004).

Los asentamientos que sufren las estructuras debido a las deformaciones que provocan los aumentos de carga sobre el suelo que las soporta, fueron identificados, generalmente, como las causas de los daños en las estructuras. Sin embargo, no solo pueden presentar daños por asentamientos, sino también por expansiones del suelo.

La expansión en cualquier tipo de suelo, se puede presentar por un alivio de esfuerzos, como el que provoca una excavación. En las arcillas de la Ciudad de México, se presentan expansiones que deben tomarse en consideración, para desarrollar un procedimiento constructivo que se encargue de evitar, en lo posible, las expansiones.

Los minerales de las arcillas se clasifican en caolinitas, ilitas y montmorilonitas, siendo estas últimas las que dominan el problema de los suelos expansivos.

Los suelos arcillosos experimentan variaciones de volumen según el contenido de agua, correlativas con las variaciones de la presión de poro y con los esfuerzos efectivos.

Resulta significativo tomar en consideración que los suelos arcillosos que contienen montmorilonita y que están sujetos a cambios de humedad, presentan a causa de dichas variaciones del contenido de agua, expansiones y contracciones, según se trate de aumento o disminución de la humedad, respectivamente. Así, las arcillas

expansivas son más bien un fenómeno que se origina en la conjugación de un terreno arcilloso con ciertas condiciones ambientales que provoquen cambios apreciables de humedad.

3.1.2 Origen de los suelos expansivos

Donalson (1969) (citado por Zepeda, 2004), clasificó en dos grupos los materiales que pueden dar origen a los suelos expansivos.

El primer grupo comprende las rocas ígneas básicas, tales como basaltos y los gabros. En los suelos expansivos los minerales como el feldespato y el piroxeno de las rocas madre, se descomponen para formar la montmorilonita y otros minerales secundarios.

El segundo grupo comprende las rocas sedimentarias que contienen montmorilonita como constituyente, el cual se desintegra mecánicamente para formar suelos expansivos.

3.1.3 Identificación de los suelos expansivos

Se tienen tres métodos para clasificar el potencial de expansión de los suelos.

1. Identificación mineralógica. Se utiliza en la evaluación del material, pero no es suficiente en sí misma cuando se trata de suelos naturales; son importantes en un laboratorio de investigación, pero son imprácticos y antieconómicos.
2. Métodos indirectos. Son útiles para evaluar las propiedades de expansión.
3. Método con mediciones directas. Son los más utilizados por el ingeniero práctico, pues las pruebas son simples de realizar y no requieren de equipo sofisticado y caro.

3.1.3.1 Identificación mineralógica

La composición mineral de los suelos expansivos tiene influencia importante sobre el potencial de expansión, debido a la estructura reticular, que está compuesta por las láminas silícicas y las aluminicas, según el tipo de arcilla. Las cargas eléctricas negativas sobre la superficie de los minerales de arcilla, la firmeza entre las capas ligadas y la capacidad de intercambio catiónico, influyen en el potencial de expansión de la arcilla. De esta forma se supone que identificando los constituyentes mineralógicos de la arcilla, se puede estimar el potencial de expansión. Las técnicas que pueden utilizarse son:

- Difracción rayos X.
- Análisis térmico diferencial.
- Adsorción de calor.
- Análisis químico.
- Microscopio electrónico.

La identificación de los minerales de la arcilla es importante, pero no es necesario hacerla más que en dos o tres muestras en cada emplazamiento. El procedimiento más conveniente hoy, es la difracción de Rayos X. El análisis térmico diferencial no parece llegar a definiciones concretas; el microscopio electrónico, especialmente el de barrido no deja duda alguna en general, respecto a las partículas que contemplamos, pero el campo es tan pequeño que no permite un juicio seguro sobre el conjunto, ya que los suelos tienen casi siempre mezcla de diversas especies (Zepeda, 2004).

3.1.3.2 Métodos indirectos

3.1.3.2.1 Pruebas índices

La evaluación del potencial de expansión puede realizarse por medio de pruebas sencillas. Estas pruebas pueden incluir en la rutina, para la investigación del lugar donde se realizará la obra que se trate. Las pruebas índices pueden ser:

- Límites de Atterberg.
- Límite de contracción lineal.
- Expansión libre.
- Contenido de coloides.

A. Límites de Atterberg.

Holtz y Gibbs (1956) (citado por Zepeda, 2004) demostraron que el índice de plasticidad y el límite líquido son índices de utilidad para determinar las características de expansión de la mayoría de las arcillas.

El potencial de expansión se define como el porcentaje de aumento de volumen en una muestra confinada lateralmente, la cual se satura bajo una sobrecarga de 6.9 kN/m² (0.07 kg/cm²), después de ser compactada a su peso volumétrico máximo en la humedad óptima, de acuerdo a la prueba AASHTO estándar.

Puesto que el límite líquido y la expansión de las arcillas dependen de la cantidad de agua que la arcilla trata de absorber, no es sorpresa que estén relacionados.

La relación entre el potencial de expansión de las arcillas y el índice de plasticidad puede establecerse como se indica en la Tabla 3.1.

Potencial de expansión	Índice de plasticidad
Bajo	0 – 15
Medio	10 – 35
Alto	20 – 55
Muy alto	35 o mas

Tabla 3.1 Relación entre potencial de expansión de las arcillas y el índice de plasticidad.

B. Contracción lineal.

Si suponemos que el potencial de expansión es una propiedad opuesta a la medición de la contracción lineal, entonces, teóricamente las características de contracción de la arcilla deben ser índices consistentes y confiables del potencial de expansión.

En 1955, Altmeyer (citado por Zepeda, 2004) sugirió, a manera de guía para la determinación del potencial de expansión, varios valores de límite de contracción lineal (tabla 3.2)

Límite de contracción %	Contracción lineal %	Grado de expansión
<10	>8	Crítico
10 – 12	5 – 8	Marginal
>12	0 – 5	No crítico

Tabla 3.2 Relación entre el potencial de expansión y el límite de contracción lineal.

Debido a que las investigaciones han sido pocas, falta evidencia concluyente para esta correlación.

C. Expansión libre.

La prueba de expansión libre propuesta por Holtz y Gibbs (1954, citado por Zepeda, 2004), consiste en colocar 10 cm³ de suelo seco que pasa la malla No. 40, dentro de agua destilada, observando el volumen que se tiene después de que el material se estabiliza en el fondo de una probeta graduada de 100 cm³.

La diferencia entre el volumen inicial y el final, expresada como porcentaje del volumen inicial, es el valor de la expansión libre. Esta prueba de expansión es muy burda y se usó hace mucho tiempo, cuando no eran posibles métodos y pruebas más refinadas. Si el material ocupa menos de 15 cm³ es probable que no cause daños, si ocupa más de 20 cm³, si puede generar problemas. Entre ambas cifras, es marginal.

D. Contenido coloidal.

El potencial de expansión que experimenta un suelo está vinculado con la cantidad de arcilla que esté presente.

Para cualquier tipo de arcilla, la relación entre potencial de expansión y el porcentaje de arcillas (en cuanto a tamaño de granos) puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$S = KC^x$$

Donde:

- S = potencial de expansión, expresado como porcentaje de expansión bajo 6.9 kN/m² (0.07 kg/cm²), de sobrecarga para una muestra compactada en la humedad óptima para el peso específico máximo, de acuerdo con la prueba de compactación AASHTO estándar.
- C = porcentaje de granos arcillosos menores de 0.002 mm.
- X = exponente que depende del tipo de arcilla.
- K = coeficiente que depende del tipo de arcilla.

La cantidad del tipo de granos arcillosos se puede determinar a través de la prueba de hidrómetro, el tipo de coloides se refleja en X y K, y controla la cantidad de expansión.

3.1.3.2.2 Método de la actividad

El método de la actividad fue propuesto por Seed, Woodward y Lungren (1962, citado por Zepeda, 2004) y se basó en material remoldeado. La actividad se define como la relación entre el índice de plasticidad y el por ciento de partículas menores de 2 micras. Seed et al (1962) modificaron la definición a través de la siguiente relación:

$$Actividad = \frac{\text{Índice de Plasticidad}}{(\% < 0.002 \text{ mm}) - 10}$$

El criterio de Seed, Woodward y Lundgren se expresa en la Figura 3.1. El cambio en la definición original de actividad realizada por Seed et al (1962) se debe a que el criterio no tenía en cuenta la especie mineralógica de los finos.

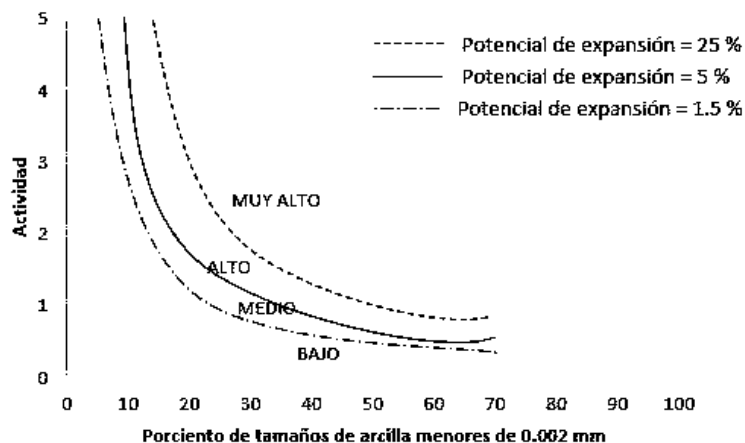


Figura 3.1 Criterio Seed, Woodward y Lundgren para estimar el potencial de expansión de una arcilla.

Para este método debe tomarse en consideración, la diferencia que debe tenerse entre el suelo remoldeado y el inalterado.

3.1.3.2.3 Método del PVC

La determinación del Potencial de Cambio volumen (PVC) del suelo fue desarrollada por Lambe (1960) bajo los auspicios de la Federal Housing Administration (USA). Las muestras son primeramente compactadas en el consolidómetro de anillo fijo con energías específicas de $2,638 \text{ kJ/m}^3$ (26.87 kgcm/cm^3). Después se aplica una presión inicial de $1,380 \text{ kN/m}^2$ y se agrega agua la muestra, la cual está parcialmente restringida de la expansión vertical por un anillo de carga. La lectura del anillo de carga se toma después de dos horas y se convierte a presión, siendo designada índice de expansión. Lambe (1960) estableció la siguiente tabla:

Rango de PVC	Peligro de expansión
Menos de 2	No crítico
2 – 4	Marginal
4 – 6	Crítico
Mayor de 6	Muy crítico

Tabla 3.3 Relación del PVC con el peligro de expansión (Lambe, 1960, citado por Zepeda, 2004)).

El método PVC puede utilizarse únicamente en forma comparativa entre varios suelos expansivos, ya que no mide en sí el potencial de expansión y éste puede ser mucho mayor.

3.1.4 Propiedades físicas de los suelos expansivos

Es bien sabido por los ingenieros de suelos que las arcillas montmorilonitas se expanden cuando su contenido de agua aumenta, mientras que las caolinitas suelen ser relativamente estables en presencia de agua. Debido a que la unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas (adsorción). Las ilitas suelen presentar una expansión menor que las montmorilonitas (Zepeda, 2004).

3.1.4.1 Contenido de agua

Independientemente que el potencial de expansión de un suelo sea alto, si la humedad de la arcilla permanece constante, no habrá cambio de volumen y por tanto, una estructura cimentada sobre una arcilla con humedad constante no estará sujeta a movimientos causados por la expansión. Cuando el contenido de agua aumenta en la arcilla, entonces pueden ocurrir expansiones tanto en la dirección vertical como en la horizontal. No es necesaria la saturación por completo para que se presente la expansión, cambios leves de humedad del 1 o 2%, pueden ser suficientes para provocar expansiones inconvenientes.

La humedad inicial del suelo expansivo controla la cantidad de expansión, lo cual es válido para suelos remoldeados o inalterados. Los suelos secos, con contenidos de agua naturales menores de 15% generalmente provocan daños. Estas arcillas pueden adsorber fácilmente humedades del orden del 35%, con los consiguientes daños a las estructuras, como resultado de la expansión (Zepeda, 2004).

3.1.4.2 Peso específico seco

El peso específico seco de la arcilla es otro índice de expansión. Los suelos con pesos específicos secos mayores de 17.6 kN/m^3 (1.76 ton/m^3) generalmente exhiben alto potencial de expansión.

El peso específico de las arcillas también se refleja en los resultados de la prueba de penetración estándar; las arcillas con N (resistencia a la penetración estándar) mayor de 15, generalmente poseen potencial de expansión.

3.1.4.3 Propiedades índices

Una propiedad índice es cualitativa fácil de medir en suelos y roca tanto en campo como en laboratorio mediante la cual se puede inferir un comportamiento más complejo de un suelo (G. F. Sowers, 1979, citado por Zepeda, 2004)).

Las propiedades índices son un primer acercamiento hacia los suelos y deben servir como una orientación para profundizar el estudio a través de ensayos más elaborados; es decir, su uso debe limitarse a la etapa preliminar y aun estimada de diseño.

En los últimos años se han encontrado nuevas correlaciones del comportamiento del suelo con las propiedades índice, sobre todo en el área de suelos nos aturados poniendo un especial énfasis en aquellas relacionadas con la problemática de los suelos colapsables y expansivos (Tabla 3.3) (Zepeda, 2004).

Propiedades índice primarias	Correlación empírica con propiedad mecánica
Grado de saturación	Potencial de expansión, Conductividad hidráulica.
Peso específico seco	Potencial de expansión y presión de expansión
Partículas menores a 2 micras	Actividad-potencial expansivo
Contracción lineal	Presión de expansión
Contenido volumétrico de agua	Conductividad hidráulica
Límite líquido	Potencial de expansión y presión de expansión
Peso específico relativo de los sólidos	Potencial de expansión
Compacidad	Potencial de expansión y compresibilidad
Humedad	Succión
Resistencia a la penetración estándar	Potencial de expansión
D_{60} , I_p y % que pasa malla No. 200	Relacionada con la curva característica

a) *Correlaciones con propiedades mecánicas*

Propiedades índice indicativas el comportamiento	Correlación empírica con propiedad mecánica
Compacidad	Indicador del comportamiento de colapso o expansión
Peso específico seco, Límite líquido y Peso específico relativo de los sólidos	Indicador del comportamiento de colapso.
Relación de vacíos	Indicador de colapso

b) Correlaciones indicativas del comportamiento

Tabla 3.4 Propiedades índice principalmente usadas en suelos no saturados.

3.1.4.3.1 Correlaciones entre propiedades índice y suelos expansivos.

Vijayvergiya y Ghazzaly en 1973 (citado por Zepeda, 2004), a partir de un estudio de 273 muestras de suelo inalterado presentaron correlaciones para predecir el porcentaje y la presión de expansión basados en el límite líquido, peso específico seco y el contenido de agua:

A. Porcentaje de expansión.

$$\text{Log}S = \frac{1}{12}(0.4LL - \omega + 5.5)$$

$$\text{Log}S = \frac{1}{19.5}(\gamma_d + 0.65LL - 130.5)$$

Donde:

- S = porcentaje de expansión.
- LL = límite líquido en porcentaje.
- ω = Contenido de agua en porcentaje.
- γ_d = Peso específico seco en lbs/ft².

B. Presión de expansión.

$$\text{Log}P = \frac{1}{12}(0.4LL - \omega - 0.4)$$

$$\text{Log}P = \frac{1}{19.5}(\gamma_d + 0.65LL - 139.5)$$

- P = Presión de expansión en ton/ft².

Chen (1975, citado por Zepeda, 2004), en base a una amplia experiencia acumulada, propone una guía (Tabla 3.5) para estimar el probable cambio de volumen de suelos expansivos, orientado a los ingenieros para la elección del tipo de cimentaciones.

DATOS DE LABORATORIO Y CAMPO			Expansión probable, % total de cambio de volumen	Presión de expansión		Grado de expansión
% pasa la malla No. 200	Límite líquido %	Resistencia a la penetración estándar, golpes/pie		kPa	Kg/cm ²	
>95	>60	>30	>10	>981	>9.8	Muy alto
60 – 95	40 – 60	20 – 30	3 – 10	250 – 981	2.5 – 9.8	Alto
30 – 60	30 – 40	10 – 20	1 – 5	150 – 250	1.5 – 2.5	Medio
<30	<30	<30	<1	50	0.5	Bajo

Tabla 3.5 Datos para estimar un probable cambio de volumen para suelos expansivos (Chen, 1975).

Raman (1967, citado por Zepeda, 2004) basado en el índice de plasticidad y el índice de contracción obtuvo la siguiente Tabla:

Índice de plasticidad IP %	Índice de Contracción, IC %	Grado de expansión
>32	>40	Muy alto
23 – 32	30 – 40	Alto
12 – 23	15 – 30	Medio
<12	<15	Bajo

Tabla 3.6 Grado de expansión en función de IP y IC (Raman, 1967).

Donde el índice de contracción es:

$$IC = LL - LC$$

- LL= límite líquido en porcentaje.
- LC= límite de contracción en porcentaje.

Uniform Building Code (1968, citado por Zepeda, 2004) con base en la prueba del odómetro en un espécimen compactado con grado de saturación cercano al 50% y una sobrecarga de 6.9 kPa elaboró la Tabla 3.7.

Índice de expansión, IE	Grado de expansión
>130	Muy alto
90 – 130	Alto
50 – 90	Medio
21 – 50	Bajo
0 - 20	Muy bajo

Tabla 3.7 Grado de expansión en función del índice de expansión, Uniform Building Code (1968).

Donde:

- IE = (100) (% expansión) (fracción que pasa la malla No. 4).
- IE = índice de expansión.

Snethen 1984 (citado por Zepeda, 2004) usando la propiedad de succión natural, el índice plástico y el límite líquido elaboró la Tabla 3.8.

Límite líquido %	Índice plástico %	Succión natural (tsf)	Potencial de expansión %	Grado de expansión
>60	35	4	1.5	Alto
30 – 60	25 – 35	1.5 – 4	0.5 – 1.5	Medio
<30	<25	<1.5	0.5	Bajo

Tabla 3.8 Potencial y grado de expansión, Snethen 1984.

Nayak y Chritensen (1974, citado por Zepeda, 2004) encontraron una correlación en función de la humedad y el porcentaje de arcilla.

$$PE = \frac{(0.00229IP)(1.145C)}{\omega + 6.38}$$

Donde:

- PE = potencial de expansión en %.
- C = porcentaje de arcilla.
- ω = contenido natural de agua del suelo.

Weston (1980, citado por Zepeda, 2004) Obtuvo la siguiente ecuación empírica la cual toma en cuenta la sobrecarga.

$$PE = 0.00411(LL_{\omega})^{4.17} q^{-3.86} \omega^{-2.33}$$

Donde:

- PE = potencial de expansión en %.
- q = sobrecarga.
- ω = contenido natural de agua del suelo.
- LL_{ω} = Límite líquido pesado, %.

Orozco Santoyo (1976) menciona que el cambio volumétrico que experimenta un suelo fino parcialmente saturado al pasar de una condición gravimétrica “inicial” a una “final”, debido a la migración de agua entre las partículas sólidas del suelo, se puede expresar en la siguiente forma:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \frac{C_i}{C_f} - 1 = \frac{C_i - C_f}{C_f}$$

Donde:

- $\frac{\Delta V}{V_o}$ = Cambio volumétrico unitario.
- C_i = compacidad inicial.
- C_f = compacidad final.

El autor define la siguiente relación de compacidad.

$$C = \frac{V_s}{V_T}$$
$$C = \frac{n}{e}$$
$$C = \frac{1}{1 + S_s \frac{\omega}{G_w}}$$

Donde:

- C = compacidad.
- V_s = Volumen de los sólidos.
- V_T = volumen total de la muestra
- γ_d = Peso específico seco.

Cabe aclarar, que el término de compacidad utilizada es muy diferente al grado de compacidad expuesto por Terzaghi; es decir, no es un indicativo del grado de acomodo del material en estudio.

3.1.5 Proceso de expansión

El proceso de expansión (hinchamiento) de un suelo viene afectado por una serie de factores que condicionan su evolución y magnitud. Gromko (1974, citado por Josa, 1988) resume estos factores en los siguientes:

A. Tipo de minerales y cantidad.

Cuanto más potencialmente expansivas sean las partículas o en mayor proporción estén, más importantes será la expansión.

B. Densidad seca.

A igualdad de otros factores, cuanto mayor es la densidad seca de un determinado suelo mayor es su potencial de expansión. La presión necesaria para que el suelo no se deforme al humedecerse y tender a expandir es también dependiente de la densidad seca.

C. Estado de esfuerzo.

Cuanto mayores son las presiones a que se ve sometido el suelo, menor es su expansión. Esta expansión puede ser nula o incluso negativa (colapso) si el estado de esfuerzo es suficientemente importante. Diversos autores comprueban o describen este fenómeno. También se ha comprobado que la historia de esfuerzos puede influir en la expansión del suelo. Así, por ejemplo, aparte de lo acabado de indicar, sucesivos humedecimientos y secados reducen la expansión producida en cada proceso de humedecimiento respecto del primero.

D. Estructura del suelo.

Lógicamente la existencia de cementaciones reduce la expansión de un suelo al ser éste capaz de oponerse en mayor grado a las deformaciones. Las estructuras floculadas presentan una mayor tendencia a la expansión que estructuras dispersas. Asimismo, la retracción es mucho menor en el primer tipo de estructura citado que en el segundo. Este comportamiento está relacionado con los diferentes contactos existentes entre las partículas arcillosas en cada una de ellas (cara–borde o cara–cara). Gromko (1974), indica que el remoldeo del suelo puede reducir su rigidez y su resistencia al corte aumentando la expansión. Este es el caso, por ejemplo, de que existan cementaciones o enlaces entre partículas que son eliminadas en el proceso de remoldeo. Por otro lado estructuras de suelo dispersas con las partículas orientadas preferentemente en una dirección pueden producirse respuestas anisótropas de la deformación al humedecer o secar. En este caso, lógicamente, las deformaciones serán mayores en la dirección perpendicular a la correspondiente a las partículas.

E. Tiempo.

La impermeabilidad asociada a la mayor parte de suelos arcillosos expansivos hace que el humedecimiento o desecación y las consecuentes deformaciones volumétricas sean en general lentas. Dependiendo de las condiciones de filtración, geometría del terreno, su naturaleza, etc. el fenómeno de expansión será más o menos prolongado, pudiendo durar años.

F. Fluidos intersticiales.

La existencia y concentración de iones tiene una gran influencia en el agua intersticial de acuerdo con los mecanismos de expansión. Gromko (1974) añade que altos pH del agua favorecen la disociación catiónica y que el aire ocluido puede ser comprimido por las presiones de expansión reduciéndolas.

G. Contenido de agua.

Al igual de otros factores el contenido de agua en el suelo influye también en la magnitud de la expansión. Cuanto menor es la humedad mayor es el potencial de expansión, debido a que el suelo es capaz de absorber mayor cantidad de agua.

Diversos autores correlacionan el contenido de agua del suelo con la magnitud de expansión, por ejemplo, Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), mencionan que la presión necesaria para evitar la expansión al humedecer también depende del contenido de agua inicial.

De acuerdo con los factores indicados, en un proceso de compactación la expansión del suelo estará directamente relacionada con el método utilizado, energía de compactación o el contenido de agua inicial.

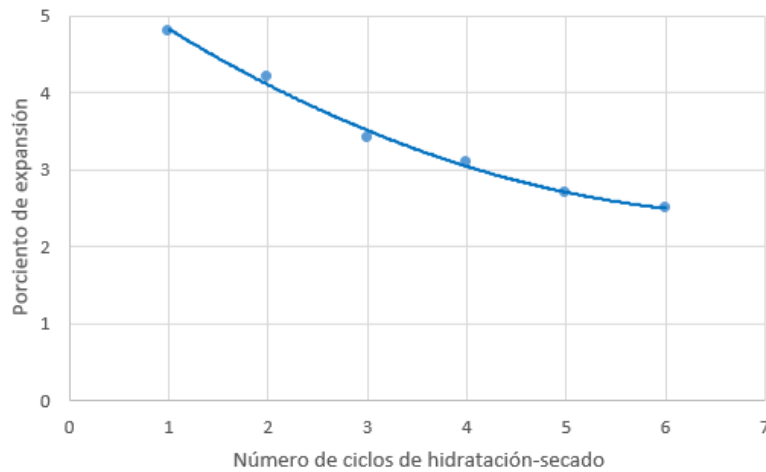
En un caso real de expansión del suelo, el hinchamiento producido vendrá condicionado por diversos factores:

- Estado del terreno (tipo de suelo, condiciones iniciales, espesores de los estratos, estado de esfuerzos, sobrecarga, nivel freático).
- Accesibilidad del agua y condiciones climáticas (régimen de lluvias, alteraciones de la infiltración a causa de la existencia de construcciones o de la desaparición de arbolado y vegetación, rotura de tuberías).
- Tiempo.

Dependiendo de estos factores, la humedad del terreno podrá sufrir variaciones cíclicas con sucesivas expansiones y retracciones o, tras alguna modificación tender hacia un estado estacionario. Otro factor a considerar es la posible existencia de fisuras producidas en procesos de retracción, que modifican las condiciones de acceso del agua favoreciendo su penetración. Las modificaciones estacionales, sin embargo, afectan en general a un estrato limitado de terreno que, aunque dependiendo del clima y de las propias condiciones del terreno, llega a ser del orden de 1 a 3 m, llamado capa activa.

3.1.6 Fatiga de expansión

Una arcilla que en el consolidómetro se deja expandir completamente y luego se deja secar hasta su contenido de agua inicial para posteriormente saturarse otra vez, y se repite el proceso varios ciclos, presentan signos de fatiga después de cada ciclo de secado y saturación. Se ha notado que los pavimentos cimentados sobre suelos expansivos, donde las arcillas muestran movimientos estacionales debido a aumentos de humedad y secado, tiene una tendencia a llegar a un punto de estabilización después de algunos años. La Figura 3.2 muestra la curva de fatiga típica de laboratorio para expansión (Chen, 1965, citado por Zepeda, 2004).



Espécimen de suelo arcilloso. Muestra saturada hasta completar la expansión, posteriormente desecada hasta su humedad inicial (11.5%), por varios ciclos.

Figura 3.2 Fatiga de expansión.

3.2 Suelos colapsables

3.2.1 Antecedentes

Aunque en un sentido general se puede denominar colapso a cualquier proceso de aumento de la deformación volumétrica. Este término se utiliza aquí expresamente para la reducción de volumen irre recuperable, producido por el aumento del grado de saturación del suelo, en el que se mantiene constante el estado de esfuerzo exterior (Barrera y Garnica, 2002).

Los problemas de suelos colapsables no se presentan únicamente en ambientes desérticos, sino también pueden encontrarse en otros entornos geológicos; los suelos compactados que se consideran estables pueden ser colapsables dependiendo del intervalo en la aplicación de la carga y otros factores. De hecho, cualquier suelo no saturado que no contenga minerales expansivos abundantes puede tener características colapsables.

Los suelos colapsables son altamente inestables ante fenómenos extremos (como el cambio climatológico). Sin embargo, hay que considerar que, si los suelos se identifican oportunamente, los problemas que se presentan se resuelven en forma técnica y económicamente aceptable, tomando en cuenta la colapsabilidad del suelo, causas que producen saturación y estimación de asentamientos por colapso. Lo anterior es con el fin de que se pueden sugerir recomendaciones, métodos adecuados de estabilización o de diseño (CONAGUA, 2007).

3.2.2 Tipos de suelo colapsable

Se puede afirmar que todos los suelos no saturados tienen ciertas características colapsables. La magnitud de los asentamientos puede variar enormemente de un tipo al otro. Los mecanismos que originan el colapso del suelo en condiciones de saturación se pueden clasificar en los siguientes puntos:

- Estructura abierta, tipo panal de abeja, capaz de reducir significativamente su volumen a expensas de una disminución del volumen de poros.
- Un estado exterior de carga suficientemente grande como para generar una condición metaestable para la succión aplicada. El concepto de “metaestable” consiste en considerar a un suelo estable con respecto a pequeños disturbios, pero capaz de reaccionar violentamente si la molestia es considerable.
- La existencia de enlaces entre partículas, que se debiliten en presencia del agua.

Se ha observado en las investigaciones que los suelos colapsables adquieren un esfuerzo efectivo máximo cuando ellos tienen un contenido de agua de alrededor de 10%. Existen suelos colapsables, que una vez saturados, son altamente compresibles, hecho que explica el gran cambio de volumen que sufren estos suelos; las cargas externas también ayudan a la disolución de materiales cementantes que existen en los contactos intergranulares. A fin de conocer mejor los mecanismos de colapso, se describen a continuación los principales suelos colapsables (CONAGUA, 2007).

A. Depósitos eólicos.

Entre todos los tipos de suelo, los depósitos eólicos son los más colapsables, y se distinguen tres tipos: loess, depósitos costeros y cenizas volcánicas, y todos ellos son transportados por el viento a gran distancia en regiones cálidas.

Los loess son partículas de color amarillento, con un tamaño semejante al de la arena, con formas que van de la subredondeada a la redondeada y con una distribución relativamente uniforme. Las partículas de suelo se componen generalmente de minerales recientes como el cuarzo, feldespato, calcita o mica con otro material que actúa como aglutinante, siendo el material de arcilla montmorilonita uno de ellos, de modo que cuando está seco el suelo tiene una textura relativamente dura, y en algunos tipos de loess se encuentra el carbonato de calcio. En clima árido, las gruesas capas de limo transportadas por el viento se acumulan en las tierras semidesérticas cubiertas de hierba que bordean las regiones áridas. Los depósitos se forman lentamente, por consiguiente, el crecimiento de la hierba sigue el paso de la deposición. El resultado es una gran porosidad y una exfoliación vertical combinada con una estructura extremadamente suelta. La mayoría de los loess son duros, pero debido a la deposición de carbonato de calcio y óxido de hierro que reviste los antiguos huecos de raíces, se hacen

blandos cuando se saturan. En las márgenes de las corrientes, los barrancos y los cortes, los taludes son casi verticales gracias a la exfoliación.

Aunque son abundantes en zonas áridas, los depósitos eólicos también se forman en el clima húmedo a lo largo de las costas de lagos o mares. La intemperización mecánica produce abundantes partículas gruesas, que son acarreadas cuando se seca la playa por los vientos costeros durante las horas de marea baja y que se concentran en playas o barras debido a acciones de las olas.

Las cenizas volcánicas también son transportadas por el viento. Consisten en pequeños fragmentos de rocas ígneas lanzados por el vapor sobrecalentado y los gases de los volcanes. Los depósitos pueden ser estratificados o mezclas bien graduadas. Las cenizas absorben el agua con facilidad y se descomponen rápidamente. Toba y arcilla volcánica son productos de la descomposición de las cenizas, en diferentes grados (CONAGUA, 2007).

B. Depósitos aluviales.

Estos depósitos se forman en abanicos aluviales. Son depositados originalmente por avenidas súbitas o flujos de lodo que se generan en periodos de retorno largos y consisten en materiales sueltos con un considerable porcentaje de arcilla. Dichos depósitos se van secando y no vuelven a saturarse hasta la llegada de la siguiente avenida, por lo que son inestables en estado seco. El contenido de arcillas tiene una influencia importante en el comportamiento del suelo. Se ha observado que el asentamiento máximo ocurre cuando el porcentaje de arcillas alcanza a 12% de los sólidos, y se presenta un menor asentamiento cuando las arcillas representan una cantidad menor que 5% y el suelo se expande si dicho porcentaje es mayor que el treinta por ciento (CONAGUA, 2007).

C. Suelos residuales.

En algunas regiones húmedas y cálidas el proceso de intemperización puede alcanzar profundidades considerables. Como producto de diferentes grados de descomposición química, el suelo residual puede estar constituido por granos de arena y minerales arcillosos, originados respectivamente de cuarzo y feldespatos. Los granos de arena forman una estructura de alma abierta, mientras los minerales arcillosos sirven como unión granular entre los primeros. Estando seco, el suelo parece ser muy firme; pero una vez está saturado, la escasa cantidad de minerales arcillosos, generalmente caolinitas, pierde su capacidad de unir las partículas sólidas de arena. En consecuencia, el suelo se comprime o se colapsa considerablemente (CONAGUA, 2007).

D. Suelos compactados.

Al humedecerse, los suelos compactados pueden tener un comportamiento expansivo o colapsable, dependiendo principalmente del intervalo de carga y del tipo de suelo. En los suelos arenosos o limosos casi siempre se presenta una

tendencia a la reducción de volumen. Para otros suelos, si la carga aplicada es pequeña, los suelos se expanden al saturarse; por lo que se puede definir una carga de expansión que sirva como una frontera que marca la tendencia al cambio de volumen: si la carga aplicada es mayor que ella, los suelos experimentan reducción de volumen. Al ser más plástico el suelo con un mayor contenido de arcilla, la carga de expansión es mayor y el suelo es menos colapsable. De acuerdo con este comportamiento, se puede esperar de un terraplén compactado que experimente expansión en la capa superficial y colapso a grandes profundidades. El grado de compactación también influye en el comportamiento del suelo. Si éste está compactado con un contenido de agua menor que el óptimo y una baja densidad, el potencial de colapso es alto (CONAGUA, 2007).

3.2.3 Métodos de identificación

A. Método de campo

Se toma una muestra de suelo y se divide en dos partes, se recortan ambas hasta que éstas tengan una forma regular y un mismo volumen. Se satura una de las dos con agua y se comparan ambas. Si en la porción saturada se observa una reducción en su volumen, el suelo puede ser colapsable.

B. Propiedades índices.

Se han desarrollado varios métodos de acuerdo con sus propiedades índice para identificar suelos colapsables.

Relación de vacíos. Se define como el coeficiente de colapso k_d a la relación entre e_{LL} y e_0 como $k_d = e_{LL}/e_0$ donde e_{LL} es la relación de vacíos en el estado de límite líquido y e_0 es la relación de vacíos natural (Denisov, 1951; Northey, 1969). Considerando este coeficiente el suelo es colapsable si k_d se encuentra entre los límites siguientes:

$$0.5 < k_d < 0.85$$

Límite líquido. El límite líquido se ha considerado como un indicador importante de la colapsabilidad del suelo. Holtz y Hilf (1961, citado en CONAGUA, 2007) propusieron una carta que relaciona el límite líquido con el peso específico seco (Figura 3.3), en la cual, se presentan curvas correspondientes a dos valores típicos de la densidad relativa S_s ; cada una de ellas separa dos zonas, una en la que los suelos observados tienden a colapsarse y en la otra no tienen la tendencia anterior. Posteriormente, Gibbs y Bara (1962, citado en CONAGUA, 2007) establecieron un criterio similar a través de las expresiones siguientes:

$$\gamma_d = \frac{162.3}{1+0.026LL} \quad \text{o} \quad e_0 = \frac{2.6LL}{100}$$

Donde:

- γ_d = peso específico seco.
- LL = límite líquido.

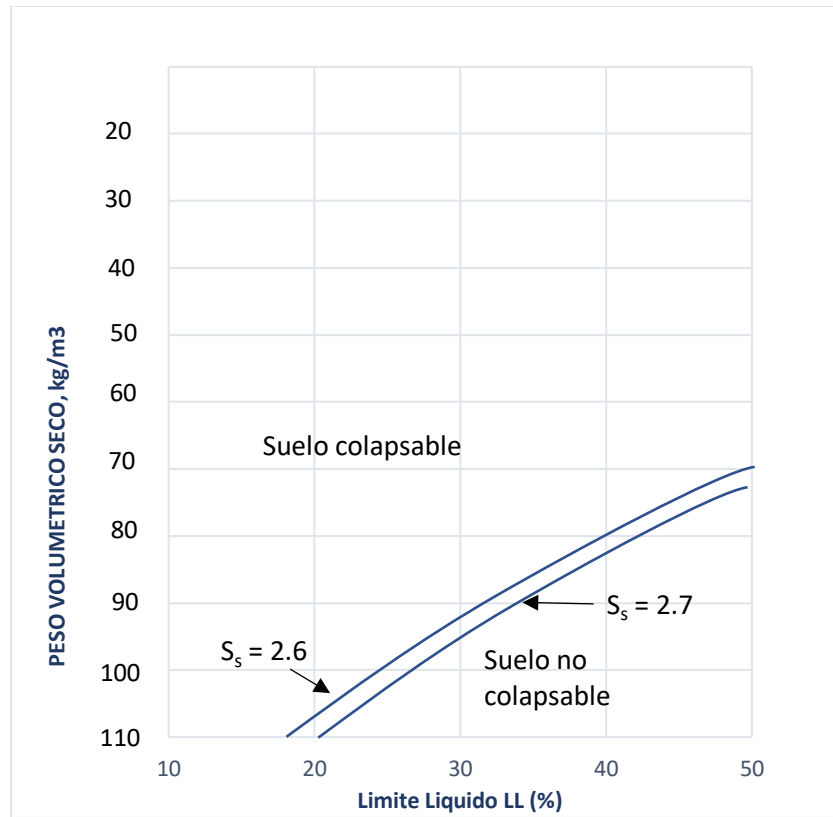


Figura 3.3 Pruebas índice para la identificación de suelos colapsables (Holtz y Hilf, 1961, citado en CONAGUA, 2007).

Límite de plasticidad. Feda (1966) establece la siguiente condición para que un suelo sea considerado colapsable:

$$\frac{\frac{e_0}{100G_s} - LP}{IP} > 0.85$$

Donde:

- LP = límite de plasticidad.
- IP = índice de plasticidad.
- G_s = gravedad específica.

Contenido de finos. Handy (1973) propuso identificar la colapsabilidad de suelo de acuerdo con su contenido de finos y definió para ello los criterios presentados en la Tabla 3.9.

Contenido de finos (%)	Descripción
<16	Altamente colapsable
16 – 24	Probablemente colapsable
24 – 32	Marginalmente colapsable
>32	No colapsable

Tabla 3.9 Clasificación de suelos colapsables en función del porcentaje de finos.

C. Prueba de consolidación.

Una identificación más confiable se tiene llevando a cabo una prueba de consolidación. La muestra de suelo, manteniendo su contenido de agua natural, se coloca en el anillo de consolidación. Las cargas se aplican progresivamente hasta alcanzar una presión de 200 kPa. Al final de este incremento de carga, se satura la muestra con agua y se le deja por un día. La prueba se continúa hasta alcanzar la carga máxima programada. El potencial de colapso se define como:

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0}$$

Donde:

- Δe_c = cambio en la relación de vacíos durante la saturación.
- e_0 = relación de vacíos natural.

El potencial de colapso también se define como:

$$CP = \frac{\Delta H_c}{H_0}$$

Donde:

- ΔH_c = cambio de altura de la muestra durante la saturación.
- H_0 = altura inicial de la muestra antes de la saturación.

Los suelos se clasifican de acuerdo con los criterios presentados en la tabla 3.10.

CP (%)	Grado del problema
0 - 1	Sin problema
1 - 5	Problema moderado
5 - 10	Problema
10 – 20	Problema severo
>20	Problema muy severo

Tabla 3.10 Clasificación de suelos colapsables en función del potencial de colapso.

Es importante hacer notar que el potencial de colapso es solamente un indicador relativo de la colapsabilidad de suelo y no puede utilizarse en el cálculo de asentamiento por colapso. Esto se debe a que la deformación de colapso depende en gran medida del nivel de esfuerzo a que está sometido el suelo antes de la saturación; como el potencial de colapso es determinado solamente para el nivel de

esfuerzo igual a 200 kPa, no es válido para estimar el colapso para otros niveles de esfuerzo.

3.2.4 Proceso de colapso

Barden et al. (1969) indican tres factores básicos que controlan el mecanismo de colapso:

1. La existencia de una estructura potencialmente inestable, como la de tipo floculado asociada con suelos compactados por el lado seco, o como los loess.
2. La acción de esfuerzos exteriores suficientemente grandes.
3. La presencia de enlaces entre las partículas que aumenten la rigidez del suelo y que puedan ser perdidos al aumentar el grado de saturación.

Una estructura muy abierta soportando una carga exterior grande sin deformación y en estado no saturado indica la alta probabilidad de que su estabilidad sea debida a enlaces, que pueden ser temporales, del tipo señalado en el apartado anterior. Un aumento del grado de saturación puede conllevar la pérdida de estos enlaces y de la rigidez por ellos provocadas, produciéndose el colapso.

Abelev (1975) (citado por Barrera y Garnica, 2002), confirma que el colapso de un suelo tan sólo ocurre una vez para un esfuerzo exterior y un grado de saturación máximos dado, de acuerdo con los mecanismos expuestos. Tras el proceso de colapso el suelo llega a una estructura estable que no dará origen a colapsos adicionales a no ser que la combinación de los esfuerzos exteriores y del grado de saturación sitúe de nuevo al suelo en estado de inestabilidad.

Dudley (1970) (citado por Barrera y Garnica, 2002) señala la existencia de una humedad, para cada suelo, en la que el colapso producido al aumentar el grado de saturación es máximo. Aun cuando se observa que la magnitud del colapso se incrementa con la carga exterior aplicada si ésta no es muy elevada, se constata asimismo que este incremento tiene un límite, alcanzando el colapso máximo para una determinada carga, en general alta, y disminuyendo posteriormente. Este comportamiento está justificado por cuanto la reducción del índice de poros de un suelo al someterlo a una presión exterior elevada puede ser considerable, aun existiendo enlaces entre partículas que rigidicen la estructura, disminuyendo el colapso potencial.

El valor de la presión a la que se produce este máximo varía notablemente con el tipo de suelo considerado.

En un caso real de colapso del suelo de un estrato de terreno las deformaciones no serán, en general, uniformes en profundidad, debido a las diferentes propiedades y del estado de esfuerzos en cada punto. En muchas ocasiones, aunque el asentamiento se refleja en superficies, son capas profundas, sometidas a mayores presiones por la acción del peso del terreno, las que colapsan primero.

Progresivamente, si es el caso, el colapso se va generalizando a otras capas. López Corral (1978), citado por Josa 1988, indica que este colapso se produce en ocasiones en las capas profundas y en superficie, pudiendo existir un estrato intermedio pasivo debido a que las cargas exteriores llegan suficientemente amortiguadas y el peso del terreno no es excesivo. Este proceso, lógicamente, puede verse modificado por el propio estado del suelo en cada profundidad, o, por ejemplo, por la accesibilidad del factor que provoca el colapso (agua procedente de la rotura de una tubería, inundación superficial del terreno, etc.).

4 PAVIMENTOS

4.1 Generalidades

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendida(s) entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento. Cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito (Rico y del Castillo, 1978).

En otras palabras, el pavimento es la superestructura de la obra vial, que hace posible el tránsito expedido de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía previstos por el proyecto. La estructura o disposición de los elementos que lo constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrecen una gran variedad de posibilidades. De tal suerte que puede estar formado por una sola capa o, más comúnmente, por varias y a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados, sometidos a muy diversos tratamientos. Su superficie de rodamiento propiamente dicha puede ser una carpeta asfáltica o una losa de concreto hidráulico (Rico y del Castillo, 1978).

En la Figura 4.1 se muestra una estructuración típica de un pavimento flexible. Bajo una carpeta bituminosa que constituye la superficie de rodamiento, se dispone casi siempre por lo menos dos capas bien diferenciadas: una base de material granular y una sub-base, formada preferentemente, también por un suelo granular. Bajo la sub-base se dispone casi universalmente otra capa, denominada subrasante, material con unos requisitos de calidad mínima que la sub-base.

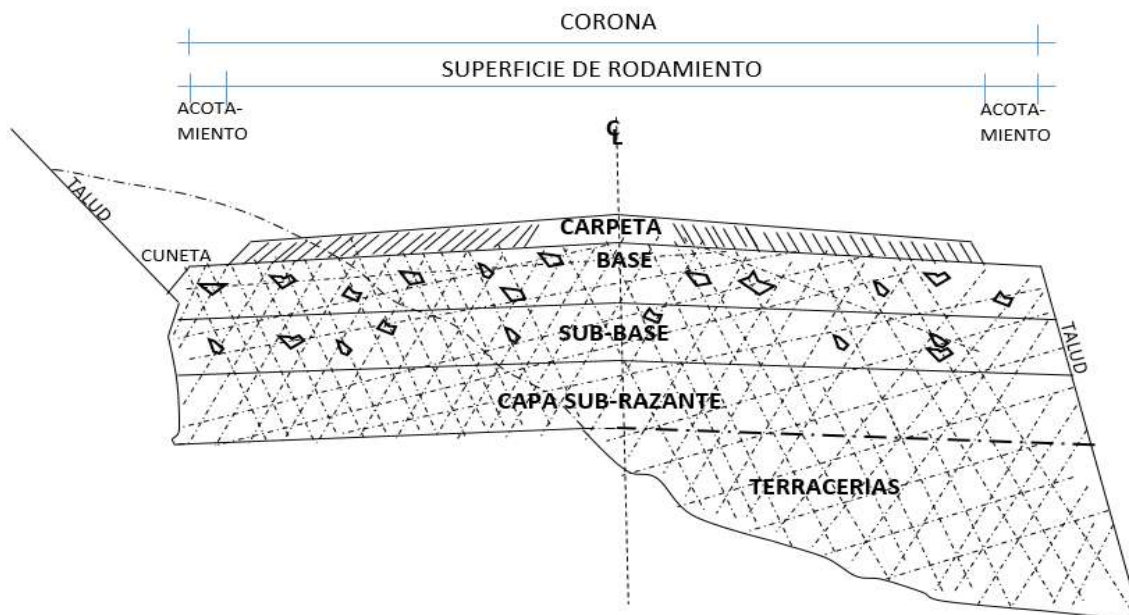


Figura 4.1 Sección transversal típica de un pavimento flexible (Rico y del Castillo, 1978).

Bajo la subrasante aparece el material convencional de la terracería (material de apoyo de las estructuras que componen los pavimentos), que es tratado mecánicamente en la actualidad casi sin excepción, por lo menos en lo referente a compactación. El establecimiento del comportamiento conjunto del material de apoyo (terracería) con la estructura del pavimento ha sido objeto de relativamente poca atención en el pasado y existe poco escrito sobre él en la literatura especializada. De algunos hechos experimentales se puede citar dos conclusiones válidas (Rico y del Castillo, 1978):

1. La resistencia al esfuerzo cortante no es un requisito fundamental, ya que los niveles de esfuerzos que a ellas llegan a través de todo el espesor protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la capacidad de carga a la falla.
2. La deformabilidad parece ser el requisito básico para la aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento.

Al igual que en la totalidad de las aplicaciones de la Mecánica de Suelos, los materiales que se utilizan en la construcción de pavimentos, se diferencian claramente dos tipos. Los que se denominan materiales gruesos (arena, gravas, fragmentos de roca, etc.) constituyen un primer grupo, siendo el segundo el formado por los suelos finos, cuyo arquetipo son los materiales arcillosos.

En los suelos gruesos tales como las arenas y las gravas, la deformación del conjunto por efecto de cargas externas, sólo puede tener lugar, o por acomodo brusco de partículas menores en los huecos que entre sí dejan las mayores, o por ruptura y molienda de las partículas. La expansión de suelos gruesos es un fenómeno que para efectos prácticos no tiene presencia en la tecnología de carreteras. Por otro lado, la estabilidad de las estructuras de los suelos gruesos ante la presencia del agua es grande. Si el suelo grueso está constituido por partículas mineralógicamente sanas, su resistencia al esfuerzo cortante es grande y depende de la fricción interna entre los granos y de su propia dureza. Cualquier masa de esta naturaleza bien compactada, adquiere características de resistencia y difícil deformabilidad que son además muy permanentes en el tiempo y especialmente muy poco dependientes del contenido de agua que el conjunto tenga o adquiera. Todas estas características son muy favorables para lo que el ingeniero desea que ocurra en la sección estructural de una carretera (Zepeda, 2004).

Mientras que, en el caso de los suelos arcillosos, el panorama es muy diferente. Por ejemplo, la tendencia a adoptar estructuras internas abiertas, con alto volumen de vacíos, hace que estos suelos tengan una capacidad de deformación mucho más alta. Si los suelos finos están saturados de agua, al ser objeto de presión son proclives al fenómeno de consolidación que induce al agua oprimida a salir del conjunto, produciéndose una reducción de volumen general que comprime la estructura del suelo, generando deformaciones del conjunto que pueden ser muy

importantes. En los suelos finos parcialmente saturados, la presión externa produce deformaciones que disminuyen también los huecos. Las estructuras precomprimidas, cuando cesa la presión externa y absorbe agua, tienden a disipar los estados de esfuerzos superficiales actuantes entre el agua que ocupaba parcialmente los vacíos y las partículas cristalinas del suelo, liberando energía que permite que la estructura sólida se expanda, de manera que los suelos arcillosos son muy propensos a la compresión bajo cargas o a la expansión, cuando cesa esta. En cualquier caso, la estabilidad volumétrica de los suelos finos está amenazada y pueden ocurrir en ellos deformaciones volumétricas muy importantes (Zepeda, 2004).

En las tecnologías de la ingeniería civil, la falta de desarrollos teóricos confiables ha de suplirse en dos ámbitos distintos: la experimentación en el laboratorio y la instrumentación de prototipos para obtener directamente normas de comportamiento. Ambos procedimientos de adquisición de información válida son ampliamente utilizados en la actualidad, tanto en México como en el resto del mundo. Ambos han rendido frutos satisfactorios, pero están sujetos a la compleja problemática del comportamiento de los pavimentos, dependiendo de un número de factores particulares de cada caso, todos muy influyentes, de carácter climático, de naturaleza de materiales, de topografía, de geología, de carácter del tránsito, etc., y están sujetos también al hecho básico de la carencia de un esquema teórico que permita considerar ordenadamente todos esos factores (Rico et al., 1998).

4.2 Problemas de los pavimentos

4.2.1 Cambios de humedad en bases, sub-bases y terracerías

Cuando se examinan diferentes países o condiciones regionales, edad de los proyectos las diferencias en geometría de la estructura de los firmes, condiciones ambientales o terrenos de apoyo son lógicamente muy grandes. Para centrar la discusión se dibuja en la Figura 4.2 una estructura típica de firme moderno, bien drenado, situado sobre el terraplén compactado o sobre el terreno natural, una vez realizada la correspondiente excavación (cabrían también situaciones mixtas excavación-terraplén que son con frecuencia peligrosas para la integridad del firme por la heterogeneidad en las condiciones de apoyo).

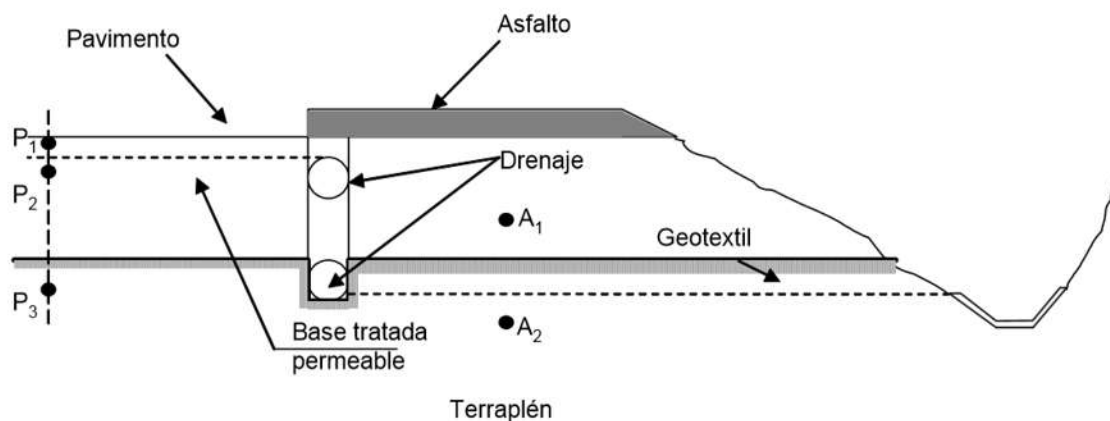


Figura 4.2 Geometría y puntos de referencia de un pavimento drenado (Alonso, 1998).

Las bases permeables (puntos P1 en Figura 4.2) deben asegurar la evacuación rápida de la infiltración que procede del propio pavimento, a fin de evitar su saturación. Esta función es más crítica en pavimentos de concreto hidráulico, donde un porcentaje más alto de la lluvia alcanza las bases permeables, aunque la experiencia enseña que es también muy difícil sellar los pavimentos de aglomerado asfáltico (Zepeda, 2004).

El tiempo de drenaje para una tormenta o condición hidrológica extrema es el criterio para decidir la permeabilidad de las bases. El requisito adicional de adecuada capacidad de soporte suele entrar en conflicto con el criterio de permeabilidad alta. El primero se consigue con bases de granulometría continua (que tienden a ser, una vez compactadas, poco permeables). El segundo requiere granulometrías abiertas, poco estables durante la construcción. Estas bases permanecen secas, aunque el Nivel Freático ascienda a través del terraplén. Las bases permeables son también una barrera capilar para cortar el ascenso del agua desde el terreno natural o desde el terraplén. En efecto, las granulometrías abiertas se caracterizan por succiones de entrada de aire (ψ_1 en Figura 4.3) muy bajas y por tanto mantienen permeabilidades al agua muy reducidas para succiones pequeñas. De esta forma son capaces, en el límite, de mantener el Nivel Freático en el contacto con el terraplén inferior. Sin embargo, las bases de granulometría más continua, y en especial las que contienen finos (tamaños inferiores a 0.08 mm), exhiben curvas de retención con valores relativamente altos de la succión de entrada de aire (ψ_2 en Figura 4.3) (Zepeda, 2004).

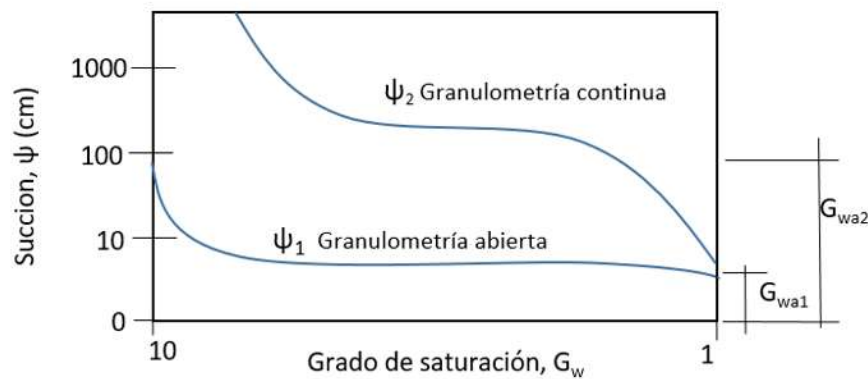


Figura 4.3 Curvas de retención-esquemas.

Estos materiales combaten más difícilmente la ascensión capilar y su saturación es más probable en algún momento de la vida del firme. En definitiva, en la valoración de la capacidad de drenaje y de barrera capilar deben tenerse en cuenta dos propiedades fundamentales: la permeabilidad saturada (y su variación con la succión o grado de saturación) y la curva de retención. Ambas características están fuertemente ligadas entre sí pues es en última instancia la porosimetría del suelo la que controla ambas.

La variación de humedad en los terraplenes o terrenos naturales tiende a ser un fenómeno complejo, controlado por muchos factores. Los materiales son ahora muy diversos y es difícil generalizar y recurrir a normas sencillas de proyecto. Un principio acertado de proyecto en todos los casos sería sin embargo eliminar o minimizar la variación de humedad a partir del momento de la construcción. De esta forma se evitarían los cambios volumétricos y las variaciones en la rigidez y resiliencia inicial, que idealmente deben corresponder a las condiciones de proyecto. Las medidas de humedad en puntos como los A_1 y A_2 bajo el asfalto o P_2 bajo el pavimento (Figura 4.2) demuestran sin embargo que esta condición no se cumple. La humedad cambia temporal y espacialmente como respuesta a factores ambientales y en principio se pueden distinguir dos etapas en este cambio (Figura 4.4): una etapa transitoria de equilibrio hasta el tiempo t_{eq} en el que el terreno gana o pierde humedad de una forma irreversible desde su valor inicial (w_i) hasta un valor final de equilibrio (w_{eq}) y una fase cíclica. La protección que supone el firme (que es una barrera relativamente impermeable frente a la infiltración y modifica las condiciones de evaporación) crea un nuevo ambiente al que se adapta la humedad inicial del terreno. Influyen también las condiciones hidrológicas generales y en particular la posición media del Nivel Freático. A partir de t_{eq} comienza un periodo de variaciones estacionales, cíclicas, controladas esencialmente por el clima (acción directa sobre el pavimento, condiciones de drenaje e infiltración lateral, modificaciones de Nivel Freático) (Zepeda, 2004).

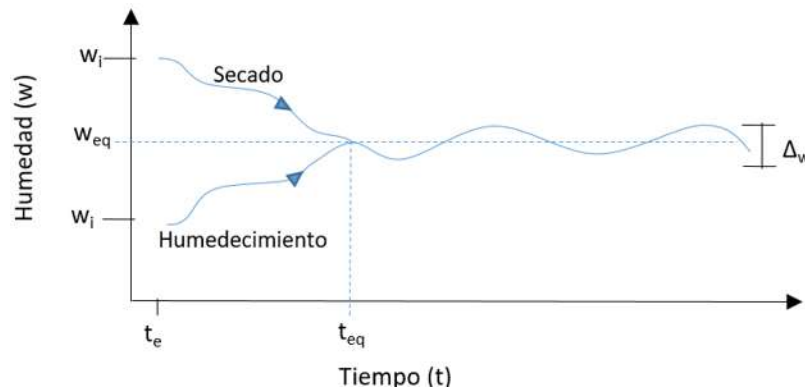


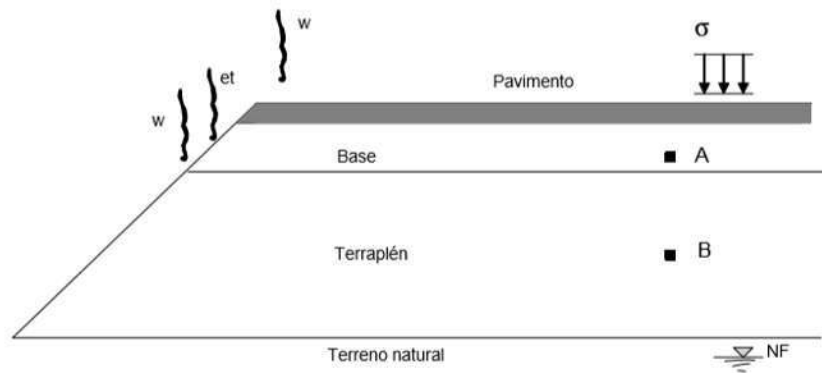
Figura 4.4 Evolución de la humedad bajo pavimentos (esquema) (Alonso, 1998).

Las condiciones ambientales imponen transferencias de humedad y cambios de temperatura sobre las condiciones iniciales de los suelos de las bases y terraplenes. Como consecuencia de estos cambios se producen deformaciones en los materiales compactados y una modificación de su rigidez, comportamiento bajo cargas cíclicas y resistencia. Todo ello afecta directamente al comportamiento del firme. Los procesos de cambio mencionados están fuertemente acoplados y por ello es conveniente que los modelos de predicción utilicen una formulación conjunta de los fenómenos de transporte (agua, calor) y deformación. Por otra parte, bases y terraplenes están en condiciones no saturadas. La saturación es una condición límite que con frecuencia no se alcanza. Por ello, es necesario plantear, con suficiente generalidad, las condiciones de transferencia de agua (líquida y vapor), aire y temperatura y las de equilibrio mecánico en suelos no saturados (Zepeda, 2004).

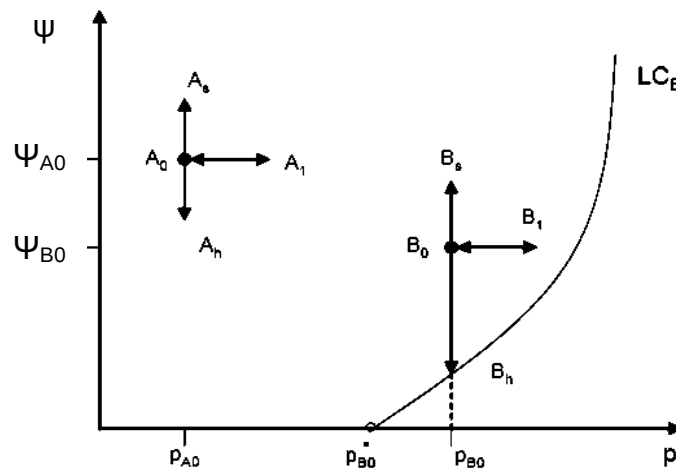
4.2.2 Condiciones iniciales

El estado inicial de las capas de base y terraplenes está controlado, para un material dado, por las condiciones de compactación. En un material granular el estado inicial se puede caracterizar por la densidad y humedad alcanzada y por el estado inicial de esfuerzos. Todas estas “variables de estado” definen las propiedades iniciales de las capas de apoyo del pavimento: permeabilidad, deformabilidad y condiciones de rotura. En la Figura 4.5^a, se representan dos puntos, A y B, correspondientes a la base granular y del terraplén. El punto A soportará un débil esfuerzo vertical y probablemente un esfuerzo horizontal mayor que la vertical como consecuencia del proceso de compactación. En el punto B, más profundo, los esfuerzos verticales serán mayores y el estado de esfuerzos completo quedaría definido por un valor K_0 (Coef. de presión de tierras en reposo) más próximo, aunque superior, al valor K_0 virgen correspondiente a una acumulación de capas sin deformación lateral y sin efecto de compactación.

En condiciones no saturadas las variables de estado, densidad inicial y contenido gravimétrico de agua, pueden quedar alternatively representadas por dos variables de esfuerzo: succión, ψ , y esfuerzo medio de fluencia o preconsolidación en condiciones saturadas, p_0^* . Su virtud es que permite un análisis integrado del efecto que los cambios de esfuerzos y de humedad tienen sobre el comportamiento de los suelos compactados. En la Figura 4.5b se representan los estados de esfuerzo de los puntos A y B en un plano (p , ψ) donde ψ es la succión del suelo. Así, las succiones iniciales de A y B son ψ_{A0} y ψ_{B0} respectivamente.



a)



b)

Figura 4.5 Condiciones iniciales de esfuerzo y succión en dos puntos representativos, A y B de base y terraplén. A) Geometría; b) Esfuerzos en el plano (p , ψ) (Zepeda, 2004).

En la misma figura se ha ψ representado el valor del esfuerzo medio de preconsolidación existente en el punto B, p_{B0} . Se representa también en este caso la variación del esfuerzo medio de fluencia (esfuerzo de preconsolidación) con la succión para el suelo del terraplén (curva LC_B). En particular la curva LC_B define el potencial de colapso del punto B en el caso en que el terraplén aumente su humedad. El esfuerzo medio de consolidación, p_{B0}^* (que define la posición de la curva de fluencia o preconsolidación, LC), está directamente relacionada con la densidad alcanzada por el suelo tras su compactación y posterior sobrecarga por construcción de las capas suprayacentes. Suelos o bases fuertemente compactadas exhiben valores altos de p_0^* , lo que implica un dominio elástico amplio. Sería el caso del punto representativo de la base (A) para el que no se ha dibujado ninguna curva LC_A . Estaría muy desplazada hacia la derecha de forma que el punto A, reaccionará esencialmente de forma elástica frente a futuros cambios de succión y de esfuerzo (Zepeda, 2004).

El esquema de la Figura 4.5b, constituyen un marco útil para discutir los efectos de la carga de tráfico (cargas en el esquema de la Figura 4.5a) y sobre todo los efectos ambientales sobre las bases y terraplenes. En efecto, estas acciones exteriores pueden representarse mediante trayectorias de esfuerzos en el espacio (p , q , ψ). Así, las cargas de tráfico, relevantes en las bases, quedarían representadas por las trayectorias de esfuerzos $A_0 \rightarrow A_1$ (y las equivalentes, menos intensas $B_0 \rightarrow B_1$ en el punto B). Los cambios de humedad asociados a evaporación, lluvias o alteraciones de nivel freático implican cambios en la succión. Las trayectorias $A_0 \rightarrow A_\psi$ o $B_0 \rightarrow B_\psi$ son propias de un secado del suelo. En general implicarán una reducción del volumen por retracción. Indirectamente la succión creciente implica un cambio (aumento) en la rigidez del suelo frente a cambios de esfuerzos como $A_0 \rightarrow A_1$ o $B_0 \rightarrow B_1$. Los aumentos de humedad quedan representados por trayectorias $A_0 \rightarrow A_h$ o $B_0 \rightarrow B_h$ (la succión disminuye).

El efecto de la disminución de succión en suelos compactados puede ser muy variada (colapso, expansión, cambios de rigidez). En resumen, el estado inicial de las bases y terraplenes compactados quedará definidas por:

- El estado inicial de los esfuerzos (medio, desviador, succión).
- La densidad inicial, que controla la extensión del dominio del comportamiento elástico. En el modelo descrito anteriormente la densidad inicial define el esfuerzo medio de preconsolidación p_0^* .
- Parámetros iniciales del correspondiente modelo constitutivo del comportamiento del suelo. Algunos aspectos relevantes comunes a muchos modelos o marcos conceptuales de comportamiento de suelos compactados son:
 - El comportamiento elástico.
 - El comportamiento en rotura.
 - Los cambios volumétricos asociados a cambios de humedad o succión.

Algunos de estos parámetros están a su vez directamente controlados por las variables básicas de compactación. Así, es de esperar que los parámetros elásticos o los cambios de potenciales de volumen dependan del peso específico seco de compactación y de la succión (Zepeda, 2004).

4.2.3 Succión inicial

La succión inicial tras la compactación depende, para un suelo dado, de las variables de compactación (γ_d , ω). Medidas sistemáticas de succión para diferentes condiciones de compactación proporcionan las tendencias de la variación de la succión.

Cuando el grado de saturación es alto (óptimo de compactación), las curvas de igual succión siguen fielmente las curvas de igual grado de saturación. Esta tendencia se pierde en parte cuando la humedad es baja. En estos casos la succión parece independiente del peso específico seco alcanzado.

Los valores absolutos alcanzados por la succión para un estado similar de compactación (por ejemplo el óptimo de Proctor) dependen mucho, sin embargo, del tipo de suelo y en particular de su granulometría y plasticidad. Algunas investigaciones de laboratorio permiten dar una idea de la influencia de la plasticidad en la succión alcanzable en el óptimo de compactación (Zepeda, 2004).

4.2.4 Efecto de la succión sobre las propiedades del suelo compactado

Se examinan tres aspectos directamente relacionados con el comportamiento y evolución de los pavimentos: Módulos de deformación, resistencia y cambio de volumen asociado a cambios en la succión. En las bases y sub-bases existe una cierta homogeneidad en los tipos de material a emplear pero en los terraplenes la variedad es obviamente enorme. En general la información disponible sobre el efecto de la humedad (o la succión) en las propiedades de los materiales de bases y terraplenes proviene de ensayos de laboratorio con o sin control de la succión y del análisis retrospectivo de ensayos de la respuesta de firmes y su correlación con las condiciones de humedad (Zepeda, 2004).

4.2.4.1 Módulos de deformación

Se trata de conocer la respuesta del suelo frente a trayectorias como las $A_0 \rightarrow A_1$ o $B_0 \rightarrow B_1$ indicadas en la Figura 4.5b. El módulo de resiliencia, M_r , se mide en ensayos de carga cíclica como cociente entre el esfuerzo desviador aplicado y la deformación recuperable (elástica) medida. Estos ensayos cíclicos permiten también estudiar la evolución de las deformaciones permanentes (plásticas) observadas en el curso del ensayo. En estudios no relacionados directamente con firmes es más habitual referirse a modelos elásticos y elastoplásticos. Así, la variación de los módulos elásticos con el nivel de deformación puede proporcionar una información complementaria al módulo de resiliencia. Cuando se trata de deformaciones pequeñas o medias, la columna resonante es un equipo usado con frecuencia.

Existe una amplia evidencia de campo que demuestra cómo se incrementan los módulos cuando desciende la humedad.

La succión del agua en el suelo es una variable más apropiada para discutir el efecto de la humedad en el módulo de resiliencia y en las deformaciones permanentes tras la aplicación de carga cíclica. Los resultados de ensayos sobre muestras compactadas tienden a mostrar unos valores umbral de succión por encima de los cuales el incremento de módulo tiende a ser muy lento y a la vez las deformaciones permanentes tienden a un valor constante. En muestras ensayadas por Edris y Lytton (1977) (muestras compactadas por amasado y ensayadas en triaxial cíclico) esta succión crítica varía entre unos 200 kPa para un limo de baja plasticidad (ML) y 600 kPa para una arcilla de alta plasticidad (CH) (Zepeda, 2004).

Es probable que este comportamiento esté asociado a la estructura “granular” de agregados de arcilla, típica de las compactaciones por el lado seco. En efecto, las succiones mencionadas anteriormente corresponden a humedades inferiores al óptimo. Se han propuesto diferentes modelos para estimar los módulos de resiliencia en función del estado de esfuerzo. En general M_r depende tanto del esfuerzo medio como del desviador.

Algunos investigadores (May & Witczak, 1981) encontraron una gran dificultad para armonizar los módulos medidos en laboratorio (triaxial cíclico) con los derivados de análisis retrospectivos de ensayos sobre pavimentos. En general, los módulos “de campo” superan ampliamente los derivados del laboratorio. Probablemente este resultado refleja la dificultad para comparar módulos a los mismos niveles de deformación. No está claro, sin embargo, cómo se debe introducir el efecto de la succión en las expresiones empíricas que relacionan M_r con las variables de esfuerzo (Zepeda, 2004).

Pappin et al. (1992) propusieron unas expresiones para el cálculo de las deformaciones elásticas volumétricas y desviadoras en función de la trayectoria de esfuerzos efectivos. A partir de un ensayo sobre muestra granular (caliza machacada de granulometría bastante continua) a distintos grados de saturación (98%, 93%, 45%) proponen una interpretación en esfuerzos efectivos, incrementando el esfuerzo medio en una fracción de la succión aplicada. Esta fracción coincide en sus ensayos con el grado de saturación. Es decir, el incremento del esfuerzo efectivo medio equivalente a una succión ψ sería de $G_w \psi$. De esta forma se interpretaría el efecto de la succión de acuerdo con la expresión de Bishop con un valor del parámetro $\chi = G_w$. Sin embargo, es poco probable que este procedimiento sea adecuado en general.

Varias son las metodologías para el diseño de pavimentos, tanto rígidos como flexibles que consideran al parámetro módulo de resiliencia (M_r) como la base para la caracterización del comportamiento de suelos y materiales granulares. Es por ello que la selección apropiada del módulo de resiliencia de un material se debe de

realizar con sumo cuidado, teniendo en cuenta los factores que en él influyen (Zepeda, 2004).

4.2.4.2 Cambios de volumen asociados con la succión

Se trata ahora de explorar el efecto de trayectorias como los $A_0 \rightarrow A_\psi$, $A_0 \rightarrow A_h$, $B_0 \rightarrow B_\psi$, $B_0 \rightarrow B_h$ indicados en la Figura 4.5. Bajo un estado de esfuerzo total general (esfuerzo medio y desviador) es de esperar que un cambio de succión genere deformaciones volumétricas y de corte (Lawton, Fragasz y Hardcastle, 1991). Una descripción razonablemente completa del efecto de los cambios de succión sobre el comportamiento volumétrico de los suelos compactados requiere una interpretación a partir de modelos elastoplásticos generales (Alonso, Josa y Gens, 1990). Sin embargo, las deformaciones volumétricas son muy determinantes en muchos casos y sobre ellas existe una amplia información experimental (Zepeda, 2004).

Por otra parte el esfuerzo desviador parece afectar poco a las deformaciones volumétricas inducidas por cambios de succión (Lawton et al., 1991; Alonso et al., 1990); son el esfuerzo medio y el cambio de succión las variables de esfuerzo que esencialmente controlan, para un suelo dado y un grado de compactación, los cambios volumétricos.

De los ensayos de colapso por inundación realizados por Barrea (2002), en muestras fabricadas a diferentes condiciones de humedad y densidad (se muestran los contornos de igual grado de saturación y succión total en el plano Proctor), corroboran el hecho de que los suelos a menor densidad son los más propensos al colapso cuando aumenta su grado de saturación (G_w) bajo carga constante (ver Figura 4.6).

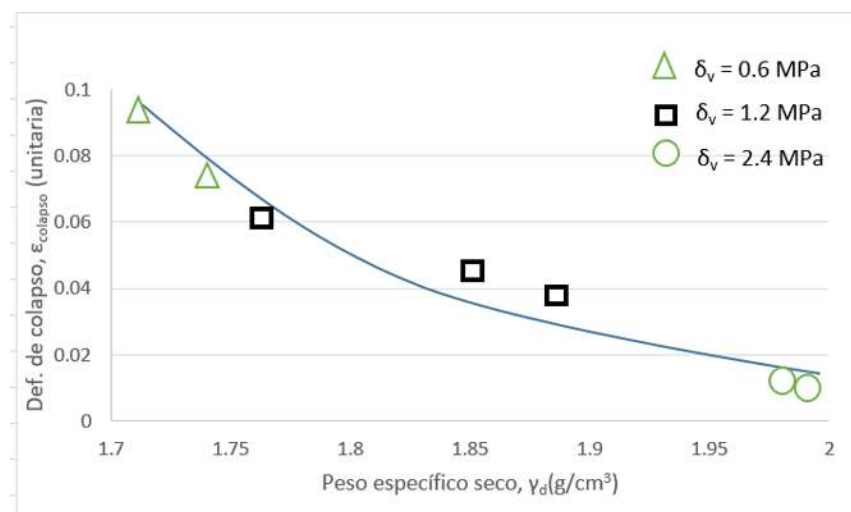


Figura 4.6 Deformación de colapso en función de la densidad seca en el momento de la inundación para muestras con la misma humedad inicial (11%) (Barrera, 2002).

En la Figura 4.7, se presenta la influencia de la succión inicial en el fenómeno de colapso, donde puede observarse cómo el colapso es mayor para el suelo con mayor succión inicial.

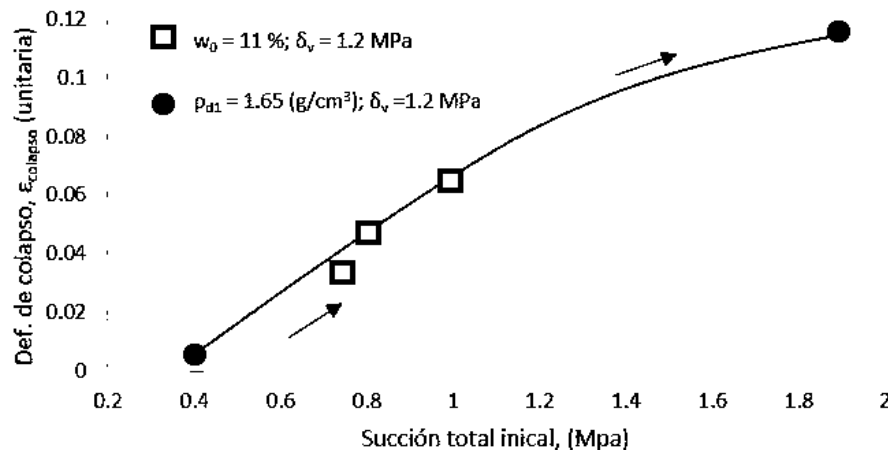


Figura 4.7 Influencia de la succión inicial total (ψ) en la deformación de colapso (Barrera, 2002).

La magnitud de colapso crece inicialmente con el esfuerzo, pero lógicamente debe disminuir gradualmente a partir de un máximo correspondiente a cierto confinamiento crítico. En todo caso, y de forma general, el colapso o expansión depende del esfuerzo de confinamiento. Es útil generalizar estas observaciones a todo el plano de compactación.

Charles et al. (1998) reconoce que adoptar como criterio de compactación el 95% del peso específico óptimo Proctor, no elimina el riesgo de deformaciones en muchos terraplenes. Alonso (1998) confirma que es difícil eliminar los riesgos de cambio volumétrico en suelos arcillosos compactados, por lo que no existe una estrategia segura en suelos arcillosos, aunque probablemente se necesitan pesos específicos secos del 100% del óptimo Proctor estándar (PN) para minimizar el riesgo de colapso. En suelos más plásticos o con minerales expansivos, las compactaciones del 100% PN pueden conducir a expansiones cuando se satura el suelo (Zepeda, 2004).

Así como el colapso es una deformación con fuerte componente irreversible, la expansión al saturar es en buena medida reversible al secar de nuevo el suelo. La aplicación de ciclos de secado y humedecimiento sobre suelos expansivos conduce, sin embargo, a una variación paulatina de la porosidad por acumulación de deformaciones irreversibles.

Las deformaciones plásticas tienden a desaparecer con los ciclos, pero la deformación elástica, considerablemente mayor, se mantiene. La magnitud de estas deformaciones y su variación con los ciclos de succión depende de su intensidad, carga de confinamiento aplicada y condiciones iniciales del suelo. No existen, sin

embargo, criterios básicos aplicados para conocer el comportamiento a largo plazo de arcillas sometidas a ciclos de succión. Desde el punto de vista práctico, el hecho de que la retracción y expansión “elástica” se mantengan sugiere que la forma más conveniente de evitar las deformaciones volumétricas es el aislamiento del material potencialmente expansivo de forma que su humedad se mantenga constante (Zepeda, 2004).

4.2.4.3 Resistencia

La succión incrementa de forma muy notable la resistencia al corte de los suelos. En las últimas décadas, la investigación experimental básica, utilizando equipos de succión controlada, se ha llevado a cabo en aparatos de corte directo y triaxiales. Por otra parte la resistencia de bases y terraplenes de firmes se incorpora indirectamente en la práctica a través de índices, como el VRS, que son una medida de la resistencia bajo las condiciones normalizadas de laboratorio. En carreteras no pavimentadas algunos autores han evocado la influencia de la succión en la capacidad de carga de suelos de varias capas a través de expresiones del análisis habitual de capacidad de carga, reemplazando la cohesión del criterio de Mohr-Coulomb por un valor (incrementado) que depende de la succión. La variación del VRS con las condiciones de compactación sigue las tendencias esperables: aumenta con el peso específico y disminuye con la humedad (Zepeda, 2004).

4.2.5 Pavimentos sobre suelos expansivos o colapsables

Los suelos naturales expansivos existen en amplias zonas geográficas del mundo (Sur de África, Sur de Estados Unidos, India, Medio Oriente, Sur de Europa, Australia, México) caracterizadas por climas áridos, semiáridos o subhúmedos y arcillas de alta plasticidad que con frecuencia contienen minerales expansivos. Sin embargo, debe insistirse en que cualquier arcilla puede resultar expansiva: la expansión depende de la densidad del suelo arcilloso y de su succión inicial. Así, por ejemplo, arcillas sobrecompactadas en terraplenes por debajo de la humedad óptima expandirán por efecto del aumento de humedad.

Los suelos naturales colapsables se han identificado también en amplias zonas geográficas (Argentina, Brasil, Europa Oriental, China, Norte de África, México). Son con frecuencia suelos de tipo loess o bien suelos residuales de alta porosidad. El colapso se produce también tras un incremento de humedad, pero, a diferencia de los suelos expansivos, el colapso requiere un incremento del esfuerzo total de confinamiento del suelo. Los terraplenes son capaces de imponer, por peso propio, estos incrementos de esfuerzo, pero es poco probable que los espesores habituales de pavimento sean significativos a efectos de colapso. La mayor incidencia del colapso se produce, sin embargo, en terraplenes mal compactados. Este es un fenómeno global, propio de la actividad constructiva y no asociado a condiciones ambientales o geográficas.

Los suelos compactados a pesos específicos bajos (en general por debajo del óptimo) y del lado seco tienden a colapsar al incrementarse la humedad, siempre que tras la compactación se produzca un incremento de los esfuerzos totales de confinamiento (Zepeda, 2004).

4.2.5.1 Pavimentos sobre suelos expansivos

La construcción de un pavimento supone, en general, un incremento de humedad de los suelos del terraplén o terreno natural por varios motivos (Alonso, 1998, citado por Zepeda, 2004):

- A. Cesa la evapotranspiración de la cubierta vegetal. En climas áridos y semiáridos la transpiración vegetal es responsable del mantenimiento de las succiones en las capas superiores del terreno. La evaporación directa del suelo, aunque es más reducida y confinada a un delgado espesor superficial también queda reducida.
- B. El pavimento, sobre todo si es de concreto hidráulico, permite la entrada fácil del agua a través de las grietas y capas granulares de base.

El incremento de humedad asociado a estos fenómenos hace disminuir la succión original del agua y por tanto tiende a producir la expansión del suelo. La succión de los metros superiores de suelo en climas semiáridos y subhúmedos puede ser muy elevada. Está controlada por muchos factores (clima, tipo de suelo, tipo y densidad de vegetación y posición del nivel freático). Difícilmente, sin embargo, se darán en climas semiáridos condiciones “hidrostáticas” por encima del Nivel Freático (NF). En ausencia de niveles freáticos, con mayor razón aún, la succión puede permanecer alta de forma indefinida. El potencial de expansión de un perfil de arcilla, cuando se alteran sus condiciones naturales (incluyendo su cobertura vegetal), está poco relacionado con las medidas estacionales de expansión. En efecto, la vegetación puede mantener succiones elevadas incluso en periodos húmedos y controla la infiltración real hacia capas inferiores. A este respecto son significativas las medidas de expansión a lo largo del tiempo cuando se reemplaza la cubierta vegetal por capas continuas (permeables o impermeables), o bien si simplemente se elimina la vegetación (Zepeda, 2004).

La mayor capacidad para humedecer el suelo expansivo de manera irreversible y por tanto para provocar la máxima expansión, se consigue con una capa superficial de arena. Es interesante comprobar que bajo las áreas sin vegetación se produce también un incremento significativo de la humedad (similar al que se obtiene con una cubierta permeable). La expansión es siempre creciente, lo que implica también un incremento irreversible de humedad. En campo abierto, con vegetación, las expansiones son menores y los fuertes movimientos estacionales de expansión y contracción son visibles. Se deduce que la vegetación, cuyo efecto puede asimilarse a una distribución de sumideros proporcional a la densidad volumétrica de raíces (Picornell y Lytton, 1987, citado por Zepeda, 2004) es capaz de mantener succiones

significativas en todo momento y además de producir cambios estacionales de humedad dentro de la denominada capa activa.

Otro aspecto de la expansión en campo son las formas onduladas tipo, que reflejan diferencias de propiedades del suelo entre abombamientos y depresiones. McKeen (1980) (citado por Zepeda, 2004) cita longitudes de onda variables entre 1.70 y 5.60m en los casos estudiados. En las carreteras afectadas por suelos expansivos se detectan dos tipos de fenómenos:

- A. Formas onduladas. Parece (McKeen, 1980) que esta rugosidad exhibe longitudes de onda mayores que las observadas en campo abierto, pero amplitudes menores.
- B. Fenómenos de borde que conducen a agrietamientos longitudinales debido a la mayor inestabilidad del borde en relación con el eje de la calzada.

Se señala también con frecuencia que los conductos de drenaje y los drenes asociadas a ellos son una vía preferente para el incremento de humedad y por tanto para la aparición de movimientos y daños.

Para limitar la acción de los suelos expansivos se han propuesto o utilizado varios procedimientos que se pueden agrupar de la forma siguiente:

- A. Mantener constante la humedad inicial del terreno (técnicas de aislamiento). Hidratar el terreno expansivo y mantener a continuación la humedad constante (técnicas de hidratación y aislamiento).
- B. Sustituir el terreno natural por terreno estable (técnicas de sustitución y pretratamiento (con cal, por ejemplo).

4.2.5.2 Pavimentos sobre suelos colapsables

A diferencia del carácter potencialmente cíclico de los fenómenos de expansión y contracción, el colapso es un fenómeno irreversible lo que de alguna forma simplifica su tratamiento y estudio. Pero sus efectos pueden ser muy destructivos (deformaciones altas) y se manifiestan en la primera ocasión en que el suelo gana humedad. Los terraplenes mal compactados son un caso relativamente frecuente que se manifiesta en daños del pavimento y muy singularmente en las transiciones de terraplenes a obras estructurales del pavimento. Delage (1989) (citado por Zepeda, 2004) ha descrito el caso de un terraplén de acceso a un puente de 8 m de altura construido con limos compactados de baja plasticidad. Los asientos (25 cm) se atribuyeron al insuficiente peso específico alcanzado (16 kN/m^3 frente a 19.8 kN/m^3 del óptimo de compactación Proctor estándar) y a la menor contenido de agua (6% frente a 10.5% de contenido óptimo de agua).

El humedecimiento del terraplén provino en su mayor parte del ascenso capilar a partir del N.F. situado en su base. Al cabo de 6 meses tras la construcción, el terraplén había alcanzado condiciones hidrostáticas. Uriel (1989) (citado por Zepeda, 2004) describe otro caso de colapso de un terraplén de autopista de

mayores dimensiones (hasta 25m de altura) construido con esquistos meteorizados homogéneos y bien graduados. El peso específico alcanzado superó el valor mínimo requerido (19 kN/m^3 , muy próximo al óptimo Proctor estándar) pero su humedad se situó claramente del lado seco: en el terraplén se midieron humedades medias de puesta en obra de 4.3 % frente al 9.6% del óptimo. La infiltración procedente de lluvias motivó un asiento continuo a lo largo de los años. En 4 años se midieron asientos de 55cm sin que se alcanzara su estabilización.

Es conveniente para entender el comportamiento de estos suelos introducir la succión del agua como una variable de esfuerzo independiente. Algunas cuestiones importantes relacionadas con la succión son: su valor inicial tras la compactación, su influencia sobre el estado inicial de esfuerzos y su papel para modificar la rigidez (volumétrica y de corte), deformabilidad remanente y resistencia de los materiales de bases y terraplenes.

Un aspecto interesante es el establecimiento de criterios de compactación que conduzcan a un suelo esencialmente estable en volumen frente a futuros cambios de humedad. La compactación por el lado seco tiene siempre un riesgo asociado de cambio de volumen. Las energías en torno al Proctor Normal no evitan en muchos casos el colapso al humedecer. Las energías cercanas al Proctor Modificado sobre suelos arcillosos conducen con frecuencia a condiciones de expansión. Son más seguros los contenidos de humedad óptimos e incluso superiores. Un buen criterio práctico debe especificar tanto el peso específico como la humedad a partir de una caracterización previa mediante ensayos (Zepeda, 2004).

5 ENSAYES EXPERIMENTALES

5.1 Obtención de muestra

El área de estudio donde se obtuvo la muestra fue sobre la Avenida Solidaridad (que se encuentra al margen del río “chiquito”) esquina con Virrey de Mendoza de Morelia Michoacán.

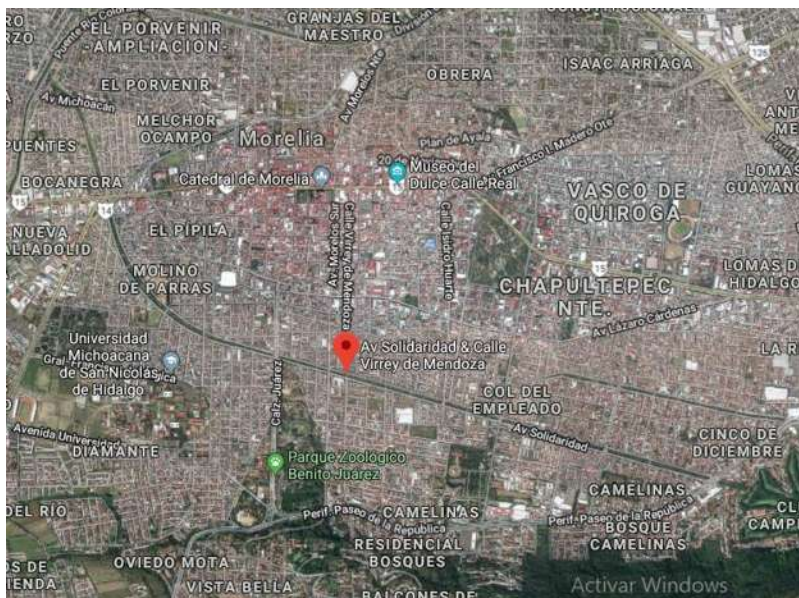


Figura 5.1 Vista satelital de la avenida solidaridad (www.google.com.mx/maps).



Figura 5.2 Calle Virrey de Mendoza esquina con Avenida Solidaridad. Lugar donde se extrajo la muestra.

El proceso de obtención consistió en limpiar el área de donde se obtuvo la muestra, eliminando la materia orgánica, basura o cualquier otra sustancia que pudiera contaminarla.



Figura 5.3 Limpieza de la zona de obtención de la muestra.

Una vez limpia la superficie, se procedió a obtener la muestra utilizando las herramientas necesarias (pico, pala, barra, cucharones, etc.), envasándola en una bolsa de plástico limpia y resistente, y cerrándolo inmediatamente.



Figura 5.4 Envase de la muestra.

Posteriormente se procedió a trasladar la muestra al laboratorio, teniendo precaución al acomodarlas en el vehículo para evitar perforaciones o roturas en las bolsas.

El manual “Muestreo de materiales para terracerías (M-MMP-1-01-03)”, nos menciona la clasificación, que en este caso fue una “muestra representativa”, debido a que el material que se obtuvo estaba disgregado.

5.2 Ensayes de identificación y clasificación

5.2.1 Análisis granulométrico

El objetivo consiste en determinar la composición por tamaños de la muestra, utilizando diferentes mallas con aberturas cuadradas, haciendo pasar el material por

ellas y determinando los pesos que retiene cada una, expresando dicho peso, en porcentaje respecto al total y calcular el porcentaje de la masa que pasa.

La muestra extraída se extendió en una superficie plana al aire o al sol para secarla, se revuelve varias veces para hacer el secado más rápido y uniforme. Después del secado, se disgrego el material hasta obtener partículas que ya no sean disgregables.

De toda la muestra, por medio del cuarteo se obtuvo una porción representativa de 15 kg, el cual se hace pasar por las mallas 3", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/8", N°4, comenzando por la de mayor abertura (3"). El proceso se realizó imprimiéndole a las mallas un movimiento vertical y horizontal para mantener al material en constante movimiento y que las partículas de menor tamaño logren pasar por las aberturas. Se pesan los retenidos en cada una de las mallas.

La parte que pasa la malla N° 4 se secó en el horno, se cuarteo y se obtuvieron 200 gr, que se colocaron en un vaso metálico al cual se le agregaron 500 cm³ de agua (aproximadamente) y se dejó reposar por 24 horas (aproximadamente).

Después de transcurrido el lapso de tiempo, se lavó la muestra atreves de la malla N° 200. El proceso de lavado se realizó agitando el vaso con una varilla durante 15 segundos, moviéndola en forma de 8 y dejando reposar el contenido durante 30 segundos. Después se decanta sobre la malla N° 200 y se le aplica un chorro de agua para facilitar el paso de las partículas finas. Se repite el procedimiento anterior hasta que el agua decantada sea clara (Figura 5.5).

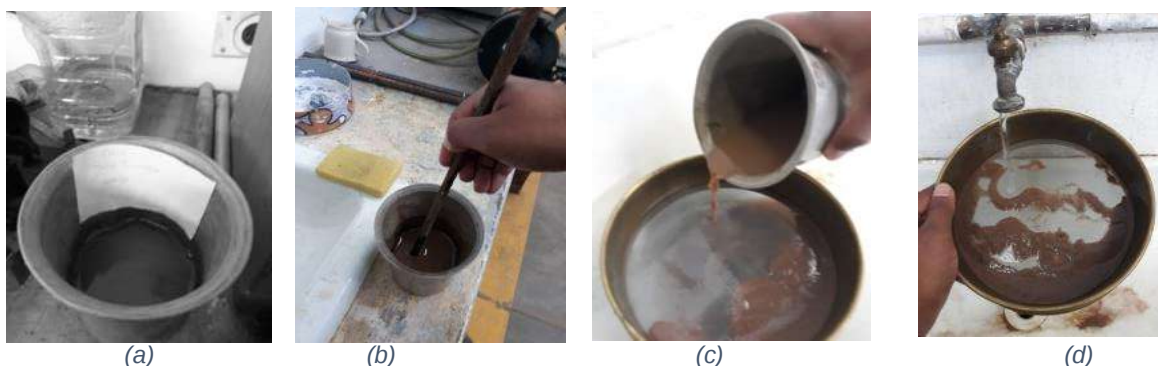


Figura 5.5 Proceso de lavado

Se regresó el material retenido en la malla N° 200, para posteriormente dejarlo secar en el horno por lo menos 16 horas. Después de transcurrido el tiempo, se sacó del horno y se deja enfriar hasta temperatura ambiente.

Se superponen las mallas a partir de la charola de fondo, de la siguiente manera N° 200, N° 100, N°60, N°40, N°20, N°10. Se vierte el material sobre la malla superior, se coloca la tapa, y se efectúa el proceso de cribado. A continuación, se pesan los retenidos de cada malla. Se determina el porciento del retenido parcial, el porciento

que pasa y se grafica el porcentaje que pasa contra el diámetro en milímetros (M-MMP-1-03-03 y M-MMP-1-06-03).

5.2.2 Límites de consistencia

Los límites de consistencia nos permiten conocer las características de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla N° 40 (0.425), cuyos resultados se utilizarán para identificar y clasificar el suelo. Las pruebas consisten en determinar el límite líquido, el límite plástico y el índice plástico; así como la contracción lineal y volumétrica (M-MMP-1-07-03).

El límite líquido es considerado como el contenido de agua para el cual un suelo plástico adquiere una resistencia al corte de 2.45kPa (25 gr/cm²), es decir, la frontera entre los estados semilíquido y plástico (Figura 5.6). El límite plástico es el contenido de agua para el cual un rollito de 3 mm de diámetro se rompe en tres partes, este se considera como la frontera entre los estados plástico y semisólido (Figura 5.6). El índice plástico se calcula como la diferencia entre los límites líquido y plástico.

ESTADO	SÓLIDO	SEMI SÓLIDO	PLÁSTICO	SEMI LÍQUIDO	LÍQUIDO
FRONTERA		LC	LP	LL	

Figura 5.6 Estados de un suelo remoldeado haciendo variar su contenido de agua.

5.2.2.1 Preparación de la muestra

Se emplearon 250 gr. (aproximadamente) de material previamente cribados por la malla N° 40 (Núm. 0.425). La muestra se coloca en un recipiente adecuado, se le agrega agua en la cantidad necesaria para que tome el aspecto de material saturado y se dejó en reposo durante 24 horas aproximadamente, en un lugar fresco.

5.2.2.2 Determinación del límite líquido

Se toma una muestra de aproximadamente de 150 gr, del material previamente preparado, el cual se coloca en una cápsula de porcelana y homogeniza con la espátula (Figura 5.7). Después de lograr lo anterior se coloca en la copa de Casagrande una cantidad de material suficiente para que después de extenderlo con la espátula tenga un espesor de 8 a 10 mm aproximadamente en la parte central, cuidando de no ejercer una presión excesiva y con el menor número de pasadas (Figura 5.8).



Figura 5.7 Muestra del material homogenizado



Figura 5.8 Muestra el material extendido en la copa de Casagrande

Se realiza una ranura en la parte central, con una pasada firme, manteniéndola siempre normal a la superficie de la copa (Figura 5.9).



Figura 5.9 Muestra la forma de ranurar el suelo.

Se acciona la manivela del aparato para hacer caer la copa, a razón de 2 golpes por segundo y se registra el número de golpes necesarios para que los bordes inferiores de la ranura se pongan en contacto en una longitud aproximada de 13 mm (M-MMP-1-07-03).

Una vez que se ha logrado lo anterior, se toma una muestra de material de la porción cerrada de la ranura y se coloca en un vidrio de reloj; se procede a pesarlo y meterlo al horno durante 24 horas para determinar su contenido de agua (Figura 5.10).



Figura 5.10 Muestra una porción del material para determinar la humedad.

Después de tomar la muestra, se regresa a la cápsula de mezclado, el material sobrante de la copa para volver a homogenizarlo y repetir el proceso.

El procedimiento se realizó hasta obtener 5 valores que estuvieran por debajo de los 35 golpes.

5.2.2.3 Determinación de límite plástico

De la muestra previamente saturada, se tomó una pequeña porción para formar una esfera de aproximadamente 12 mm de diámetro, la cual se procedió a moldearse en forma de cilindro con los dedos manipulándolo sobre la palma de la mano para que pierda humedad. A continuación, se rola el cilindro con los dedos sobre la placa de vidrio hasta lograr un diámetro de 3 mm en toda su longitud de manera uniforme (Figura 5.11). Si el cilindro no se rompe al alcanzar dicho diámetro, se junta todo el material en forma de esfera nuevamente. Se repite el proceso hasta lograr que el material se rompa en varios segmentos precisamente al alcanzar el diámetro de 3mm (Figura 5.12). En seguida se colocó en un vidrio de reloj todos los fragmentos en que se halla dividido el cilindro y se efectuó la determinación del contenido de agua correspondiente (Figura 5.13).



Figura 5.11 Formación de cilindros de 3 mm.



Figura 5.12 El cilindro se rompe a los 3 mm.



Figura 5.13 Fragmentos para determinar la humedad.

5.2.2.4 Determinación de la contracción lineal

La contracción lineal de un suelo se define como la reducción en la mayor dimensión de un espécimen de forma prismática rectangular, elaborado con la fracción que pasa la malla N° 40, cuando su humedad disminuye desde la correspondiente al límite líquido hasta la del límite de contracción. Para determinar la contracción lineal se utiliza la muestra preparada para el límite líquido.

Cuando la muestra llegó a los 25 golpes en la copa de Casagrande, se procedió a llenar en 3 capas el molde de prueba utilizando la espátula y golpeando después de la colocación de cada capa contra una superficie dura, para expulsar el aire contenido en la muestra colocada, el cual quedara evidente cuando ya no aparezcan burbujas en la superficie.

A continuación, se enrasó el molde utilizando la espátula y se dejó orear a la sombra hasta que cambió ligeramente de color, después se puso a secar en el horno por un periodo de 18 horas, aproximadamente, a una temperatura de 105 ± 5 °C (Figura 5.14).

Se extrajo el molde con el espécimen del horno y se dejó enfriar. Se saca la barra y finalmente se midió con el calibrador la longitud media de la barra del material seco y la longitud interior del molde (Figura 5.15).

La contracción lineal se calculó de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$CL = \frac{Li - Lf}{Li} \times 100$$

Donde:

- CL= Es la contracción lineal.
- Li= Es la longitud inicial de la barra de suelo húmedo, que corresponde a la longitud interior del molde, en cm.
- Lf= Es la longitud media de la barra de suelo seco, en cm.

5.2.2.5 Determinación de la contracción volumétrica

El límite de contracción es la frontera entre los estados semi-sólido y sólido, quedando definido como el contenido de agua mínimo para el cual el suelo no retrae su volumen aun cuando pierda o se evapore agua.

Para la determinación, se recubrió el molde con aceite, y se coloca una porción de suelo húmedo de aproximadamente un tercio de la capacidad del molde y se golpea contra una superficie dura para expulsar el aire, así mismo con las siguientes capas. Se enrazó en la última capa con la regla y se limpia los posibles restos de suelo adherido al exterior del molde (Figura 5.14).



Figura 5.14 Muestras de moldes enrazados

Después de enrazarlo, se pesó el molde con el suelo húmedo compactado; se dejó secar al aire hasta que la pastilla de suelo moldeado se desprege de las paredes del molde. Se procede a secar en el horno (Figura 5.15).



Figura 5.15 Muestras secas para determinación de contracción lineal y volumétrica.

Se pesó el molde con la muestra seca y se determinó el volumen de la pastilla de suelo seco, esto se hizo de la siguiente forma: se llena la taza con mercurio hasta que desborde, enrasar presionando con la placa de vidrio y limpiar los restos de mercurio adheridos al exterior de la taza. Posteriormente colocar la taza en el plato de evaporación y sobre el mercurio la pastilla de suelo, sumergirlo cuidadosamente con las puntas de la placa de vidrio hasta que esta tope firmemente contra el borde de la taza cuidando que no quede aire atrapado bajo la pastilla ni bajo la placa de vidrio. En seguida se obtuvo el volumen de mercurio desplazado por la pastilla de suelo, para esto se pesa y se divide por la densidad del mercurio ($\gamma_{Hg} = 13.55 \text{ g/cm}^3$).

El límite de contracción se calculó con la siguiente fórmula:

$$Cv = \omega - \left(\frac{(Vi - Vf)\gamma_w}{Ws} \right) 100$$

Donde:

- Cv = Límite de contracción, %.
- ω = Humedad el suelo en el momento que fue moldeado, %.
- V_i = Volumen de la pastilla de suelo húmedo, cm³.
- V_f = Volumen de la pastilla de suelo seco, cm³.
- γ_w = densidad del agua, gr/cm³ (1).
- w_s = peso el suelo seco, gr.

5.2.3 Densidad relativa

Esta prueba nos permite determinar las relaciones masa-volumen de los materiales respecto a la relación masa-volumen del agua y se utiliza para calcular los volúmenes ocupados por el material o mezcla de materiales en sus diferentes contenidos de agua; las pruebas se realizan de distinta manera en la fracción del material retenida en la malla N° 4 (Núm. 4.75 mm) y en la porción que pasa dicha malla (M-MMP-1-05-03).

5.2.3.1 Preparación de la muestra

Se tomó una muestra de aproximadamente 5 kg del material, el cual se secó, disgregó y cribó por la malla N° 4, separando en charolas distintas la fracción que retiene dicha malla y la que pasa.

De la fracción que pasa por la malla N° 4, se separa por cuarteo una porción de entre 100 y 500 gr.

5.2.3.2 Procedimiento para material que pasa la malla N° 4

Después de preparar la muestra que pasa la malla N° 4, utilizando el embudo, se introdujo el material en el matraz previamente calibrado, como se muestra en la Figura 5.16. Después se llena el matraz con agua destilada hasta aproximadamente la mitad de su capacidad.



Figura 5.16 Muestra cómo se introduce el material al matraz.

Empleando un dispositivo de succión, se aplicó vacío al matraz durante 15 minutos con objeto de extraer el aire atrapado en la muestra, como se observa en la Figura 5.17. Para facilitar el proceso, se utiliza una fuente de calor, poniendo en ebullición el agua del matraz durante unos minutos, moviendo al mismo tiempo el material con el agitador mientras hierve, para expulsar el aire atrapado (Figura 5.18).



Figura 5.17 Aplicación de succión.



Figura 5.18 Aplicación de calor.

Se dejó enfriar el matraz hasta temperatura ambiente y se le adiciona el volumen de agua destilada necesaria para alcanzar la marca de aforo, como se muestra en la Figura 3.19 y en su caso se vuelve aplicar el vacío para asegurar que no allá quedado aire atrapado en la muestra; el nivel inferior del menisco tiene que coincidir con la marca de aforo.



Figura 5.19 Llenado del matraz.

Se secó cuidadosamente la superficie exterior del matraz y el interior del cuello del mismo. Se obtiene la masa del matraz con el material y el agua, registrándolo como W_{fsw} , en gr.

Se tapa el matraz y se invierte varias veces de forma cuidadosa con el fin de uniformizar la temperatura de la suspensión, a continuación, se coloca el bulbo del termómetro en el centro del matraz y se registra como temperatura de la prueba t_p .

Realizado lo anterior, se vertió toda la suspensión a una cápsula de porcelana, empleando el agua necesaria para arrastrar todas las partículas de suelo (Figura 3.20) y se pone a secar en el horno (Figura 3.21); después de 24 horas se sacó la cápsula y se determinó la masa de la muestra, W_s , en gr (Figura 3.22).



Figura 5.20 Vertido de la suspensión a la cápsula



Figura 5.21 Secado al horno



Figura 5.22 Determinación de la masa de la muestra.

Finalmente, utilizando la curva de calibración del matraz, se obtuvo la masa del matraz con agua, en gr, correspondiente a la temperatura t_p y se registró como W_{fw} (M-MMP-1-05-03).

La densidad relativa del material seco, se determinó empleando la siguiente expresión:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}}$$

Donde:

- S_s = Densidad relativa de sólidos del material, (adimensional)
- W_s = Masa del material secado al horno, (gr).
- W_{fw} = Masa del matraz lleno de agua a la temperatura de prueba t_p , determinada gráficamente de la curva de calibración del matraz, (gr).
- W_{fsw} = Masa del matraz contenido al suelo y agua hasta la marca de aforo, a la temperatura de prueba t_p (gr).

5.2.4 Compactación AASHTO

El objetivo de esta prueba es determinar el peso volumétrico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x.}$) y la humedad óptima del suelo en estudio ($W_{\acute{o}pt.}$), para el cual se utilizaran las pruebas por impacto “Proctor AASHTO estándar” y “Proctor AASHTO modificada” con la variante A (M-MMP-1-09-06).

5.2.4.1 Preparación de la muestra

Después de su secado, disgregado y cuarteo, se separó una porción representativa de aproximadamente 4 kg; se criba por la malla N° 4 (4.75 mm) y se homogeniza perfectamente el material que constituye la porción de la prueba.

5.2.4.2 Procedimiento

A la porción preparada, se le agregó la cantidad de agua necesaria para que una vez homogeneizada, tenga un contenido de agua inferior en 4 a 6% respecto al óptimo estimado (Figura 5.23).



Figura 5.23 Incorporación del agua.

Se mezcló cuidadosamente la porción para homogenizar y se divide en tres fracciones aproximadamente iguales, en el caso de la prueba estándar y cinco porciones para la prueba modificada (Figura 5.24).



Figura 5.24 Homogenización del material.

Se colocó una de las fracciones de material en el molde de prueba de acuerdo con la variante **A**, con su respectiva extensión, el cual se apoya sobre un bloque de concreto para compactar el material con el pisón, altura de caída y número de golpes correspondientes según la variante de la prueba. Se escarificó ligeramente la superficie de la capa compactada y se repite el procedimiento descrito para las capas subsecuentes.

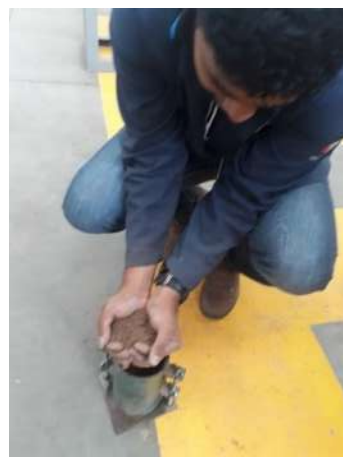


Figura 5.25 Colocación del material dentro del molde.



Figura 5.26 Compactación AASHTO estándar.



Figura 5.27 Compactación AASHTO modificada.

Terminada la compactación de todas las capas, se retiró la extensión del molde y se verificó que el material no sobre salga del cilindro en un espesor promedio de 1.5 cm como máximo (Figura 3.28) (de lo contrario la prueba se repetirá utilizando de preferencia una nueva porción de prueba con masa ligeramente menor que la inicial). Se enrazó cuidadosamente el espécimen con una regla metálica o un cuchillo (Figura 3.29).



Figura 5.28 Revisión del espesor promedio sobresaliente del material.



Figura 5.29 Enrazado del espécimen.

A continuación, se determinó la masa del cilindro con el material de prueba y se registró como: Peso del molde + suelo húmedo, en gr.

Se sacó el espécimen del cilindro, se corta longitudinalmente y de su parte central se obtuvo una porción representativa para determinar su contenido de agua (ω).



Figura 5.30 Especimen.

Se vació el suelo húmedo a la primera cápsula de aluminio o vaso metálico que se haya pesado, hasta completar las $\frac{3}{4}$ partes de su capacidad, la cual se registró como: Peso de cápsula + suelo húmedo. Las cápsulas se introducen al horno con el fin de determinar su contenido de agua (Figura 3.31).



Figura 5.31 Colocación de las capsulas con el material en el horno

Se reintegró al resto del material que se encuentra en la charola, se disgregó hasta dejarlo como estaba inicialmente. Se le hace el incremento de agua, que es de un 2% con respecto al peso inicial de la muestra.

Se distribuye la húmeda en forma homogénea y se repite el proceso de compactación antes descrito, hasta que el peso del molde + suelo húmedo de un valor igual o menor que el inmediato anterior.

Después de 24 hrs. Las cápsulas son extraídas del horno y se pesaron, registrándolas como: Peso de cápsula + suelo seco.

En una hoja de registro como se muestra en la Tabla 5.1 se anotan los valores correspondientes, para los cuales se tienen las siguientes ecuaciones:

- Peso del suelo húmedo

$$W_m = (\text{Peso del molde} + \text{suelo húmedo}) - (\text{Peso del molde})$$

- Peso volumétrico húmedo en kg.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V}$$

Dónde: V = Volumen del molde, en m³.

- Peso del agua.

$$W_w = (\text{Peso de la cápsula} + \text{Suelo húmedo}) - (\text{Peso de la cápsula} + \text{Suelo seco})$$

- Peso del suelo seco

$$W_s = (\text{Peso de la cápsula} + \text{Suelo seco}) - (\text{Peso de la capsula})$$

- Contenido de agua

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} 100, \text{ en } \%$$

- Peso volumétrico seco.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{\left(1 + \frac{\omega}{100}\right)}$$

PRUEBA No.	1	2	3	4	5
Peso Molde + suelo húmedo (gr)					
Peso Molde (gr)					
Peso suelo húmedo (gr)					
Peso específico húmedo (T/M3)					
Cápsula No.					
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)					
Peso cápsula + suelo seco (gr)					
Peso del agua (gr)					
Peso cápsula (gr)					
Peso suelo seco (gr)					
Contenido de agua (%)					
Peso específico seco (T/M3)					
Relación de vacíos: e					

Tabla 5.1 Hoja de registro.

Posteriormente utilizando la curva de compactación, se localizó el peso volumétrico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) y el contenido de agua óptimo ($\omega_{\acute{o}pt.}$).

5.2.5 Peso volumétrico de campo

El peso volumétrico de campo nos permite determinar el grado de compactación del suelo o capa respecto al peso volumétrico seco máximo obtenido de las pruebas del laboratorio.

5.2.5.1 Procedimiento

Se determinó el peso volumétrico seco suelto de la marmolina.

Se realizó la cala o sondeo (el cual consiste en hacer una excavación cuadrada de aproximadamente 20 cm por lado) en el sitio donde se obtuvo la muestra.



Figura 5.32 Cala.

El material producto de la excavación se colocó en una bolsa de plástico, la cual se pesó y se cerró de manera rápida para evitar pérdidas de humedad.

Posteriormente se vació la marmolina dejándola caer de una altura de 20 cm aproximadamente, hasta llenar la excavación, que después se enrazó con una barra punta de bala.



Figura 5.33 Llenado de la excavación con marmolina.

La marmolina que no se utilizó en la cala se pesó, para así poder determinar el peso de la marmolina utilizada.

Para determinar la humedad el material que se excavó, se utilizaron 200 gr, los cuales se colocaron en una cápsula de porcelana o vaso de aluminio y se introdujo en el horno durante 24 horas.

Para determinar el volumen total de la cala, se divide el peso de la marmolina usada entre el peso volumétrico seco suelto promedio de esta misma. Con este valor podemos calcular el peso volumétrico húmedo (P.V.H.) dividiendo el peso del material húmedo entre el volumen total de la cala.

Se hace la determinación del peso seco, la humedad de campo (ω , en %), el peso volumétrico seco de campo (P.V.S.C.) y el % de compactación utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\omega_{campo} = \left(\frac{\text{Peso Agua}}{\text{Peso Seco}} \right) 100$$

$$P.V.S.C. \left(\frac{\text{Ton}}{m^3} \right) = \frac{P.V.H.}{1 + \frac{\omega_{campo}}{100}}$$

$$\% \text{ Compactación} = \frac{P.V.S.C.}{\gamma_{max.}}$$

5.3 Ensaye de consolidación para determinar el comportamiento de expansión o de colapso

La consolidación es el proceso por el cual los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos) reducen su volumen, debido a cargas actuantes sobre estos, a través de un tiempo generalmente largo.

La consolidación de un suelo tiene tres fases:

- Consolidación inicial. - Se considera como deformación inicial elástica
- Consolidación primaria. - Es la reducción de vacíos por eliminación de agua.
- Consolidación secundaria. - Es el reacomodo de las partículas sólidas.

Esta prueba nos permite determinar la expansión o colapso que sufre un suelo, cuando a éste se le aplican cargas verticales, y se varían sus condiciones iniciales, que son el grado de compactación, la humedad inicial y el momento de saturación.

5.3.1 Preparación de la muestra

Debido a que se trata de una muestra representativa, se realizó un remoldeo para obtener las condiciones requeridas, que se buscaban que variaran entre el 90 y 95 por ciento del grado de compactación y el 30 y 35 por ciento del contenido de agua; esto con el fin de observar el comportamiento al variar estos parámetros.

Para realizar la remoldeada, se utilizó el material que pasaba la malla # 10, para facilitar el manejo y la homogenización del material (Figura 3.34).



Figura 5.34 Material que pasa la malla # 10

La cantidad de material seco y el volumen de agua necesario para cada prueba, se determinó utilizando el volumen del molde y el peso volumétrico húmedo del material. Una vez obtenido estos valores se procedió a incorporar el agua y a homogenizar el material (Figura 3.35).



Figura 5.35 Incorporación del agua.

Una vez homogenizado el material, se procedió a colocarlo dentro del molde con su collarín instalado, en 3 capas del mismo espesor y se le dio a cada una de ellas 25 golpes con la varilla metálica, distribuyéndolos uniformemente.



Figura 5.36 Colocación del material en el molde.



Figura 5.37 Golpes con la varilla metálica.

Al terminar de compactar la última capa, se colocó el molde con el material en la máquina de compresión y se compactó aplicando lentamente carga uniforme (Figura 3.38), hasta una marca que indicaba la altura del collarín. Una vez que se llegó a esta marca, se dejó durante un minuto, y después se hizo la descarga.



Figura 5.38 Aplicación de la carga.

Se retirar el espécimen compactado como se observa en la Figura 5.39 a y b.



(a)



(b)

Figura 5.39 Obtención del espécimen compactado.

Al retirar el espécimen del molde, se llevó inmediatamente al cuarto húmedo para evitar que este cambiara su contenido de humedad. Dentro del cuarto húmedo se procedió a tallar un cilindro cuyo diámetro es aproximadamente el diámetro interior del anillo, para esto, se colocó como guía el anillo sobre el centro del espécimen. Se fue introduciendo el anillo (con el borde cortante) en la muestra, hasta que sobresalió por la parte opuesta del borde cortante, cortándola en seguida por debajo (Figura 5.30). Después se enrazó el anillo.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.40 Tallado de la muestra.

Una vez enrazado el anillo, se obtuvo su peso inicial con la muestra húmeda (Figura 5.41)



Figura 5.41 Determinación del peso inicial del anillo más el material húmedo.

5.3.2 Procedimiento

Después que se obtuvo el peso del anillo con el material, se procedió a montarlo en el edómetro, el cual tiene fija una piedra porosa; sobre esta se colocó un papel filtro, después se posicionó el anillo con la muestra, enseguida otro papel filtro, después el collarín, que se sujeta con los tornillos de fijación y por último, se colocó la piedra porosa superior y el pistón de carga.



Figura 5.42 Partes del edómetro.

Al tener el edómetro montado, en seguida se colocó en el aparato de carga (Figura 5.43)



Figura 5.43 Aparatos de carga.

Se realizaron dos tipos de ensayos:

1. Se agregó agua a la muestra después de 24 horas de aplicarle el primer incremento de esfuerzo, se dejó 24 horas saturándose y después se le siguieron aplicando las cargas correspondientes y por último se descarga.
 - a) Para el primer ensaye, se saturó a un esfuerzo de 49.45 kPa.
 - b) Para los demás ensayes, se saturó a un esfuerzo de 24.72 kPa.
2. Se agregó agua 24 horas después de aplicarle el tercer incremento de carga, que corresponde a un esfuerzo de 173.07 kPa; se dejó 24 horas saturándose y se le aplicaron las cargas correspondientes y descarga.

Para evitar pérdidas de húmeda en la muestra, se colocó estopa húmeda dentro del edómetro, la cual se retiró al momento de agregar el agua.

Para ambos ensayes, se utilizaron las cargas de 0.5 kg (esfuerzo de 24.72 kPa), 1 kg (esfuerzo de 49.45 kPa), 2 kg (esfuerzo de 98.9 kPa) y 4 kg (esfuerzo de 197.8 kPa), las cuales se fueron aplicando cada 24 horas.

Una vez aplicados todos los incrementos de carga, se procedió a realizar la descarga, quitando las cargas de la misma manera que fueron aplicadas, dejando un lapso de 1 hora entre cargas.

Una vez terminada la prueba, se desarma el consolidómetro. Se seca el agua del anillo y de la superficie de la muestra, el cual se coloca en una cápsula de porcelana (previamente tarada) y se determina su peso (Figura 5.44).



Figura 5.44 Determinación del peso del anillo y la muestra después de la prueba.

Se seca la muestra en el horno durante 24 horas y se determina su peso seco (Figura 5.45).



Figura 5.45 Determinación del peso del anillo y la muestra seca.

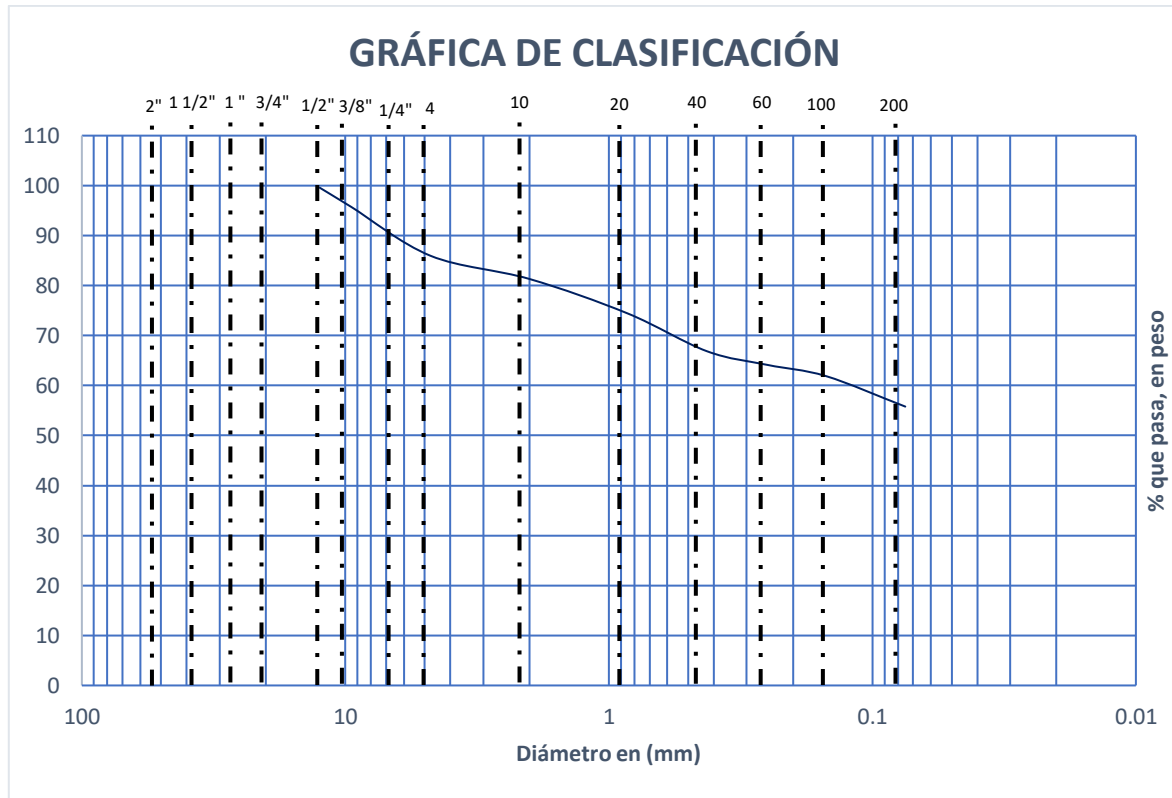
Con los datos obtenidos durante las pruebas, se graficó la curva de consolidación para cada carga, colocando en el eje de las abscisas el tiempo (en escala logarítmica) y en el eje de las ordenadas la deformación lineal (escala normal); y la gráfica de consolidación, donde en el eje de las abscisas se coloca la presión (o esfuerzo aplicado) y en el de las ordenadas la relación de vacíos.

6 RESULTADOS DE LABORATORIO Y CONSECUENCIAS SOBRE EL PAVIMENTO DE LA AVENIDA SOLIDARIDAD

6.1 Ensayes índices

6.1.1 Análisis granulométrico

Del análisis granulométrico se obtuvo la Figura 6.1.



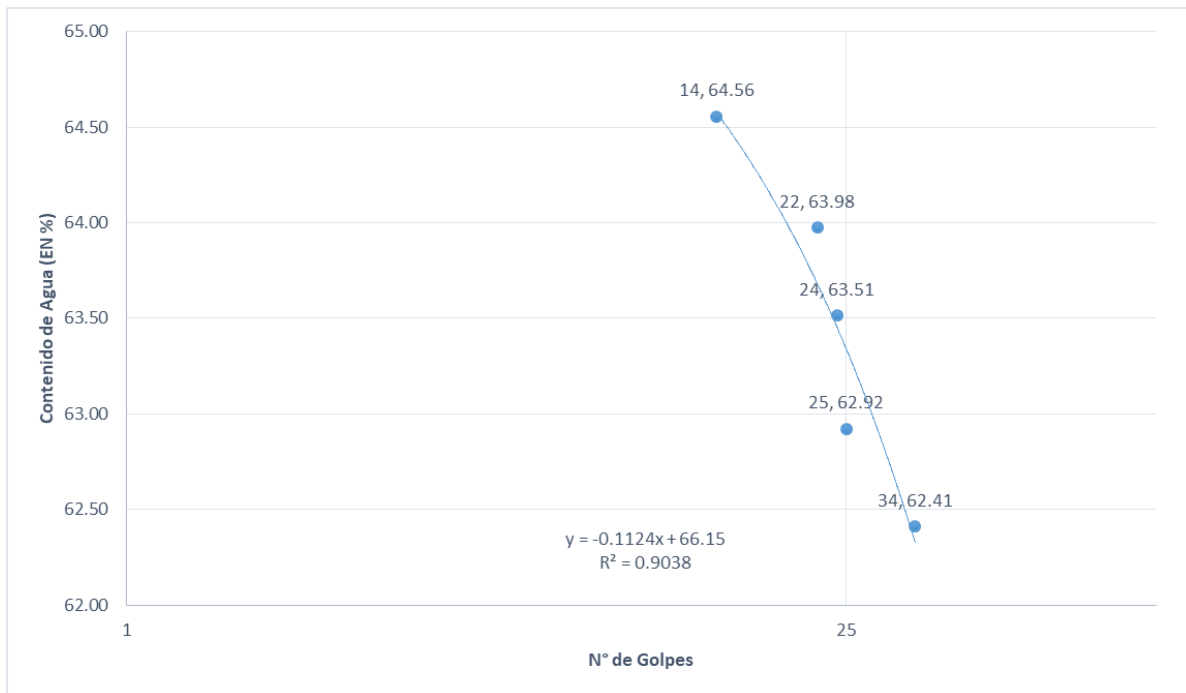


Figura 6.2 Grafica para la obtención del Límite líquido.

El límite líquido se obtuvo utilizando la ecuación de la línea de tendencia, a los 25 golpes, que para este caso fue de 63.43 % (contenido de agua).

6.1.2.2 Límite plástico

El límite plástico se obtuvo realizando varios ensayos para corroborar su valor, el cual es 33.33 % (contenido de agua).

6.1.2.3 Índice plástico

Con los valores del límite líquido y el límite plástico obtenidos, se calculó el índice plástico, con la siguiente formula:

$$IP = LL - LP$$

Donde:

- IP: índice plástico del suelo, en porciento.
- LL: límite líquido del suelo, en porciento.
- LP: límite plástico del suelo, en porciento.

Por lo tanto, el índice plástico obtenido es de 30.01 % (contenido de agua).

6.1.2.4 Contracción lineal y volumétrica

La contracción lineal obtenida fue de 15.38 %, lo que indica que el suelo se reduce este porcentaje, hasta llegar al límite de contracción que es de 17.4 % (contenido de agua para el cual el suelo ya no retrae su volumen).

Con los datos obtenidos, se ingresó a la carta de plasticidad (Figura 6.3), donde se observa que el suelo está definido por debajo de la línea A, por lo tanto, se considera como un suelo limoso inorgánico de alta compresibilidad (MH), debido a que no contiene materia orgánica.

Este tipo de suelo no es recomendable utilizarlo como material en la construcción de terraplenes, ya que es inestable, impermeable (tiene mal drenaje), compresibilidad y expansión altas, y tienes características de compactabilidad de regulares a malas (Rico & Del Castillo, 1995).

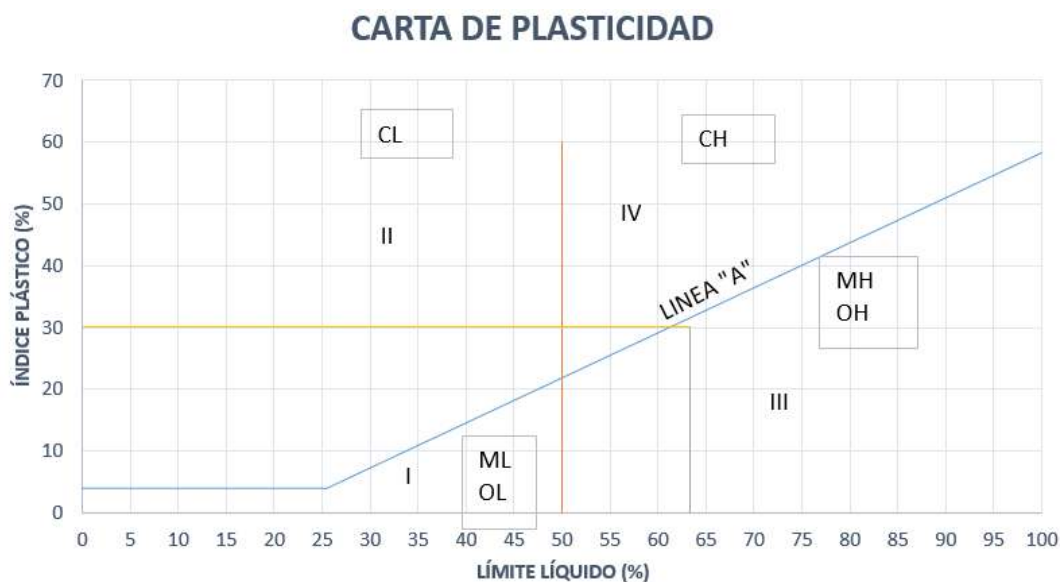


Figura 6.3 Carta de plasticidad.

6.1.3 Densidad relativa

Para obtener la densidad relativa de sólidos, se realizaron 3 ensayos y se obtuvo como resultado, una densidad relativa de sólidos promedio ($S_{s-prom.}$) igual a 2.6486. Como se mencionó anteriormente, con este resultado podemos calcular los volúmenes ocupados por el material a diferentes contenidos de agua, lo que será de ayuda para las pruebas de consolidación. Además, con la densidad relativa podemos obtener la curva de saturación para las pruebas Proctor AASHTO.

6.1.4 Compactación AASHTO

Las pruebas de compactación AASHTO, con la variante **A**, dieron como resultado lo siguiente.

6.1.4.1 Proctor estándar

Se realizaron 6 ensayos para poder determinar la curva de compactación Proctor estándar (Figura 6.4).

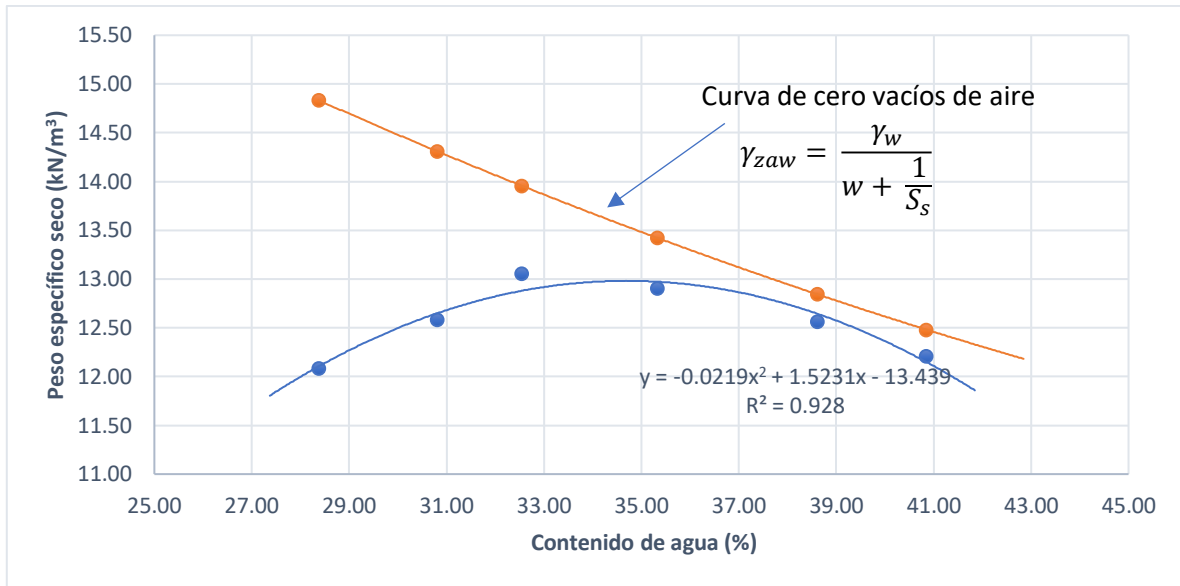


Figura 6.4 Curva de compactación Proctor estándar.

De acuerdo con la curva de compactación, el peso volumétrico seco máximo es 13.04 kN/m³ y el contenido óptimo de agua es de 34.75 %.

6.1.4.2 Proctor modificada

Al igual que la Proctor estándar, se realizaron 6 ensayos para poder determinar la curva de compactación (Figura 6.5).

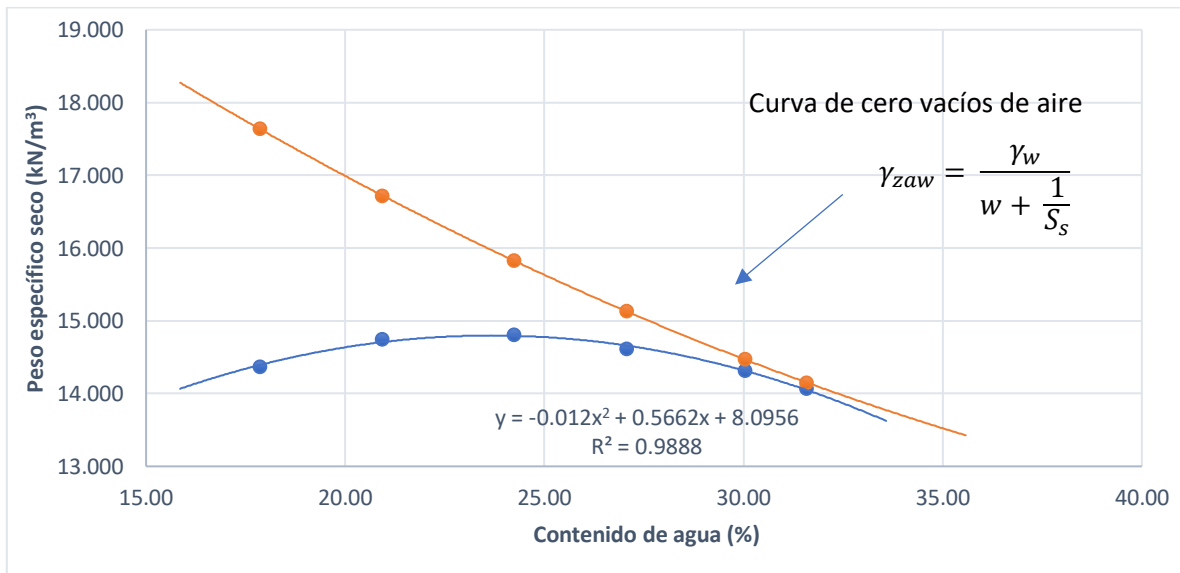


Figura 6.5 Curva de compactación Proctor modificada.

El peso volumétrico seco máximo para la Proctor modificada es de 14.77 kN/m³ y el contenido óptimo de agua es de 23.6 %.

De acuerdo con los resultados obtenidos en las pruebas de compactación AASHTO, se tiene un mayor peso volumétrico seco máximo y una menor humedad óptima

para la Proctor modificada, esto se puede considerar lógico debido a que para esta prueba se usó un pisón con mayor masa (casi el doble que el pisón utilizado para la Proctor estándar), mayor altura de caída y más capas, lo que implica una mayor energía de compactación.

El propósito de obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en el laboratorio, es para compararlo con el peso volumétrico seco del campo, y así poder determinar el grado de compactación de la capa en estudio.

6.1.5 Peso volumétrico de campo

El grado de compactación del suelo en estudio, con respecto a la prueba Proctor AASHTO estándar, es de 96.66 %, por lo tanto, no cumple con el requisito de calidad de materiales para terraplén; y el contenido de agua en campo es de 37.93 %, que se encuentra por arriba de la humedad óptima (en el lado húmedo de la curva de compactación), lo que implica que el suelo tiene las siguientes características:

- Permeabilidad baja.
- Compresibilidad alta.
- Resistencia al esfuerzo cortante baja (mayor deformabilidad).
- Menor susceptibilidad a la tubificación.
- Expansión baja.

6.2 Ensayos de consolidación

Los cálculos para obtener las gráficas de consolidación se encuentran en la parte de Anexos (9.2 Ensayes de consolidación).

6.2.1 Ensayes de saturación en el primer incremento de carga.

Las gráficas y resultados para este tipo de ensayes se muestran a continuación.

6.2.1.1 Saturación a una presión de 49.45 kPa.

6.2.1.1.1 Ensaye 1

Este primer ensaye, se saturó a una presión de 49.45 kPa, que representa una profundidad de 3.79 metros y se observa en la Figura 6.6 que se presenta una expansión de 6.48 %, con un grado de compactación de 91.94 % y un contenido de agua inicial de 35.14 % (lado húmedo de la curva de compactación). La pendiente de la curva de compresión virgen es $C_c = 0.071$ y la pendiente de la curva de rebote es $C_s = 0.0038$.

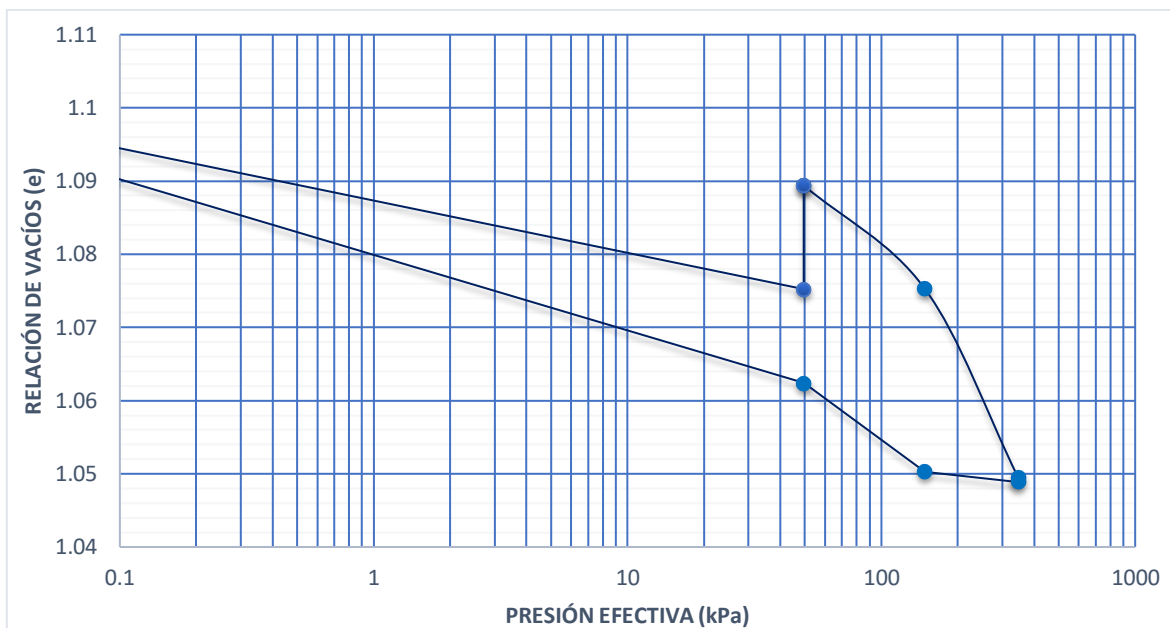


Figura 6.6 Gráfica de consolidación con grado de compactación de 91.94 % y un contenido de agua inicial de 35.14 %.

6.2.1.2 Saturación a una presión de 24.72 kPa

Para estos ensayos se buscó tener una representación de la profundidad más pequeña, por lo que se saturó a una presión efectiva de 24.72 kPa que representa 1.895 metros de profundidad.

6.2.1.2.1 Ensayo 2

En la Figura 6.7 se observa que el ensayo presenta una expansión notoria al momento de saturarse, que es de 15.02 %, dicho ensayo tiene un grado de compactación de 87.14% y un contenido de agua inicial de 27.75 % (lado seco de la curva de compactación). La pendiente de la curva de compresión virgen es $C_c = 0.39$ y la pendiente de la curva de rebote es $C_s = 0.018$.

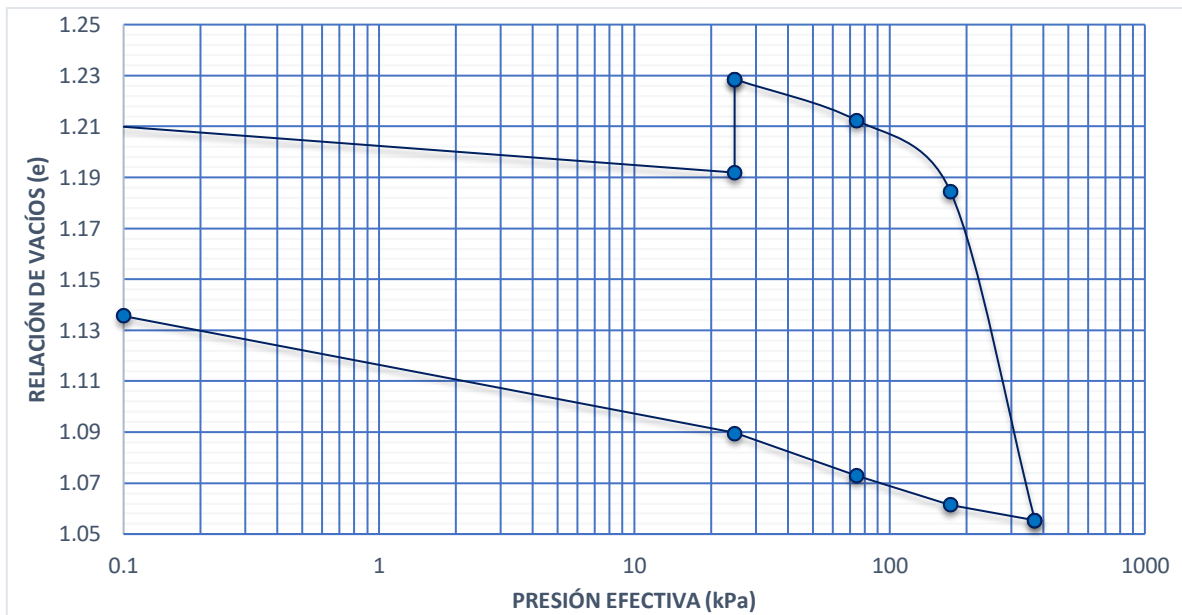


Figura 6.7 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 87.14 % y un contenido de agua inicial de 27.75 %.

6.2.1.2.2 Ensayo 3

Al igual que el ensayo anterior, se puede observar en la Figura 6.8 que este ensayo se presenta una expansión significativa, de 14.61 %, con un grado de compactación de 92.44 % y un contenido de agua inicial de 29.48 % (lado seco de la curva de compactación); La pendiente de la curva de compresión virgen es $C_c = 0.195$ y la pendiente de la curva de rebote es $C_s = 0.042$. En esta misma figura también se puede observar que la curva de rebote casi regresa a la posición inicial.

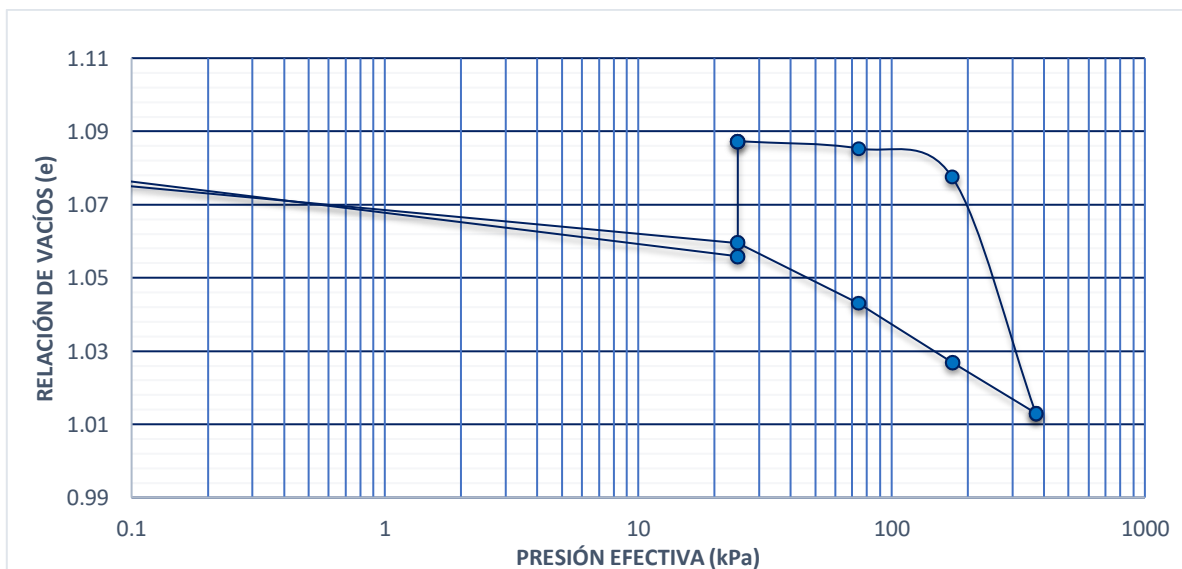


Figura 6.8 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 92.44 % y un contenido de agua inicial de 29.48 %.

6.2.1.2.3 Ensayo 4

En este ensayo, el grado de compactación fue de 88.98 % y el contenido de agua inicial fue de 35.68 % (lado húmedo de la curva de compactación). La expansión registrada fue de 4.11 %, que como puede observarse en la Figura 6.9, es menor que la de los ensayos anteriores, esto debido a que el contenido de agua inicial se aumentó. Para este ensayo se tuvo una pendiente $C_c = 0.298$ y una pendiente $C_s = 0.023$.

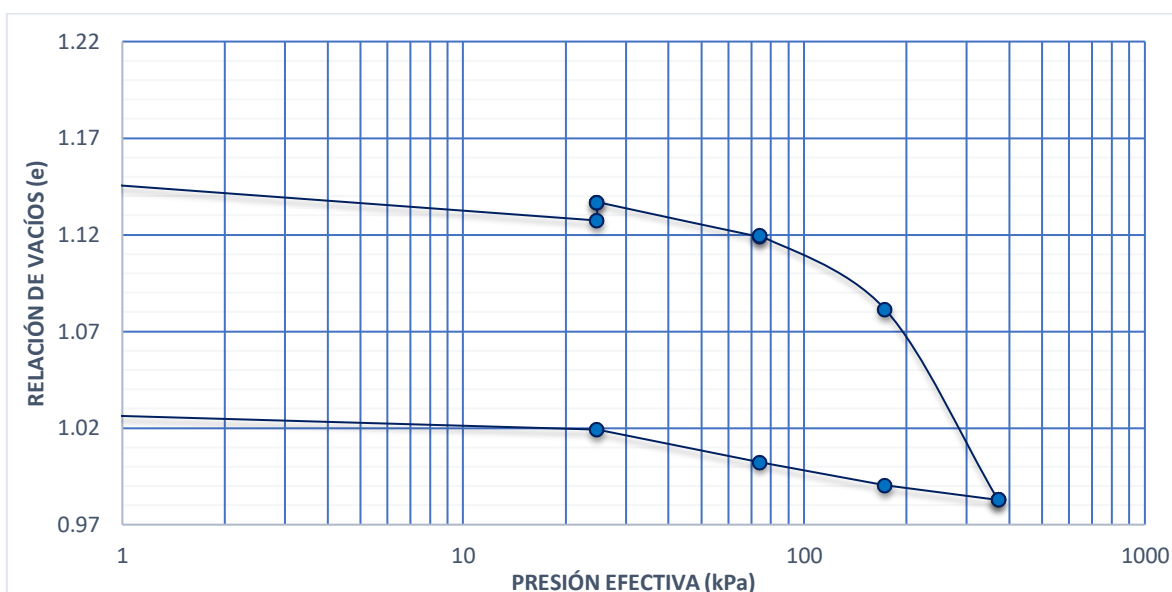


Figura 6.9 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 88.98 % y un contenido de agua inicial de 35.68 %.

6.2.1.2.4 Ensayo 5

Este ensayo se compactó con un grado de compactación de 93.55 % y un contenido de agua inicial de 35.43 % (lado húmedo de la curva de compactación), y como se observa en la Figura 6.10, presentó una expansión de 5.62 %. Además se obtuvieron la pendiente $C_c = 0.116$ y la pendiente $C_s = 0.015$.

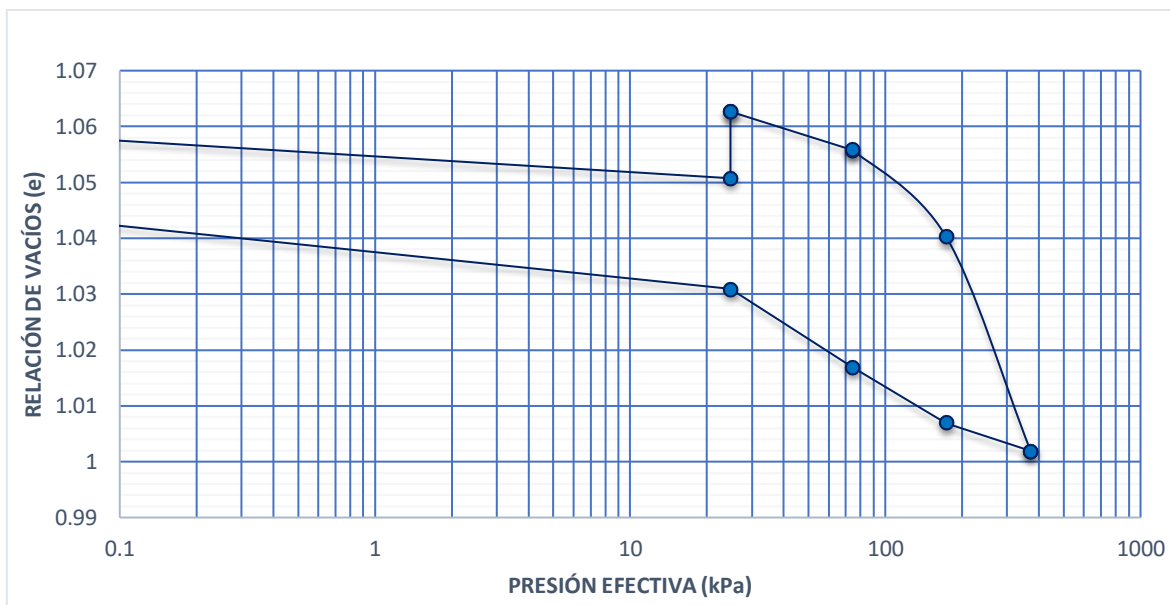


Figura 6.10 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 93.55 % y un contenido de agua inicial de 35.43 %.

Analizando los ensayos anteriores, se observa que el suelo presenta expansión a poca profundidad. En la Tabla 6.1 se presenta un resumen de los datos anteriores. En esta se puede observar como varía la expansión de acuerdo con el grado de compactación y al contenido de agua inicial de la muestra, siendo mayores las expansiones cuando el ensaye se encuentra por el lado seco de la curva de compactación.

6.2.2 Ensayes de saturación en el tercer incremento de carga.

En estos ensayos, se quiso conocer el comportamiento del suelo a una profundidad mayor, por lo que se saturó a un esfuerzo de 173.07 kPa, que corresponde a una profundidad de 13.27 m.

6.2.2.1.1 Ensaye 6

Esté ensaye se compactó con un grado de compactación de 89.72 % y un contenido de agua inicial de 35.39 % (lado húmedo de la curva de compactación), y como puede observarse en la Figura 6.11, existe un colapso de 2.42 %. La pendiente de la curva de compresión virgen es $C_c = 0.214$ y la pendiente de la curva de rebote es $C_s = 0.0221$.

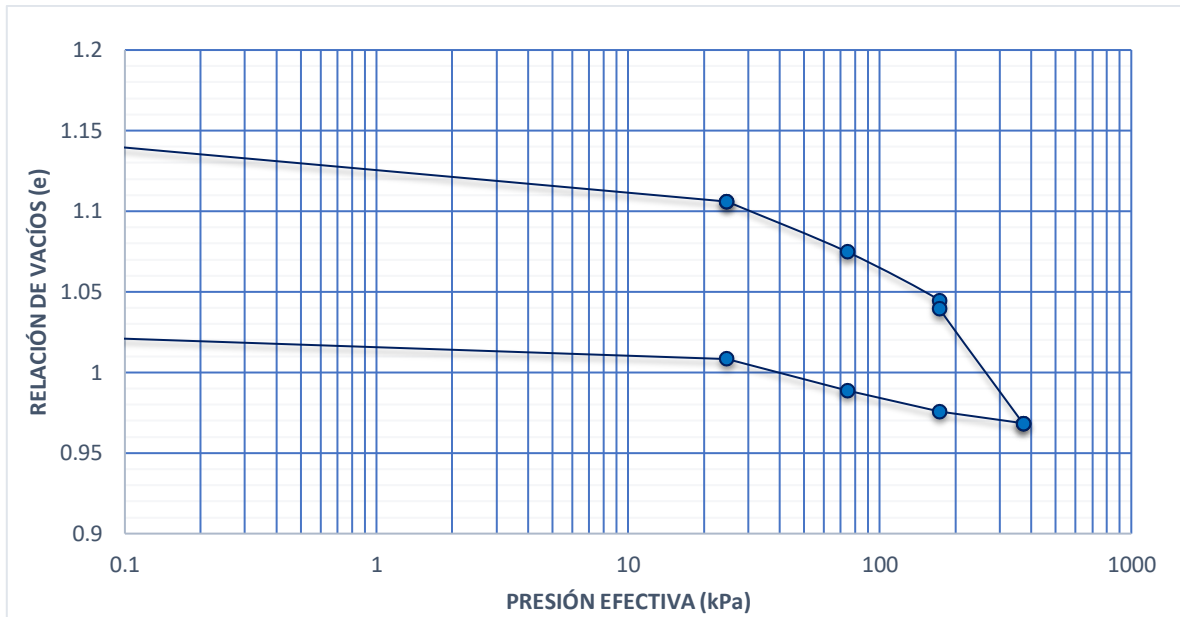


Figura 6.11 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 89.72 % y un contenido de agua inicial de 35.39 %.

6.2.2.1.2 Ensayo 7

Para este ensaye, el colapso es un poco menos apreciable, como se observa en la Figura 6.12. El colapso registrado fue de 0.63 %, para un grado de compactación de 95.20 % y un contenido de agua inicial de 34.62 % (lado seco de la curva de compactación). Sus pendientes son $C_c = 0.131$ y $C_s = 0.018$.

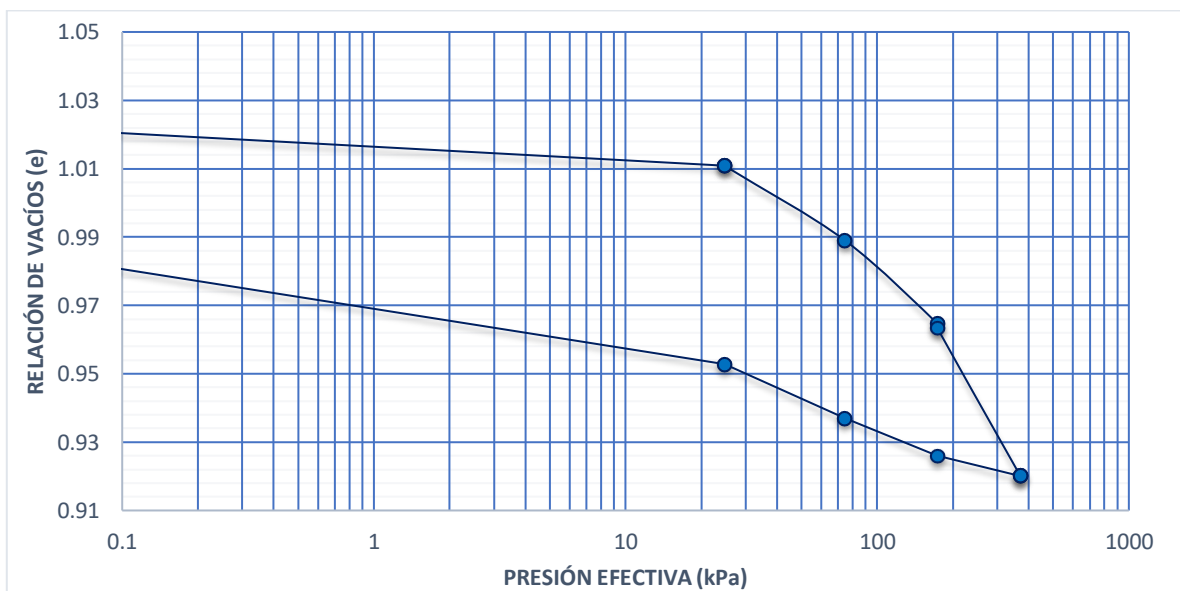


Figura 6.12 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 95.20 % y un contenido de agua inicial de 34.62 %.

6.2.2.1.3 Ensaye 8

El colapso obtenido para este ensaye es menos apreciable que en el anterior, como se observa en la Figura 6.13, este colapso fue de 0.076 %. El grado de compactación fue de 88.62 % y su contenido de agua inicial de 33.13 % (lado seco de la curva de compactación). La pendiente $C_c = 0.304$ y la $C_s = 0.023$.

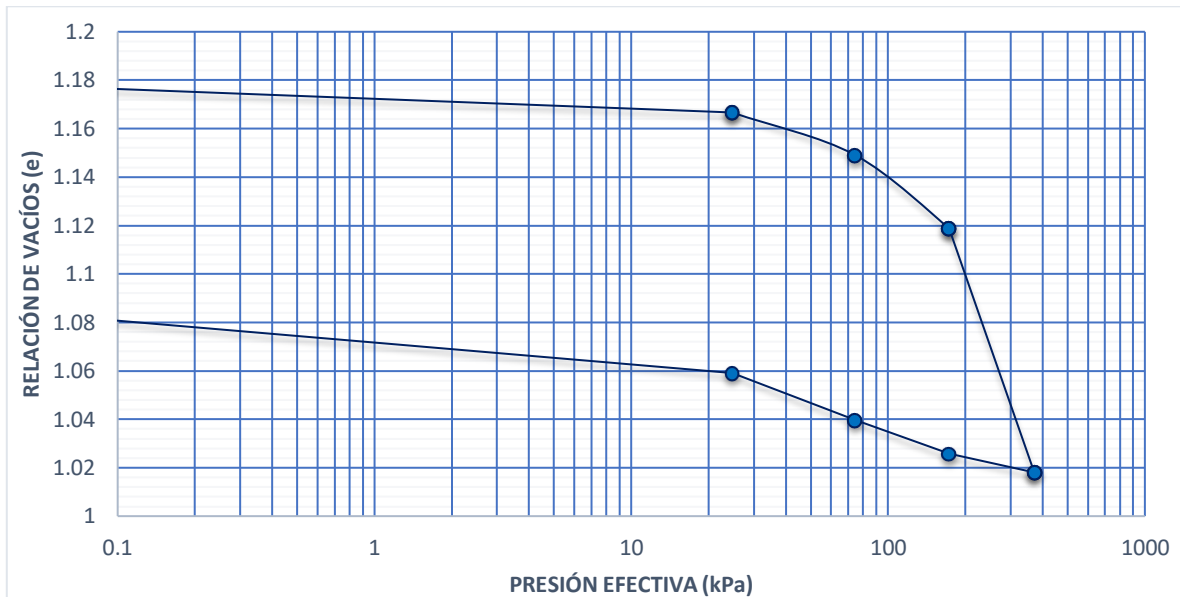


Figura 6.13 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 88.62 % y un contenido de agua inicial de 33.13 %.

6.2.2.1.4 Ensaye 9

En este ensaye se compactó a un grado de compactación de 92.63 % y un contenido de agua inicial de 33.80 % (lado seco de la curva de compactación). Como se puede ver en la Figura 6.14, la expansión fue muy poca, de 0.067 %. Las pendientes obtenidas fueron $C_c = 0.115$ y la $C_s = 0.017$. En este ensaye también se puede observar que la curva de rebote casi regresa a su posición inicial.

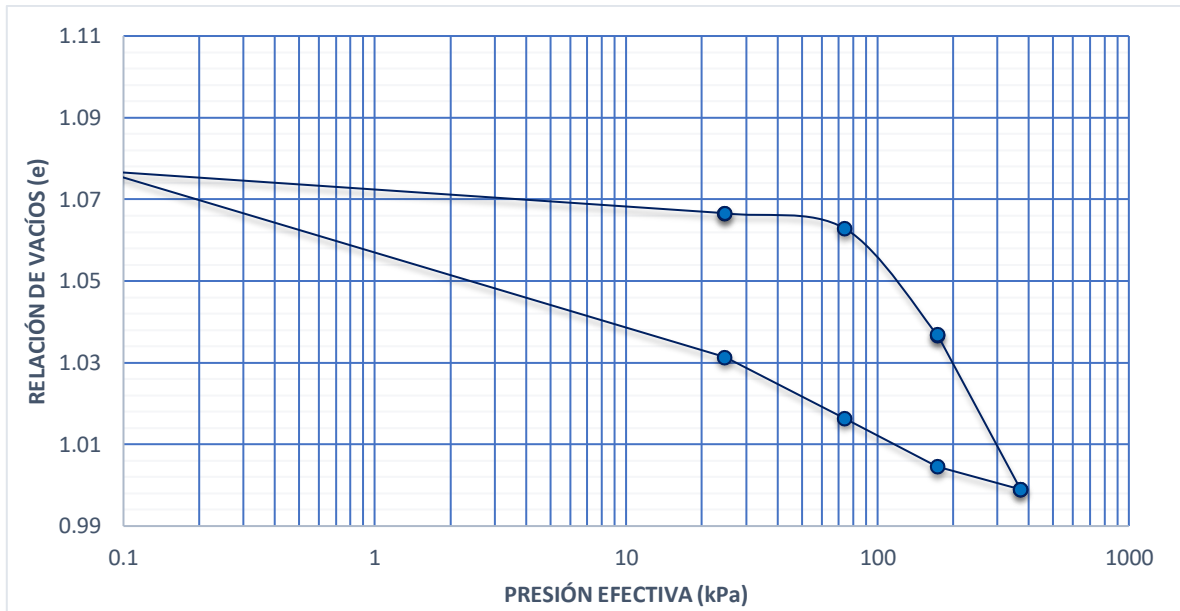


Figura 6.14 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 92.63 % y un contenido de agua inicial de 33.80 %.

6.2.2.1.5 Ensayo 10

Al igual que en los ensayos anteriores, el colapso registrado fue muy poco, de 0.23 %. En la Figura 6.15 es muy poco apreciable este colapso. El grado de compactación de este ensayo fue de 87.32% y su contenido de agua inicial de 30.02 % (lado seco de la curva de compactación). %. La pendiente de la curva de compresión virgen es $C_c = 0.338$ y la pendiente de la curva de rebote es $C_s = 0.024$.

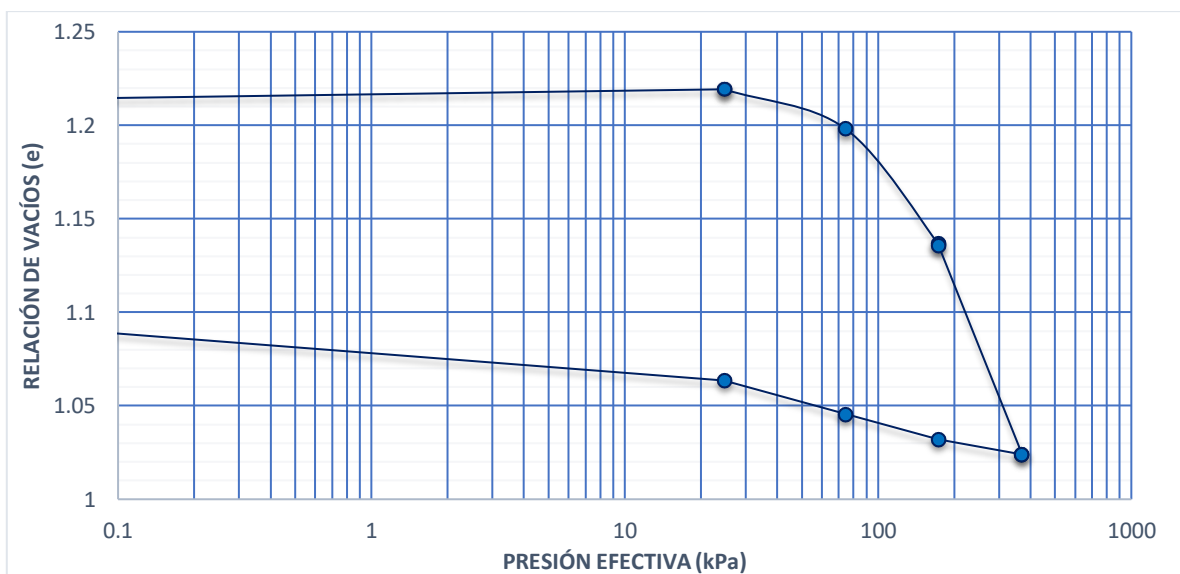


Figura 6.15 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 87.32 % y un contenido de agua inicial de 30.02 %.

6.2.2.1.6 Ensayo 11

Este ensayo se compactó con un grado de compactación de 93.18 % y un contenido de agua inicial de 29.25 % (lado seco de la curva de compactación). Como se puede ver en la Figura 6.16, el colapso registrado fue muy pequeño, de 0.087 % solamente. La pendiente de la curva de compresión virgen es $C_c = 0.129$ y la pendiente de la curva de rebote es $C_s = 0.019$. En la Figura 6.16 se observa que la curva de rebote sobrepasa su posición inicial respecto a la relación de vacíos, esto debido a que el material está muy por debajo de su contenido de agua óptimo al momento de saturarse, y al descargar el ensaye, permitió que el material se expanda.

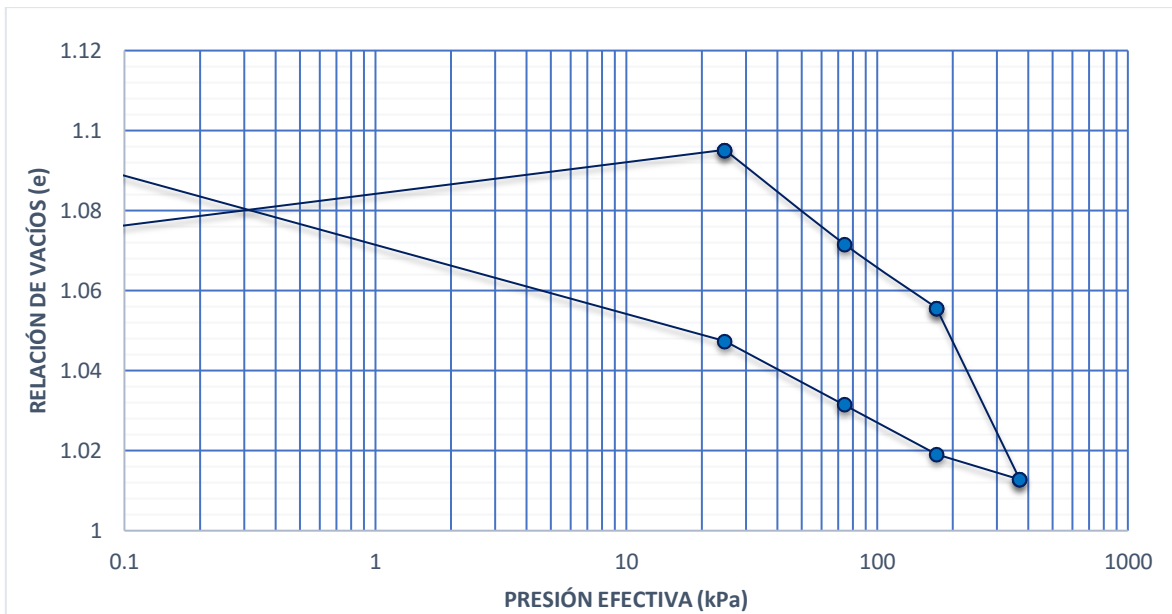


Figura 6.16 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 93.18 % y un contenido de agua inicial de 29.25 %.

6.2.2.1.7 Ensayo 12

En la Figura 6.17 se observa una pequeña expansión, de tan solo 0.9 %. El ensaye se compactó con un grado de compactación de 95.44 % y un contenido de agua inicial de 30.95 % (lado seco de la curva de compactación). Las pendientes son $C_c = 0.085$ y $C_s = 0.024$.

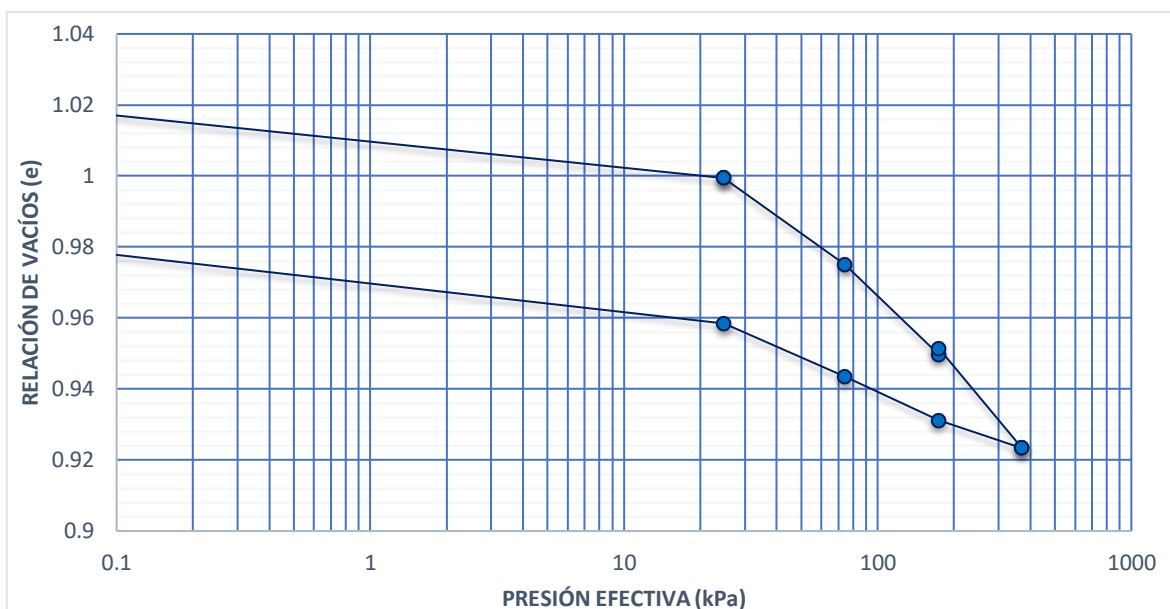


Figura 6.17 Gráfica de consolidación para un grado de compactación de 95.44 % y un contenido de agua inicial de 30.95 %.

Al analizar las representaciones gráficas de las consolidaciones para este tipo de pruebas, se observa que la expansión o colapso presentados son poco apreciables. Esto es debido a que la presión o estado de esfuerzo a la que se encuentra sometido el suelo es muy grande.

6.2.3 Análisis de los resultados obtenidos en los ensayos de consolidación

Los resultados obtenidos de los ensayos de consolidación realizados se encuentran resumidos en la siguiente tabla.

Ensaye	Tipo de ensaye	Grado de compactación	Contenido de agua (%)	Relación de vacíos inicial (e_0)	γ_d (kN/m^3)	Curva virgen de consolidación; pendiente= C_c	Curva de rebote en el laboratorio; pendiente= C_s	Expansión %	Colapso %
1	1	91.94	35.14	1.10	12.36	0.0718	0.0038	6.480	
2	1	87.13	27.75	1.22	11.72	0.3902	0.0182	15.024	
3	1	92.44	29.48	1.08	12.43	0.1950	0.0418	14.609	
4	1	88.98	35.68	1.17	11.97	0.2978	0.0228	4.113	
5	1	93.50	35.43	1.06	12.58	0.1158	0.0151	5.624	
6	2	89.70	35.39	1.15	12.07	0.2142	0.0221		2.418
7	2	95.20	34.62	1.02	12.80	0.1311	0.0180		0.634
8	2	88.62	33.13	1.18	11.92	0.3039	0.0231		0.077
9	2	92.63	33.80	1.08	12.46	0.1146	0.0167	0.067	
10	2	87.32	30.02	1.21	11.74	0.3384	0.0244		0.229
11	2	93.18	29.25	1.07	12.53	0.1289	0.0190		0.087
12	2	95.45	30.95	1.02	12.84	0.0852	0.0237	0.900	

Tabla 6.1 Resultados de las pruebas de consolidación.

Como se observa en las gráficas de consolidación y en la Tabla 6.1, la expansión disminuye con la profundidad, pudiendo llegar a convertirse en colapso, esto a causa de las presiones ejercidas debido al propio peso del suelo; pero también se ve afectada por el grado de compactación y el contenido de agua inicial.

Al comparar los ensayos 4 y 5, se observa que el ensaye 4 tiene un menor grado de compactación, y un contenido de agua un poco mayor que el ensaye 5, pero aun así es menos expansivo. Otro ejemplo de comparación serían los ensayos 10 y 11, donde el ensaye 11 tiene un mayor grado de compactación que el ensaye 10, pero un contenido de agua un poco menor y presenta un menor colapso. Esto indica que el grado de compactación afecta de una manera menos apreciable el comportamiento de expansión del suelo, pero sigue siendo un factor importante donde se obtendrán mejores resultados (menos expansión) cuando el grado de compactación no sea grande (menos del 100 %) para este tipo de suelo.

En la Tabla 6.1 también se puede observar la relación que existe entre el grado de compactación y la relación de vacíos inicial (e_0), donde, cuanto mayor sea el grado de compactación, menor será la relación de vacíos. Teniendo en cuenta esta relación, se puede utilizar la relación de vacíos para tener más certeza en la realización de los ensayos.

Analizando la relación de vacíos inicial y las gráficas de consolidación, se observó que los ensayos con relación de vacíos pequeñas presentan curvas de rebote o expansiones significativas, que llegan a coincidir o estar cerca de la relación de vacíos inicial (ensayos 1, 3, 5, 9, 11).

La importancia del contenido de agua inicial es clara en el Tipo de ensaye 1, ya que, al comparar los resultados, se observa que los ensayos con un contenido de agua inicial mayor al óptimo, o por el lado húmedo de la curva de compactación, presenta expansiones menores, que los ensayos con contenidos de agua inicial en el lado seco de la curva de compactación. En el Tipo de ensaye 2, es menos evidente la importancia del contenido de agua inicial, debido a que el comportamiento de expansión del suelo está sujeto al esfuerzo a la que se encuentra sometida el suelo en campo. Sin embargo se observa que al variar el contenido de agua para un mismo grado de compactación, como es el caso de los ensayos 7 y 12, se observa una pequeña expansión cuando el contenido de agua es bajo (ensaye 12); si se aumenta el contenido de agua, llega a convertirse en colapso (ensaye 7).

Es evidente pues, que los contenidos de agua menores que el óptimo, ocasionarán expansiones en el suelo.

Los valores de la curva virgen de consolidación (C_c = índice de compresión) y la curva de rebote en el laboratorio (C_s = índice de expansión) son utilizados para determina el asentamiento por consolidación primaria.

En la Figura 6.18 se puede observar las curvas de compactación del suelo para las pruebas Proctor (AASHTO) Estándar y Modificada, y la ubicación de los puntos de las pruebas de consolidación realizadas.

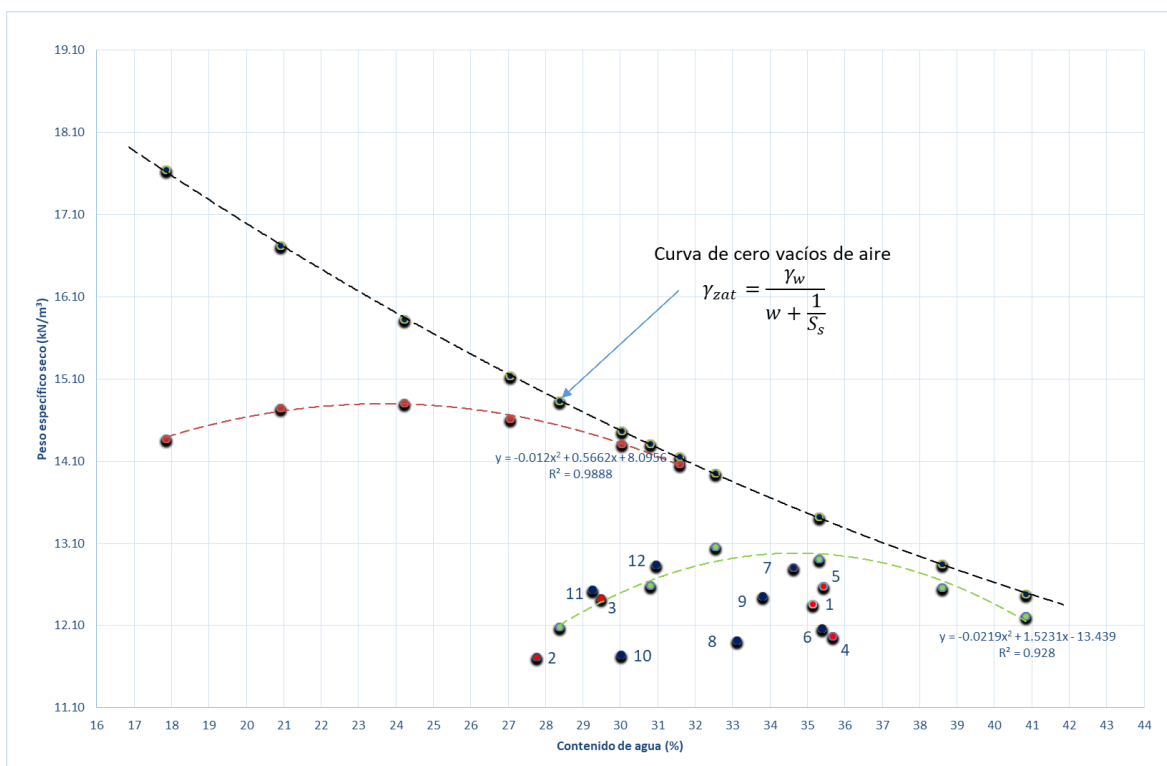


Figura 6.18 Curvas de compactación AASHTO Estándar y Modificada.

Como se puede observar en la figura anterior, ninguna de los ensayos realizados llego al 100 % de consolidación, el motivo por el cual no se realizó esto, es porque en este tipo de suelos la Norma N-CTM-1-01/02, solo piden como requisito un grado de compactación del 90 ± 2 %.

6.3 Consecuencias sobre el pavimento de la avenida Solidaridad.

Al tener un suelo expansivo como desplante del pavimento y al estar junto al río “chiquito”, el pavimento sufre expansiones y contracciones debidas al cambio de temporada, de secas a la de lluvias y viceversa; además de eventos extraordinarios donde llueve en temporadas de secas, provocando que el tirante del río aumente y con esto se sature el suelo, dando así expansiones, que después de cierto tiempo se contraen cuando el tirante del río vuelve a su normalidad.

Aunado al hecho de tener un suelo expansivo, el contenido de agua encontrado en el campo está en el lado húmedo de la curva de compactación. Lo que es indicativo de que el suelo es menos resistente al fuerza cortante, permitiendo mayores deformaciones.

Los daños causados en el pavimento se aprecian con más claridad en el carril que está a las márgenes del río. En la Figura 6.19, se observa como la expansión o

colapso ha afectado lateralmente el trazo del carril. En la figura 6.20, es notable el rencarpentamiento del pavimento, esto pudo ser debido a las grietas longitudinales producto de la expansión y contracción, y las deformaciones causadas por la baja resistencia al esfuerzo cortante del suelo de desplante.



Figura 6.19 Avenida Solidaridad esquina con Virrey de Mendoza.



Figura 6.20 Avenida Solidaridad, metros antes del cruce con la calle Virrey de Mendoza.

7 CONCLUSIONES.

Con base en los resultados obtenidos en la presente investigación, se llegó a las siguientes conclusiones:

El suelo limoso inorgánico de alta compresibilidad sobre el cual se encuentra desplantado el pavimento de la Avenida Solidaridad no cumple con el requerimiento del Límite Líquido de la Norma N-CTM-1-01/02 “Materiales para Terraplén”, ya que tiene un Límite Líquido de 63.43 %, y el máximo es de 50 %.

El grado de compactación está por arriba de lo que marca la norma, lo que implica que el suelo tiende a expandirse, como se observó en los ensayos realizados.

El contenido de agua que está presente en el suelo, es adecuado para evitar expansiones altas, pero el hecho de tenerlo más arriba del óptimo (en el lado húmedo de la curva de compactación) nos proporciona un suelo con alta compresibilidad, baja permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante baja y una mayor deformabilidad. Es conveniente tratar de que el contenido de agua del suelo este siempre lo más cercano posible al contenido de agua óptimo, para evitar altas compresibilidades y que sea menos susceptible a la deformación.

Los datos registrados se obtuvieron al final de la temporada de lluvias (Noviembre), lo que puede implicar que en temporada de secas, el contenido de agua del suelo se encuentre en la rama seca de la curva de compactación. Al estar en el lado seco de la curva de compactación el suelo permite una mayor expansión, en caso de un evento extraordinario o en el comienzo de la temporada de lluvias.

La expansión del suelo tiene que ver principalmente con el contenido de agua, a menores contenidos de agua mayor será la expansión. La profundidad o esfuerzo a que este sometido el suelo, puede controlar la expansión, a mayor esfuerzo, menor será la expansión, pudiendo llegar a convertirse en colapsos si está en suelo poco denso.

El hecho de tener un suelo expansivo como desplante de un pavimento es muy riesgoso y problemático, y más en este caso en particular, que se encuentra al borde de un río, ya que siempre será susceptible a la saturación, produciendo expansiones y contracciones que dañan la estructura del pavimento, generando deformaciones (formas onduladas) y agrietamientos longitudinales.

Lo más recomendable es aislar la estructura del pavimento que se encuentra sobre el borde del río para evitar la entrada de agua, que afecta sus condiciones originales de diseño.

Otra recomendación sería sustituir el estrato del suelo fino, por otro material que se comporte de una mejor manera ante la presencia del agua (material granular, un filtro, etc.) o utilizando métodos químicos de mejoramiento como, estabilizaciones con cal, con cemento, con asfalto u otras sustancias.

8 BIBLIOGRAFÍA

Barrera, M. (2002). "Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables". Ph. D. tesis, Universidad Politécnica de Cataluña, España.

Barrera M., y Garnica P. (2002). "Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres". Publicación Técnica No. 198, Instituto Mexicano del Transporte.

Comisión Nacional del Agua, (2007). Manual de Agua Potable, Alcantarillado Y Saneamiento. Geotecnia En Suelos Inestables. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, México, D.F.

Das, Braja M. (2001). "Fundamentos de ingeniería geotécnica". Thomson Editores, México, DF.

Josa, A. (1988). Un modelo elastoplástico para suelos no saturados. Ph. D. Tesis, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

Juárez, B.E. y Rico, R.A. (1976). "Mecánica de Suelos". Tomo I, II y III 3ª Edición, Ed. Limusa.

Lambe, T. W. (1958). "The structure of Compacted Clay". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 84, No. SM2, 1654-34.

Lambe, T.W. (1960). "The Character and identification of expansive soils, soil PVC meter". Federal Housing Administration, Technical studies Program, FHA 701.

Mendoza, Manuel J. (1991). "Enfoques recientes en la compactación de suelos". Publicación Técnica No. 33, Instituto Mexicano Del Transporte.

Orozco, R. V. (1976) "Comentarios Sobre Cambios Volumétricos y Relaciones". VIII Reunión Nacional de Mecánica de suelos. Tomo III. Guanajuato, México.

Rico, A. y del Castillo, H. (1977). "Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropista" Vol2. Limusa, México, DF.

Rico A., y Del Castillos H. (1992). "Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte". Publicación Técnica No. 7, Instituto Mexicano del Transporte.

Rico A., y Del Castillo H. (1995). "Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropista" Vol1. Limusa, México, DF.

SCT. (2002). Norma N-CMT-1-01-02. "Materiales para terraplén". México

SCT. (2003). Manual M-MMP-1-01/03. "Muestreo de materiales para terracerías". México.

SCT. (2003). Manual M-MMP-1-03/03. "Secado disgregado y cuarteo de muestras". México.

SCT. (2003). Manual M-MMP-1-05/03. "Densidades relativas y absorción". México.

SCT. (2003). Manual M-MMP-1-06/03. "Granulometría de materiales compactables para terracerías". México.

SCT. (2003). Manual M-MMP-1-07/03. "Límites de consistencia". México.

SCT. (2003). Manual M-MMP-1-08/03. "Masas volumétricas y coeficientes de variación volumétrica". México.

SCT. (2006). Manual M-MMP-1-09/06. "Compactación AASHTO". México.

Zepeda J. A. (Ed.). (2004). "Mecánica de Suelos no saturados". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, DF.

9 ANEXOS

9.1 Ensayos índices

9.1.1 Análisis granulométrico.

				Material que pasa la malla N°4			
malla N°	peso del suelo retenido	Por ciento retenido parcial	Por ciento que pasa	malla N°	peso del suelo retenido	Por ciento retenido parcial	Por ciento que pasa
	gr	%	%		gr	%	%
3"	0	0.0		10	10.8	4.6	81.3
2"	0	0.0		20	16	6.9	74.4
1 1/2"	0	0.0	100.0	40	17.6	7.6	66.9
1"	0	0.0	100.0	60	6.4	2.8	64.1
3/4"	0	0.0	100.0	100	5.2	2.2	61.9
1/2"	65	0.4	99.6	200	14.2	6.1	55.8
3/8"	574	3.8	95.7	Pasa N°200	129.8	55.8	0.0
N° 4	1467	9.8	86.0	Suma	200	86.0	
pasa N°4	12894	86.0					
SUMA	15000	100					

Tabla 9.1 Clasificación Granulométrica.

9.1.2 Límites de consistencia.

Limite Líquido									
Prueba N°	Capsula N°	N° de Golpes			Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso de agua	Peso de la capsula	Peso del suelo seco
						gr	gr	gr	gr
									%
1	52	14			21.1	16	5.1	8.1	7.9
2	9	22			34.7	24.4	10.3	8.3	16.1
3	7	24			32.6	23.2	9.4	8.4	14.8
4	42	25			23	17.4	5.6	8.5	8.9
5	55	34			33.2	24.4	8.8	10.3	14.1

Tabla 9.2 Determinación del límite líquido

Limite Plástico									
Prueba N°	Capsula N°	N° de Golpes			Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso de agua	Peso de la capsula	Peso del suelo seco
						gr	gr	gr	gr
									%
1	7-A				22.4	19.6	2.8	11.7	7.9
2	50				28.9	26.2	2.7	16.4	9.8
3	76				17.5	15.2	2.3	8.3	6.9
4	7				15	13.4	1.6	8.4	5
5	50				23.5	21.7	1.8	16.4	5.3
6	32				19.9	17.6	2.3	10.7	6.9

Tabla 9.3 Determinación del Límite Plástico.

Contracción lineal				
Prueba N°	Capsula N°	Longitud inicial	Longitud final	Contraccion lineal
		cm	cm	%
1		9.95	8.42	15.38

Tabla 9.4 Determinación de la contracción lineal.

Contracción volumétrica										
Prueba N°	Capsula N°	Volúmenes			Peso Capsula + Suelo Húmedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso de agua	Peso de la capsula	Peso del suelo seco	Contenido de Agua (W)
		Vi	Vf	CV						
		cm3	cm3	cm3		gr	gr	gr	gr	%
1	6	9.58	5.262	17.4	38.7	32.8	5.9	23.7	9.1	64.84

Tabla 9.5 Determinación de la contracción volumétrica.

9.1.3 Densidad relativa

Prueba No.	1	2	3
Matraz No.	XVI	14	XV
W _{fsw} (g)	712.8	718.6	713.6
Temperatura (°c)	28.5	27.5	27.5
W _{fw} (g)	685.2034	690.698375	686.195125
Cápsula de evaporación No.	F	20	10
Peso cápsula muestra seca (g)	705.6	700.8	702
Peso Cápsula (g)	661	656.4	657.8
W _s (g)	44.6	44.4	44.2
S _s (adimensional)	2.62300481	2.69117413	2.63171605

Tabla 9.6 Determinación de la Densidad de sólidos.

9.1.4 Compactación AASHTO

PRUEBA No.	1	2	3	4	5	6
Peso Molde + suelo húmedo (gr)	3420	3510	3590	3605	3600	3580
Peso Molde (gr)	1950	1950	1950	1950	1950	1950
Peso suelo húmedo (gr)	1470	1560	1640	1655	1650	1630
Peso específico húmedo (T/M3)	1.581	1.678	1.764	1.780	1.775	1.753
Cápsula No.	x	2	5	7	0	6
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	298	298.5	293.7	290.6	292.3	294.2
Peso cápsula + suelo seco (gr)	253.8	251.4	244.6	238.4	236.6	236.2
Peso del agua (gr)	44.2	47.1	49.1	52.2	55.7	58
Peso cápsula (gr)	98	98.5	93.7	90.6	92.3	94.2
Peso suelo seco (gr)	155.8	152.9	150.9	147.8	144.3	142
Contenido de agua (%)	28.37	30.80	32.54	35.32	38.60	40.85
Peso específico seco (T/m ³)	1.23	1.28	1.33	1.32	1.28	1.24
Peso específico seco (kN/m ³)	12.083	12.584	13.057	12.905	12.562	12.212

Tabla 9.7 Tabla de registro de Proctor estándar.

PRUEBA No.	1	2	3	4	5	6
Peso Molde + suelo húmedo (gr)	3555	3640	3693	3710	3714	3704
Peso Molde (gr)	1950	1950	1950	1950	1950	1950
Peso suelo húmedo (gr)	1605	1690	1743	1760	1764	1754
Peso específico húmedo (T/M3)	1.726	1.818	1.875	1.893	1.897	1.887
Cápsula No.	11		5	6	2	7
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	334	338.5	293.4	294.2	298.4	290.6
Peso cápsula + suelo seco (gr)	303.7	303.9	254.4	251.6	252.2	242.6
Peso del agua (gr)	30.3	34.6	39	42.6	46.2	48
Peso cápsula (gr)	134	138.5	93.4	94.2	98.4	90.6
Peso suelo seco (gr)	169.7	165.4	161	157.4	153.8	152
Contenido de agua (%)	17.86	20.92	24.22	27.06	30.04	31.58
Peso específico seco (T/m ³)	1.46	1.50	1.51	1.49	1.46	1.43
Peso específico seco (kN/m ³)	14.370	14.747	14.805	14.615	14.314	14.066

Tabla 9.8 Tabla de registro de Proctor modificada.

9.1.5 Peso volumétrico de campo

Ubicación	P.V.S.(kN/m ³)		Humedades(%)		(%) de compactación	Peso(kg)				Vol. Sondeo (cm3)	Peso Vol. Hum. (kN/m ³)	Peso(kg)		
	γ lab	γ cam	lab	cam		Mat. Humedo	Arena inicial	Arena final	Arena sondeo.			Húmedo	Seco	Agua
Av. Solidaridad	13.04	12.61	34.75	37.931	96.66	4.07	6	2.696	3.304	2296.091	17.389	0.2	0.145	0.055

Tabla 9.9 Determinación del Peso volumétrico de campo.

9.2 Ensayos de consolidación.

9.2.1 Saturación en el primer incremento de carga

9.2.1.1 Consolidación a 91.94 % y contenido de agua 35.14

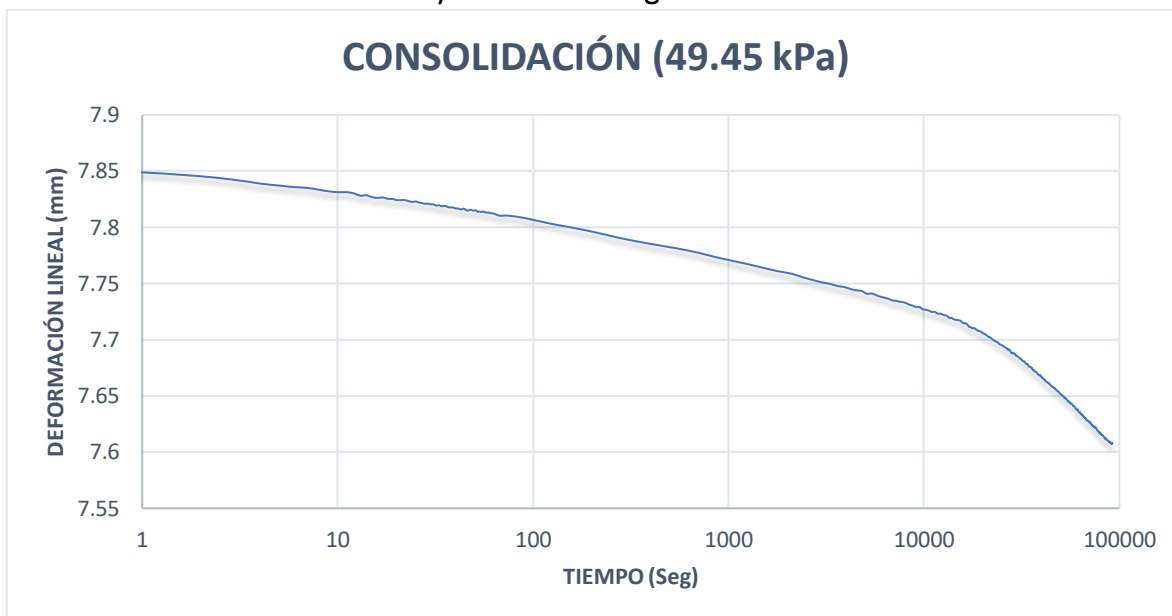


Figura 9.1 Presión 49.45 kPa, sin saturar.



Figura 9.2 Presión 49.45 kPa, saturado.

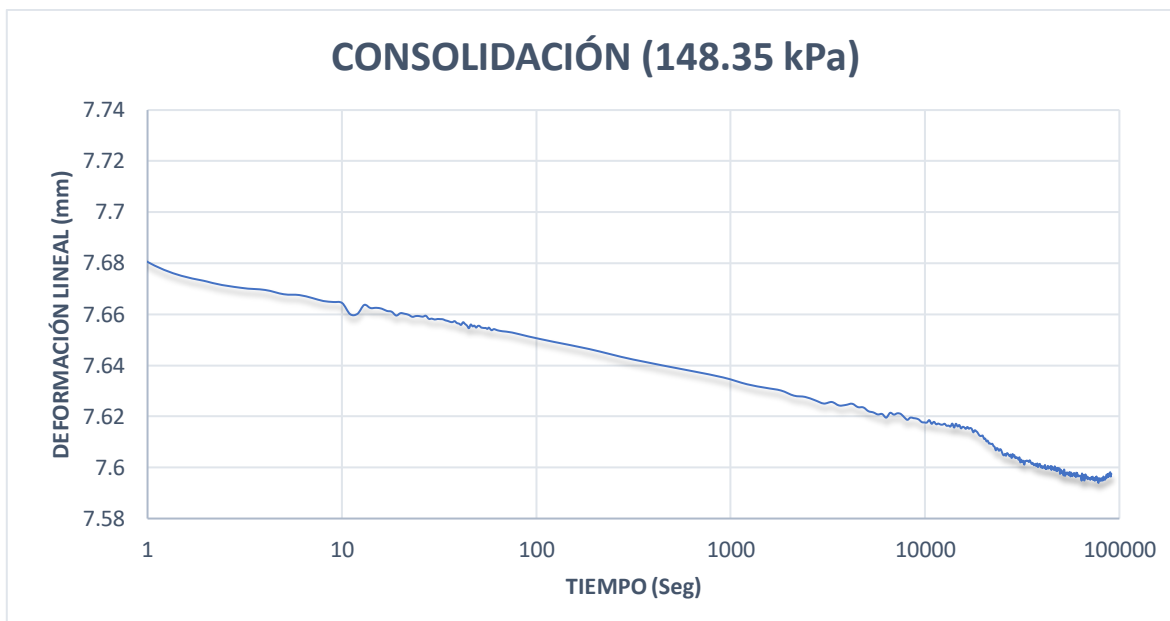


Figura 9.3 Presión 148.35 kPa, saturado.



Figura 9.4 Presión 346.14 kPa, saturado.

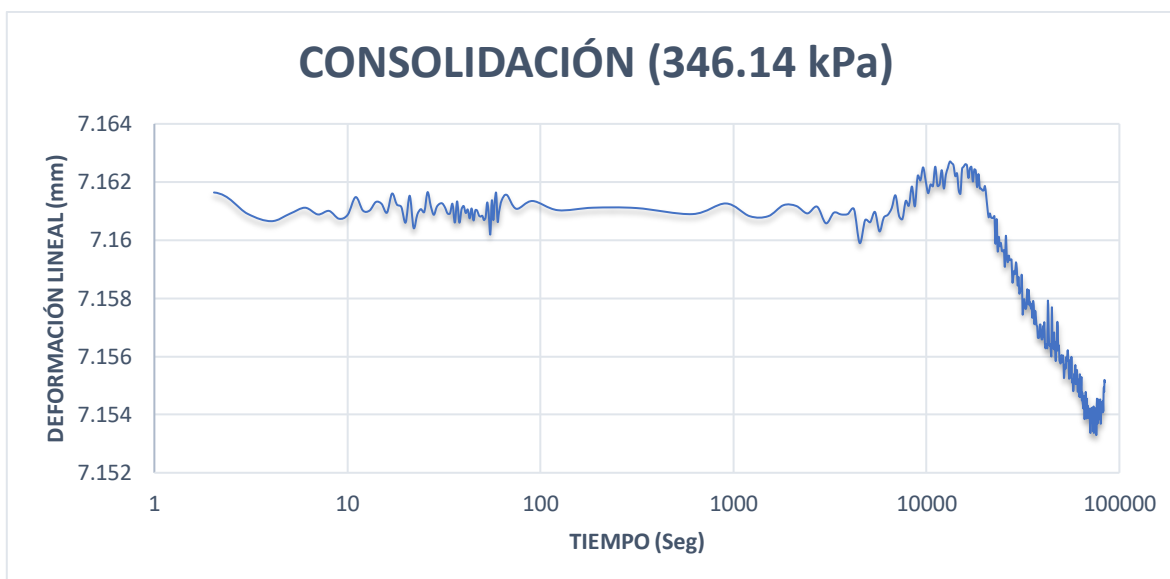


Figura 9.5 Presión 346.14 kPa, continuación, saturado.



Figura 9.6 Descarga.

Determinación de humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	125.8	127.8
Peso cápsula + suelo seco (gr)	108.3	108.3
Peso del agua (gr)	17.5	19.5
Peso cápsula (gr)	58.5	58.5
Peso suelo seco (gr)	49.8	49.8
Contenido de agua (%)	35.14	39.16

Tabla 9.10 Parámetros de la consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.101617049
49.44901516	0.250146	0.250146	19.674854	1.075232553
49.44901516	-0.134471	0.115675	19.809325	1.089416068
148.3470455	0.133936	0.249611	19.675389	1.075288982
346.1431061	0.244664	0.494275	19.430725	1.049482707
346.1431061	0.005835	0.50011	19.42489	1.048867252
148.3470455	-0.01334	0.48677	19.43823	1.050274307
49.44901516	-0.11476	0.37201	19.55299	1.062378778
0.01	-0.361922	0.010088	19.914912	1.100553004

Tabla 9.11 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.1.2 Consolidación a 87.13 % y contenido de agua 27.75%

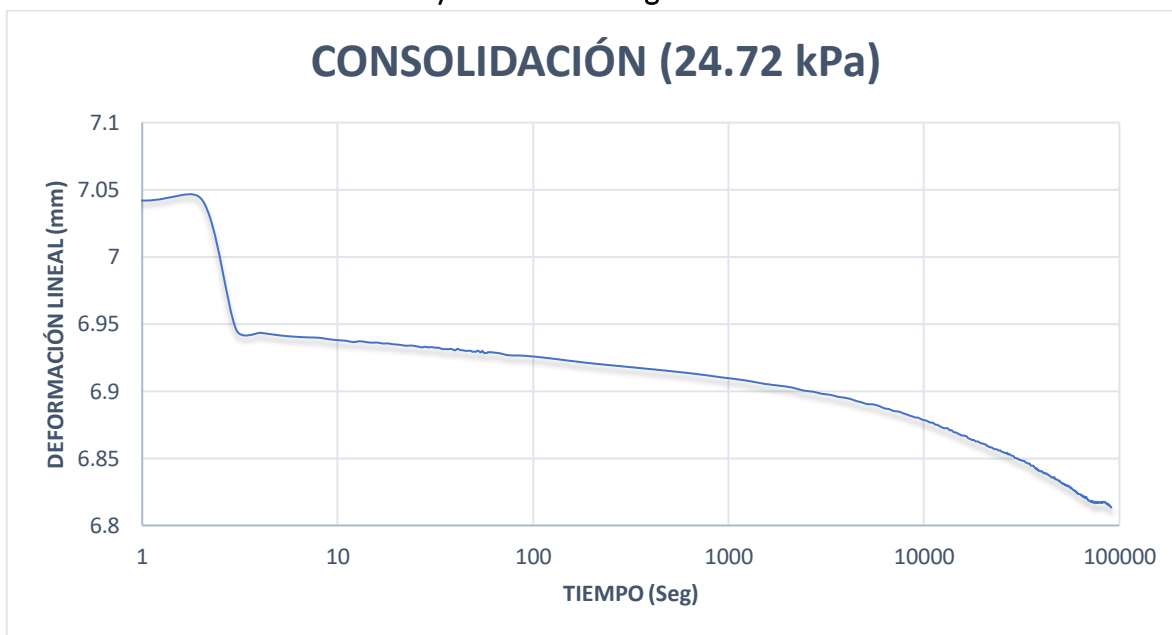


Figura 9.7 Presión 24.72 kPa, sin saturar.

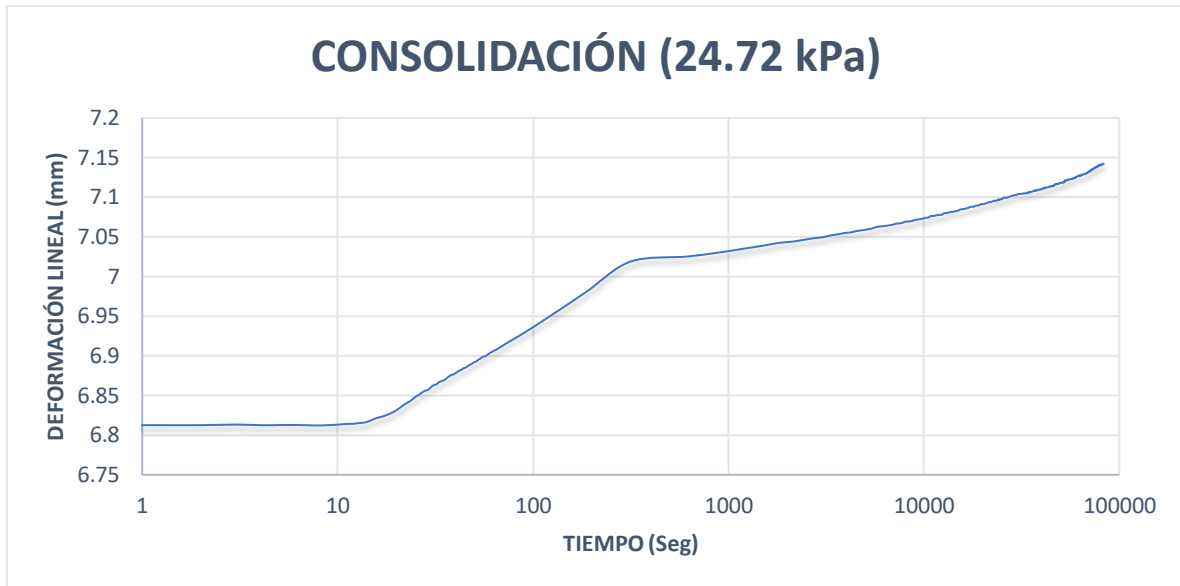


Figura 9.8 Presión 24.72 kPa, saturado.

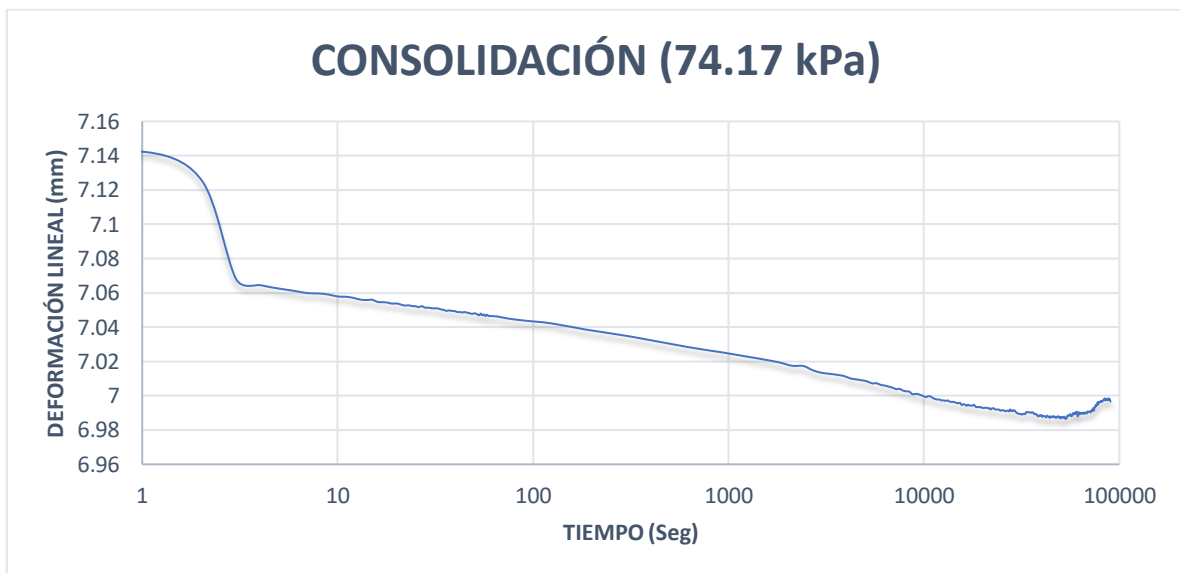


Figura 9.9 Presión 74.17 kPa, saturado.

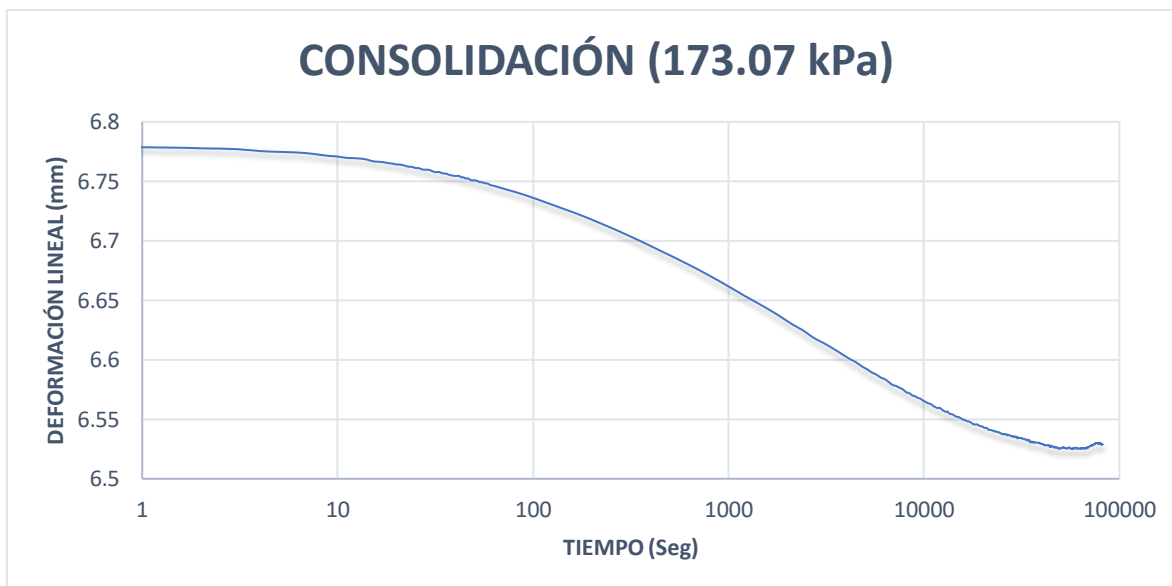


Figura 9.10 Presión 173.07 kPa, saturado.

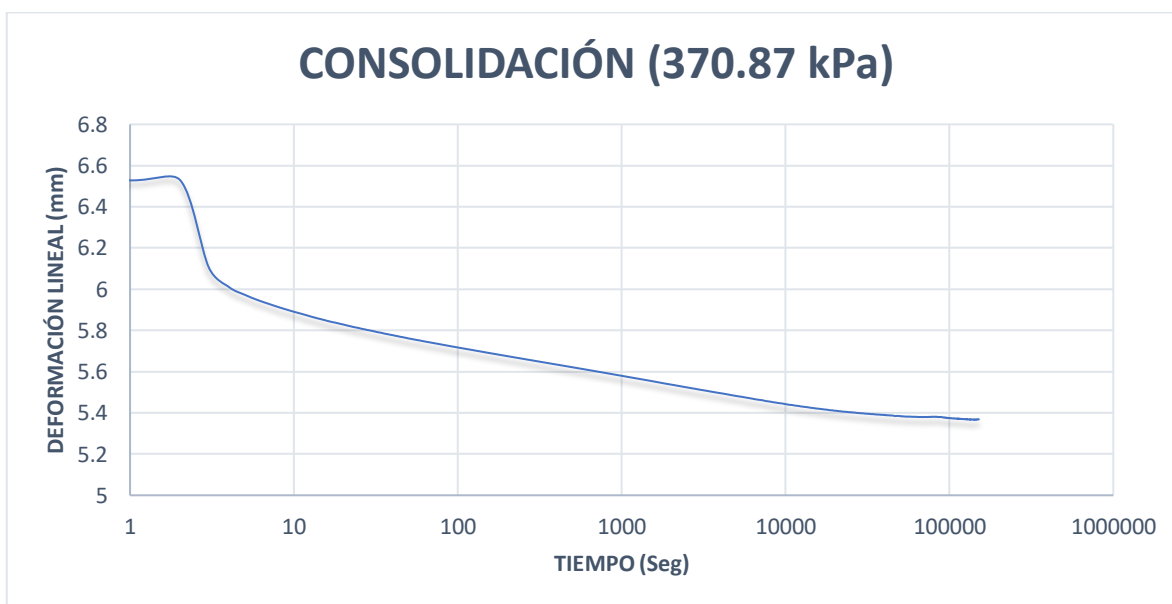


Figura 9.11 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.12 Descarga.

Determinación de humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	118.8	124.4
Peso cápsula + suelo seco (gr)	105.7	105.7
Peso del agua (gr)	13.1	18.7
Peso cápsula (gr)	58.5	58.5
Peso suelo seco (gr)	47.2	47.2
Contenido de agua (%)	27.75	39.62

Tabla 9.12 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.21738409
24.72450758	0.228888	0.228888	19.696112	1.19191194
24.72450758	-0.329321	-0.100433	20.025433	1.22856093
74.17352273	0.144949	0.044516	19.880484	1.21243006
173.071553	0.250609	0.295125	19.629875	1.18454065
370.8676137	1.160445	1.45557	18.46943	1.05539876
173.071553	-0.054127	1.401443	18.523557	1.06142236
74.17352273	-0.103699	1.297744	18.627256	1.07296266
24.72450758	-0.149992	1.147752	18.777248	1.08965475
0.1	-0.412602	0.73515	19.18985	1.1355718

Tabla 9.13 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.1.3 Consolidación a 92.44 % y contenido de agua 29.48 %



Figura 9.13 Presión 24.72 kPa, sin saturar.

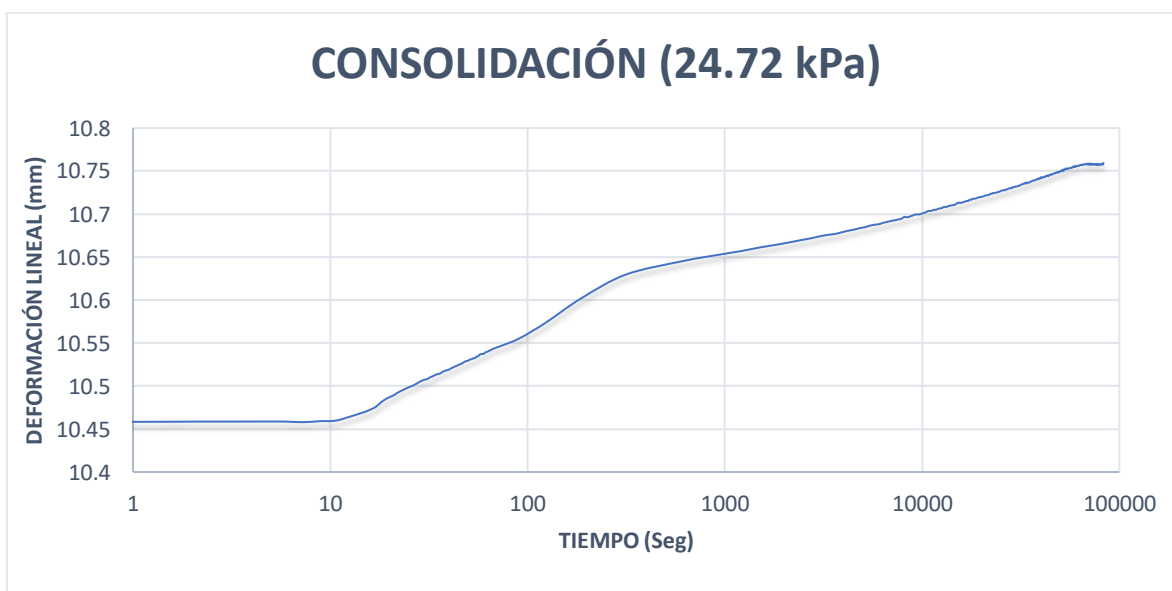


Figura 9.14 Presión 24.72 kPa, saturado.

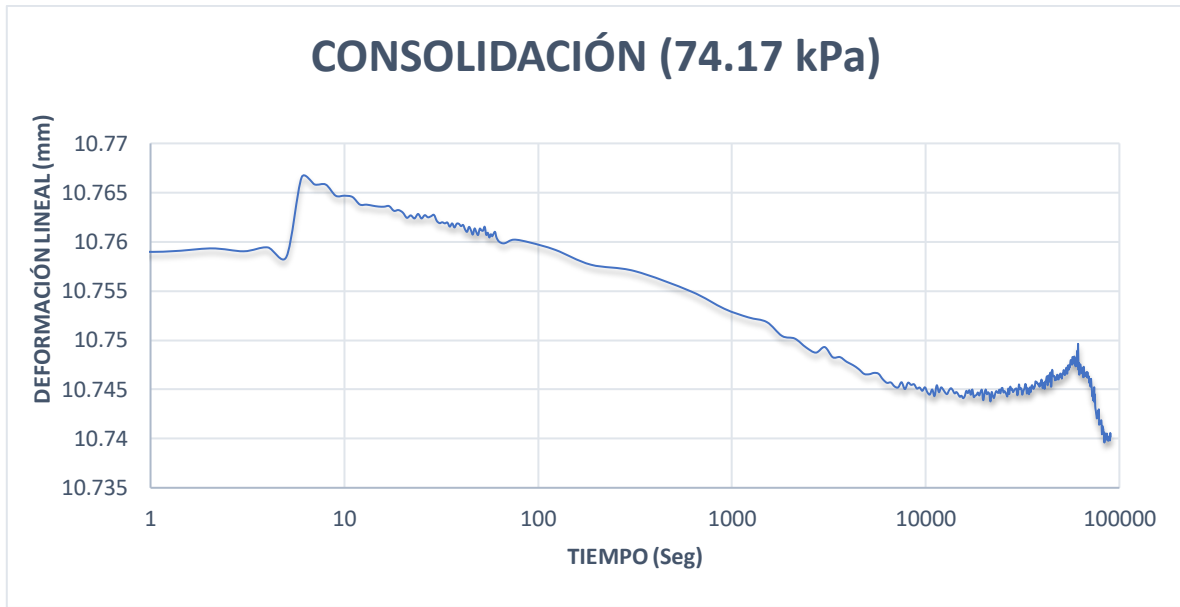


Figura 9.15 Presión 74.17 kPa, saturado.

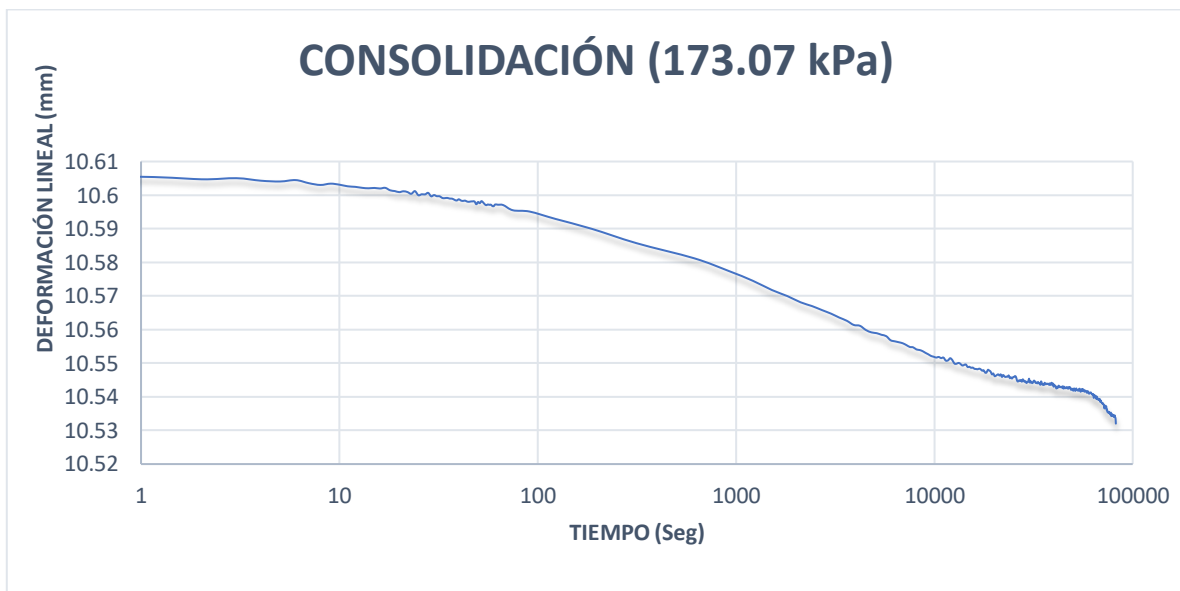


Figura 9.16 Presión 173.07 kPa, saturado.

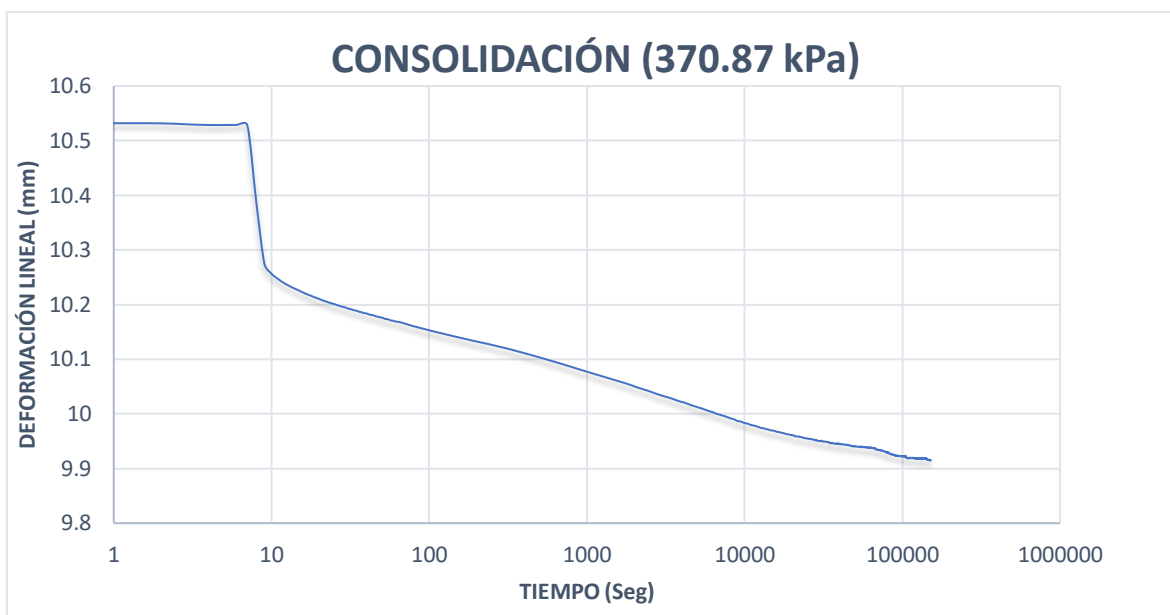


Figura 9.17 Presión 370.87 kPa, saturado.

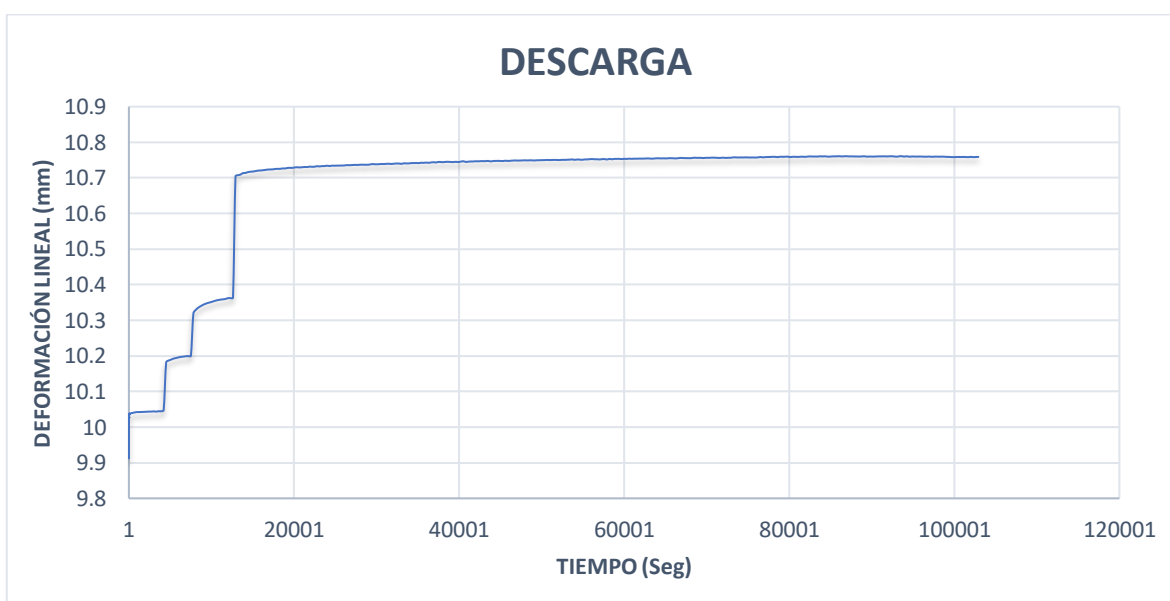


Figura 9.18 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	124.8	129.40
Peso cápsula + suelo seco (gr)	110	110.00
Peso del agua (gr)	14.8	19.40
Peso cápsula (gr)	59.8	59.80
Peso suelo seco (gr)	50.2	50.20
Contenido de agua (%)	29.48	38.65

Tabla 9.14 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.0848711
24.72450758	0.276864	0.276864	19.648136	1.05590117
24.72450758	-0.300337	-0.023473	19.948473	1.08732722
74.17352273	0.01898	-0.004493	19.929493	1.08534123
173.071553	0.073992	0.069499	19.855501	1.077599
370.8676137	0.616843	0.686342	19.238658	1.01305506
173.071553	-0.132306	0.554036	19.370964	1.02689902
74.17352273	-0.154821	0.399215	19.525785	1.04309886
24.72450758	-0.157375	0.24184	19.68316	1.05956594
0.00001	-0.395285	-0.153445	20.078445	1.10092696

Tabla 9.15 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.1.4 Consolidación a 88.98 % y contenido de agua 35.68 %

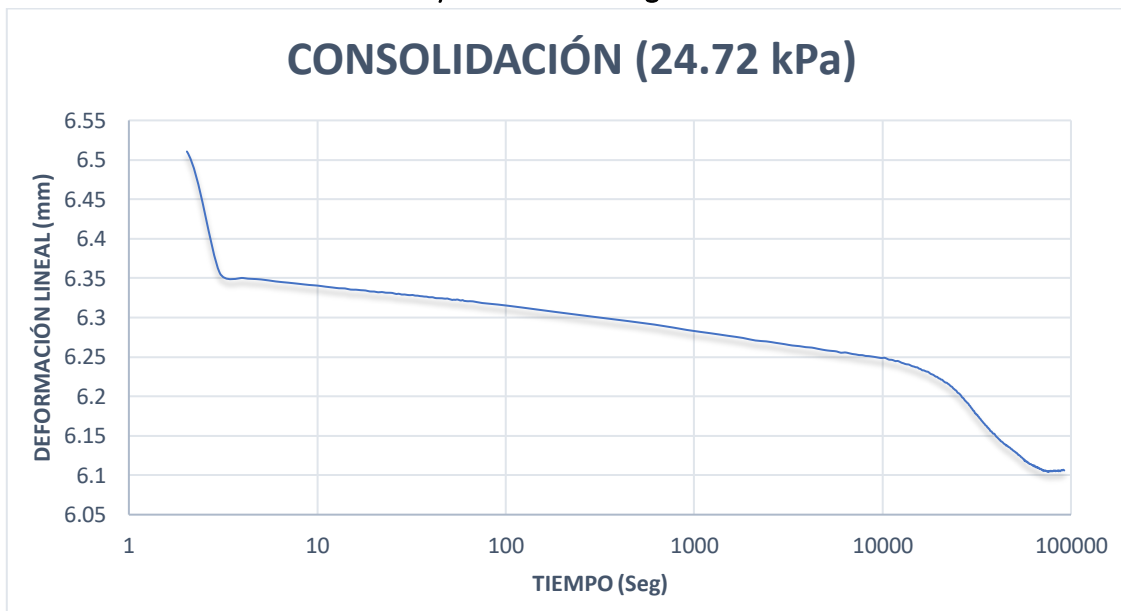


Figura 9.19 Presión 24.72 kPa, sin saturar.

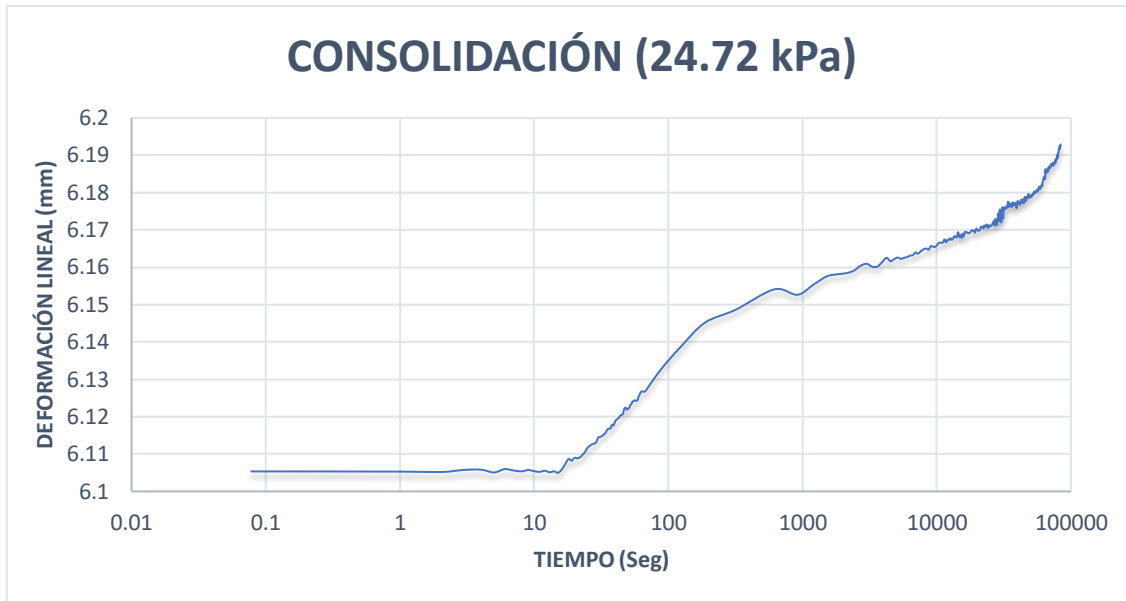


Figura 9.20 Presión 24.72 kPa, saturado.

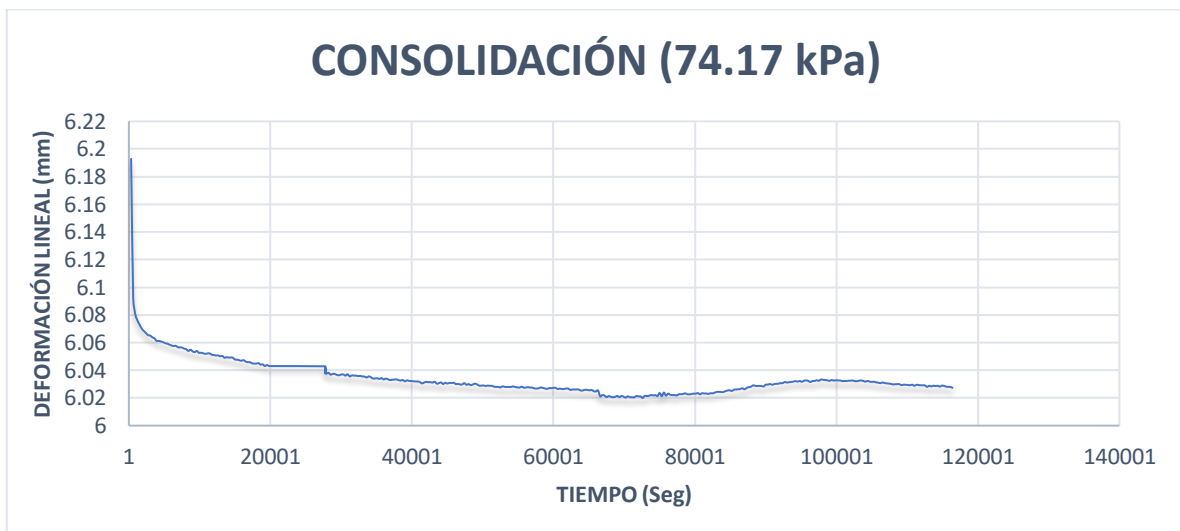


Figura 9.21 Presión 74.17 kPa, saturado.

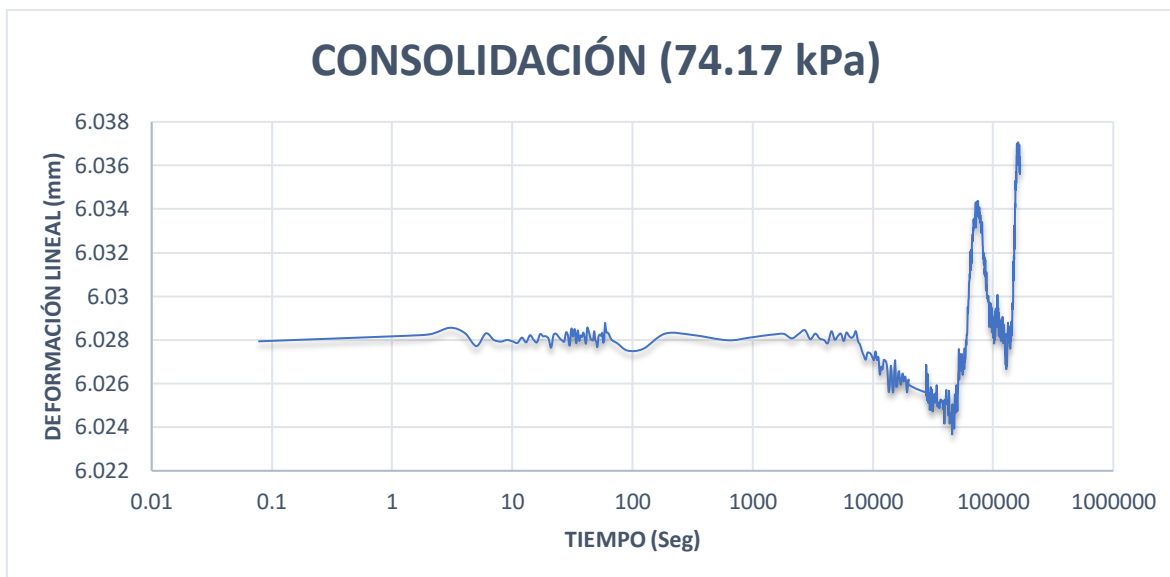


Figura 9.22 Presión 74.17 kPa, saturado, continuación.

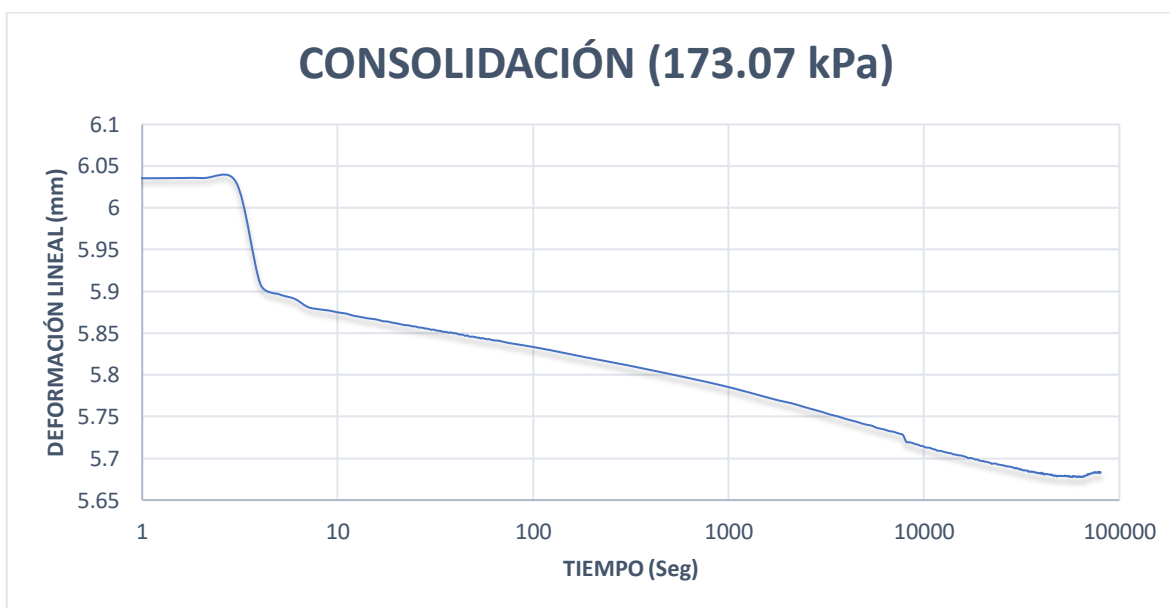


Figura 9.23 Presión 173.07 kPa, saturado.

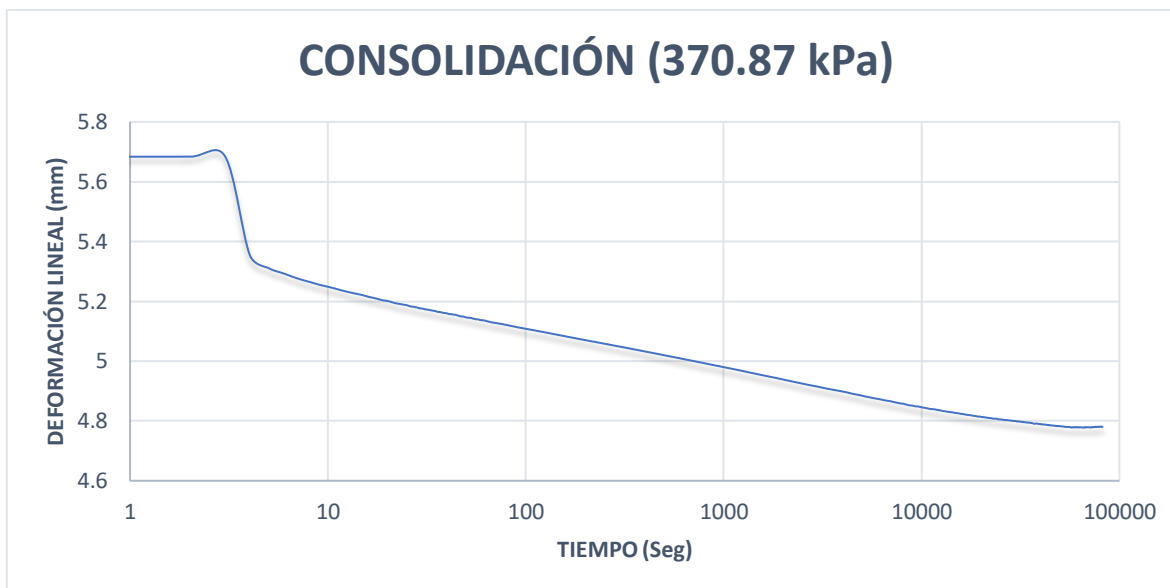


Figura 9.24 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.25 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	123.9	126.1
Peso cápsula + suelo seco (gr)	106.7	106.7
Peso del agua (gr)	17.2	19.4
Peso cápsula (gr)	58.5	58.5
Peso suelo seco (gr)	48.2	48.2
Contenido de agua (%)	35.68	40.25

Tabla 9.16 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.17138027
24.72450758	0.403574	0.403574	19.521426	1.12739971
24.72450758	-0.087508	0.316066	19.608934	1.13693613
74.17352273	0.165562	0.481628	19.443372	1.11889357
74.17352273	-0.007663	0.473965	19.451035	1.11972866
173.071553	0.352224	0.826189	19.098811	1.08134411
370.8676137	0.90439	1.730579	18.194421	0.98278579
173.071553	-0.06921	1.661369	18.263631	0.99032813
74.17352273	-0.108912	1.552457	18.372543	1.00219711
24.72450758	-0.154915	1.397542	18.527458	1.01907939
0.00001	-0.297597	1.099945	18.825055	1.05151082

Tabla 9.17 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.1.5 Consolidación a 93.50 % y contenido de agua 35.43 %

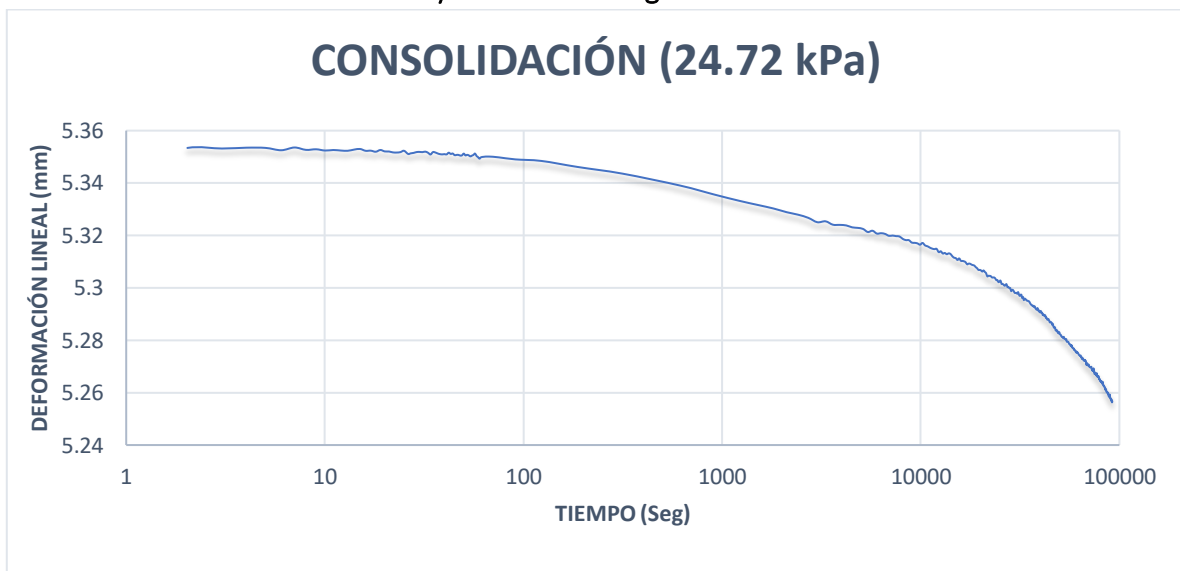


Figura 9.26 Presión 24.72 kPa, sin saturar.

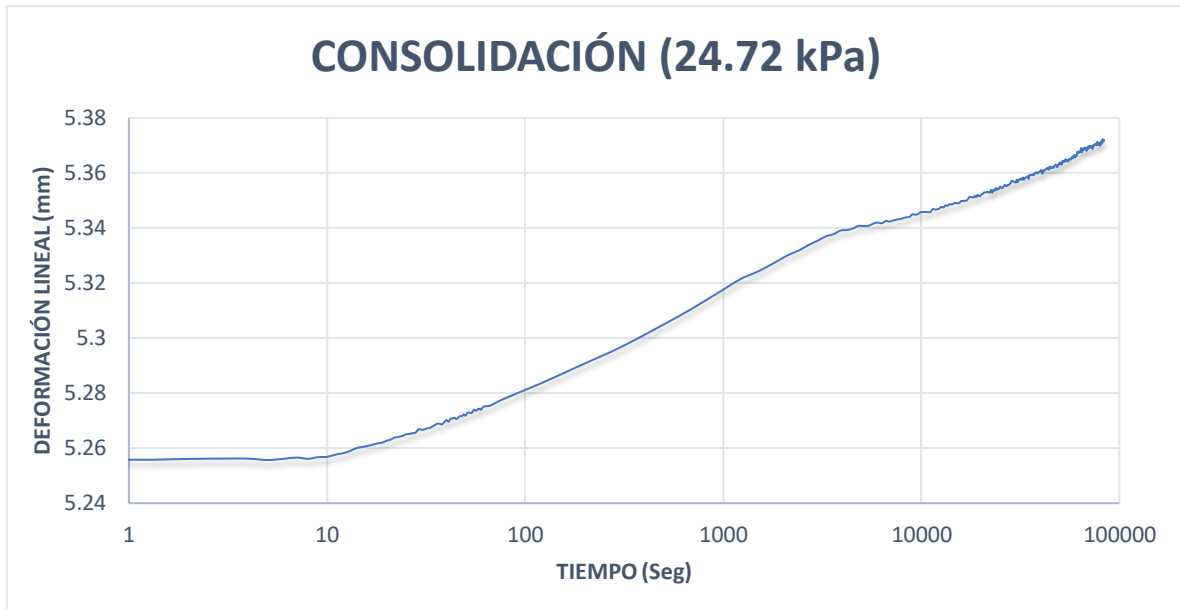


Figura 9.27 Presión 24.72 kPa, saturado.

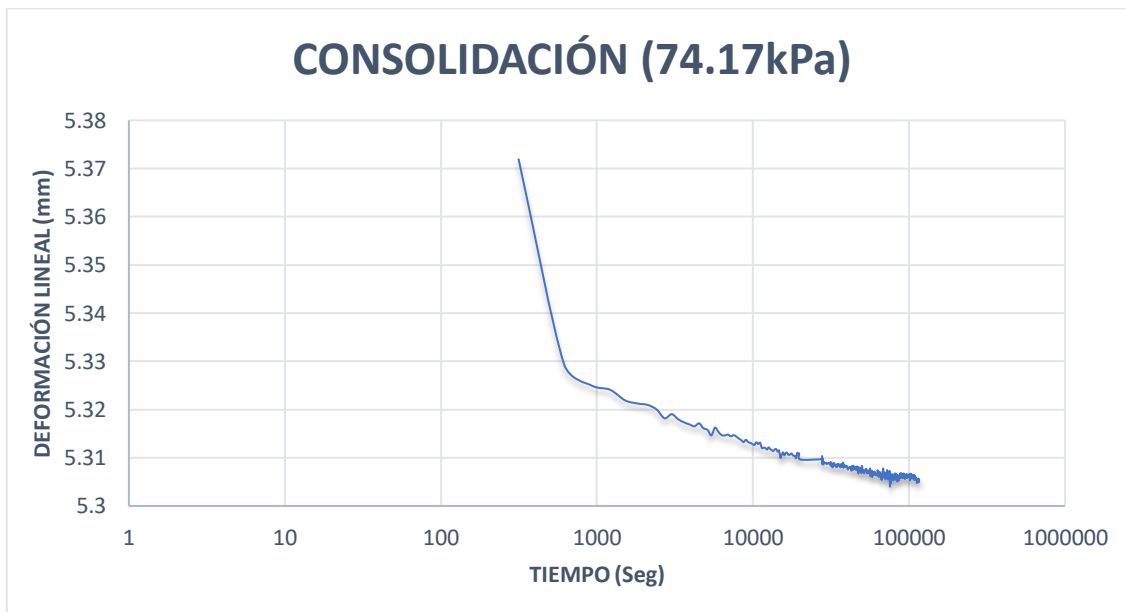


Figura 9.28 Presión 74.17 kPa, saturado.

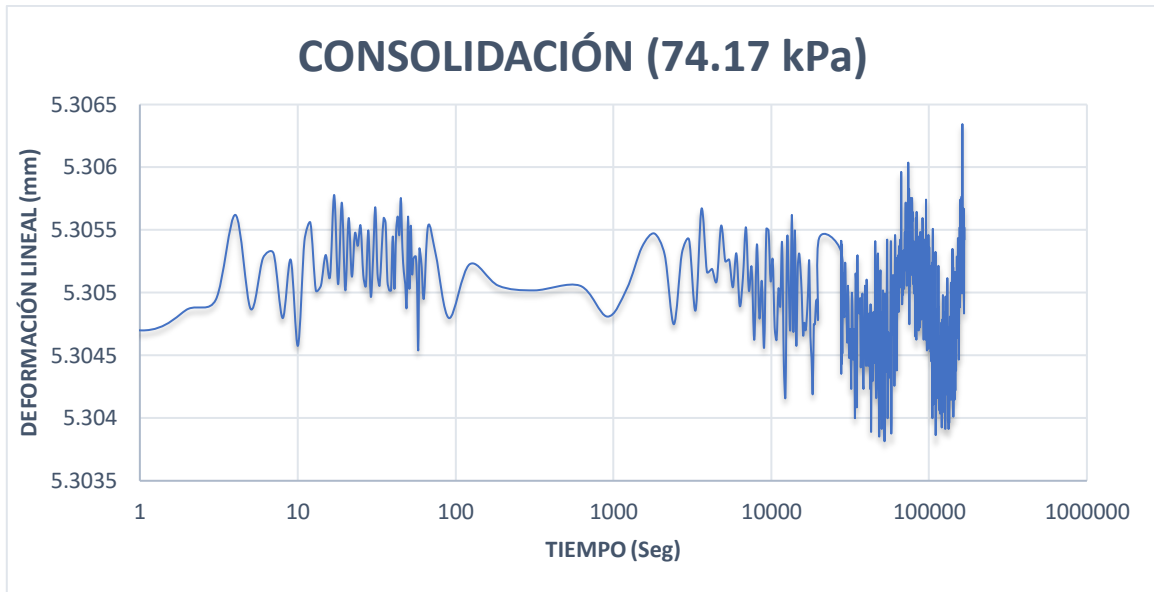


Figura 9.29 Presión 74.17 kPa, saturado, continuación.

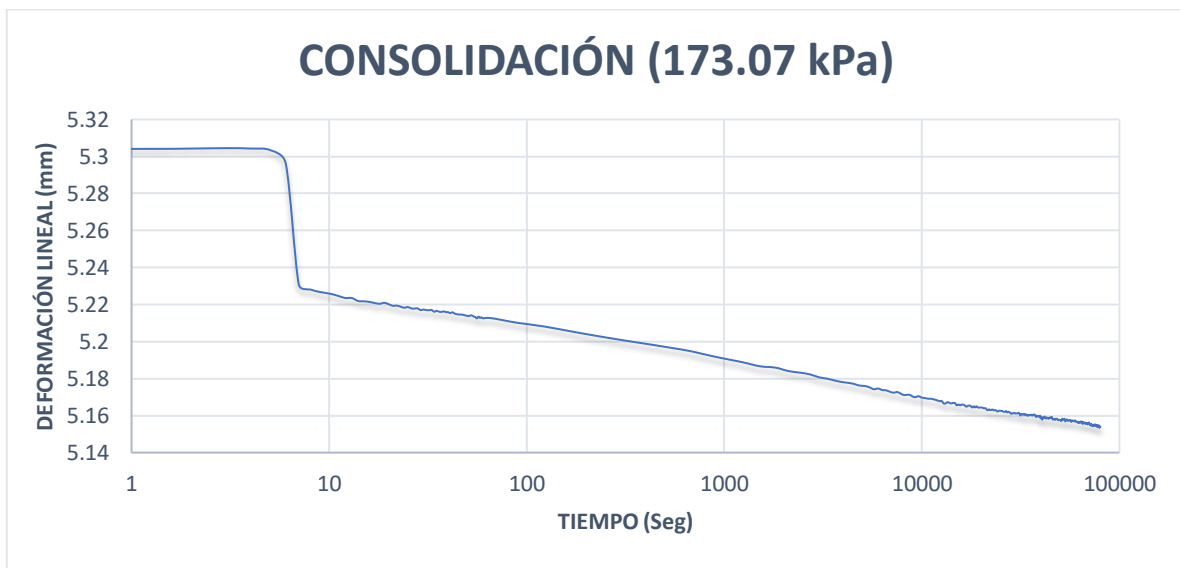


Figura 9.30 Presión 173.07 kPa, saturado.



Figura 9.31 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.32 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	128.6	130.20
Peso cápsula + suelo seco (gr)	110.6	110.60
Peso del agua (gr)	18	19.60
Peso cápsula (gr)	59.8	59.80
Peso suelo seco (gr)	50.8	50.80
Contenido de agua (%)	35.43	38.58

Tabla 9.18 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.06024663
24.72450758	0.091928	0.091928	19.833072	1.05074127
24.72450758	-0.115327	-0.023399	19.948399	1.06266609
74.17352273	0.066454	0.043055	19.881945	1.05579474
74.17352273	-0.000528	0.042527	19.882473	1.05584934
173.071553	0.150721	0.193248	19.731752	1.04026478
370.8676137	0.370768	0.564016	19.360984	1.00192733
173.071553	-0.048333	0.515683	19.409317	1.00692497
74.17352273	-0.096765	0.418918	19.506082	1.01693048
24.72450758	-0.135449	0.283469	19.641531	1.03093592
0.00001	-0.291486	-0.008017	19.933017	1.06107559

Tabla 9.19 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.2 Saturación en el tercer incremento de carga

9.2.2.1 Consolidación a 89.72 % y contenido de agua 35.39 %.



Figura 9.33 Presión 24.72 kPa, sin saturar.

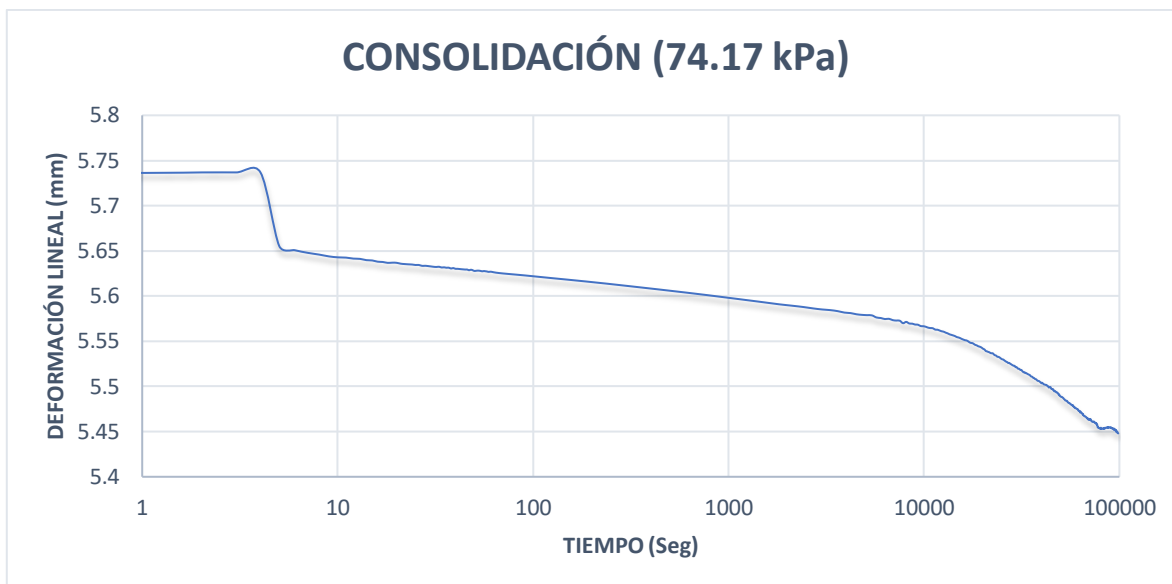


Figura 9.34 Presión 74.17 kPa, sin saturar.

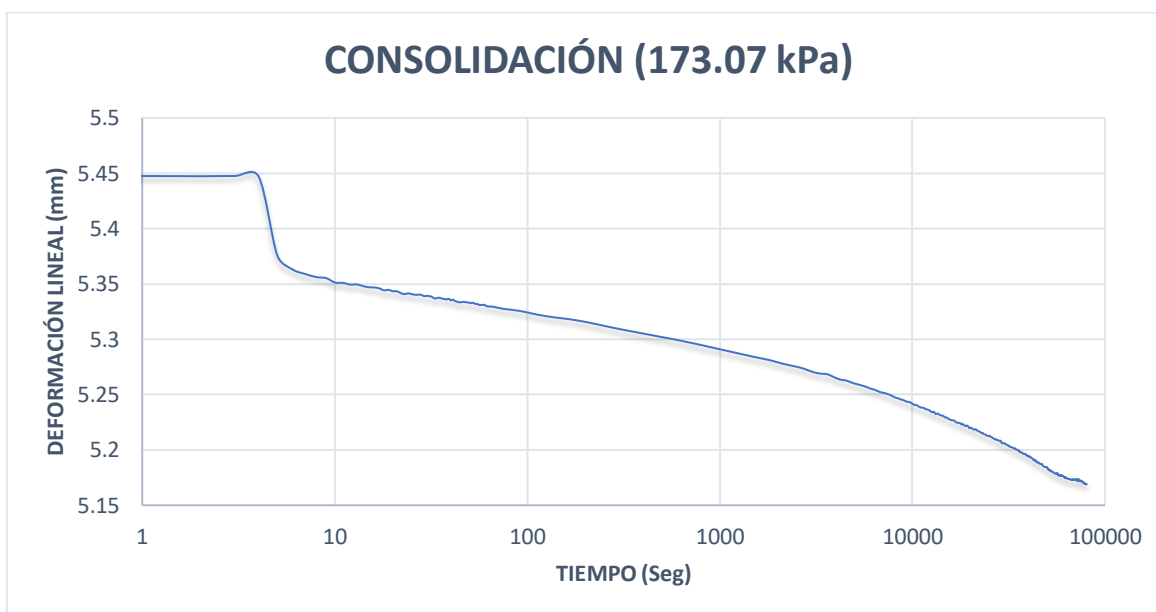


Figura 9.35 Presión 173.07 kPa, sin saturar.

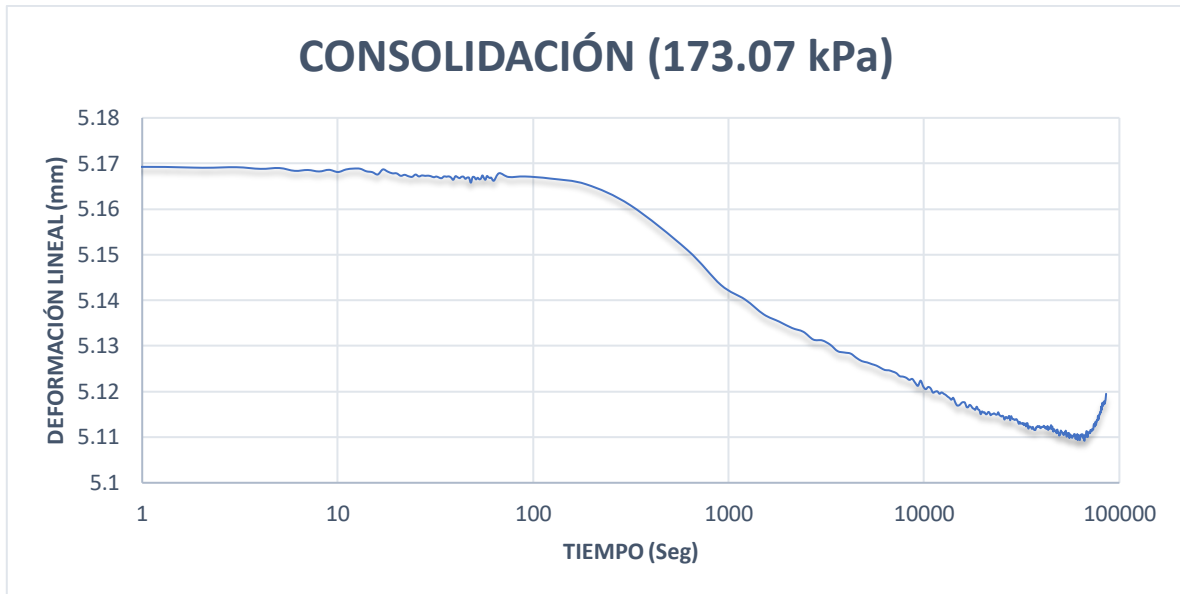


Figura 9.36 Presión 173.07 kPa, saturado.

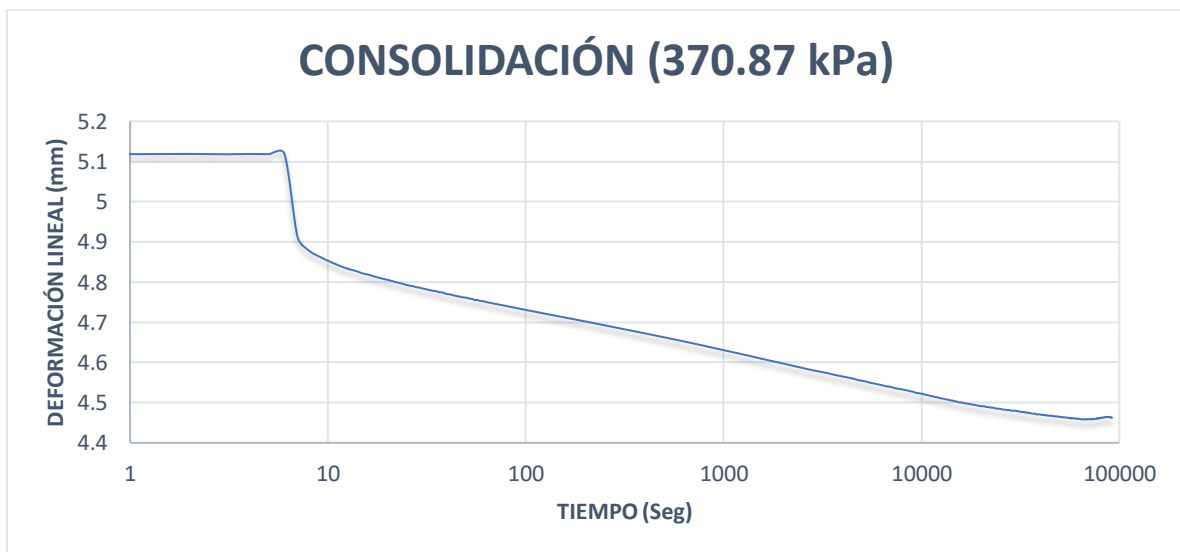


Figura 9.37 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.38 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	124.3	126.6
Peso cápsula + suelo seco (gr)	107.1	107.1
Peso del agua (gr)	17.2	19.5
Peso cápsula (gr)	58.5	58.5
Peso suelo seco (gr)	48.6	48.6
Contenido de agua (%)	35.39	40.12

Tabla 9.20 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.15350883
24.72450758	0.439732	0.439732	19.485268	1.10598227
74.17352273	0.288595	0.728327	19.196673	1.0747907
173.071553	0.278044	1.006371	18.918629	1.0447395
173.071553	0.049437	1.055808	18.869192	1.03939631
370.8676137	0.656071	1.711879	18.213121	0.96848767
173.071553	-0.067808	1.644071	18.280929	0.97581641
74.17352273	-0.121242	1.522829	18.402171	0.98892034
24.72450758	-0.179888	1.342941	18.582059	1.00836277
0.00001	-0.311632	1.031309	18.893691	1.04204418

Tabla 9.21 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.2.2 Consolidación a 95.20 % y contenido de agua 34.62 %.

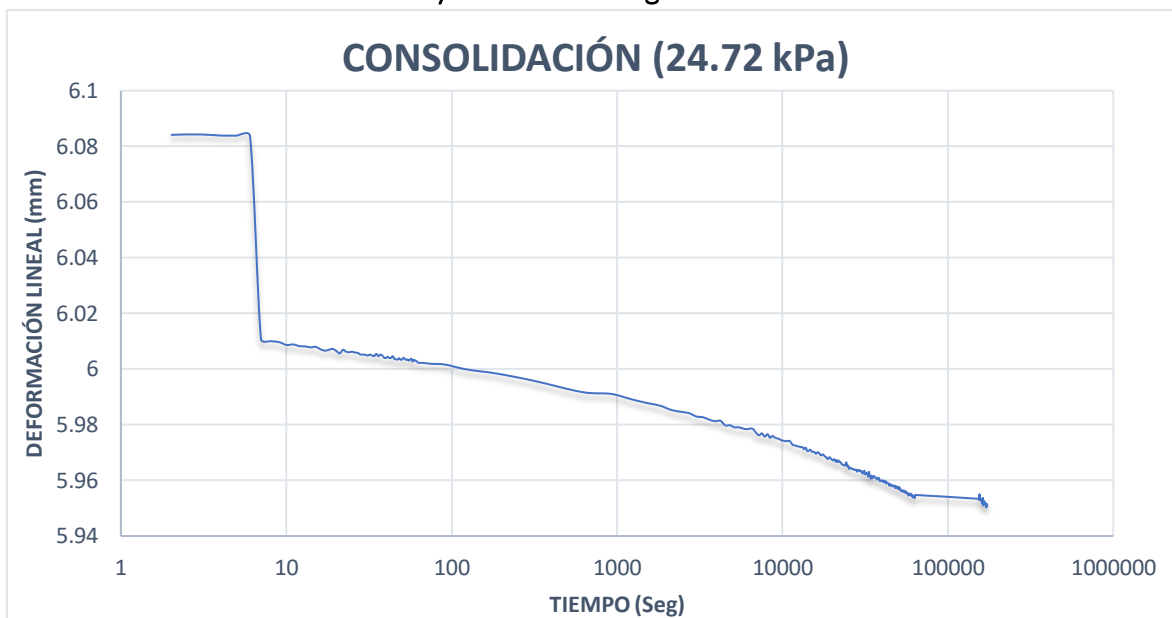


Figura 9.39 Presión 24.72 kPa, sin saturar.

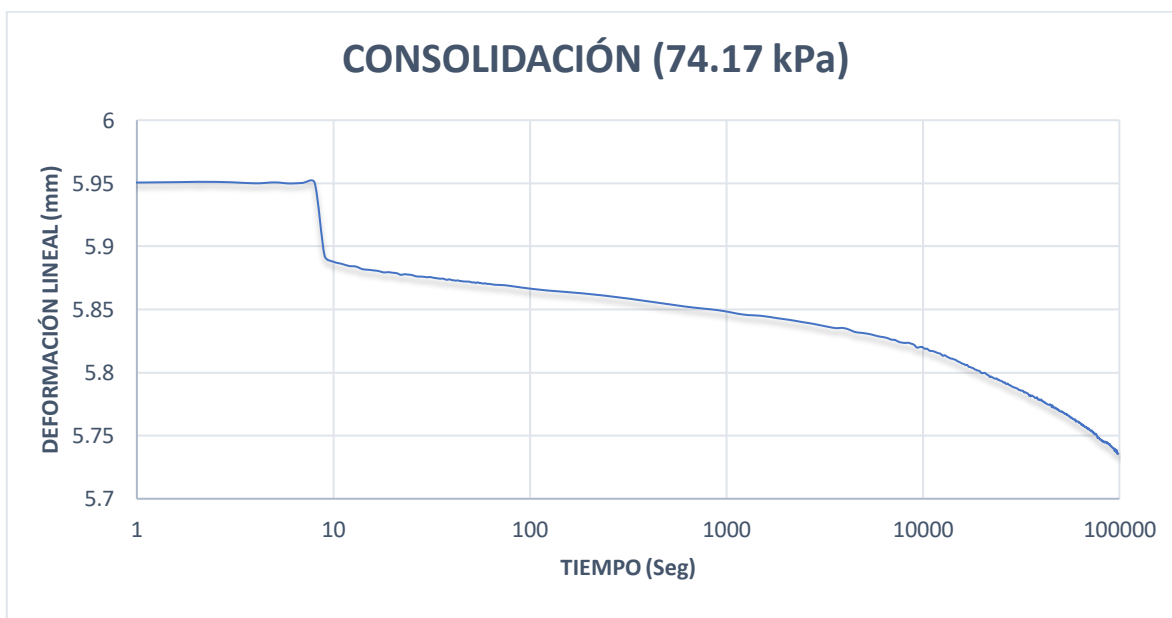


Figura 9.40 Presión 74.17 kPa, sin saturar.

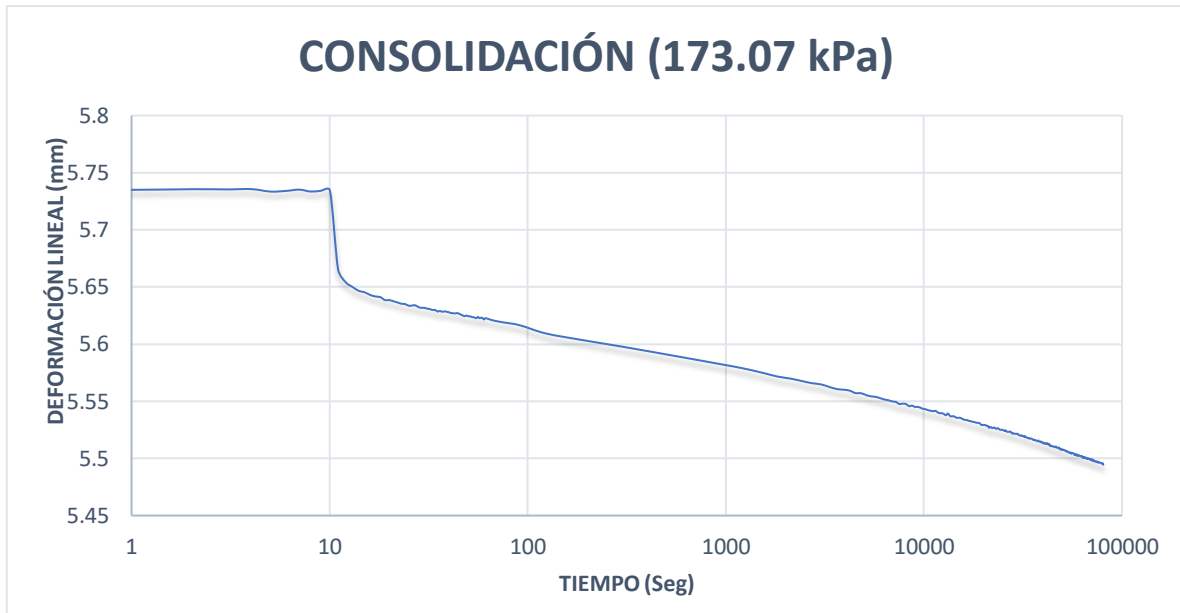


Figura 9.41 Presión 173.07 kPa, sin saturar.

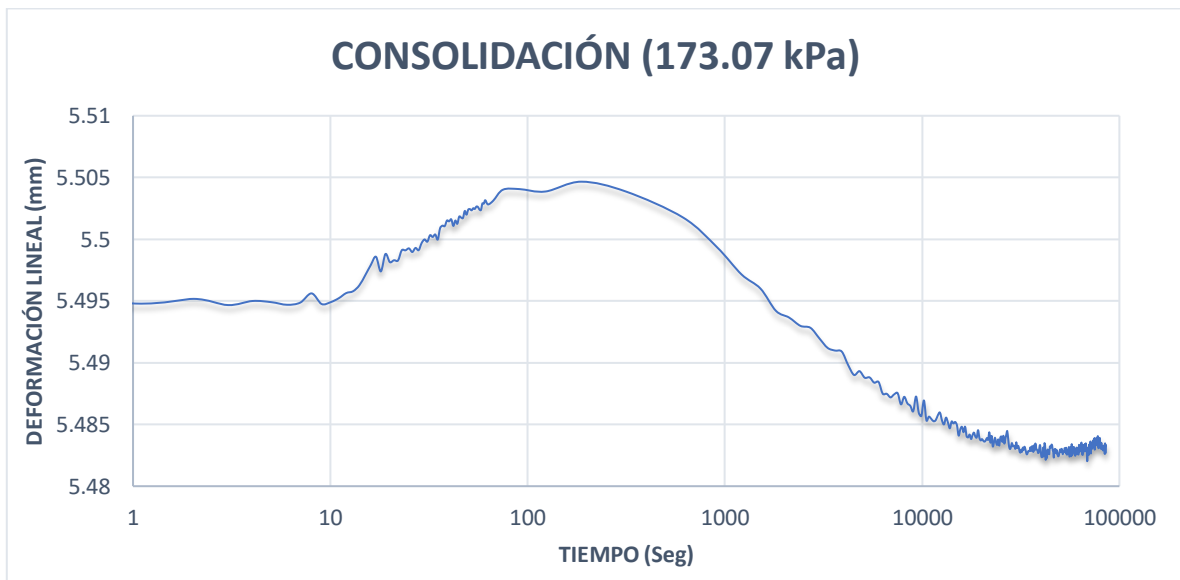


Figura 9.42 Presión 173.07 kPa, saturado.



Figura 9.43 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.44 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	129.4	131.10
Peso cápsula + suelo seco (gr)	111.5	111.50
Peso del agua (gr)	17.9	19.60
Peso cápsula (gr)	59.8	59.80
Peso suelo seco (gr)	51.7	51.70
Contenido de agua (%)	34.62	37.91

Tabla 9.22 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.02438161
24.72450758	0.132847	0.132847	19.792153	1.01088434
74.17352273	0.214376	0.347223	19.577777	0.98910372
173.071553	0.239911	0.587134	19.337866	0.96472874
173.071553	0.012461	0.599595	19.325405	0.96346271
370.8676137	0.427168	1.026763	18.898237	0.9200624
173.071553	-0.058585	0.968178	18.956822	0.92601464
74.17352273	-0.108562	0.859616	19.065384	0.93704455
24.72450758	-0.154601	0.705015	19.219985	0.95275203
0.01	-0.388569	0.316446	19.608554	0.99223067

Tabla 9.23 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.2.3 Consolidación a 86.62 % y contenido de agua 33.13 %.



Figura 9.45 Presión 24.72 kPa, sin saturar.



Figura 9.46 Presión 74.17 kPa, sin saturar.

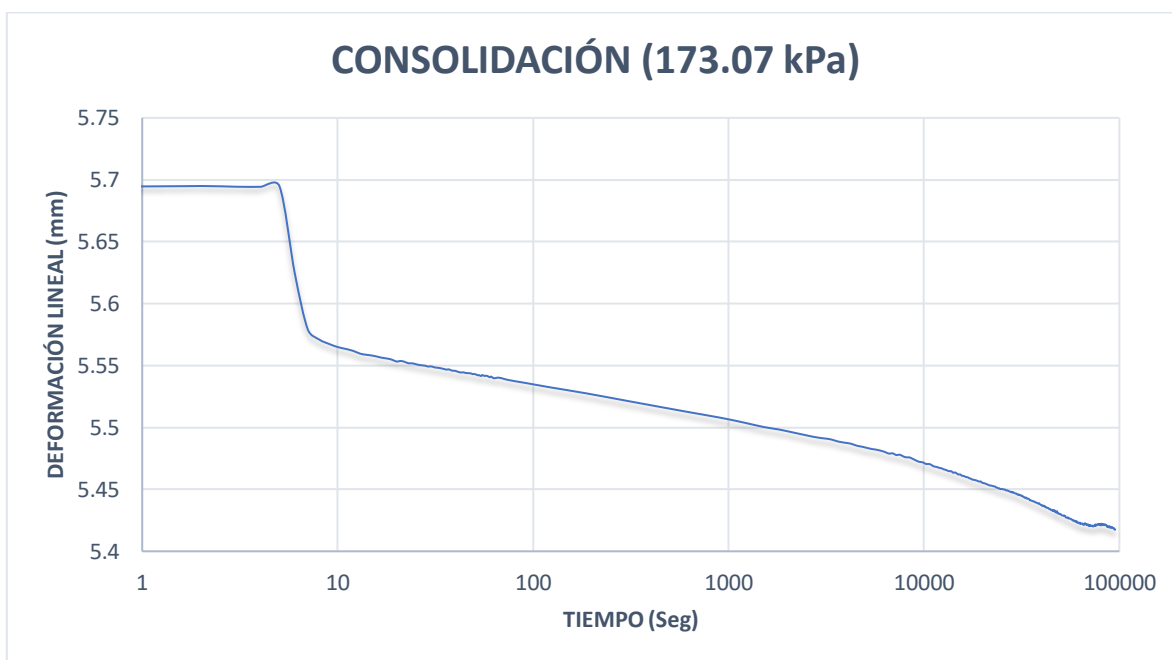


Figura 9.47 Presión 173.07 kPa, sin saturar.

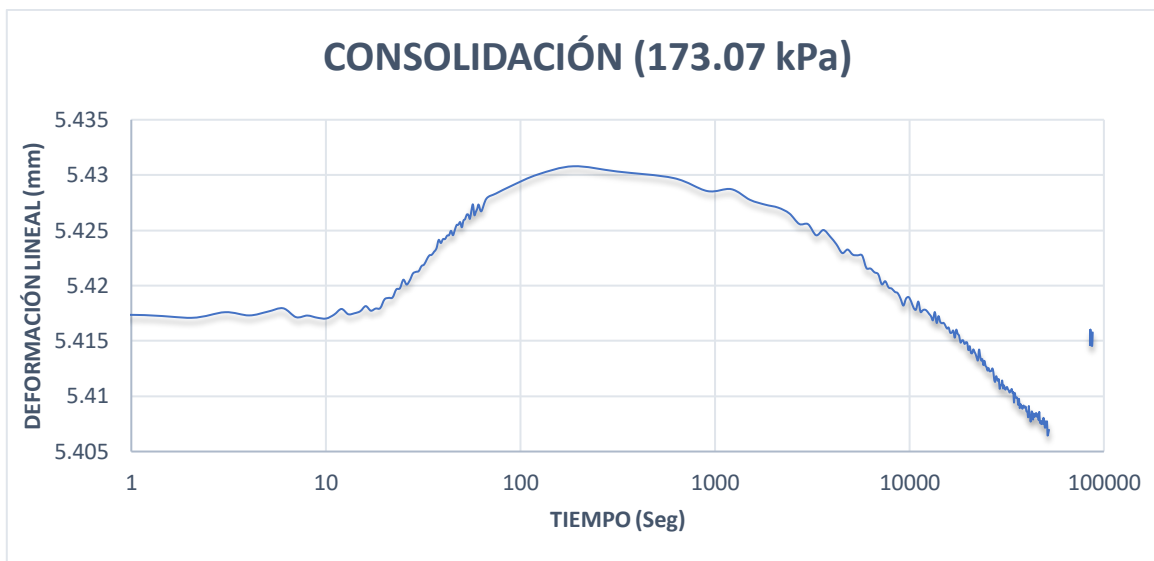


Figura 9.48 Presión 173.07 kPa, saturado.

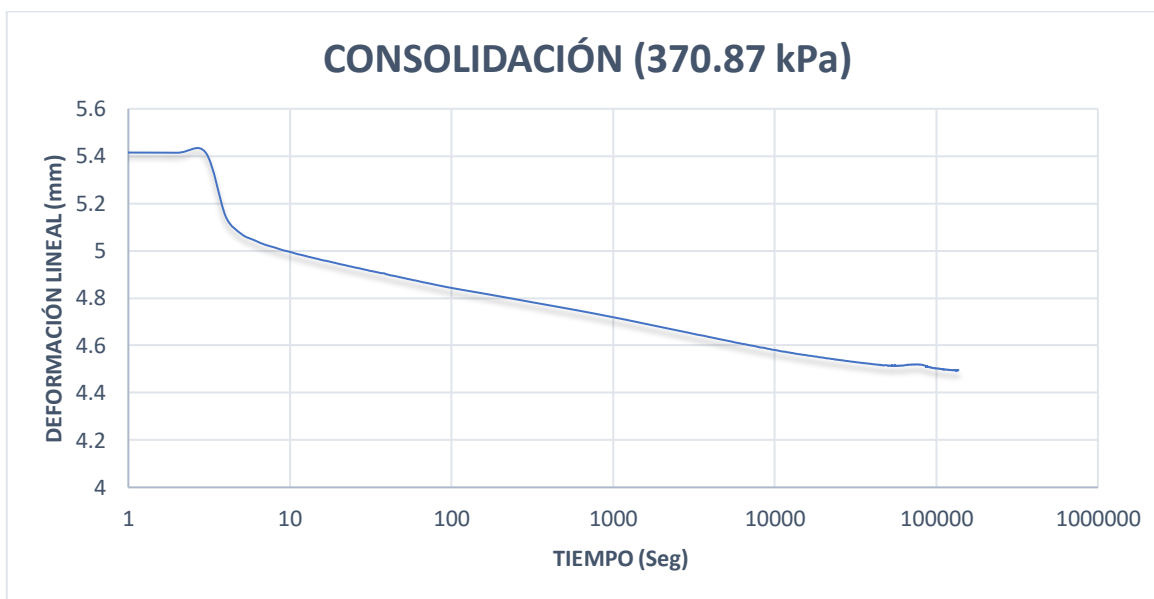


Figura 9.49 Presión 370.87 kPa, saturado.

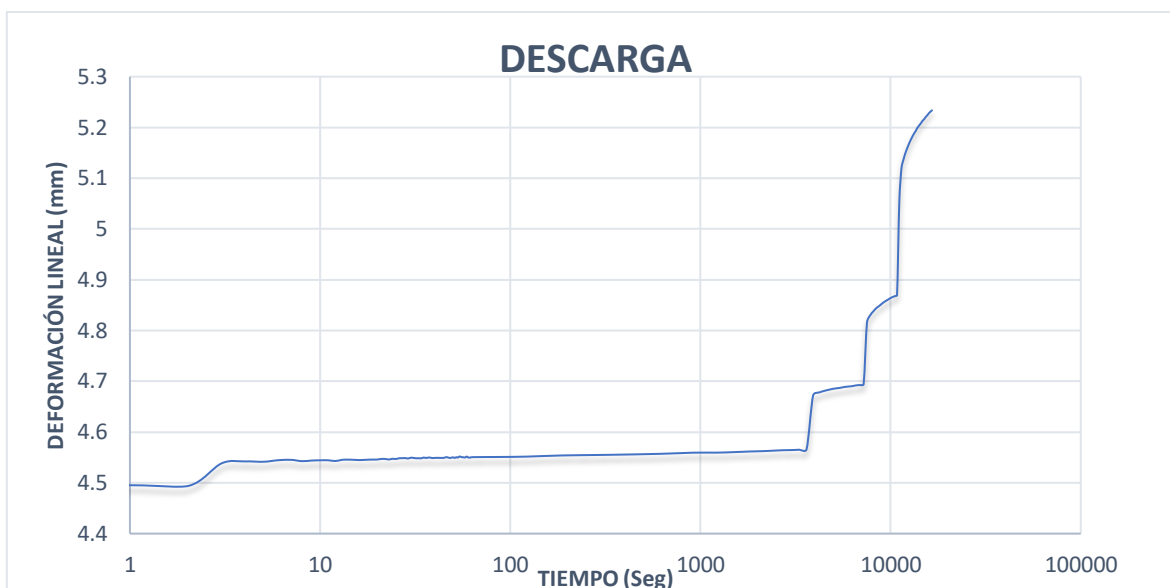


Figura 9.50 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	122.4	126.1
Peso cápsula + suelo seco (gr)	106.5	106.5
Peso del agua (gr)	15.9	19.6
Peso cápsula (gr)	58.5	58.5
Peso suelo seco (gr)	48	48
Contenido de agua (%)	33.13	40.83

Tabla 9.24 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.18042769
24.72450758	0.125591	0.125591	19.799409	1.16668405
74.17352273	0.15986	0.285451	19.639549	1.14919029
173.071553	0.27746	0.562911	19.362089	1.11882735
173.071553	0.001621	0.564532	19.360468	1.11864996
370.8676137	0.91918	1.483712	18.441288	1.01806248
173.071553	-0.069734	1.413978	18.511022	1.0256936
74.17352273	-0.12849	1.285488	18.639512	1.03975448
24.72450758	-0.175759	1.109729	18.815271	1.0589881
0.001	-0.363493	0.746236	19.178764	1.09876577

Tabla 9.25 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.2.4 Consolidación a 92.63 % y contenido de agua 33.80 %.



Figura 9.51 Presión 24.72 kPa, sin saturar.



Figura 9.52 Presión 74.17 kPa, sin saturar.

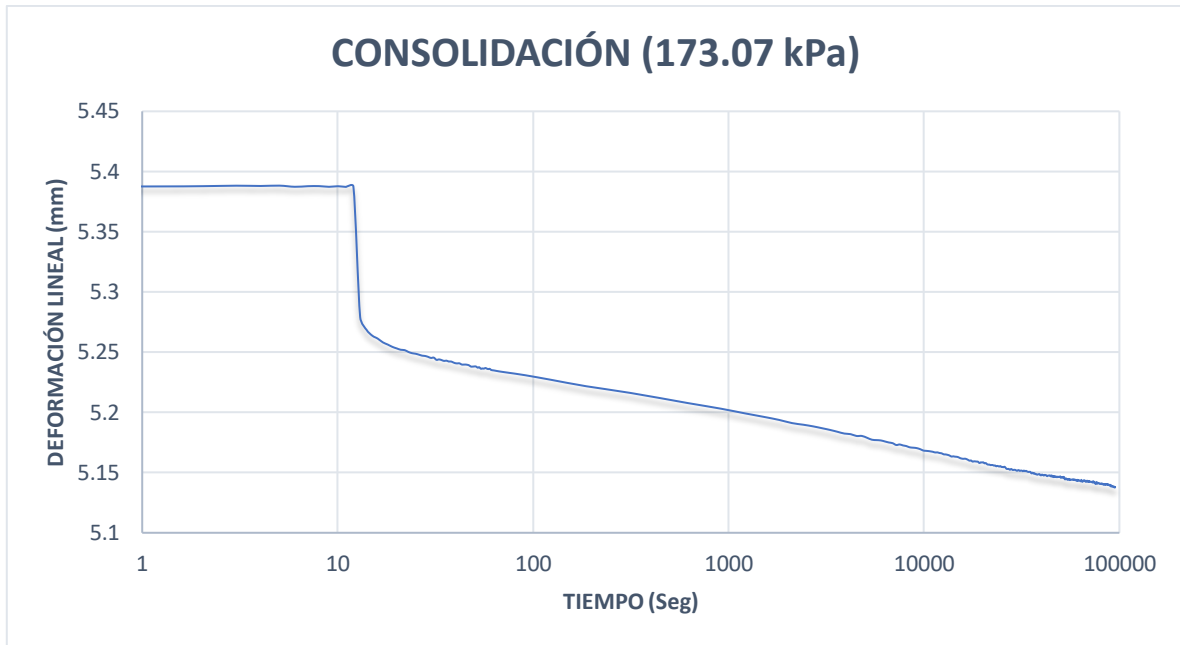


Figura 9.53 Presión 173.07 kPa, sin saturar.

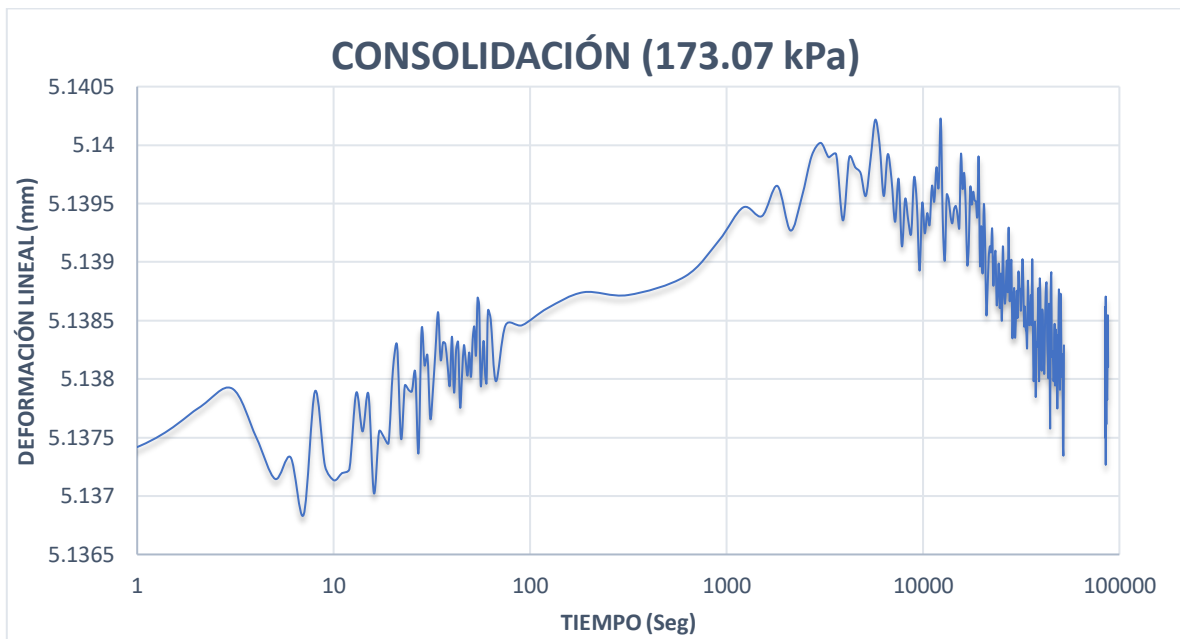


Figura 9.54 Presión 173.07 kPa, saturado.

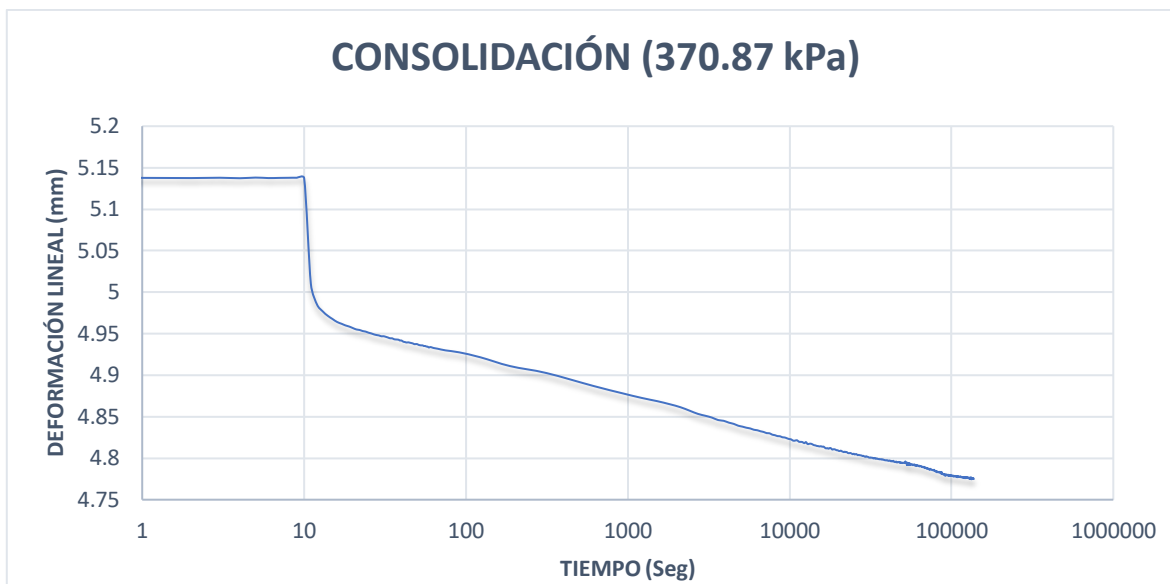


Figura 9.55 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.56 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	127.1	130.30
Peso cápsula + suelo seco (gr)	110.1	110.10
Peso del agua (gr)	17	20.20
Peso cápsula (gr)	59.8	59.80
Peso suelo seco (gr)	50.3	50.30
Contenido de agua (%)	33.80	40.16

Tabla 9.26 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.08072622
24.72450758	0.13513	0.13513	19.78987	1.06661488
74.17352273	0.03613	0.17126	19.75374	1.0628419
173.071553	0.249831	0.421091	19.503909	1.03675257
173.071553	-0.001363	0.419728	19.505272	1.0368949
370.8676137	0.363169	0.782897	19.142103	0.99896992
173.071553	-0.052974	0.729923	19.195077	1.00450189
74.17352273	-0.113473	0.61645	19.30855	1.01635164
24.72450758	-0.143011	0.473439	19.451561	1.03128598
0.01	-0.597912	-0.124473	20.049473	1.09372468

Tabla 9.27 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.2.5 Consolidación a 87.32 % y contenido de agua 30.02 %.



Figura 9.57 Presión 24.72 kPa, sin saturar.

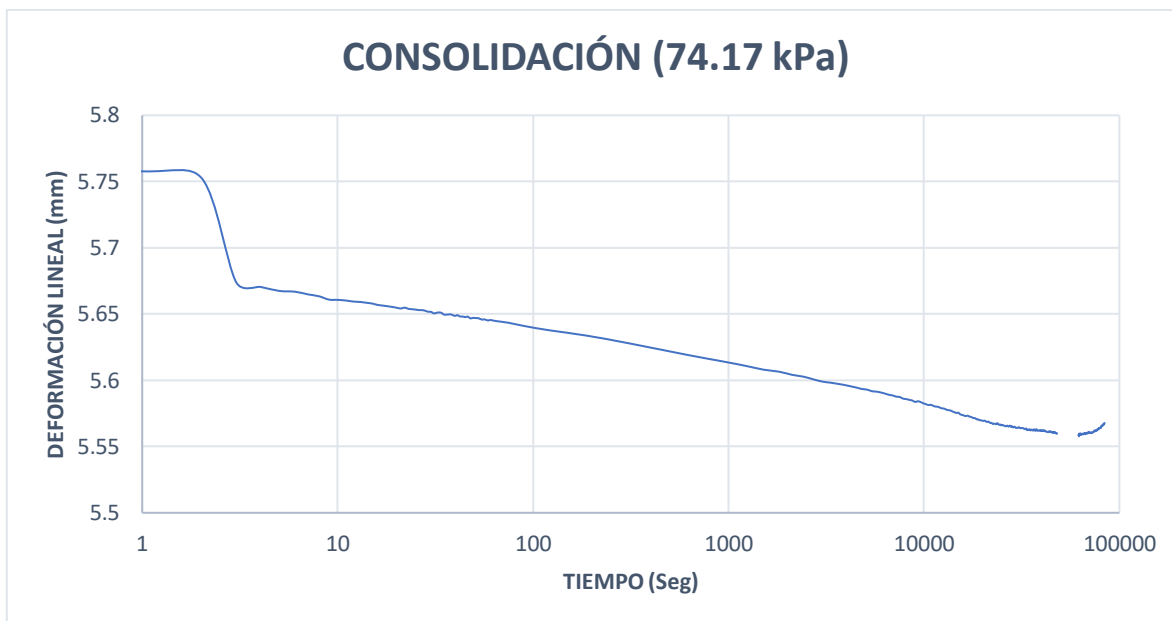


Figura 9.58 Presión 74.17 kPa, sin saturar

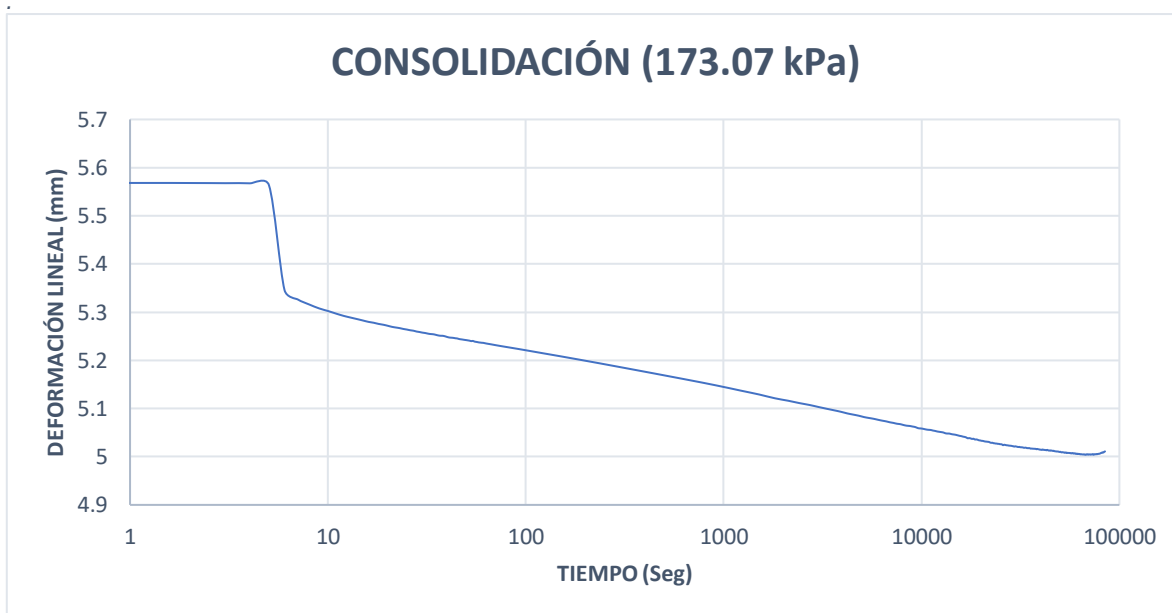


Figura 9.59 Presión 173.07 kPa, sin saturar.

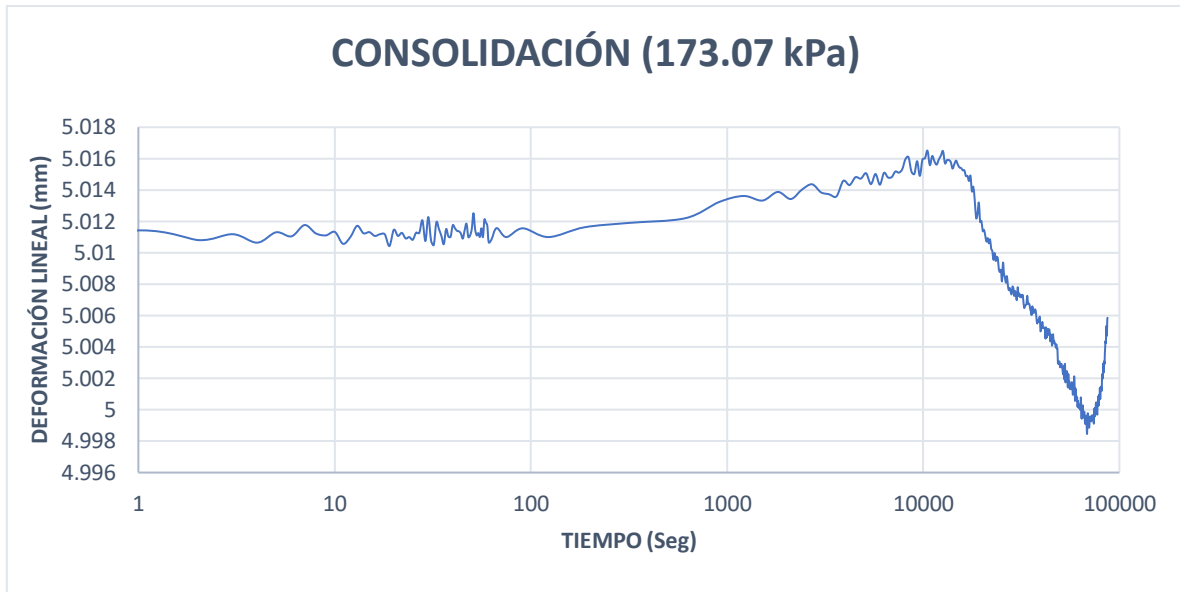


Figura 9.60 Presión 173.07 kPa, saturado.



Figura 9.61 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.62 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	120	125
Peso cápsula + suelo seco (gr)	105.8	105.8
Peso del agua (gr)	14.2	19.2
Peso cápsula (gr)	58.5	58.5
Peso suelo seco (gr)	47.3	47.3
Contenido de agua (%)	30.02	40.59

Tabla 9.28 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.21269617
24.72450758	-0.059086	-0.059086	19.984086	1.21925775
74.17352273	0.188928	0.129842	19.795158	1.19827706
173.071553	0.556357	0.686199	19.238801	1.13649292
173.071553	0.004886	0.691085	19.233915	1.13595032
370.8676137	1.008575	1.69966	18.22534	1.02394681
173.071553	-0.072852	1.626808	18.298192	1.03203711
74.17352273	-0.122801	1.504007	18.420993	1.04567432
24.72450758	-0.161859	1.342148	18.582852	1.06364896
0.01	-0.319355	1.022793	18.902207	1.09911373

Tabla 9.29 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.2.6 Consolidación a 93.18 % y contenido de agua 29.25 %.



Figura 9.63 Presión 24.72 kPa, sin saturar.



Figura 9.64 Presión 74.17 kPa, sin saturar.

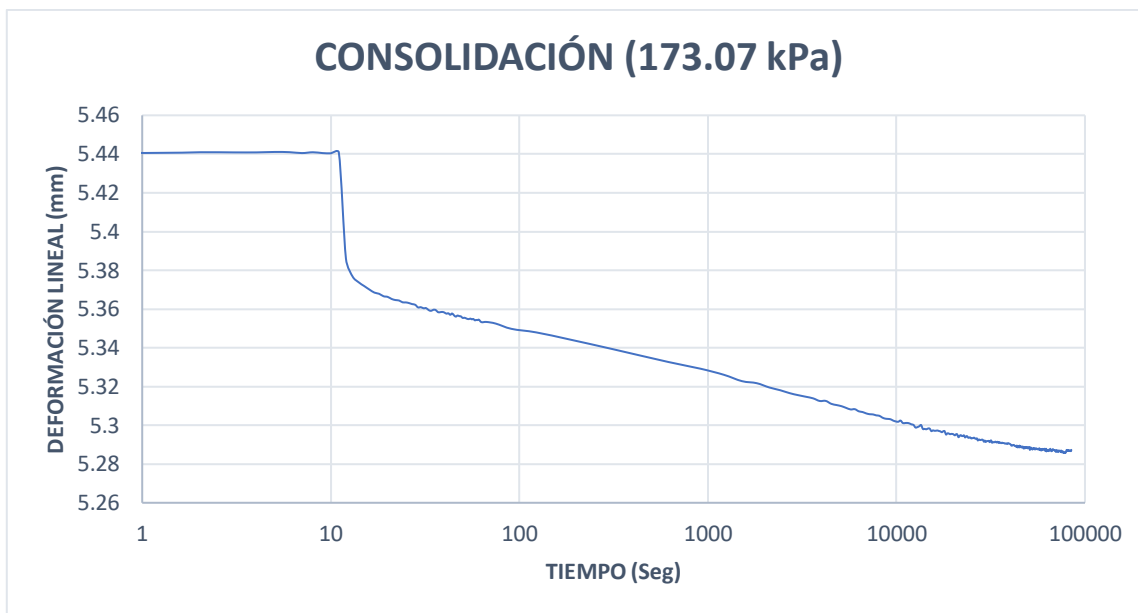


Figura 9.65 Presión 173.07 kPa, sin saturar.



Figura 9.66 Presión 173.07 kPa, saturado.

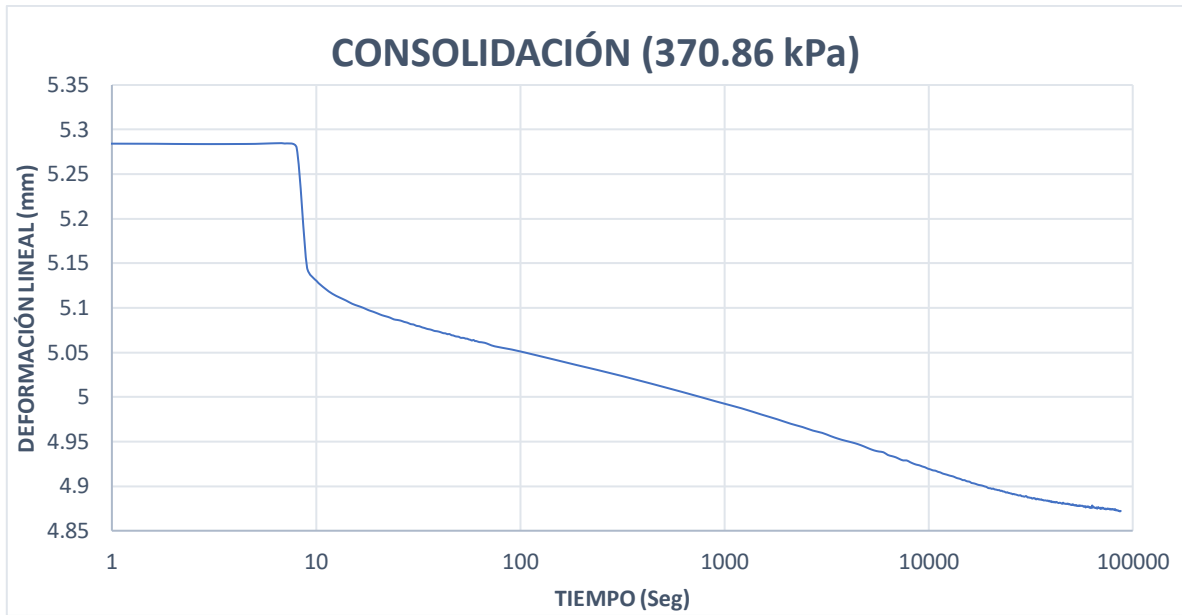


Figura 9.67 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.68 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	125.2	130.70
Peso cápsula + suelo seco (gr)	110.4	110.40
Peso del agua (gr)	14.8	20.30
Peso cápsula (gr)	59.8	59.80
Peso suelo seco (gr)	50.6	50.60
Contenido de agua (%)	29.25	40.12

Tabla 9.30 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.0683899
24.72450758	-0.258178	-0.258178	20.183178	1.09519105
74.17352273	0.226898	-0.03128	19.95628	1.07163704
173.071553	0.153888	0.122608	19.802392	1.05566212
173.071553	0.001792	0.1244	19.8006	1.05547609
370.8676137	0.411085	0.535485	19.389515	1.01280186
173.071553	-0.060475	0.47501	19.44999	1.01907969
74.17352273	-0.118642	0.356368	19.568632	1.03139578
24.72450758	-0.153385	0.202983	19.722017	1.04731849
0.01	-0.565292	-0.362309	20.287309	1.10600076

Tabla 9.31 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.

9.2.2.7 Consolidación a 95.45 % y contenido de agua 30.95 %.

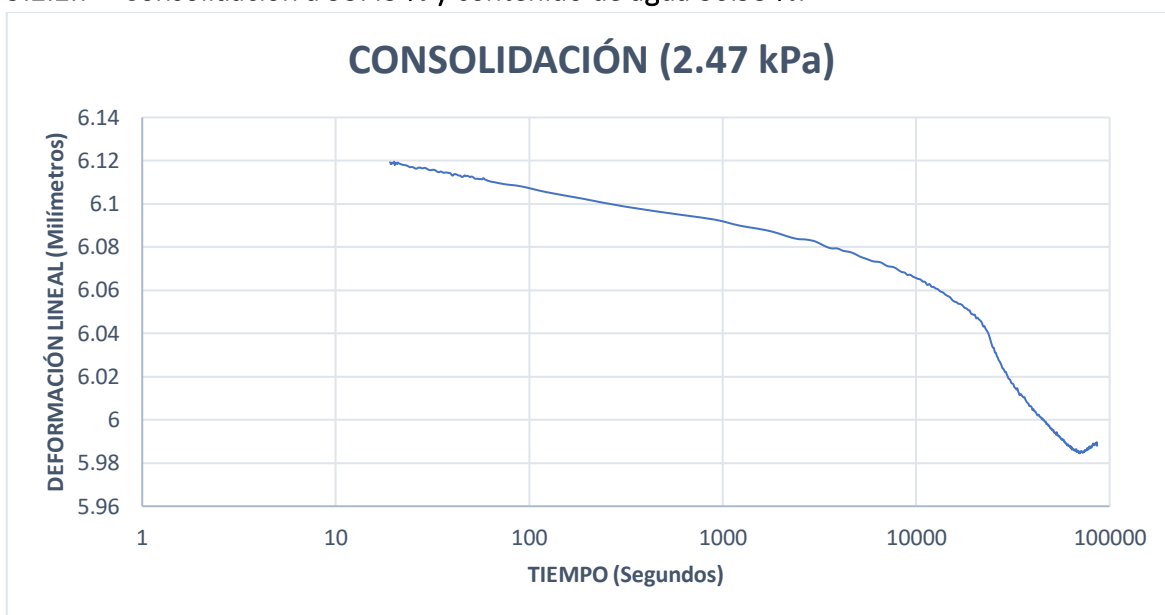


Figura 9.69 Presión 24.72 kPa, sin saturar.

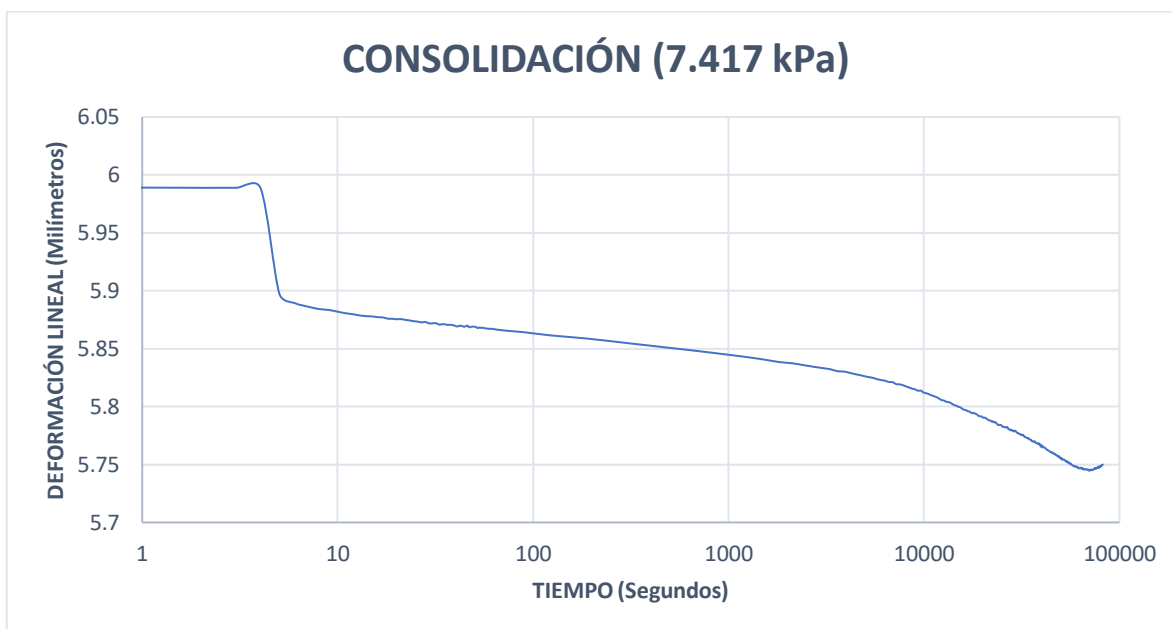


Figura 9.70 Presión 74.17 kPa, sin saturar.

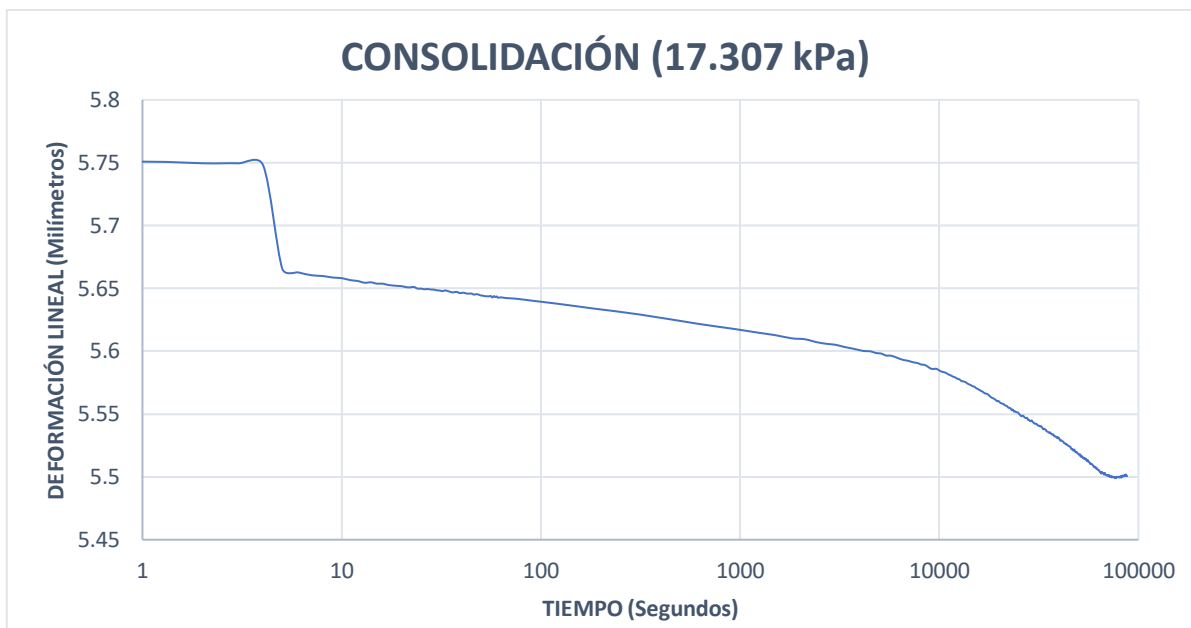


Figura 9.71 Presión 173.07 kPa, sin saturar.

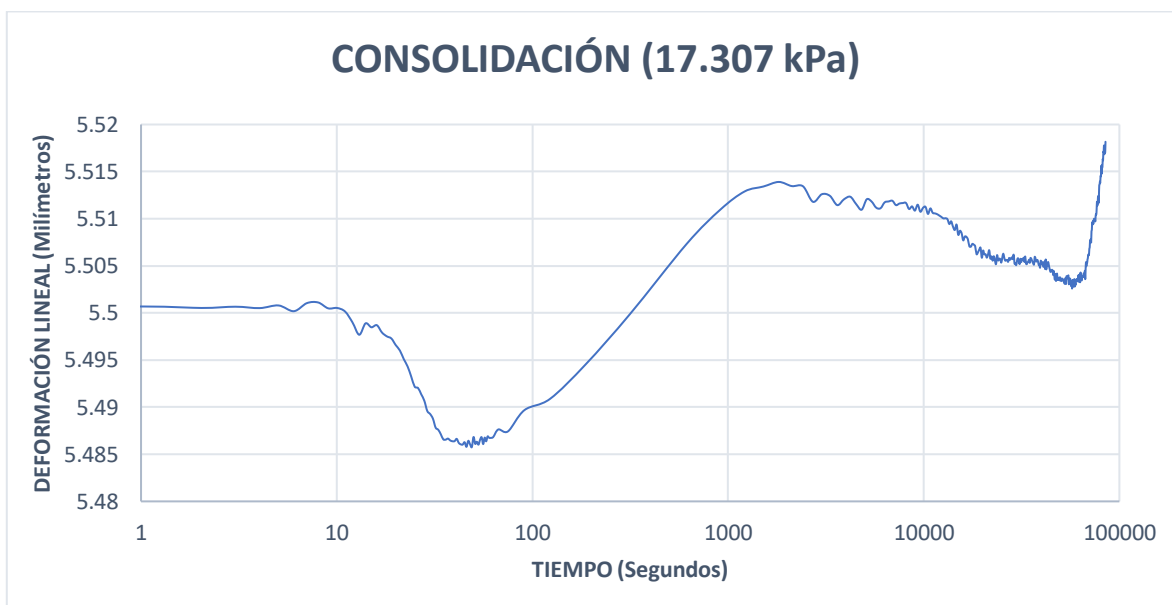


Figura 9.72 Presión 173.07 kPa, saturado.

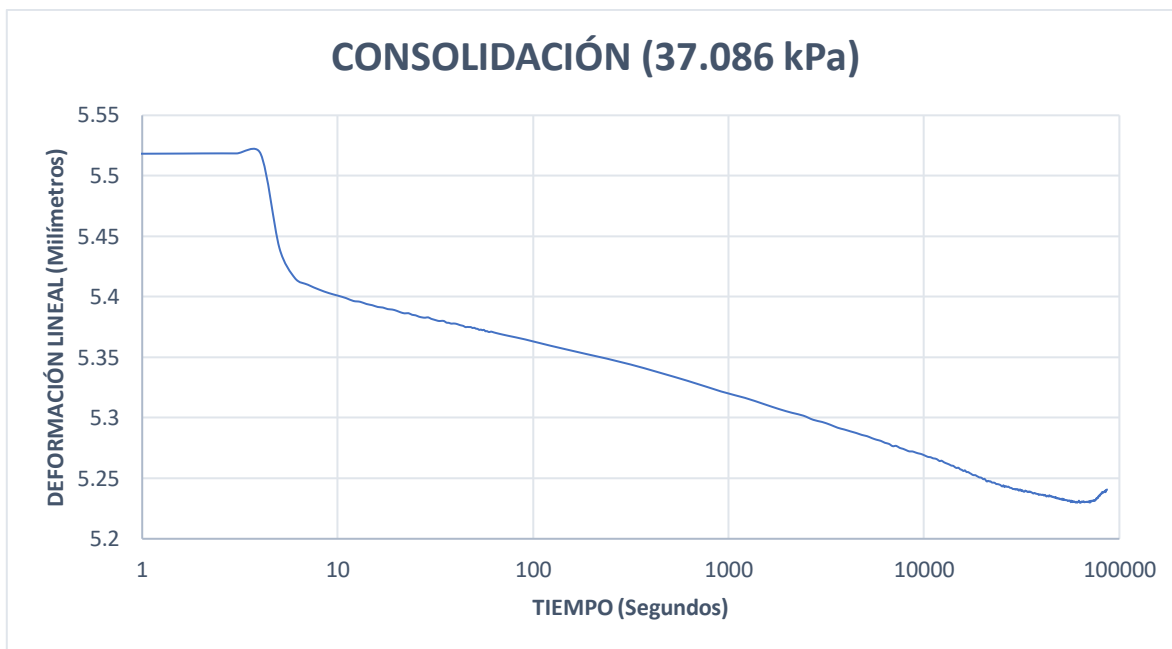


Figura 9.73 Presión 370.87 kPa, saturado.



Figura 9.74 Descarga.

Determinación de la humedad	Al inicio de la prueba	Al final de la prueba
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	126.2	129.90
Peso cápsula + suelo seco (gr)	110.2	110.20
Peso del agua (gr)	16	19.70
Peso cápsula (gr)	58.5	58.50
Peso suelo seco (gr)	51.7	51.70
Contenido de agua (%)	30.95	38.10

Tabla 9.32 Parámetros de consolidación.

Presión (P) en KPa	Deformación lineal (mm)	Acumulado deformación (ΔH), en mm	Espesor comp. (H), mm	e
0.01	0	0	19.925	1.02438161
24.72450758	0.245833	0.245833	19.679167	0.99940495
74.17352273	0.239157	0.48499	19.44001	0.97510658
173.071553	0.249695	0.734685	19.190315	0.94973755
173.071553	-0.017543	0.717142	19.207858	0.95151992
370.8676137	0.277496	0.994638	18.930362	0.92332631
173.071553	-0.077226	0.917412	19.007588	0.93117247
74.17352273	-0.120425	0.796987	19.128013	0.94340766
24.72450758	-0.14752	0.649467	19.275533	0.95839571
0.01	-0.270064	0.379403	19.545597	0.98583423

Tabla 9.33 Cálculo de datos para hacer la gráfica de consolidación de relación de vacíos contra presión efectiva aplicada.