



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“La congelación en los suelos y sus efectos en la deformabilidad de los suelos a través de la prueba de consolidación”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
PABLO AMARO RÍOS



DIRECTOR: ING. HÉCTOR A. LEGORRETA CUEVAS

MÉXICO, D.F.

2002

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/015/02

Señor
PABLO AMARO RÍOS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. HECTOR ALFREDO LEGORRETA CUEVAS, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"LA CONGELACIÓN EN LOS SUELOS Y SUS EFECTOS EN LA DEFORMABILIDAD DE LOS SUELOS A TRAVÉS DE LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN"

- INTRODUCCIÓN
- I. ASPECTOS GENERALES DE LA CONGELACIÓN
 - II. EFECTOS DE LA CONGELACIÓN EN SUELOS
 - III. TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN
 - IV. PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN
 - V. PROCESO DE CONGELACIÓN
 - VI. ENSAYES DE CONSOLIDACIÓN-CONGELACIÓN
 - VII. ANÁLISIS DE RESULTADOS
- CONCLUSIONES.
BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 16 enero 2002.

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mctg

**A mis padres
y a mis hermanos**

Agradecimientos:

A Dios, por haberme dado licencia de vida e inteligencia para lograr mis propósitos.

Al ingeniero Héctor A. Legorreta Cuevas, por la dirección, supervisión y participación en el trabajo.

Al Sr. Oscar Díaz S., al Ing. Enrique Elizalde R., por su participación en el trabajo y en especial al M.I. Víctor Franco por el apoyo y los consejos brindados para la elaboración de este trabajo.

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

1 ASPECTOS GENERALES DE LA CONGELACIÓN

- 1.1 Generalidades
- 1.2 Incremento de agua en la zona de congelamiento
- 1.3 Criterios de los suelos susceptibles a la congelación
 - 1.3.1 Los suelos pueden dividirse en tres grupos
- 1.4 Perfil de temperatura del terreno
- 1.5 Índice de congelación
- 1.6 Penetración de la congelación y su profundidad de afectación
- 1.7 La difusión
- 1.8 Congelación en suelos de grano grueso
- 1.9 Congelación en suelos de grano fino
- 1.10 Agua no congelada en suelos congelados
 - 1.11.1 Potencialidad del agua del suelo y agua no congelada

2 EFECTOS DE LA CONGELACIÓN EN SUELOS

- 2.1 Efecto de la acción de congelación en pavimentos y medidas preventivas
- 2.2 Fases del daño por congelación
- 2.3 Duración de la ebullición por congelación
 - 2.3.1 Factores que afectan las estaciones de descongelamiento
- 2.4 Terreno permanentemente congelado y su efecto superficial
- 2.5 Degeneración de cortes y terraplenes durante el derretimiento
- 2.6 Influencia de la capa congelada en estructuras de ingeniería
- 2.7 Protección de cimentaciones contra elevación por congelación

3 TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN

- 3.1 Características de la consolidación en suelos
- 3.2 Proceso de consolidación
- 3.3 Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional
- 3.4 Deformación y permeabilidad a partir de la prueba de consolidación
 - 3.4.1 Determinación del coeficiente de permeabilidad a partir de los datos de una prueba de consolidación
 - 3.4.2 Asentamiento total primario en un estrato arcilloso sujeto a consolidación y evolución del mismo

4 PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

4.1 Equipo para la prueba

4.1.1 Descripción del mecanismo de transmisión de carga y calibración del aparato

4.2 Preparación y montaje de la muestra

4.3 Procedimiento de prueba

4.4 Proceso de datos obtenidos

5 ENSAYES DE CONSOLIDACIÓN-CONGELACIÓN

5.1 Pruebas de Laboratorio

5.1.1 Ejemplo de los datos obtenidos en las pruebas

5.2 Resultados

6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

Las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Las pruebas de consolidación hechas en el laboratorio se realizan con muestras muy pequeñas y la consolidación se produce en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura. Hasta ahora es bien conocido el comportamiento del suelo en su estado natural en diferentes zonas de nuestro país, especialmente en las zonas más pobladas. Pero por el momento existe muy poca información (al menos en castellano), de lo que sucede con el suelo si entra una variable más que en este caso es la congelación del suelo.

El presente trabajo tiene como objetivo principal la realización de un análisis detallado del efecto que causa la posible congelación del suelo, durante las temporadas invernales con bajas temperaturas, y aunque en los estados de la República Mexicana no son muy frecuentes las heladas en estos últimos años se ha registrado la presencia de ellas, en especial en algunos de los estados que se encuentran con una gran altitud respecto al nivel del mar y que tienen clima frío.

Así pues, en nuestro primer capítulo se presentan algunos de los aspectos generales de la congelación en suelos y en especial de los suelos que son de tipo cohesivo fino. Se hace una descripción breve de como se realiza el incremento de agua en la zona de congelamiento y se mencionan algunos criterios de los suelos que son susceptibles a la congelación. También se describen algunas características necesarias para estimar la profundidad de penetración de la congelación en un suelo que ha sido afectado por esta.

En el segundo capítulo, se ejemplifican algunos de los efectos que el fenómeno de la congelación produce en los suelos, especialmente se refiere a los daños que ocasiona en los suelos que ya han sido pavimentados y en los que existen algunas obras de ingeniería tales como drenaje, agua potable, cimentaciones superficiales, etc. Se dan a conocer algunas fases del daño que se presenta durante la congelación y la descongelación del suelo. Propone ciertas medidas preventivas para evitar el daño a la superficie pavimentada, y describe la protección de cimentaciones para construcción contra la elevación por congelación.

El capítulo tercero trata a grandes rasgos sobre la teoría de la consolidación, basándose en las características de la consolidación de suelos y la forma en que se produce la consolidación; y puesto que en este trabajo solo interesa la parte que es conocida como consolidación unidimensional, se establece la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional y se presenta la ecuación que es la solución de la misma. Se definen algunos factores que influyen en el tiempo de consolidación y se explica como se obtiene el asentamiento total primario de un estrato arcilloso sujeto a consolidación y evolución del mismo.

La prueba de consolidación es una parte fundamental para poder lograr el objetivo buscado, es por ello que el capítulo cuarto se dedica a este tema tan importante y comenta sobre el equipo necesario que se requiere para realizar las pruebas, hace una descripción breve del mecanismo de transmisión de carga y calibración del aparato, de la preparación y montaje de la prueba, de la forma en que se realiza una prueba de consolidación y por último hace referencia a una descripción general de la misma.

Como parte de investigación en prueba y error de cómo lograr congelar una muestra de suelo cohesivo fino, que nos permita realizar una prueba de consolidación después de haber sufrido el fenómeno de la congelación; se desarrollo el capítulo quinto, en el cual se proporcionan algunos esquemas de los intentos realizados para lograr congelar un trozo de suelo cohesivo fino y se comentan los resultados obtenidos en cada uno de nuestros intentos. En este mismo se presentan las pruebas de laboratorio que se llevaron a cabo en las muestras de suelo, mostrando la relación de carga que se utilizó para cada una de las pruebas e indicando el número de ciclos de congelación a que estas fueron sometidas. En esta parte del trabajo se muestran los dibujos de las curvas de consolidación obtenidas con los datos arrojados por las pruebas.

Finalmente en el capítulo seis, se elaboró un análisis de los resultados obtenidos en las pruebas realizadas, basado principalmente en una comparación entre la prueba que se realizó sin congelar y las pruebas que fueron afectadas por el fenómeno de la congelación.

1 ASPECTOS GENERALES DE LA CONGELACIÓN

1.1 GENERALIDADES

Cuando la temperatura media diaria permanece bajo 0°C por un período de tres o cuatro días, la temperatura del agua libre en los poros del suelo superficial llega a un valor igual a su punto de congelación, se torna sólida y su volumen aumenta. Entre más larga y más intensa sea la temporada de frío, mayor será la profundidad a la cuál se extenderá la congelación. Tanto el punto de congelación, como el coeficiente de expansión volumétrica del agua dependen de la presión actuante sobre ésta. A la presión atmosférica, el punto de congelación corresponde a una temperatura de 0°C , en tanto que bajo una presión de 600 atmósferas el agua se congela a -5°C y a 1100 atmósferas a -10°C . Los coeficientes de expansión volumétrica son 0.09 a 1 atmósfera, 0.102 a 600 y 0.112 a 1100.

Cuando el agua se congela en masas de grava o arena limpia saturada la estructura del suelo permanece sin cambiar, hay pues, un aumento de volumen; sin embargo, esta expansión no necesariamente es de un 9% del volumen inicial de vacíos, como correspondería al caso normal de agua congelada, puesto que el agua puede drenarse durante la congelación. Si en una masa de arena se encuentran capas gruesas de hielo o lentes grandes de esta substancia, podrá decirse que el hielo se formo por congelación *in situ* de una masa de agua previamente existente. Sin embargo, si el agua está homogéneamente incorporada a la masa de suelo, como es general, la congelación afecta al conjunto de dicha masa, sin que el agua forme capas o lentes aislados de hielo.

Por otra parte, si un suelo granular fino se congela, el proceso involucra la formación de lentes de hielo claro orientados aproximadamente paralelos a la superficie expuesta a baja temperatura. Las lentes de hielo se desarrollan solamente en suelos finos granulares; sin embargo, el tamaño crítico de grano marca el límite entre los suelos que están sujetos a la formación de lentes de hielo y aquellos que no dependen de la uniformidad del suelo.

A fines del siglo pasado se pensaba que la elevación por congelación era únicamente debido al aumento en el volumen de agua en congelación. Sin embargo, observaciones y cálculos han mostrado que este aumento juega únicamente una parte menor en el proceso de elevación por congelación: por ejemplo en el caso de una arcilla con $w = 40\%$, congelada a una profundidad de 1m, la elevación debida al aumento en el volumen de agua (de 9%) es del orden de 50mm mientras los movimientos observados en la superficie son muchas veces mayores.

A la vez se observa que hay un aumento considerable en el contenido de agua del suelo en la zona congelada; si antes del congelamiento el contenido de agua estuvo entre 20 y 30% entonces después de que ha ocurrido la elevación el agua del suelo congelado sería dos o tres veces mayor.

En limos saturados o en arenas limosas en igual condición, el efecto de la congelación depende mucho del gradiente con que se abate la temperatura. Un enfriamiento rápido provoca la congelación *in situ*, como en el caso de la arena y de la grava, pero si el descenso de la temperatura es gradual, la mayor parte del agua se agrupa en pequeñas capitas de hielo paralelas a la superficie expuesta al enfriamiento. Resulta así una alteración de capas de suelo helado y estratos de hielo.

En condiciones naturales, en suelos limosos expuestos a fuertes cambios de clima, pueden formarse capas de hielo de varios centímetros de espesor. La formación de masas de hielo limpio indica una

emigración del agua de los vacíos hacia el centro de congelamiento; el agua puede proceder del suelo en congelamiento o puede ser adsorbida de un manto acuífero, situado bajo la zona de congelación. En la figura 1.1 se muestran tales posibilidades en un espécimen de suelo fino. El espécimen A descansa sobre una base sólida e impermeable, en tanto que los B y C tienen su parte inferior sumergida en agua. En los tres casos, la temperatura de los extremos superiores se mantiene bajo el punto de congelación del agua. En A el agua que forma los estratos finos de hielo procede de la masa de la parte inferior del espécimen, mientras que en el B, el agua procede de la fuente inferior. Terzaghi llama al caso A un sistema cerrado, por no variar en él el contenido de agua de la masa de suelo; en contraposición, el caso B sería un sistema abierto. El caso C, aunque pudiera creerse abierto, es cerrado en realidad, por efecto de la capa de grava fina existente.

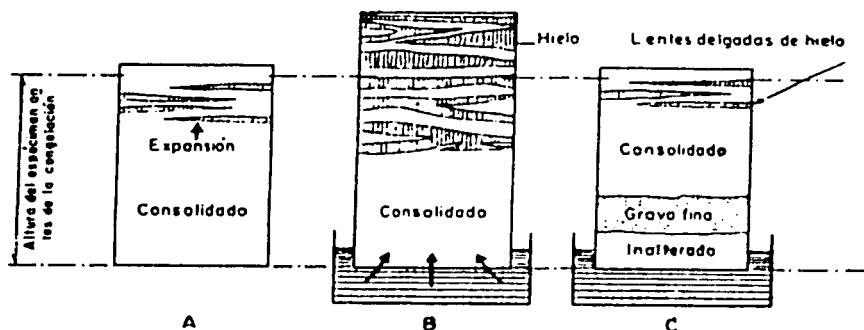


Figura 1.1 Casos de formación de hielo en suelos finos, según Terzaghi

En el espécimen A el agua que forma los lentes de hielo proviene, como se dijo, de la parte inferior; este flujo ascendente del agua durante el proceso de congelación induce un proceso de consolidación en la parte inferior de la muestra, análogo al que se tiene cuando el agua asciende por capilaridad hacia una superficie de evaporación. El proceso probablemente prosigue hasta que el contenido de agua en la parte inferior se reduce al correspondiente al límite de contracción, siempre y cuando la temperatura en la superficie de enfriamiento sea lo suficientemente baja. El incremento total de volumen asociado a un sistema cerrado, tal como el espécimen A, tiene como límite el incremento volumétrico por congelación del agua contenida en la masa. Por lo general, oscila entre el 3% y el 5% del volumen total.

En los sistemas abiertos, representados por el espécimen B, el desarrollo inicial de los lentes de hielo también es debido al agua procedente de los niveles inferiores de la masa de suelo, por lo que, en un principio, esa zona se consolida. Sin embargo, según este proceso progresa, aumenta la cantidad de agua que se extrae de la fuente de agua libre, hasta que, finalmente, la cantidad de agua que toma la muestra por la parte inferior iguala a la que fluye hacia la zona de congelamiento; manteniéndose constante, de ahí en adelante, el contenido de agua en la parte inferior de la muestra. La experiencia obtenida en regiones en que prevalecen muy bajas temperaturas durante largos periodos de tiempo, demuestra que el espesor total de las lentes de hielo formadas en el suelo natural, trabajando como sistema abierto, puede alcanzar varios metros.

Un sistema abierto puede convertirse en cerrado sin más que insertar entre la superficie de congelamiento y el nivel freático una capa de gravilla, tal como se simboliza en el espécimen C de

la figura 1.1. El agua no puede subir por capilaridad a través del suelo grueso y, por lo tanto, de tal estrato hacia arriba, la masa se comporta como un sistema cerrado.

Se ha encontrado que los lentes de hielo no se desarrollan a menos que, en añadidura a la existencia de las condiciones climáticas apropiadas, exista en el suelo cierto porcentaje mínimo de partículas finas. También afectan en cierta forma a la formación y desarrollo de tales lentes, el grado de uniformidad de las partículas, el peso específico del suelo y el tipo de estratificación. La forma cuantitativa en que cada factor afecta a los fenómenos en estudio, no está aún dilucidada por completo.

En general, se dice que un suelo es susceptible a la acción de la helada cuando en él pueden desarrollarse lentes apreciables de hielo puro.

1.2 INCREMENTO DE AGUA EN LA ZONA DE CONGELAMIENTO

Los cambios en los contenidos de agua del suelo que tienen lugar durante el proceso de la elevación por congelación pueden ilustrarse como se muestra en la figura 1.2. Las lentes de hielo se forman en los límites de la zona congelada y crecen debido al incremento de agua. Las nuevas lentes de hielo forman obviamente un aumento en el contenido de agua del suelo congelado. El contenido de agua inmediatamente abajo de la zona congelada disminuye.

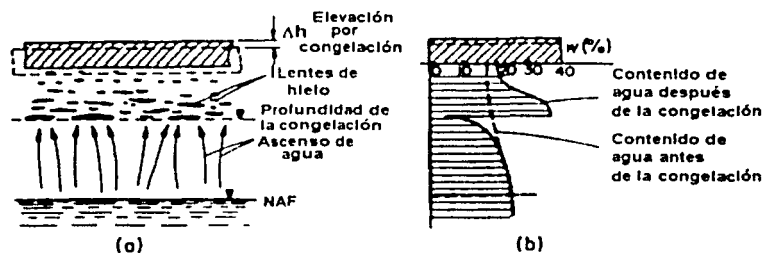


Figura 1.2 Formación de la elevación por congelación: (a) ascenso de agua hacia la zona de congelación, (b) cambio en el contenido de agua antes y después de la congelación.

La atracción de las moléculas de agua por los cristales de hielo se debe a la existencia de fuerzas de adsorción sobre la superficie. Las moléculas de agua atraídas a la superficie de las lentes de hielo complementan el cristal de hielo, y a la vez atraen otras moléculas de agua desde los poros y así aumenta el tamaño de las lentes.

Las fuerzas de atracción no existen solo en la superficie de los cristales de hielo sino también sobre la superficie de las partículas del suelo donde ésta presente el agua adsorbida densificada (figura 1.3).

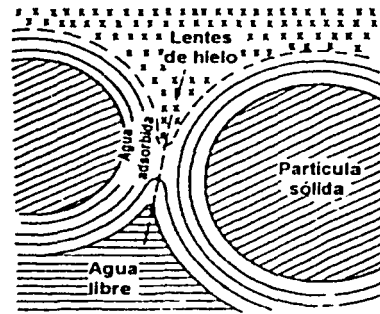


Figura 1.3 Esquema ilustrativo del crecimiento de lentes de hielo a través de atracción de moléculas de agua desde la superficie de las partículas.

Las fuerzas de adsorción son más fuertes en la superficie de las partículas del suelo y disminuyen bastante rápidamente lejos de esta. Como resultado de esto los cristales de hielo atraen las moléculas de agua desde los poros con agua libre en sus alrededores inmediatos y desde las capas exteriores del agua adsorbida de las partículas colindantes. Las moléculas de las capas más cercanas a la superficie de las partículas del suelo no ceden a las fuerzas atractivas de los cristales de hielo; por ello, después de un momento, se alcanza un equilibrio entre las fuerzas de adsorción que existen sobre los cristales de hielo y sobre las partículas de suelo colindante. Esto probablemente corresponde al contenido de agua el cual es igual, o ligeramente mayor de, el límite plástico. Esto puede concluirse de observaciones, ya que, los pavimentos construidos sobre arcillas de piedra rígida de consistencia muy dura muy raramente están sujetos a elevación por congelación.

Las lentes de hielo en primer lugar atraen agua desde los poros y adsorben capas de partículas de suelo situadas inmediatamente abajo de la zona congelada. El resultado de esto es que el contenido de agua del suelo en esa región disminuye y se crea la succión de agua que drena desde los suelos subyacentes más mojados.

El problema del incremento de agua fue estudiado por muchos investigadores. Basándose en el trabajo de Beskow (1935) y Düker (1939), Rückli (1950) ha determinado las fuerzas de succión como una función del coeficiente de permeabilidad (figura 1.4).

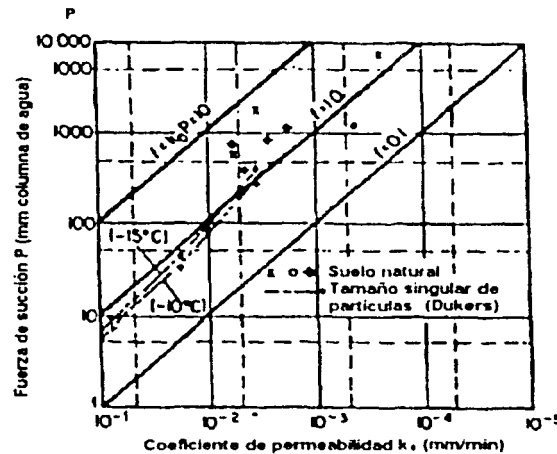


Figura 1.4 Relación entre fuerzas de succión y permeabilidad del suelo.

Rückli también ha efectuado una serie de pruebas usando un aparato especial, en el cual las fuerzas de succión fueron medidas directamente. La diferencia entre la succión medida y la teórica estuvo en la región del 58%. Rückli ha atribuido esta discrepancia al hecho de que las experimentaciones se efectuaron demasiado rápidamente (10 min) que impidió el desarrollo de las fuerzas totales de succión.

Rückli no considera que los cambios en la temperatura tengan un efecto muy marcado sobre la magnitud de las fuerzas de succión que induce el incremento de agua en el suelo. En la discusión de los resultados de Düker de congelar una arena muy fina (figura 1.5), él atribuye la influencia marcada de la temperatura sobre el crecimiento a la elevación por congelación, también a que la congelación fue demasiado rápido (10 a 20 min).

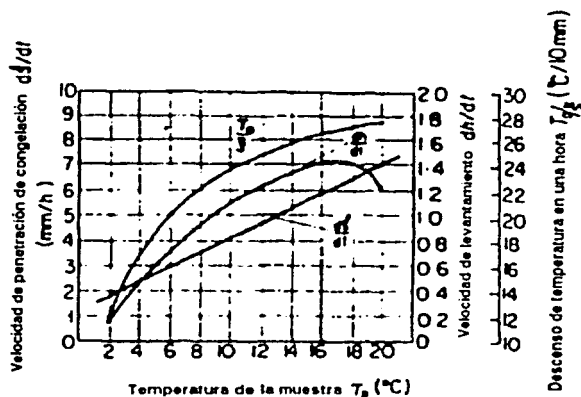


Figura 1.5 Relación entre la velocidad de congelación, la temperatura y el crecimiento del levantamiento por congelación; ξ profundidad al límite de la zona de congelación, h altura de levantamiento por congelación, t tiempo de congelación.

A la vez enfatiza la gran influencia entre partículas de los esfuerzos efectivos en el suelo sobre el crecimiento de la elevación por congelación, y de aquí en adelante sobre las fuerzas de succión que induce el incremento de agua.

El valor de crecimiento del levantamiento por congelación disminuye con un aumento en los esfuerzos efectivos y llega a ser de igual a cero, a un cierto valor que Rückli define como levantamiento por esfuerzo. Para suelos ligeramente cohesivos la magnitud del levantamiento por esfuerzo es relativamente bajo. Estos puntos tienen la posibilidad de disminución en los procesos de formación de levantamiento por congelación cuando la penetración del frente de hielo alcanza una profundidad en la que la sobrecarga de esfuerzo efectivo es igual al levantamiento por esfuerzo. Según Wilun la succión inducida en el suelo congelado depende no solamente en la tensión efectiva, sino también del contenido de agua del suelo y la temperatura del aire. La fuerza de succión que induce el incremento de agua en la zona de congelación del suelo debería definirse como la diferencia en succión S_1 , inmediatamente abajo de la zona de congelación, y succión S_2 a un nivel más bajo (figura 1.6); entonces, $P = S_1 - S_2$.

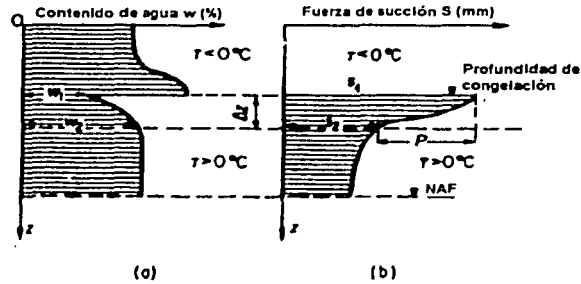


Figura 1.6 Distribución del contenido de agua y la succión en un suelo congelado; (a) distribución del contenido de agua abajo y arriba de la zona de congelación, (b) distribución de las fuerzas de succión debajo de la zona de congelación.

Obviamente el contenido de agua del suelo en la zona de congelamiento depende de la intensidad de la helada. Lo más brusco de la congelación, es la congelación más rápida y la menor cantidad de agua (por unidad de profundidad) la cual está drenando en la zona de congelación. Los cambios resultantes en los contenidos de agua son menores y de aquí en adelante la fuerza de succión P es pequeña.

La fuerza de succión en la zona no congelada no depende únicamente en la tensión efectiva, como sugirió Rückli, pero si, en una gran medida en la intensidad de helada y en la cantidad de congelación. Puede suponerse que, si el valor de la congelación es constante, entonces la velocidad de crecimiento de la elevación de la helada dependerá de la temperatura del aire, como ha sido afirmado en el trabajo de Düker (figura 1.5), y también sobre la profundidad de la penetración de helada y la distancia abajo de esta al nivel de agua freático del terreno.

1.3 CRITERIOS DE LOS SUELOS SUSCEPTIBLES A LA CONGELACIÓN

Es bien conocido que los suelos granulares que no contienen fracciones de sedimento y arcilla no son sujetos a elevación por congelación aún en estado de saturación completa. La evidencia experimental ha mostrado que la formación de hielo expulsa los excesos de agua hacia abajo por eso en los congelados la cantidad de agua contenida en los poros es menor que antes de congelarse. Por otra parte los suelos cohesivos son susceptibles a congelación y entre más finas son sus fracciones de sedimentos y arcillas, y más alto contenido de agua, la cantidad de elevación es más grande.

Antes de discutir los criterios existentes de los suelos susceptibles a congelación es necesario dar una pequeña explicación de la influencia de la composición granular del suelo en su susceptibilidad a la congelación. Aunque hasta ahora este problema no se ha explicado claramente, según algunos autores su explicación puede ser como se indica a continuación.

En suelos de grano grueso la superficie específica de los granos es relativamente pequeña; entre más finas sean las partículas la superficie específica es más grande y consecuentemente mayor es la actividad química del suelo y la cantidad de agua adsorbida a las partículas de la superficie. Esto comprende que en suelos granulares la proporción del agua adsorbida al agua libre en los poros es

relativamente pequeña. Por otro lado, en suelos cohesivos, el agua adsorbida forma la más grande proporción de agua total contenida en sus poros.

El agua adsorbida se comporta de una manera diferente al agua libre. Su temperatura de congelación es generalmente ligeramente menor de 0 °C y disminuye rápidamente con el decrecimiento del tamaño de las partículas y el decrecimiento de la distancia de la cara de la partícula.

A parte de que se debe considerar que los cristales de hielo que se forman en el agua libre de suelos granulares pueden crecer en todas direcciones (figura 1.7), considerando que los cristales de hielo que se forman en los poros pequeños de los suelos finos granulares, adyacentes al agua adsorbida, pueden crecer solamente por moléculas de agua drenando lejos de la superficie de las partículas.

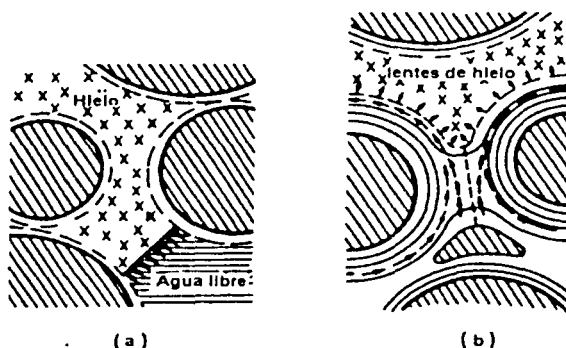


Figura 1.7 Congelación del agua en el suelo (a) en suelos granulares, (b) en suelos cohesivos (arcillas).

Las moléculas de agua adsorbida cerca de la superficie de las partículas se orientan y se arreglan de una cierta forma; las moléculas en los cristales de hielo se arreglan probablemente en una forma similar. Como resultado de esto, allí debe estar una repulsión mutua entre las moléculas de agua sobre la superficie de las partículas y de los cristales de hielo.

Por lo tanto el hielo que se forma en los poros del suelo de grano fino no puede desplazar agua hacia abajo, como en los poros de suelo de grano grueso, pero empujan agua hacia afuera de las partículas subyacentes drenando más agua de la regiones más bajas para formar lentes de hielo y de aquí en adelante causar levantamiento por congelación.

Entre más finas sean las partículas en un suelo determinado menores son las dimensiones de los poros y mayor es la proporción de estos, los cuales son llenados de agua adsorbida y de aquí en adelante las condiciones son más favorables para la formación de lentes de hielo y levantamiento por congelación.

Siguiendo las consideraciones de arriba básicamente es el tamaño de los poros lo que influye en los suelos susceptibles a congelación y no el tamaño de los granos. Sin embargo los criterios basados en la composición de suelos granulares son usados porque en términos prácticos la determinación del tamaño de los poros es imposible. Existen varios criterios para la determinación de la susceptibilidad a la congelación de suelos basados en la composición de suelos. El mejor conocido es el criterio de Casagrande en los cuales los suelos se dividen en suelos susceptibles a congelación y suelos no susceptibles a congelación. Los otros criterios son basados en la división de suelos en

varios grupos de grado diferente de susceptibilidad, por ejemplo, el criterio de Scheibles (1954). En otros criterios, además de la composición granular, también se considera la capilaridad del suelo, por ejemplo, el criterio de Beskow.

Está más allá del alcance de este trabajo discutir los criterios diferentes en forma detallada. Un estudio extensivo de los criterios existentes junto con el trabajo experimental suplementario fue efectuado por Wilum en 1957-1958 y ha conducido a las recomendaciones generales siguientes:

Los criterios de la susceptibilidad a la congelación deberían considerar no solamente la composición granular del suelo sino también sus características de capilaridad y adsorción. Estas no dependen solamente del tamaño de los poros sino también en la composición mineralógica del suelo. La capilaridad pasiva puede considerarse como una característica representativa tal que puede medirse fácilmente aún en el campo.

1.3.1 LOS SUELOS PUEDEN DIVIDIRSE EN TRES GRUPOS

Grupo A. Suelos no susceptibles a congelación con capilaridad pasiva $< 1.0m$, salvo para algunas consideraciones de agua y climáticas del terreno; éstos son los suelos que contienen menos de 20 % de partículas menores que $0.05mm$ y menos de 3% de partículas menores que $0.002mm$.

Grupo B. Suelos que pueden ser susceptibles a congelación con capilaridad pasiva de 1.0 a $1.3m$, éstos son los suelos que contienen de 20 – 30% de partículas menores que $0.02mm$.

Grupo C. Suelos susceptibles a congelación con capilaridad pasiva mayor que $1.3m$, éstos son los suelos que contienen más de 30% de partículas menores que $0.05mm$ y más de 10% de partículas menores de $0.02mm$.

El criterio de arriba es indudablemente sobre el lado seguro; un enfoque menos conservador podría ser únicamente justificado por pruebas de campo. Las agrupaciones de arriba toman en consideración las características de adsorción y capilaridad de los suelos y a la vez es fácil de aplicar en práctica con la ayuda del análisis macroscópico anteriormente descrito y un simple método de campo de determinación de la capilaridad.

El grupo A tiene los suelos no susceptibles a congelación, mezcla natural de gravas, arcillas y arenas. Éstos suelos pueden ser fácilmente identificados porque cuando están secos éstos no forman terrones.

El grupo B contiene suelos que pueden ser susceptibles a la congelación, tales como arenas muy finas, arenas con sedimento y arenas con material orgánico, las cuales en su forma seca débilmente sedimentaron terrones que pueden levantarse con los dedos pero que se desintegran bajo pequeñas presiones.

El grupo C contiene todos los suelos cohesivos y limos orgánicos susceptibles a congelación. Éstos suelos presentan elevación por congelación, a menos que estén situados muy arriba del nivel de agua freático del terreno o cuando su contenido de agua es bajo, es decir cuando su consistencia es dura o muy dura; los suelos cohesivos duros presentan solamente un ligero levantamiento, que si es uniforme no es peligroso.

Aunque la división de los suelos susceptibles a congelación de acuerdo a los criterios de arriba es un corto bastante claro, esto no agota el tema completamente. La solución final debería buscarse mediante la ciencia de la pedología en conjunto con el estudio detallado de las condiciones del agua del terreno.

1.4 PERFIL DE TEMPERATURA DEL TERRENO

La variación de la temperatura con la profundidad puede trazarse para un tiempo instantáneo para mostrar los límites de penetración del frente frío dentro del suelo. Un frente frío que congela el agua de poro en el suelo se define como el frente de helada. En las figuras 1.8a y b, se dan dos condiciones del frente de helada para mostrar el efecto de profundidad de penetración.

La capa activa es la capa del suelo que se congela en invierno y descongela en verano. El espesor de esta capa depende de varios factores, pero principalmente de la penetración del frente de congelación dentro del subsuelo. Si la penetración de congelación es profunda y si las condiciones apropiadas predominan, es posible tener una capa de suelo que permanecerá congelada en el verano. A esta capa de subsuelo se le conoce como terreno permanentemente congelado. Aquí nuevamente, aunque el espesor de esta capa depende de muchas propiedades del suelo, el primer factor es la duración, intensidad y penetración del frente frío. La capa de terreno congelado se ha encontrado variando en espesor desde unos cuantos centímetros hasta centenares de metros.

Alrededor de una quinta parte del área terrestre del mundo permanece bajo el terreno congelado. Los espesores de terreno congelado varían de acuerdo a la geografía del área. Entre más cerca se este al Polo Norte o al Polo Sur más grande será el espesor de terreno congelado. En contraste a esto, entre más lejos se este del Polo Norte o del Polo Sur mayor será la capa activa.

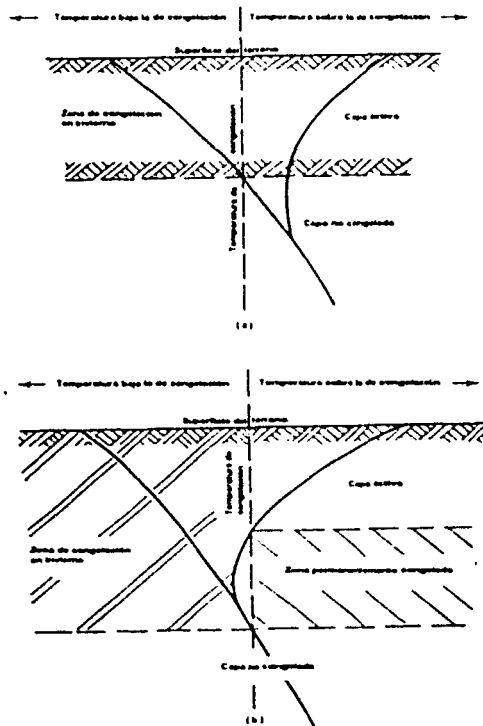


Figura 1.8 Perfil de temperatura del terreno mostrando: (a) Capa activa; (b) capa activa y capa permanentemente congelada.

1.5 ÍNDICE DE CONGELACIÓN

La variación de la temperatura con el tiempo puede ser trazada para mostrar la intensidad de temperatura en términos de la duración de la temperatura existente. Puesto que hay una variación de la temperatura entre el día y la noche, se utiliza la temperatura media diaria.

La profundidad de la zona de congelación de un suelo depende, según se dijo, tanto de la duración, como del valor de las temperaturas que el ambiente alcance bajo el punto de congelación. Para tomar en cuenta ambos factores en la profundidad de penetración de una helada, se ha creado el concepto de Índice de Congelación (I_c).

Para los efectos que siguen, se entenderá por número de grados-día ($^{\circ}\text{C-día}$) a la diferencia entre la temperatura media diaria y la temperatura de congelación del agua. Expresando la temperatura en grados centígrados, la temperatura de congelación del agua es 0°C y el número de grados día coincide con la temperatura media diaria.

Si se dibuja para un invierno una gráfica acumulativa de grados-día contra el tiempo, expresado en días, se obtiene una curva del tipo de la mostrada en la figura 1.9.

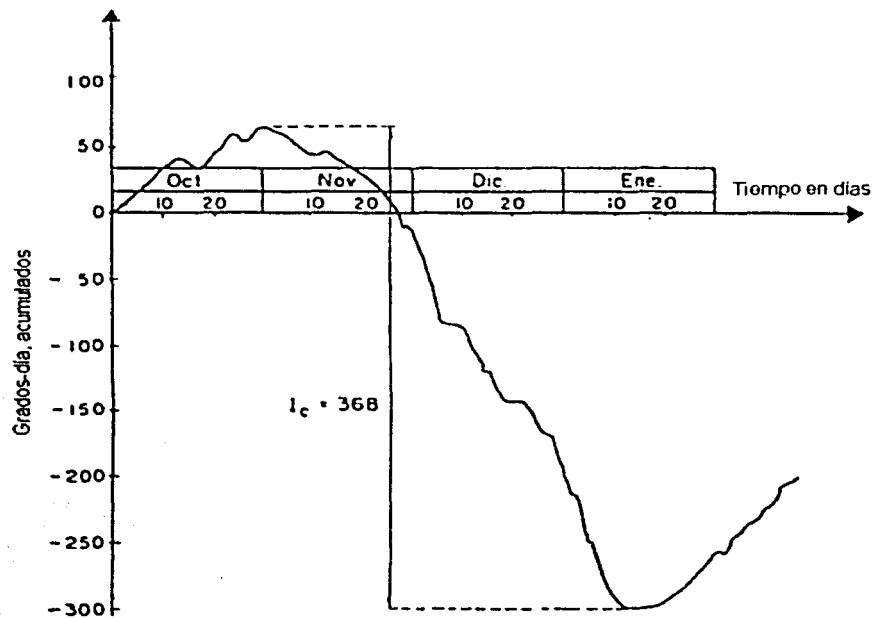


Figura 1.9 Determinación del índice de congelación.

En dicha gráfica el índice de congelación puede calcularse como el número de grados-día entre los puntos máximo y mínimo de la curva. El índice de congelación está, así, ligado a un invierno dado. El índice normal de congelación se define como el promedio de los índices de congelación de un lugar, a lo largo de un lapso de tiempo prolongado, usualmente diez o más años.

La aplicación principal de estos conceptos ha sido hecha en la construcción de caminos y aeropistas, en donde se tienen curvas experimentales sobre los espesores mínimos de material no susceptible, que deben colocarse para proteger al suelo situado bajo la subrasante de los efectos de la congelación. Es normal dar estos espesores de protección en términos del índice normal de congelación de las regiones de que se trate, correspondiendo como es obvio, los mayores espesores de capas protectoras a los mayores índices.

1.6 PENETRACIÓN DE LA CONGELACIÓN Y SU PROFUNDIDAD DE AFECTACIÓN

La penetración de la congelación, o el avance del frente de congelación en el subsuelo, depende de varios factores:

1. El índice de congelación y los factores de temperatura asociados.
2. Tipo de suelo y distribución del tamaño de los granos.
3. Propiedades térmicas del sistema suelo-agua:
 - (a) Calor específico de las partículas minerales, S_p
 - (b) Calor volumétrico del sistema, C
 - (c) Calor latente del agua de poro, L
 - (d) Conductividad térmica del suelo, K
4. La naturaleza del agua de poro.

Excepto para el índice de congelación y factores de temperatura asociados, los factores mencionados son propiedades intrínsecas y características del sistema suelo-agua. Las unidades para el calor específico son generalmente dadas como Btu/lb/°F o Cal/gr/°C. Esto representa la cantidad de calor requerido para incrementar un grado (Centígrado o Fahrenheit) a una unidad de masa de material. El valor para C en Btu/ft³/°F para partículas de arcilla puede ser tomado como 0.17.

El calor volumétrico depende del calor específico y puede obtenerse multiplicando el calor específico por la densidad del material seco. Esto es diferente para suelos congelados y no congelados. Utilizando valores de C para el agua y el hielo como 1.0 y 0.5 respectivamente, el calor volumétrico para suelo congelado y no congelado puede ser calculado. Por lo tanto para suelos no congelados, si C_u es el calor volumétrico, entonces:

$$C_u = \gamma_d C_{\text{suelo}} + \frac{w}{100} \gamma_d C_{\text{agua}} \quad (1.1)$$

Así pues,

$$C_u = \gamma_d \left(0.17 + \frac{w}{100} \right) \quad (1.2)$$

Donde:

γ_d , densidad del suelo seco

w, contenido de agua

Para suelos congelados, si C_f es el calor volumétrico, entonces:

$$C_f = \gamma_d C_{\text{suelo}} + \frac{w}{100} \gamma_d C_{\text{agua}} \quad (1.3)$$

Entonces:

$$C_f = \gamma_d \left(0.17 + \frac{0.5w}{100} \right) \quad (1.4)$$

El contenido de calor y el cambio en la energía térmica de un sistema suelo-agua según esté congelado o no congelado depende de C_u , C_f , y L . El cambio térmico de energía es lineal con ambas temperaturas abajo y arriba de la congelación. Se acepta que después de un rato, en está puede haber materia extraña disuelta en el agua de los poros, el calor latente L para el agua de poro se toma generalmente igual al del agua.

Para el sistema suelo agua, ya que 1 lb de agua libera 1.434 Btu mientras está se congela, el calor latente de fusión se da como:

$$L = 1.434 w \gamma_d. \quad (1.5)$$

Esto representa el cambio en la energía térmica por unidad de volumen de suelo cuando el agua del suelo se congela o descongela.

Profundidad de afectación.

La suposición más simple que puede hacerse para la estimación de penetración de la congelación, de la parte superior de la superficie del terreno a la línea de congelación es que sea lineal, y que la temperatura permanece constante bajo la línea de congelación. Este es el modelo de Stefan. La figura 1.10 muestra estas suposiciones, que proveen un análisis aproximado.

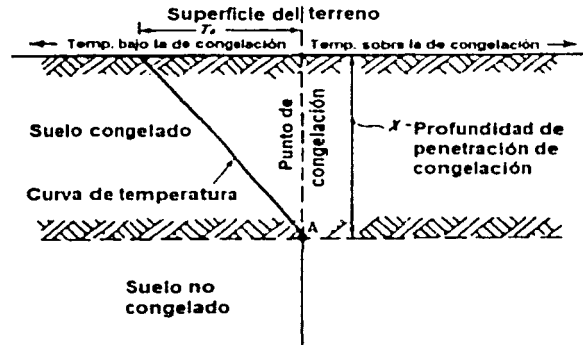


Figura 1.10 Condiciones térmicas asumidas por el modelo de Stefan.

En un punto A sobre el frente congelado, la ecuación de continuidad debe ser satisfecha. Esto requiere que el calor latente liberado cuando el agua del poro se congela a una profundidad Δx en

un tiempo Δt debe ser igual a la velocidad de calor conducido a la superficie del terreno. Para pequeños valores de Δx y Δt esto puede ser escrito como:

$$K_f \frac{T_f}{x} = L \frac{dx}{dt} \quad (1.6)$$

Donde:

T_f , temperatura abajo del punto de congelación como se muestra en la figura 1.10.

L , calor latente del agua de poro.

$$L \frac{dx}{dt} = q \quad (1.7)$$

$$\frac{T_f}{x} = i \quad (1.8)$$

De este modo,

$$\frac{K_f}{L} \int T_f dt = \frac{x^2}{2} \quad (1.9)$$

Por consiguiente,

$$x = \sqrt{\frac{2K_f \int T_f dt}{L}} \quad (1.10)$$

$\int T_f dt$ en grados hora es igual a el índice de congelación I_c reportado en grados día con la corrección apropiada. Por lo tanto,

$$x = \sqrt{\frac{48K_f I_c}{L}} \quad (1.11)$$

La ecuación anterior es la ecuación de Stefan derivada unicamente para el modelo mostrado en la figura 1.10. Las limitaciones a excepción de estas contenidas en la variación lineal de la temperatura de la superficie del terreno a la línea de congelación, incluyen los factores de calor volumétrico de el suelo congelado y el no congelado. Se ha encontrado que la predicción de la profundidad de penetración de congelación x hecha sobre estas bases tiende a sobreestimar la penetración real.

El uso de la ecuación de difusión provee un análisis más riguroso para la estimación de la congelación. Este método de tratamiento fue desarrollado por Berggren y más tarde modificado por Aldrich y Paynter. En el modelo modificado de Berggren, la ecuación de difusión se usa para definir el perfil de la temperatura del subsuelo. El perfil de la temperatura del subsuelo se traza para un tiempo t instantáneo. La notación para las propiedades térmicas de las capas de suelo congeladas y no congeladas están dadas en la tabla 1-1.

Para cualquier análisis matemático razonable debe asumirse que las condiciones sean analizadas para un tiempo particular, el cual puede entonces ser integrado para cubrir el intervalo bajo consideración.

Tabla 1-1 notación para propiedades térmicas de suelos congelados y no congelados.

	Suelo no congelado	Suelo congelado
Conductividad térmica	K_u	K_f
Calor volumétrico	C_u	C_f
Coefficiente de difusión	$a_u = K_u/C_u$	$a_f = K_f/C_f$

En la capa congelada de suelo, el perfil de temperatura esta dado por la ecuación de difusión (ec.1.28) con las constantes térmicas apropiadas como siguen:

$$\frac{\partial T_f}{\partial t} = a_f \frac{\partial^2 T_f}{\partial x^2} \quad (1.12)$$

Similarmente, en la capa de suelo no congelado:

$$\frac{\partial T_u}{\partial t} = a_u \frac{\partial^2 T_u}{\partial x^2} \quad (1.13)$$

Deben ser válidas.

En un punto A sobre el frente de congelación (figura 1.11) la ecuación de continuidad debe ser satisfecha. Esto requiere que el valor de calor neto que fluye de el frente congelado debe ser igual al calor latente abastecido por el agua cuando esta se congela a una profundidad Δx en un tiempo Δt . Entonces para desvanecer valores pequeños de Δx y Δt ,

$$L \frac{dx}{dt} = \Delta q \quad (1.14)$$

Donde Δq es el valor neto de calor que fluye en la interfase de congelación.

De este modo,

$$K_f \frac{\partial T_f}{\partial x} - K_u \frac{\partial T_u}{\partial x} = L \frac{dx}{dt} \quad (1.15)$$

La solución para x, la profundidad de penetración de congelación dentro del subsuelo definida de las condiciones de estado limite, ha sido dada por Aldrich y Paynter como:

$$x = \lambda \sqrt{\frac{48 K_f I_c}{L}} \quad (1.16)$$

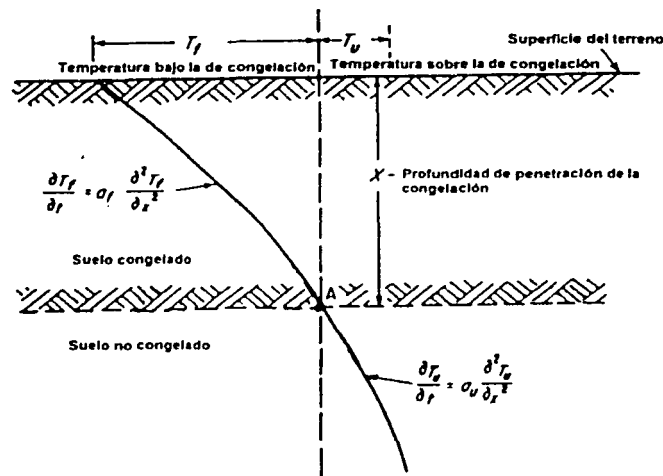


Figura 1.11 Perfil de temperatura del terreno modificado por un modelo de Berggren.

El coeficiente de corrección λ depende en las propiedades del suelo congelado y no congelado. Valores para λ pueden ser obtenidos de la figura 1.12. El parámetro de difusión adimensional μ esta dado como:

$$\mu = \frac{C_f T_f}{L} \approx \frac{C_f I_c}{L_f} \quad (1.17)$$

Es obvio de examinaones a la ecuación modificada de Berggren que el almacenaje y la transferencia ideal de calor son asumidos. La conductividad térmica de la masa de suelo varía para diferentes temperaturas y tipos de suelo.

A fin de obtener el coeficiente de corrección λ , el parámetro de fusión μ y la relación térmica α se necesitan. La relación térmica se define como el radio de la temperatura arriba del punto de congelación y la temperatura bajo el punto de congelación $\alpha = T_u/T_f$. Como una aproximación, T_f puede ser tomado igual a I_c/t . Los valores T_u y T_f son valores absolutos y se miden en términos de la diferencia de temperatura a la temperatura de congelación (generalmente tomado como 32 °F).

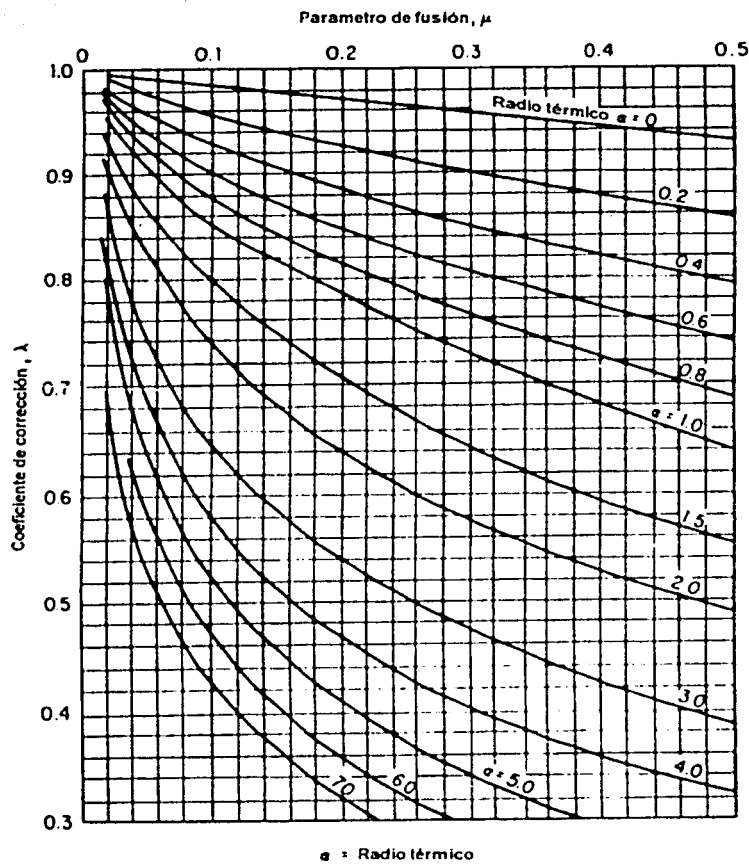


Figura 1.12 Coeficiente de corrección λ , para la ecuación 1.25 según Aldrich.

De la experimentación, se ha observado que la ecuación de Stefan da un resultado sobrestimado de la profundidad de penetración de congelación, debido a que en la ecuación no se pone atención a el calor volumétrico de la masa de suelo, y que además simplifica la estimación para x asumiendo una distribución de temperatura lineal en la masa de suelo. Para perfiles de multicapas de suelo, los valores efectivos del calor latente de fusión y calor volumétrico del suelo deben ser calculados sobre una base ponderada, ya que estas son dependientes de el contenido de agua y la densidad de seco del suelo. En la misma forma, la conductividad térmica debe también ser calculada para el suelo total que se piense está dentro de la zona de penetración por congelación. Evidentemente en la primera estimación debe obtenerse una primera aproximación de la profundidad de penetración de la congelación. La ecuación de stefan puede ser usada como la más apropiada para esto.

Todos los métodos teóricos existentes de determinación de la profundidad de penetración de la congelación y cantidad de congelación de suelos (Stefan, Newman, Rückli) cualquiera de ellos dan soluciones aproximadas o son basados en suposiciones que no toman en consideración todos los fenómenos físicos que ocurren durante los medios de congelación del suelo (Rückli, 1950). Aparte de los métodos teóricos hay varios métodos empíricos de determinación de la profundidad de penetración de la congelación en suelos, que están en observaciones reales en el campo.

La expresión empírica de Lapkin (Shahuanianc, 1953) es también de interés,

$$\zeta = \frac{K_f}{100} (0.09 I_f + 70) \quad (1.18)$$

Donde:

ζ , profundidad de penetración de la congelación, en m.

K_f , coeficiente empírico; para suelos ligeramente cohesivos y suelos cohesivos con contenido de agua menor a 30 % y cubiertos con nieve limpia $K_f = 0.75$; para suelos y gravas de grano grueso $K_f = 1.33$.

I_f , índice de congelación, en °C.

De acuerdo con la N Rusa Estándar TU127-55 la profundidad de penetración de la congelación en suelos de arena/arcilla con sedimento y arcillas deberían determinarse de la siguiente manera:

$$\zeta = 0.23 \sqrt{S_f} + 2 \quad (1.19)$$

Donde:

ζ , profundidad de penetración de la congelación, en m.

S_f , suma promedio de temperaturas mensuales negativas (bajo cero) según registros acumulados a través de muchos años; el valor de S_f se toma como positivo.

La expresión de arriba, también se puede usar en el caso de arenas y suelos ligeramente cohesivos en cuyo caso el valor evaluado de ζ es incrementado en 20%.

1.7 LA DIFUSIÓN

En condiciones ideales el calor fluye a través del suelo en términos de la transmisión de calor y es un paso preliminar hacia la estimación de la profundidad de penetración de la congelación. La transferencia de calor puede ser lograda por medio de la radiación, conducción y convección. En suelos parcialmente saturados, la radiación y la conducción son los mecanismos más probables para el traslado de calor, jugando la conducción el papel mayor. Sin embargo, en suelos totalmente saturados la relación se reduce a una cantidad insignificante y la transferencia de calor puede ser analizada únicamente sobre la conducción de calor sin errores estimables. En este caso, esta es la transferencia de energía cinética de las moléculas en el sumidero de calor (la porción cálida del suelo a profundidades inferiores) a moléculas en la porción de suelo más frío cercano a la superficie del terreno. Si las temperaturas de todos los cuerpos son consideradas en términos relativos, todos los cuerpos físicos pueden ser considerados como almacenes de calor. Si la temperatura que circunda los cuerpos es mucho más baja que la de los cuerpos, alguna de la energía térmica contenida dentro de los cuerpos se liberará en orden a mantener el equilibrio térmico.

Considerando temperaturas arriba o abajo del punto de congelación, el cambio en la energía térmica entre dos puntos arbitrarios A y B, está dado como:

$$U_A - U_B = C(T_A - T_B) \quad (1.20)$$

Donde:

C, calor volumétrico del cuerpo, Btu/ft³/°F

U, energía térmica, Btu/ft³

T, temperatura, °F

En este ejemplo, se ha usado el término general C en la ecuación. Sin embargo, se entiende que C_u y C_r deben ser usados, según sea el caso.

Para pequeños cambios, de la ecuación anterior, por suponer U_A - U_B aproximadamente cero

$$dU = CdT \quad \text{ó} \quad \frac{\partial U}{\partial T} = C \quad (1.21)$$

En el caso de transferencia de calor por conducción, Q esta dada por la ecuación de Fourier

$$Q = KiA = K \frac{T_A - T_B}{l} A \quad (1.22)$$

En forma básica,

$$q = -K \frac{\partial T}{\partial x} \quad (1.23)$$

Donde:

Q, transferencia de calor, Btu/hr

i, gradiente térmico

K, conductividad térmica, Btu/hr/ft/°F

A, área, ft²

q, Q/A

x, profundidad tomada como descendente de la parte superior de la superficie.

Para estimar la cantidad y penetración de congelación, la cantidad térmica puede considerarse. Por simplicidad, es considerado solo flujo unidimensional de calor (en la dirección x). En la ausencia de congelación y descongelación, ejemplo, sin introducción del término L, se sigue de la conservación de la energía termal que:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (1.24)$$

Donde t se refiere a un instante particular de tiempo. De la ec. (1.21)

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C \frac{\partial T}{\partial t} \quad (1.25)$$

Realizando sustituciones apropiadas y puesto que:

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -K \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (1.26)$$

Por lo tanto,

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{K}{C} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (1.27)$$

Definiendo a K/C como a , la constante de difusión,

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (1.28)$$

La ecuación anterior es la ecuación de difusión, que representa el perfil de temperatura en el subsuelo en cualquier tiempo instantáneo. Que para condiciones particulares ha sido demostrado en el tema anterior en la predicción de la profundidad de penetración de la congelación.

1.8 CONGELACIÓN EN SUELOS DE GRANO GRUESO

En suelos de grano grueso, a causa del tamaño de las partículas, las fuerzas de gravedad son probablemente las más predominantes para ambas fases mineral y líquida. Como se mostró anteriormente, las fuerzas superficiales son, en comparación con las fuerzas de gravedad, tan pequeñas que su efecto puede ser despreciado. El volumen de agua en un suelo granular saturado puede entonces considerarse como agua libre.

Cuando un sistema agua-suelo se congela, el hielo puede penetrar de un vacío al siguiente. En consecuencia, el agua en los vacíos del suelo se congela como cristales de hielo individual sin un movimiento significativo de agua a puntos de cristalización de hielo.

Investigaciones experimentales apoyadas por los estudios de campo indican pocos o ningún levantamiento de suelos como resultado de la congelación en un sistema granular suelo-agua. La masa resultante del suelo congelado puede visualizarse como una matriz pivote con partículas de suelo granular. Hay evidencias experimentales que muestran una película de líquido en límites de fase a hielo. Por lo tanto, las partículas minerales no pueden estar en contacto directo con la fase de hielo, sino que están separadas por la película de líquido.

La iniciación de crecimiento en suelo saturado de sistema suelo-agua compuesto de partículas de grano grueso puede pensarse en una congelación ordinaria de agua entre los espacios de la porosa masa de suelo. Siguiendo la formación de núcleos de hielo en el agua de poro, el crecimiento del cristal de hielo progresará mientras la energía disponible debido a la transferencia de calor sea mayor de la relación interfacial agua-hielo. Esto se ilustra en la figura 1.13.

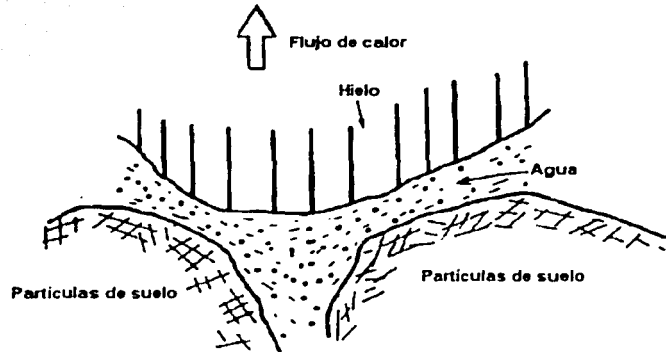


Figura 1.13 Diagrama ilustrativo del frente de hielo y la curvatura del plano de congelación.

Las relaciones interfaciales agua-hielo son representadas en términos de una presión P_{iw} la cual nosotros llamaremos presión interfacial agua-hielo. P_{iw} depende de la curvatura de el plano de congelación y una constante la cual se relaciona a la energía interfacial entre el agua y el hielo. La ecuación para P_{iw} esta dada como:

$$P_{iw} = C_{iw} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (1.29)$$

Donde:

C_{iw} , constante que depende de la energía interfacial entre el agua y el hielo.
 r_1, r_2 , radio principal de curvatura de la curva de interfase.

Si

$$r_1 = r_2$$

$$P_{iw} = \frac{2C_{iw}}{r_1} \quad (1.30)$$

La energía disponible debido a la transferencia de calor o a la depresión de la temperatura puede ser examinada desde los puntos de vista termodinámicos. Si nosotros suponemos un sistema cerrado que no varía, entonces de la segunda ley de la termodinámica:

$$F = Q \frac{T_2 - T_1}{T_2} \quad (1.31)$$

Donde:

F , energía libre o energía disponible
 Q , calor de energía transferido de T_2 a T_1 (incluyendo el calor de fusión L)
 $Q \approx L$, ya que el calor transferido de T_2 a T_1 excluyendo L , es pequeño
 T_2, T_1 , temperaturas del agua e hielo respectivamente.

La ecuación anterior puede escribirse en forma de una presión o succión si F es dividida entre el volumen V con el cual está asociada. Así,

$$\frac{F}{V} = H_s = L \left(\frac{T_2 - T_1}{T_2} \right) \quad (1.32)$$

Donde:

H_s , succión del suelo.

Mientras H_s es mayor que P_{iw} , la congelación del agua de poro en una masa de suelo granular continuará.

Es posible que cada espacio vacío en la masa de suelo contenga uno o más cristales de hielo. La formación de cristales de hielo puede ocurrir en las bases de formación de núcleos heterogéneos o homogéneos, la formación de núcleos heterogéneos es la iniciación de crecimiento o formación de un cristal de una sustancia extraña, y la formación de núcleos homogéneos es el crecimiento inicial sobre las bases de un brote de cristalización formado dentro de la fase del agua.

Si el agua dentro de la masa de hielo se subenfriaba y subsecuentemente se derrite rápidamente, probablemente ocurrirá la formación de núcleos. El sistema suelo-agua se congelará instantáneamente, dando origen a formación multicristal. Si la formación de núcleos no espontánea es la que ocurrió, se formarán menos cristales y la masa resultante de hielo se compondrá de cristales de crecimiento mayor como resultado de propagación de frentes de hielo. Sin embargo, esto, debe depender de factores tales como la temperatura y la duración de congelación.

La formación de núcleos heterogéneos puede explicarse basándose en la presencia de cuerpos extraños que actúan como brotes de cristalización para la congelación resultante. La formación de núcleos homogéneos en un sistema de agua pura no conteniendo cuerpos extraños puede ocurrir cuando un racimo de las moléculas de agua logra un cierto radio crítico. El radio del racimo será determinado por la energía libre superficial de las moléculas, y el radio crítico del racimo es a la vez una función de la temperatura.

Se requiere energía para soportar la sobrecarga de presión a cierta presión en el subsuelo. Esto pone al sistema suelo-agua bajo un estado de esfuerzo y consecuentemente temperaturas críticas bajas T_c , en las cuales el hielo y el agua de poro tienen igual presión de vapor. Para el hielo que se forma, es decir, para cuando ocurre la formación de núcleos, el agua de poro en sistema suelo-agua debe ser enfriada a la temperatura T_n de formación de núcleos. Pruebas experimentales han mostrado que T_n debe ser por lo menos 7°F menos que T_c . Los núcleos se forman ligeramente abajo de T_c , pero a causa de la energía térmica de las moléculas de agua, las probabilidades estadísticas son mayores en favor de la desintegración inmediata.

La energía térmica se abastece también en la forma que el agua es transportada a los núcleos. Obviamente la temperatura del sistema debe ser más baja a fin de disminuir la posibilidad de desintegración de los núcleos. La figura 1.14 muestra una vista esquemática, amplia y considerablemente exagerada, de un suelo de grano-groeso congelado en sistema suelo-agua. Se asume el sistema completamente saturado para hacer la presentación más simple. Una película de líquido separa la fase de hielo de la fase mineral a causa de la alteración de la estructura del agua junto a la superficie de las partículas.

Para un sistema semi-infinito de subsuelo, es una suposición válida que la dirección de congelación es uniaxial como se muestra en la figura 1.14. La línea de congelación representa la posición de la isoterma T_c . Esta no es una línea necesariamente horizontal, ya que tienen que ser consideradas muchas otras propiedades físicas de la masa de suelo. El contenido de agua en los poros de suelo inmediatamente detrás de la línea de congelación es superenfriada y formará núcleos cuando la línea de congelación avance adicionalmente, así la temperatura baja a T_n , la temperatura de formación de núcleos.

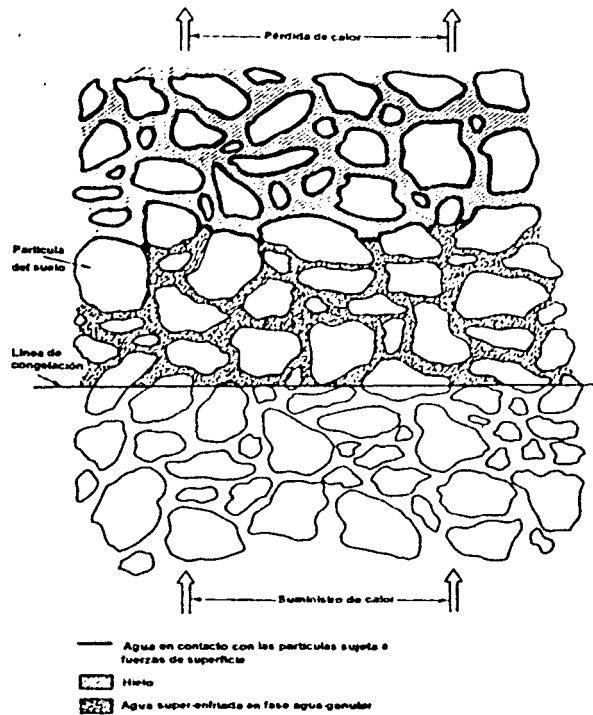


Figura 1.14 Vista esquemática de la congelación en suelos de grano grueso.

1.9 CONGELACIÓN EN SUELOS DE GRANO FINO

Las medidas de la expansión de suelos de grano fino sujetos a temperaturas de congelación muestran que el incremento de volumen es mayor que el esperado 10-11% en el incremento del volumen debido a la congelación del agua en el suelo. El incremento en el volumen puede llegar a 100% o más, y es el resultado de la formación de lente de hielo en el subsuelo. Levantamiento de la superficie del terreno y la acción perjudicial a las estructuras superficiales puede surgir como resultado de este levantamiento por congelación.

Las condiciones necesarias para que ocurra levantamiento por congelación son:

1. Suelo susceptible a congelación. Casagrande ha mostrado que para suelos bien graduados, si el 3% o más de las partículas de suelo es menor de 0.02mm en tamaño de la partícula, la probabilidad de acción de congelación es alta. Para suelos uniformemente graduados, si el 100% o más de las partículas de suelo es menor de 0.02mm en tamaño, entonces es posible la acción de congelación.
2. Temperatura. La temperatura de subcongelación debe penetrar en el suelo. La velocidad de congelación debe ser relativamente lenta para permitir una acumulación progresiva de lentes de hielo.
3. Disponibilidad de agua. Debe haber un abastecimiento de agua para el crecimiento de lentes de hielo. Esto generalmente significa que el nivel de agua freática de terreno debería estar a no más de 1.8m de la superficie de terreno.

Para una explicación del fenómeno de crecimiento de la lente de hielo, el agua que circunda las partículas puede ser clasificada en dos categorías:

- a) Agua adsorbida por la partícula de suelo
- b) Agua libre o suelta

La separación real entre las dos clases de agua es indistinta y no puede ser medida fácilmente.

Es más probable que ocurra la nucleación en el agua libre, no solamente a causa de la energía requerida, sino también porque esta bajo la influencia de las fuerzas de las partículas asociadas con el suelo. Cuando ocurren la nucleación y la subsecuente cristalización en la porción de agua libre, el crecimiento continuará mientras el calor perdido excede el calor ganado. Cualquier adición de agua al brote de cristalización significa una adición de calor. Se sigue entonces que a menos que la pérdida de calor de este brote sea igual o mayor que el calor ganado del agua traída dentro del brote para alimentar el crecimiento, consecuentemente ocurrirá el derretimiento. Si la pérdida de calor es igual al calor ganado, el equilibrio se mantiene.

Cuando toda el agua libre en el espacio de poro inmediato es usada para el crecimiento del cristal, pueden suceder una o ambas cosas, si el crecimiento adicional ocurre:

- a) El agua adsorbida es usada para el crecimiento adicional
- b) Más agua libre es drenada al brote de cristalización de la capa inferior no congelada de suelo.

Sin embargo, la temperatura no debe bajarse significativamente ya que el agua asociada con las partículas esta bajo mayor presión y se requerirá energía si el agua libre es drenada para el crecimiento del brote. Si el balance de calor se mantiene después de que toda el agua libre en el espacio del poro inmediato ha sido congelada, no ocurrirá ningún crecimiento adicional. No obstante, si la temperatura es adicionalmente disminuida, el crecimiento consecutivo puede ocurrir.

Como la temperatura decrece, una deficiencia en la presión se induce al frente de hielo. Si esta deficiencia en la presión es suficiente para mover agua al brote creciente dependerá de la disponibilidad del agua libre en poros adyacentes y del agua adsorbida. La congelación continúa mientras el agua pueda ser traída. Sin embargo, se alcanza un punto cuando la energía requerida para traer agua para mantener el crecimiento llega a ser demasiado grande y el crecimiento se detiene. El otro núcleo se formará adelante del frente de hielo, donde la temperatura puede estar dentro del rango de temperatura de nucleación. La secuencia pictórica para el crecimiento de las lentes de hielo esta presente en la figura 1.15.

En la etapa 1, el brote de cristalización se forma en el agua libre. Si las condiciones de balance de calor son satisfechas, el cristal de hielo crecerá hasta que toda el agua libre dentro de este espacio de poro se agrega al crecimiento del cristal. Cuando toda el agua libre en el poro se ha agotado, como se muestra en la etapa 2, el agua libre es drenada desde el poro adyacente, y el agua bajo la

influencia de las partículas es también usada para agregar crecimiento al hielo. El desplazamiento de partículas ocurre como resultado de ambos, pérdida de agua y crecimiento del cristal.

Cuando la temperatura adicional disminuye, más desplazamiento de partículas ocurre tanto como el agua sea drenada de fuentes adicionales lejos del brote de cristalización, y tanto como el cristal de hielo crece. Esto se muestra en la etapa 3 en la fig. 1.15c. Desde que la transferencia de calor es esencialmente unidireccional, el cristal comienza a asumir la forma de una lente perpendicular a la dirección de pérdida de calor. Si el crecimiento de la lente de hielo es continua, la temperatura debe disminuirse más y la transferencia de calor debe ser consecuentemente mucho mayor. La mayor cantidad de agua en el espacio del poro inmediato fue retenida por las partículas del suelo, y la mayor cantidad del agua libre de los espacios del poro inmediato deben ser drenados hasta la lente de hielo.

La etapa 4 del crecimiento de un cristal de hielo ocurre cuando toda el agua disponible dentro del área vecina ha sido usada y un abastecimiento adicional no puede hacerse disponible a causa de los altos requerimientos de energía. Cuando esto sucede, otra lente comenzará a crecer más abajo del mismo modo. El proceso se repetirá tanto como el movimiento del frente frío sea hacia abajo, y el agua este disponible.

El crecimiento de las lentes de hielo desplaza las partículas de suelo que circundan la lente, ocasionando un cambio total de volumen y un sollevamiento resultante de la masa de suelo sobre la superficie. Este es el levantamiento por congelación.

Las lentes de hielo también pueden formarse en sistemas cerrados, donde no existe agua disponible, pero estas lentes serían pequeñas ya que únicamente el contenido original de agua provee el agua para el crecimiento del hielo y la formación de lentes. Como resultado poco o ningún levantamiento ocurre.

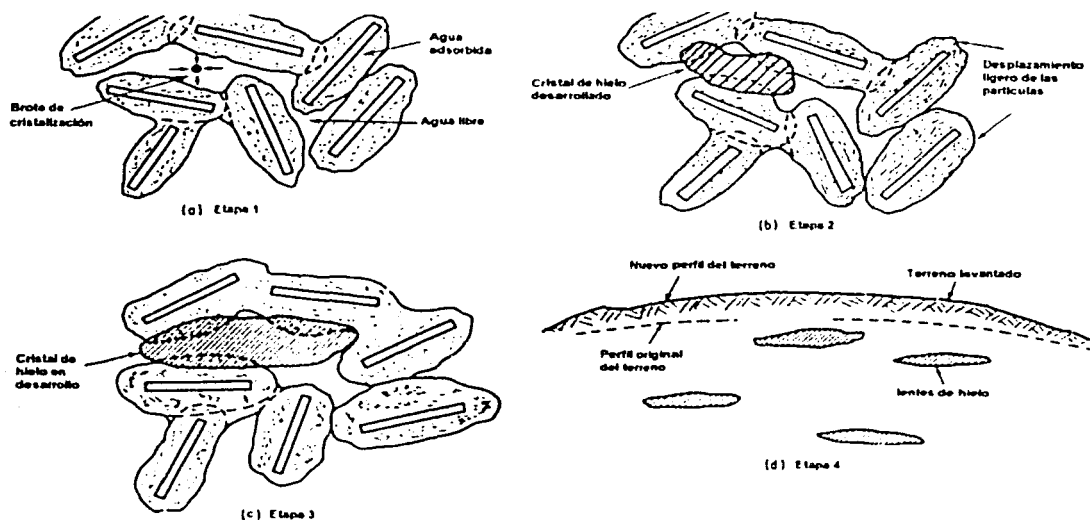


Figura 1.15. Etapas de lentes de hielo en crecimiento. (a) Agua libre en el espacio de poro inmediato utilizada para el crecimiento del cristal de hielo. (b) Agua libre drenada desde poros vecinos y agua adsorbida para el crecimiento adicional del cristal. (c) Agua libre drenada desde el espacio del poro adicional lejano y agua adsorbida en el espacio del poro inmediato siendo utilizada, el desplazamiento de partículas ocurre a causa del crecimiento de cristales en forma de lentes. (d) Vista macroscópica de la formación de lentes de hielo en el subsuelo debido al avance de la línea de congelación y agotamiento del abastecimiento de agua alrededor del crecimiento del cristal.

1.10 AGUA NO CONGELADA EN SUELOS CONGELADOS

El mecanismo descrito para el suelo congelado implicó que no toda el agua se congela cuando la masa de suelo se somete a temperaturas por debajo del punto de congelación. Esto ha sido mostrado experimentalmente por ser cierto para suelos que contienen un alto porcentaje de partículas de grano fino. Las fuerzas de superficie definen la naturaleza y límites del agua que rodea a las partículas. La más débil se acerca a la partícula superficial, luego son más altas las fuerzas de superficie y la más alta es la fuerza requerida para mover una molécula de agua en o fuera de esta área. La disminución de temperatura para congelación del agua retenida por las partículas del suelo variará con la intensidad de las interacciones o alternativamente de la fuerza de succión. Por ello, una cantidad variante del agua total se congela.

La cantidad de agua no congelada como una proporción del contenido total de agua, o por ciento de agua no congelada, varía con:

- a) Contenido original de agua
- b) Por ciento de agua-saturación
- c) Temperatura de congelación
- d) Contenido de arcilla (por ciento de partículas de arcilla activa en el suelo-sistema de agua)
- e) Densidad de carga de las partículas del suelo
- f) Concentración de electrólito
- g) Estructura de suelo

En algunos casos, la depresión del punto de congelación ocasionada por las fuerzas interparticulares puede ser tan alta como 15 °C en una distancia de cerca de $10^{-3}\mu$ desde la superficie de la partícula. La depresión del punto de congelación es la diferencia entre el punto de congelación del agua y el punto de congelación del agua bajo la influencia de los potenciales circundando a la partícula de suelo.

La historia de congelación del suelo debe conocerse para ser probada, ya que el contenido de agua no congelada del suelo dependerá de si el muestreo es enfriado o calentado a la temperatura de prueba. Las razones para las diferencias en un contenido de agua no congelada con las variantes historias de congelación yacen en el hecho de que la orientación y arreglo de la partícula pueden cambiar durante la congelación y descongelación, así ocasionando un cambio en la acción de las fuerzas interparticulares discutidas anteriormente.

Se ha probado experimentalmente que el grado de variación en el contenido de agua no congelada es mucho mayor a temperaturas más altas.

El método calorimétrico es un simple método para medición del contenido de agua no congelada de suelos congelados. El procedimiento de prueba requiere que una muestra de suelo congelado se introduzca en el líquido calorimétrico (usualmente agua) y se mida la resultante de temperatura. El equipo calorimétrico, consiste de un exterior e interior de envoltura metálica junto con el recipiente y agitador, como se muestra en la figura 1.16. La medición y constantes requeridas se muestran en la ec. (1.33).

Si este método es usado exitosamente, es esencial que la pérdida de radiación durante la prueba calorimétrica estará rindiendo cuentas de ello.

Esto puede ser logrado utilizando el siguiente procedimiento:

Si

W_s , peso de partículas de suelo

W_w , peso de agua en la muestra de suelo antes de la congelación

C_w , calor específico del agua

C_i , calor específico del hielo

C_s , calor específico de las partículas de suelo

L , calor latente de fusión

T_i , temperatura inicial de la muestra

ΔT_1 , cambio de temperatura del calorímetro y contenidos durante la prueba

ΔT_2 , $T_f - T_i$

T_f , temperatura final (temperatura de equilibrio)

W_1 , peso del agua en el calorímetro

W , $W_1 - W_2$

X_u , peso de agua no congelada

ΔT_i , $0^\circ\text{C} - T_i$

ΔT_f , $T_f - 0^\circ\text{C}$

Entonces para el equilibrio termodinámico,

$$W_s C_s \Delta T_2 + (W_w + X_u) C_i \Delta T_i + (W_w - X_u) L + (W_w - X_u) C_w \Delta T_f + X_u C_w \Delta T_2 = W C_w \Delta T_1 \quad (1.33)$$

Resolviendo para X_u , el peso de agua no congelada,

$$X_u = \frac{W_w (C_i \Delta T_i + L + C_w \Delta T_f) + W_s C_s \Delta T_2 - W C_w \Delta T_1}{C_i \Delta T_i + L + C_w \Delta T_f - C_w \Delta T_2} \quad (1.34)$$

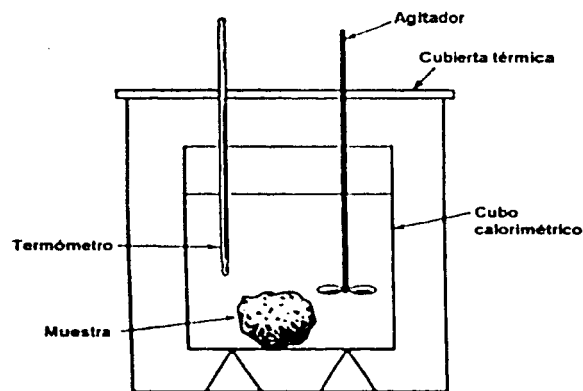


Figura 1.16. Esquema ilustrativo de un calorímetro.

1.10.1 POTENCIALIDAD DEL AGUA DEL SUELO Y AGUA NO CONGELADA

Puesto que la potencialidad del agua del suelo es la medida de la diferencia en energía libre entre el agua en el suelo y el volumen de agua, el contenido de agua no congelada será relativo a la potencialidad del agua del suelo. Con el creciente contenido de agua inicial el por ciento de agua no congelada disminuirá, ya que la potencialidad del agua del suelo decrece. La cantidad de agua no congelada debe aumentar con el incremento del contenido inicial de agua. Con el aumento de la potencialidad del agua del suelo (medida a la temperatura del sitio) el por ciento de agua no congelada aumenta para cualquier temperatura.

Esta relación se establece para la potencialidad del agua del suelo medida a la temperatura del sitio. Una disminución en la temperatura aumenta la componente de potencialidad del agua del suelo debido a las fuerzas de tensión de la superficie, y disminuciones que se deben a las fuerzas de difusión ión-cap. Esto tendría que ser tomado en cuenta en una dependencia cuantitativa de agua no congelada sobre la potencialidad del agua del suelo.

2 EFECTOS DE LA CONGELACIÓN EN SUELOS

2.1 EFECTO DE LA ACCIÓN DE CONGELACIÓN SOBRE PAVIMENTOS Y MEDIDAS PREVENTIVAS

El daño a los pavimentos de aeropuertos y carreteras, ocasionadas por bajas temperaturas y la acción de congelación en las rasantes del suelo constituye uno de los problemas más difíciles con los que un ingeniero de aeropuertos o carreteras debe tratar. Los pavimentos se rompen frecuentemente en la parte superior o se dañan severamente tanto como la rasante se congele en invierno y descongele en la primavera, y los costos de reparación y mantenimiento pueden aumentar severamente los presupuestos del ingeniero para las operaciones. Los pavimentos de tipo flexible, tales como mezcla arcilla-arena y grava, arcilla-arena, suelo-cemento, y betún de suelo, son los más vulnerables para el daño de este tipo. Sin embargo, las losas de concreto rígido o las superficies bituminosas sobre bases de concreto también pueden sufrir levantamiento y rompimiento. Tal rompimiento resulta en deterioro de la eliminación de calidades de este tipo de pavimento rígido y un marcado incremento en costos de mantenimiento, así como también una reducción de su vida útil de servicio.

En la primavera, cuando los subsuelos congelados se deshuelan, estos pueden llegar a ser sumamente inestables. A fin de proteger el pavimento durante este período es necesario poner un embargo de tránsito vehicular con la facilidad de restringir el peso de los vehículos que puedan usar este. En algunas áreas severamente afectadas, puede ser necesario cerrar la carretera o aeropuerto a todo el tránsito por un período de tiempo para permitir que la rasante recupere su estabilidad. El período de tiempo por el cual los embargos de tránsito parcial o completo deben imponerse depende de la severidad del daño por congelación y de las condiciones de tiempo que afectan la cantidad de deshielo y secado de la rasante.

En el diseño y construcción de nuevos caminos el daño debido a elevación por congelación puede ser eliminado por el uso de una sub-base suficientemente gruesa (reemplazo de suelo susceptible a congelación por suelo no susceptible a congelación), por aumentar la altura de terraplenes, por bajar el nivel de agua freática, o cortando el flujo de agua mediante una instalación de desagües longitudinales o por estabilización con cemento de las subcapas preparadas del suelo.

Los terraplenes construidos en suelos susceptibles a congelación deben ser compactados en capas consistentes de material uniforme y se debe asegurar que el contenido de agua de los materiales de relleno susceptible a congelación no sea aumentado durante la construcción. Cada capa debe ser compactada a una caída de aproximadamente 4% del centro de la línea del terraplén.

Suelos que contienen materia orgánica o suelo agrícola no deben ser usados como material de relleno ni deben dejarse estos como preparación en el nivel de formación; esto frecuentemente sucede en el punto de transición entre el corte y el terraplén o bajo terraplenes superficiales y conduce a daños diferenciales y levantamientos por congelación del pavimento. En la reconstrucción de caminos viejos el bajar el nivel de agua freática o introducir a una sub-base no susceptible a congelación son útiles y son las medidas preventivas más usuales.

La transición de una sección de rasante susceptible a congelación a una no susceptible a congelación debe ser gradual con la sub-base exterior cubriendo de 1:10 a 1:20 a el nivel de formación.

En ampliación el lado de abajo de una nueva construcción debe tomarse bajo el mismo nivel de formación como una de las existentes a fin de minimizar las posibilidades de levantamiento diferencial.

A pesar de todo si el propósito es el diseño y la construcción de un nuevo camino o para la reconstrucción de uno viejo, los suelos subyacentes deben ser investigados, el nivel de agua freática (existente y si es posible, el más alto) debe ser establecido y deben efectuarse pruebas de laboratorio sobre suelos a profundidad de 1m (y particularmente a menos de 0.5m de la superficie bajo el nivel de formación).

En cada caso la rasante y los hombros deben protegerse contra el ingreso de agua por: (i) formación y provisión de caídas transversales en la superficie y hombros ($\geq 4\%$), (ii) impermeabilización de la superficie del camino y hombros, (iii) provisión de caídas longitudinales apropiadas en el lado de cunetas ($\geq 0.2\%$), y (iv) drenaje apropiado de la sub-base a los lados del camino.

2.2 FASES DEL DAÑO POR CONGELACIÓN

El daño por congelación a los pavimentos y sus rasantes ocurre en dos fases distintas. Primero los pavimentos se levantan verticalmente durante la temporada invernal cuando las temperaturas del aire están por debajo de las de congelación por mantenidos períodos de tiempo. Tanto como el espesor de congelación penetre la rasante, las capas de hielo pueden formarse en el suelo en áreas en donde las condiciones son favorables a su crecimiento. La cantidad de elevación del pavimento es aproximadamente igual al espesor de estas capas de hielo. Este levantamiento del pavimento, de sí mismo, puede no ser seriamente perjudicado si este fuera uniforme en cantidad; pero, ya que los suelos y otras condiciones que influyen el crecimiento de las capas de hielo nunca son uniformes, la elevación de pavimentos presenta una superficie áspera y los pavimentos rígidos pueden agrietarse y romperse por los levantamientos desiguales.

La segunda fase del daño por congelación ocurre hacia el final de la temporada invernal o al principio de la primavera cuando comienza el deshielo. La rasante congelada se deshíela desde la cima y desde el fondo. Así, para un período de tiempo durante el deshielo de primavera, hay una capa de suelo congelado en la rasante que gradualmente disminuye en espesor tanto como progresa el derretimiento. El suelo deshielado entre el pavimento y esta capa contiene una excesiva cantidad de humedad que resulta del derretimiento del hielo que está contenida cuando estaba congelado. Ya que la capa de suelo congelado es impermeable al agua, el suelo deshielado de arriba no puede drenarse y este suelo pierde prácticamente toda su relación de poder a causa de su condición supersaturada. Si el pavimento es flexible o de tipo no rígido y se permite que el tránsito use el camino o la pista de aterrizaje mientras la rasante está en esta condición, las ruedas de los vehículos fácilmente rompen el pavimento y hacen como pasta las capas lodosas de abajo. Esta condición es conocida como ebullición por congelación y es una consecuencia directa de la elevación por congelación cuando se permite que el tráfico pesado utilice los pavimentos que sufrieron levantamiento, durante el período de deshielo.

2.3 DURACIÓN DE EBULLICIÓN POR CONGELACIÓN

Debido a que la condición inestable de la rasante en las áreas de ebullición por congelación es causada por la presencia de una capa de suelo congelado abajo, la cual corta el drenaje de la capa superior de la rasante, el período de tiempo que dura la condición de una ebullición por congelación depende del tiempo requerido para que la capa congelada se derrita completamente. Si el agua de arriba se calienta rápidamente, la capa puede deshielarse relativamente en pocos días. Pero si el deshielo es gradual y el tiempo de congelación x , en el tiempo de deshielo, están entremezclados sobre un largo período de tiempo, las ebulliciones por congelación pueden persistir por varias semanas; y puede ser necesario continuar un embargo de tránsito por un período largo a fin de proteger el pavimento. Si ocurre una lluvia cálida durante la temporada de ebullición por congelación, el agua de lluvia puede empapar abajo en el suelo y acelerar el deshielo de la capa congelada que corta el drenaje de la rasante. Cuando la capa se derrite completamente la capa supersaturada de arriba drenará más rápidamente por gravedad. Tales condiciones pueden resultar en la situación anómala de una tormenta ocasionando un secado del camino más rápidamente, algunas veces de noche.

No hay método artificial práctico para curar una ebullición por congelación después de que se ha desarrollado. Las fuerzas para derretir la capa congelada por medidas artificiales, tal como la inyección de vapor dentro de la rasante, han sido efectivos sobre algunas áreas limitadas en algunos casos, debido a que es un procedimiento caro para ser usado en tramos muy largos. La mejor defensa contra la ebullición por congelación es construir el camino en forma tal que sea prevenida o severamente inhibida la elevación por congelación. Esto requiere de un conocimiento completo de la mecánica de la elevación por congelación y métodos de identificación de las partes de un camino o pista de aterrizaje donde es probable que ocurra la elevación.

2.3.1 FACTORES QUE AFECTAN LAS ESTACIONES DE DESCONGELAMIENTO

La proporción y profundidad de la estación de descongelamiento esta influida notablemente por el tipo de exposición, por la hidrología y por la vegetación, cubierta de nieve y tipo de suelo. Una cubierta aislante de nieve o vegetación causaría un deshielo más somero, como contraste un deshielo más profundo en lugares que están descubiertos o que reciben más el sol. Estas condiciones pueden variar considerablemente dentro de cortas distancias, con el resultado de que el fondo del terreno derretido es una superficie desigual.

2.4 TERRENO PERMANENTEMENTE CONGELADO Y SU EFECTO SUPERFICIAL

En América del Norte, cerca del Círculo Ártico, el suelo permanece congelado a grandes profundidades a lo largo del año (terreno permanentemente congelado) que en algunas áreas es tan profundo que alcanza los 300m. La latitud del terreno permanentemente congelado, no es uniforme y en parte de Canadá y Alaska se encuentra muy lejos hacia el sur de la zona continua y en partes muy localizadas ocurridas en montañas altas en todo el mundo.

Las partes altas con pocos metros de espesor del terreno permanentemente congelado pueden deshielarse en la temporada de estiaje. Esta es la zona activa y frecuentemente llega a ser un lodazal.

El terreno permanentemente congelado esta frecuentemente cubierto con un manto aislante de musgo pequeñito y de vegetación densamente enmarañada llamada tundra. Esto minimiza la profundidad de la zona activa, y la remoción de este aislamiento natural aumentaría bastante la zona activa.

Una región de terreno permanentemente congelado puede ser reconocida, en la superficie y desde el aire, por la ocurrencia de un número de formas terrestres distintas, tales como:

- Pingos. Son montículos grandes quizá de 30 a 45m. de diámetro y de 7.5 a 9m. de alto, subidos por la acción de la congelación arriba del terreno congelado.
- Palsas. Una palsa es parecida a un pingo, pero consiste principalmente de suelo de turba y ocurre con mayor frecuencia cerca del margen sur en la discontinuidad del terreno permanentemente congelado.
- Terreno poligonal y cuñas de hielo. Se refiere a los modelos de suelo en forma de polígono producidos sobre el terreno plano por la contracción térmica que agrieta la capa superior del terreno permanentemente congelado. Las grietas forman un modelo rectangular o hexagonal y se llenan en la superficie por agua derretida, la cual se congela formando cuñas verticales de hielo o venas en forma de cuña.
- Bosques ebrios. Son regiones forestales en las cuales los árboles se inclinan locamente fuera de su propia verticalidad debido al derretimiento de la capa del terreno permanentemente congelado y a la distorsión brusca de la superficie terrestre que resulta de esto.
- Paisaje con grandes hoyos. Son marcados en la superficie por los hoyos de sumidero ocasionados por el derretimiento de grandes volúmenes de hielo en el terreno.
- Ríos con gotas alineadas. Un río con gotas alineadas tiene un modelo extraño de meandro angular que resulta del seguimiento a lo largo de las cimas de las cuñas poligonales de hielo. Este es caracterizado por ampliaciones frecuentes ocasionadas por el derretimiento de bloques de hielo en el terreno, que dan el aspecto de gotas alineadas cuando se observan desde el aire.

2.5 DEGENERACIÓN DE CORTES Y TERRAPLENES DURANTE EL DERRETIMIENTO

La formación de lentes de hielo puede ocurrir también en cortes y terraplenes inclinados si estos están en suelos susceptibles a congelación y si hay abastecimiento de agua libre disponible. La acción de la congelación produce en esencia un movimiento de las partículas hacia el pie del talud. Si el material no es susceptible a la congelación, las partículas de suelo colocadas en la superficie del talud se desplazan normalmente a dicha superficie, durante el proceso de congelación; durante el deshielo estas partículas descienden verticalmente, con un desplazamiento neto resultante hacia el pie del talud en la dirección de su superficie. Si los suelos son susceptibles, en especial si son limosos, la mayor parte del desplazamiento de las partículas ocurre durante la licuación posterior de los lentes de hielo formados en el período de congelación, paralelamente a la superficie del talud; esta licuación hace que el suelo colocado sobre los lentes de hielo se desintegre y fluya prácticamente como un líquido viscoso; este fenómeno se conoce con el nombre de solifluxión. Esto es el resultado del incremento del contenido de agua del suelo en la zona congelada, cuando existe derretimiento, debido a una disminución en su resistencia a la falla.

La medida preventiva más efectiva en tales casos es una instalación de drenaje en el estrato portador de agua que a la vez provee un apoyo adicional a la inclinación. Alternativamente, las inclinaciones de cortes y terraplenes pueden reducirse para asegurar su estabilidad aún en las condiciones de saturación completa del suelo.

2.6 INFLUENCIA DE LA CAPA CONGELADA EN ESTRUCTURAS DE INGENIERÍA

La existencia de terreno permanentemente congelado en una región influye mucho en el desempeño de instalaciones de ingeniería y presenta problemas en el diseño y construcción que no se encuentran en las zonas de mayor temperatura. En planeación de proyectos de ingeniería, desde el tipo más simple de construcción de una extensa carretera, aeropuerto o una instalación de utilidad pública, es necesario determinar por adelantado la naturaleza de los cambios estacionales en la capa activa y en el espesor de terreno permanentemente congelado, la profundidad de terreno congelado y los aspectos hidrológicos del agua del terreno dentro de la capa activa.

Las fluctuaciones como derretimiento y degradación de la capa permanentemente congelada son influidos fácilmente por cambios aparentemente menores en el régimen térmico al que se somete como resultado de todos los factores influyentes en su ambiente. Si este régimen térmico se cambia como resultado de las operaciones de ingeniería, entonces la capa permanentemente congelada cambiará y la influencia de este cambio sobre la estabilidad y la función de la instalación de ingeniería puede ser muy grande. El efecto sobre las subcapas preparadas de la carretera o el subsuelo que soporta las cimentaciones construidas o las tuberías, se pueden devastar. Consecuentemente, en muchas construcciones que se encuentran en áreas de terreno congelado se adoptan las medidas posibles para mantener el subsuelo en estado congelado. Es necesario, por lo tanto, planear el proyecto de ingeniería en una forma tal que o el régimen térmico no se perturbará o la influencia del proyecto sobre el régimen térmico y la capa de terreno permanente congelado puede predecirse y el efecto de estos cambios sobre el trabajo de ingeniería puede proveerse para el

diseño. La primera forma de planeación se llama método pasivo de diseño; y la segunda forma de planeación es llamada método activo.

Cuando cualquier trabajo de construcción es realizado en una área de terreno permanentemente congelado, es muy importante considerar el tiempo del año durante el cual el trabajo es realizado, porque en los cambios de las estaciones del año la capa de terreno permanentemente congelado varía y por lo tanto podría prevenirse un daño menor si no se realiza un estudio bien detallado.

2.7 PROTECCIÓN DE CIMENTACIONES CONTRA LA ELEVACIÓN POR CONGELACIÓN

Si las cimentaciones de una estructura no se han tomado abajo de la profundidad de penetración de la congelación, o si ha sido proveído un almacenamiento inadecuado que almacena frío abajo de las construcciones, y el terreno abajo de estas es susceptible a congelación entonces pueden ocurrir y pueden resultar daños a las cimentaciones y estructuras.

La evidencia experimental indica que el levantamiento por congelación toma lugar en suelos arcillosos cuando la presión efectiva existente es menos de aproximadamente 15 kg/cm^2 y en suelos con sedimento y en arenas ligeramente cohesivas cuando la presión es menos de 2 kg/cm^2 . Como resultado de la elevación por congelación bajo cimentaciones someras pueden tomar lugar agrietamientos de acabados y miembros estructurales.

El levantamiento por congelación puede también ocurrir detrás de los muros de retención si la penetración de la congelación es suficientemente profunda y la composición del material de relleno del suelo es susceptible a la congelación.

Las presiones altas inducidas por la elevación por congelación exceden la presión de la tierra (para las cuales el muro no se ha diseñado) y someten el muro a extensa inclinación o agrietamiento. El daño puede ocurrir a cubiertas de alcantarillas de concreto fresco o puentes si la cimbra esta cimentada en suelos susceptibles a congelación y toma lugar el levantamiento por congelación. Pisos o aún cimentaciones de edificios que almacenan frío pueden dañarse en una forma similar.

Las medidas tomadas para prevenir el daño a estructuras cimentadas en suelos susceptibles a congelación deben estar basadas en lo siguiente:

- a) Cimentaciones de edificios apoyados en suelos de consistencia plástica susceptibles a congelación deben tomarse abajo de la profundidad de penetración de congelación en una localidad determinada; sobre suelos de consistencia rígida, dura y muy dura generalmente es suficiente tomar la cimentación a una profundidad entre 0.6 y 0.8m abajo de la terminación del nivel del terreno, pero únicamente sobre la condición de que el suelo esta bien protegido de el ingreso de agua; las tuberías de agua y los alcantarillados deben ser cimentados a profundidades de no menos de aproximadamente 1.33 veces la profundidad de penetración en una localidad determinada.
- b) Los suelos susceptibles a congelación pueden ser reemplazados (a profundidades previamente mencionadas) con arenas y gravas limpias bien compactadas.

- c) El suelo de relleno detrás de los muros de retención deberá consistir de suelo permeable no susceptible a congelación.
- d) Restringiendo el abastecimiento de agua. El abastecimiento de agua puede eliminarse instalando una manta de cesación en el subsuelo. La manta de cesación puede ser una capa de arcilla insensible o una membrana de concreto. La idea es limitar el abastecimiento de agua para que las lentes de hielo no puedan desarrollarse. Este método puede ser factible pero puede no ser económico.
- e) Un buen aislamiento debe proveerse abajo de construcciones que almacenan frío; un espacio de aire forma el aislamiento térmico más efectivo.
- f) Bajando el punto de congelación del agua de poro. La adición de sales puede bajar el punto de congelación del agua de poro. Puesto que el drenaje y las corrientes de agua del suelo durante los meses de verano pueden llevar lejos las sales disueltas en el agua de poro, se requerirán adiciones regulares.
- g) El uso de aditivos en el suelo. Los aditivos usados para cambiar las propiedades del subsuelo pueden ser dispersantes o agregantes. Cualquiera de estos, junto con compactación, hacen el subsuelo más permeable o menos permeable. Si el agua es alimentada demasiado rápido o demasiado lento al brote de cristalización, el brote o se derretirá o se restringirá en tamaño, puesto que el abastecimiento de agua es uno de los factores primarios que contribuyen al crecimiento de las lentes de hielo. Los aditivos que cambian las características de permeabilidad alteran la condición de balance de calor ideal, que a la vez o destruye el brote o inhibe su crecimiento. Las pruebas de laboratorio sobre el subsuelo pueden ser inducidas para establecer si dispersantes o agregantes pueden ser usados factiblemente para este propósito.
- h) Aplicando una sobrecarga. La experiencia ha mostrado que si el nivel de agua freática está a más de 1.8m bajo la superficie del terreno, el crecimiento de las lentes de hielo se hace más difícil. Aplicando una sobrecarga aumenta el nivel de terreno y así baja efectivamente el nivel de agua freática del terreno. La sobrecarga también contrarresta, en parte, la presión de levantamiento.
- i) El uso de una manta térmica. Si una barrera térmica tal como espuma de plástico se pone a alguna profundidad bajo la superficie para que esta restrinja el frente de congelación a el suelo arriba de la barrera, es posible reducir el perjudicial levantamiento por congelación. Esta medida preventiva esta todavía en la etapa experimental, pero los primeros resultados indican que puede ser útil y económico. A pesar de esto, el aislamiento de espuma de vidrio o corcho son usados debajo de las instalaciones de almacenaje de muy baja temperatura, donde su alta eficiencia justifica su alto costo.

Por otra parte, en muchas construcciones que se encuentran en áreas de terreno congelado se adoptan las medidas posibles para mantener el subsuelo en un estado congelado. Por ejemplo, para pilas, las cuales quizá sean necesarias para el soporte de estructuras, el calor se conduce fácilmente a la superficie congelada, han sido desarrollados dispositivos especiales para inducir recongelación durante el invierno e impedir el acceso de calor durante el verano (Long 1964). El tipo de fricción que soporta las pilas consiste en su mayor parte en la adhesión de hielo, si el hielo comienza a calentarse la adhesión disminuye y la pila se asienta.

Es importante señalar que la fortaleza e impermeabilidad del terreno congelado han inducido a congelación artificial del terreno como una ayuda para la excavación bajo el nivel de agua freática en suelo y roca permeable, especialmente para construcción de pozos profundos. El procedimiento es caro y es raramente justificable económicamente a menos que métodos más convencionales sean imprácticos a causa de las condiciones específicas del sitio.

3 TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN

3.1 CARACTERÍSTICAS DE CONSOLIDACIÓN DE SUELOS

En una arena, por lo menos el 80% de la disminución de volumen ocurre prácticamente instantánea. El resto del decremento volumétrico ocurre ya a lo largo del tiempo, a causa del retardamiento producido por la fricción entre las partículas; este decremento tiene lugar a una velocidad rápidamente decreciente. Si los vacíos de la arena están llenos de agua o si la masa comprimida es grande, la deformación volumétrica "instantánea" puede requerir también algún tiempo, debido a la dificultad que el agua encuentra para fluir, especialmente en canales angostos. Cuanto menores sean los vacíos del suelo y más largas sean las trayectorias de filtración del agua, es decir, cuanto mayor sea el espesor del estrato de suelo comprimido, se necesitará más tiempo para que el agua sea expulsada, progresando el proceso de consolidación. La parte de la consolidación unidimensional debida a dificultades en el desalojamiento de agua se llama efecto primario o consolidación primaria, en tanto el efecto secundario o consolidación secundaria es para algunos investigadores, la parte de la consolidación debida esencialmente al retardamiento del proceso por fricción remanente entre las partículas.

Puede disminuirse la relación de vacíos de una arena suelta, comprimiéndola bajo cargas fuertes, pero su estructura interna en tal caso, permanece esencialmente la misma que la correspondiente en estado suelto; los granos permanecen en similares posiciones relativas, antes y después de aplicar la presión. El único modo de producir un cambio estructural íntimo, de modo que una arena suelta se transforme en compacta es por vibración, varillado u otro efecto dinámico equivalente.

Si en lugar de arenas finas se sujetan a la prueba de consolidación unidimensional materiales de forma laminar, como escamas de mica, por ejemplo, se observarían cambios de volumen mucho más acentuados y, mezclando diversos porcentajes de arenas finas y escamas de mica, se obtendrán compuestos de diferentes grados intermedios de compresibilidad. Las curvas de compresibilidad de las mezclas mencionadas son debidas, sobre todo, a la deformación conjunta de partículas laminares.

Terzaghi fue el primero que señaló el hecho de que las curvas de compresibilidad de los materiales con contenido de partículas laminares suelen quedar reducidas a simples líneas rectas, cuando se les representa en papel semilogarítmico, y estos tramos en tal gráfica pueden representarse con la ecuación:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p}{p_0} \quad (3.1)$$

En esta ecuación e y p son la relación de vacíos y la presión respectivamente; e_0 es el valor de e , para $p = p_0$. Si p se mide en kg/cm^2 es usual tomar $p_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$. Las constante e_0 y C_c son fácilmente determinables del trazo semilogarítmico de la curva de compresibilidad. Así e_0 será igual a la e para $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ y C_c representa simplemente la diferencia de relación de vacíos entre los límites de un ciclo de la escala logarítmica, por ejemplo entre 1 y 10 kg/cm^2 . El coeficiente C_c recibe el nombre de índice de compresibilidad.

3.2 FORMA EN QUE SE PRODUCE LA CONSOLIDACIÓN

Si se aumenta la carga que actúa sobre una capa de suelo poroso saturado compresible, como puede ser una arcilla, la capa se comprime y expulsa agua de sus poros. Este fenómeno se denomina consolidación. Durante la consolidación, la cantidad de agua que entra en un elemento horizontal de suelo, es menor que la que sale del mismo.

La tensión o presión unitaria que produce la consolidación se denomina tensión o presión de consolidación. En el mismo instante en el que se aplica la carga, la presión de consolidación viene casi enteramente resistida por el agua que llena los poros del suelo, de modo que al iniciarse el fenómeno, existe en la arcilla una sobrepresión hidrostática casi igual a la tensión de consolidación. Con el correr del tiempo, la sobrepresión del agua disminuye, con lo cual aumenta la presión efectiva en cualquier punto de la capa que se consolida.

En el estudio del comportamiento mecánico de los suelos, se ha definido la presión efectiva o esfuerzo efectivo como aquellos esfuerzos normales que gobiernan los cambios volumétricos o la resistencia de un suelo (σ').

Es también ventajoso descomponer la presión neutral, u_n , en dos componentes: la presión hidrostática, u_h , que corresponde a una distribución lineal de equilibrio estático y la presión en exceso de la hidrostática, u .

Se tiene, evidentemente:

$$u_n = u_h + u \quad (3.2)$$

u es el término que juega tan importante papel en la Teoría de la Consolidación.

$$u_h = \gamma_w z \quad (3.3)$$

En la cual z es la carga hidráulica con respecto al nivel de la capa freática situada encima de la capa que se consolida.

Después de mucho tiempo, la sobrepresión hidrostática se hace igual a cero y toda la presión de consolidación se transforma en presión efectiva transmitida de grano a grano.

Si se denomina σ a la presión de consolidación en un punto dado, el equilibrio requiere que:

$$\sigma = \sigma' + u_n \quad (3.4)$$

En la que σ' representa aquella parte de la presión de consolidación que, en un instante dado, se transmite de grano a grano y u_n es la sobrepresión hidrostática que corresponde al mismo instante.

La presión total vertical σ (o frecuentemente p en Mecánica de Suelos) que se tiene en un suelo, a una cierta profundidad z , debida al peso propio del material supuesto homogéneo, puede calcularse en la práctica en forma simple con la expresión:

$$\sigma = \gamma_m z \quad (3.5)$$

Esto equivale a considerar la totalidad de la carga por peso propio sobre el nivel considerado por unidad de área.

En la figura 3.1 puede verse un dispositivo mecánico cuyo comportamiento es análogo; el descenso del resorte bajo las cargas está coartado por el agua que contiene el cilindro; ahora bien, el agua sólo puede ser evacuada por los estrechos orificios que tiene el pistón.

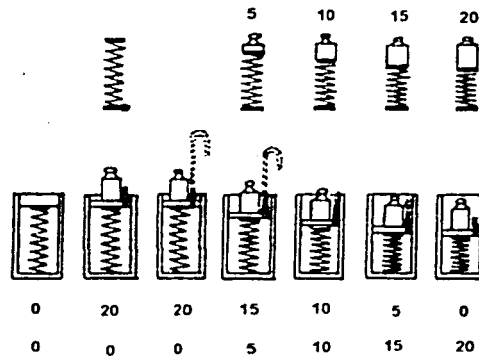


Figura 3.1 Consolidación (analogía mecánica)

El asiento aumenta pues, a lo largo del tiempo hasta alcanzar al cabo de un tiempo más o menos largo (ya veremos que, en principio, es infinito) el asiento definitivo. Llamamos grado de consolidación U a la relación entre el asiento s_t en el tiempo t y el asiento definitivo s . U es función del tiempo. El problema de la consolidación queda reducido a determinar esta función.

3.3 ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Para establecer dicha ecuación, se hacen las siguientes hipótesis simplificativas:

1. El coeficiente de permeabilidad k es constante en cualquier punto del estrato que se consolida y no varía con el progreso de la consolidación.
2. El coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v es también constante en cualquier punto de la capa que se consolida y no varía con el progreso de la consolidación.
3. El incremento de presión es aplicado instantáneamente.
4. La deformación del suelo y el drenaje del agua son unidimensionales, es decir se producen siguiendo líneas verticales.
5. El suelo está completamente saturado con agua.
6. El agua y los granos del suelo son incompresibles.
7. La deformación del suelo es pequeña comparada con el espesor inicial.
8. Es válida la ley de Darcy.

En un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical, se tiene:

$$u = f(z,t)$$

Considérese un elemento de volumen del estrato mostrado en la figura 3.2. El espesor del elemento es dz . Por simplicidad se considera que las fronteras superior e inferior del elemento cubren un área unitaria.

Sea u la presión del agua en exceso de la hidrostática; en la situación indicada por el punto 1 (tiempo t y profundidad z):

$$u_1 = u \quad (3.6)$$

El punto 2 representa la presión en el mismo tiempo, pero a una profundidad $z + dz$; por lo tanto:

$$u_2 = u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \quad (3.7)$$

El punto 3 representa la presión a la misma profundidad que 1, pero en un tiempo $t + dt$:

$$u_3 = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (3.8)$$

Finalmente, el punto 4 representa una presión que varía en un tiempo dt y en una profundidad dz , respecto a la presión en 1.

$$u_4 = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt + \frac{\partial}{\partial z} \left[u + \frac{\partial u}{\partial t} dt \right] dz = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt + \frac{\partial u}{\partial z} dz + \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z} dt dz \quad (3.9)$$

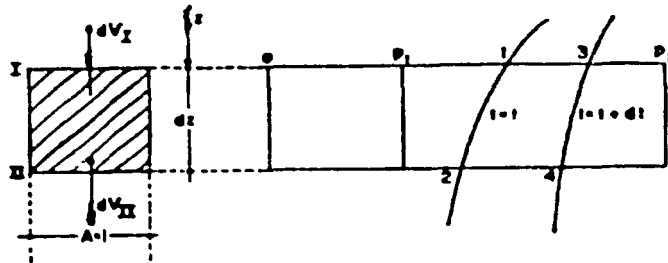


Figura 3.2 Distribución de presiones en los tiempos t y $t + dt$ en un elemento de volumen sujeto a consolidación

El problema de la consolidación es esencialmente un problema de agua no establecido a través de una masa porosa. Con las hipótesis mencionadas anteriormente, debe tenerse que la diferencia entre la cantidad de agua que sale por la cara I del elemento de suelo mostrado en la figura 3.2 y la que entra por la cara II del mismo en el tiempo dt , debe ser igual al cambio de volumen (compresión o expansión) del elemento en el mismo tiempo.

Estas cantidades de agua dependen de los gradientes hidráulicos actuantes en ambas caras, los cuales son proporcionales a la pendiente de las gráficas de distribución de presión en los puntos en la figura 3.2. Por definición, el gradiente hidráulico es la pérdida de carga por unidad de longitud. Entonces, en 1 el gradiente hidráulico será:

$$i_1 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3.10)$$

La notación con derivada parcial obedece a que ahora u es función tanto de z como de t , pero sólo su variación respecto a z interesa para definir el gradiente hidráulico. El coeficiente $1/\gamma_w$ se utiliza para transformar la presión u a carga hidráulica expresada como altura de agua. El gradiente i_1 es representativo para toda la cara superior del elemento mostrado en la figura 3.2 en el tiempo t .

Análogamente, el gradiente hidráulico en 2, representativo del existente en la cara inferior del elemento en tiempo t , será:

$$i_2 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(u + \frac{\partial}{\partial z} dz \right) \quad (3.11)$$

Aplicando la ley de Darcy, la cantidad de agua, en unidades de volumen, que sale del elemento por la cara I en el tiempo dt , será:

$$dV_I = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} dt (A = 1) \quad (3.12)$$

Similarmente, la cantidad que entra por la cara II en el mismo tiempo, será:

$$dV_{II} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \right) dt (A = 1) \quad (3.13)$$

La cantidad neta que sale estará dada por:

$$\Delta dV = dV_I - dV_{II} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt \quad (3.14)$$

A primera vista pudiera juzgarse del signo de la expresión (3.14) que el volumen de agua que entra al elemento fuera mayor que el volumen que sale. Debe tenerse presente, sin embargo, que la curva u - z (figura 3.2) presenta, en un proceso de consolidación una curvatura tal que la segunda derivada de u con respecto a z es negativa, resultando en definitiva la expresión (3.14) positiva.

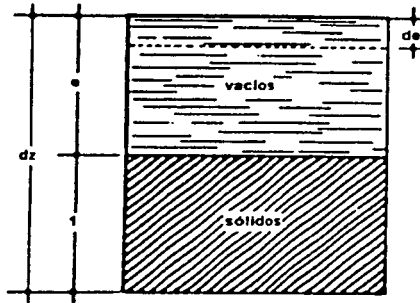


Figura 3.3 Esquema de un elemento de suelo sujeto a consolidación unidimensional

Por otra parte, es posible obtener una liga entre el cambio de la relación de vacíos y el cambio de un elemento del suelo sujeto a la prueba (figura 3.3).

$$\Delta dV = \frac{de}{1+e} dz \quad (3.15)$$

Nótese que, puesto que el área del elemento es unitaria, el cambio del elemento resulta medido por el cambio de altura.

Se define ahora el Coeficiente de compresibilidad a_v , como la relación:

$$a_v = \frac{de}{d\sigma'} \quad (3.16)$$

El valor de a_v depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del mismo. Físicamente, el coeficiente de compresibilidad mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión; un a_v alto caracteriza a un suelo muy compresible, mientras que uno no bajo es propio de un suelo no susceptible de grandes cambios de volumen, cuando aumenta la presión.

De la ecuación (3.16) se deduce:

$$de = a_v d\sigma' \quad (3.17)$$

Y sustituyendo este valor en la ecuación (3.15) se tiene:

$$\Delta dV = \frac{de}{1+e} d\sigma' dz \quad (3.18)$$

$d\sigma'$ representa el cambio en presión sobre la estructura del suelo a una profundidad constante z , que haya tenido lugar en el tiempo dt .

En la cara superior del elemento de suelo de espesor dz , entre los tiempos t y $t + dt$ (puntos 1 y 3), existe una diferencia de presiones u que vale:

$$du = \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (3.19)$$

La ecuación fundamental de la distribución de presiones en la consolidación unidimensional, ya vista, expresa que la presión total es igual en cualquier punto y en todo tiempo, a la presión efectiva más la presión neutral.

$$\sigma = \sigma' + u_n \quad (3.20)$$

Si se diferencian ambos miembros, teniendo en cuenta que σ , la presión total actuante, es constante:

$$0 = d\sigma' + du_n \quad (3.21)$$

Pero, $du_n = du_h + du$ y como $u_h =$ constante para una profundidad dada, se tiene, $du_n = du$. De donde, teniendo en cuenta la diferencia de presión entre 1 y 3:

$$d\sigma' = -du = -\frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (3.22)$$

Valor que da el cambio de presión efectiva en el elemento, en el tiempo dt .

Si se considera (puntos 2 y 4) la variación de presión en el tiempo dt en la cara inferior del elemento, se obtiene:

$$d\sigma' = -du = -\left(\frac{\partial u}{\partial t} dt + \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z} dt dz \right) \quad (3.23)$$

y despreciando los términos de orden superior se observa que en el tiempo dt , el incremento de presión en la cara superior del elemento de espesor dz es el mismo que en la cara inferior.

Llevando la expresión (3.23) a la (3.18) puede escribirse:

$$\Delta dV = -\frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} dt dz \quad (3.24)$$

Teniendo en cuenta las hipótesis de incompresibilidad de agua y las partículas sólidas del suelo y de total saturación del mismo; se sigue que las ecuaciones (3.14) y (3.24) pueden igualarse; es decir, lo que el suelo pierde de agua, en unidades de volumen, es igual a la pérdida de volumen de su masa. Igualando:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt = -\frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} dz dt \quad (3.25)$$

de donde:

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.26)$$

La anterior ecuación establece la relación entre la presión de exceso de la hidrostática, u , la profundidad y el tiempo. Esta ecuación permite conocer la distribución de presiones en el suelo durante un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical. La ecuación (3.26) se conoce con el nombre de ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical y ha de ser resuelta para llegar a expresiones manejables en la práctica.

La ecuación (3.26) suele escribirse en formas ligeramente diferentes. Al valor:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad (3.27)$$

se le define como Coeficiente de Variación Volumétrica y físicamente se expresa la compresibilidad del suelo, relacionada con su volumen inicial.

En términos del coeficiente de variación volumétrica, la ecuación (3.26) puede escribirse:

$$\frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.28)$$

Finalmente, la expresión del coeficiente de consolidación (C_v), se define como:

$$C_v = \frac{k(1 + e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (3.29)$$

En términos de este coeficiente, la ecuación diferencial queda:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.30)$$

Para resolver la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional con flujo vertical es necesario, ante todo, determinar las condiciones de frontera adecuadas. Para lograr tal fin, considérese un estrato arcilloso de espesor $2H$ en el cual el agua pueda drenarse por sus caras superior e inferior (figura 3.4).

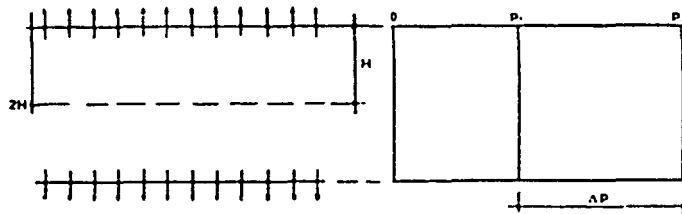


Figura 3.4 Determinación de las condiciones de frontera para resolver la ecuación diferencial de la consolidación.

Resulta evidente que no ocurre ningún flujo a través del plano de simetría a la profundidad H . El agua situada a menor profundidad se drena por la cara superior y la situada a profundidad mayor, por la inferior. Por lo tanto, dicho plano de simetría puede considerarse como una superficie impermeable.

Las condiciones frontera que deben satisfacerse son:

$$u = 0 \text{ para } z = 0 \text{ y } z = 2H \text{ (para todo tiempo } t > 0).$$

Además debe satisfacerse la condición inicial:

$$u = \Delta p = p_2 - p_1 \quad \text{para } t = 0 \text{ y } 0 < z < 2H.$$

La solución a que puede llegarse está dada por la serie:

$$u = \Delta p \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n+1)\pi z}{2H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \right\} \quad (3.31)$$

La obtención de la ecuación anterior, solución de la ecuación diferencial de la consolidación con las condiciones de frontera e inicial expuestas, requiere el establecimiento de dos nuevas hipótesis, que se enumeran a continuación:

1. La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña para que un valor de la variable z pueda suponerse constante durante todo el proceso de consolidación.
2. El coeficiente de consolidación, C_v , es constante durante todo el proceso de consolidación.

En la obtención de dicha ecuación se parte de una presión inicial del suelo, p_1 , uniforme, y se admite que la presión adicional Δp igual a la presión en exceso de la hidrostática, es uniforme en todo el estrato de suelo. G. Gilboy demostró, sin embargo, que la misma ecuación representa a un proceso de consolidación en el cual la presión u tenga una ley de variación lineal inicialmente. Suponiendo que el estrato está drenando por ambas caras, la cantidad $\Delta p = p_2 - p_1$ debe tomarse, en ese caso, como el promedio aritmético de las presiones extremas.

La última cantidad, que es función de las constantes físicas del complejo suelo-agua que determinan el proceso de consolidación; se denomina Factor Tiempo (T).

$$T = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \frac{t}{H^2} \quad (3.32)$$

Siendo el factor tiempo un parámetro adimensional.

Considérese ahora un estrato de arcilla de espesor $2H$, drenado por ambas caras y en él una curva de distribución de presiones efectivas y neutras correspondientes a un tiempo t , a la cual, a su vez, corresponde un valor específico del factor tiempo T .

Se define como grado de consolidación o porcentaje de consolidación del suelo de una profundidad z y en un instante t , a la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse mediante el incremento de carga impuesto, se representa por $U_z(\%)$ y a su vez se define como:

$$U_z(\%) = \left(1 - \frac{u}{\Delta p} \right) 100 \quad (3.33)$$

Ahora, el grado o porcentaje medio de consolidación para el estrato completo considerado en el instante t , se define como la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por $U(\%)$ y a su vez se define como:

$$U(\%) = \frac{\int_0^{2H} (\Delta p - u) dz}{\Delta p * 2H} 100 \quad (3.34)$$

Donde u se da por la expresión (3.31) que es una serie convergente, por lo que puede integrarse término a término, dando como resultado la expresión siguiente:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right] \quad (3.35)$$

Con esta ecuación, se presenta entonces el hecho afortunado de que el grado de consolidación del estrato es sólo función del factor tiempo (T), que es una cantidad sin dimensiones físicas. La relación puede ser resuelta para diferentes valores de T, obteniendo los correspondientes de U(%), de una vez por todas.

3.4 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL TIEMPO DE CONSOLIDACIÓN

Si despejamos la variable t de la ecuación (3.32) que es la ecuación del factor tiempo, obtenemos:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T \quad (3.36)$$

De la expresión anterior pueden describirse algunos hechos de significación:

- a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, a un factor de tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato. Si el estrato está drenando por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato de suelo, o sea el espesor efectivo es la mitad del real. En las fórmulas de la Teoría de la Consolidación Unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2 los períodos de tiempo t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (3.37)$$

3.5 ASENTAMIENTO TOTAL PRIMARIO DE UN ESTRATO ARCILLOSO SUJETO A CONSOLIDACIÓN Y EVOLUCIÓN DEL MISMO

El asentamiento total primario de un estrato total de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical, inducido por una sobrecarga Δp , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de la prueba de consolidación.

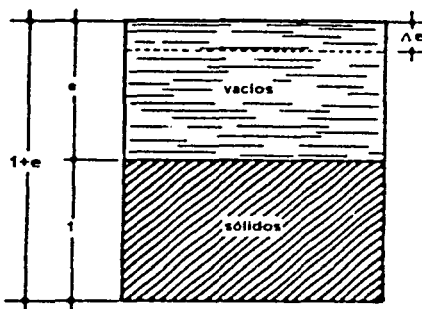


Figura 3.5 Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un suelo.

$$\text{Deformación unitaria} = \frac{\Delta e}{1+e}$$

Evidentemente, si Δe representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, de espesor total $1+e$, podrá escribirse, para un estrato de espesor H , asimilado a esa muestra:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H \quad (3.41)$$

ΔH es la disminución de espesor total del estrato de espesor H . Ahora H es siempre el espesor total del estrato, independientemente de las condiciones de drenaje.

La fórmula anterior puede representarse de otra forma muy común; en efecto, se sabe que:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad \text{y} \quad m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

Por lo tanto:

$$\Delta H = \frac{a_v}{1+e} \Delta p H = m_v \Delta p H \quad (3.42)$$

Debe tenerse en cuenta que a_v y m_v son funciones de Δp y de la ubicación de éste en la escala de presiones, es decir, de p .

En realidad, el a_v tal como aquí se utiliza es un a_v secante, en lugar del a_v tangente que se definió anteriormente por medio de la ecuación (3.16). Este nuevo a_v secante representa al promedio de todos los a_v tangentes en el tramo de la curva de compresibilidad cubierto por el Δp .

Si se supone que en este tramo de la curva es recto, es decir que la variación de e con respecto a p es lineal en dicho tramo, el a_v secante resulta igual a los a_v tangentes en todo el tramo. En este caso, las deformaciones micrométricas podrán considerarse proporcionales a las presiones efectivas que haya tomado la estructura del suelo. En otras palabras, las deformaciones de la muestra registradas por el micrómetro, podrán considerarse proporcionales al grado de consolidación. Tengase en cuenta para poder comprender lo anterior, en primer lugar, que las lecturas micrométricas son proporcionales a los decrementos en la relación de vacíos durante la consolidación y, en segundo lugar, que según la correspondiente definición, las presiones efectivas que ya haya tomado la muestra definen su grado de consolidación. Esta hipótesis es la que se hace en la práctica para la realización del cálculo de asentamientos y justifica la construcción de la escala (U%) en las curvas de consolidación.

Obsérvese que si se admite $a_v =$ constante, automáticamente en la ecuación (3.27) m_v resulta constante, puesto que la e figura en la expresión de este último término es la inicial del suelo, antes de la aplicación del incremento de carga (Δp).

Se admite, según ya se mencionó, que las constantes de consolidación obtenidas en la prueba son las mismas que rigen el proceso de un estrato de suelo. Por lo tanto, el m_v calculado con los datos de la prueba puede aplicarse a la fórmula (3.42).

En el estrato real del suelo también se admite que las deformaciones son proporcionales al grado de consolidación de tal estrato. Así, si S_t representa el asentamiento ocurrido en un tiempo t , podrá escribirse:

$$\frac{S_t}{\Delta H} 100 = U(\%) \quad (3.43)$$

Donde ΔH es el asentamiento primario total.

Por lo tanto:

$$S_t = \Delta H \left[\frac{U(\%)}{100} \right] = m_v \Delta p H \left[\frac{U(\%)}{100} \right] \quad (3.44)$$

O sea, el asentamiento en cada tiempo es igual al total que ha de producirse por el grado de consolidación que el estrato ha alcanzado en este tiempo.

El cálculo de la evolución de S_t con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería práctica, requiere la determinación previa del Coeficiente de Consolidación del suelo (C_v), pues en la ecuación (3.44) $U(\%)$ es función del factor tiempo T , en que a su vez está dado por la expresión (3.32) y que puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto: $T_{50} = 0.197$, según se deduce de la curva de consolidación teórica, t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala de $U(\%)$ en la curva de consolidación y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento

en que se alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra en ese incremento de carga. Entonces:

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}} \quad (3.45)$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (3.45). Así pues, se tiene un valor de C_v para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga Δp , se tomará como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva abierta por ese Δp .

Obtenido el C_v del suelo, la ecuación (3.32) puede aplicarse en la forma:

$$t = \frac{H^2}{C_v} T \quad (3.46)$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación del suelo, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T , pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores de tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que correspondan a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

4 PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

4.1 EQUIPO PARA LA PRUEBA

Podemos clasificar el equipo necesario para realizar pruebas de consolidación de la manera siguiente:

- Equipo para el labrado del espécimen. Este equipo en general consta de un torno para labrado, un arco con alambre, cuchillas de labrado, espátulas, seguetas de acero y 2 placas de vidrio de 15x15 cm.
- Equipo para el manejo, control y mediciones necesarias de las muestras. Consiste en un horno para secado, una balanza eléctrica, cápsulas de cristal y un termómetro.
- Equipo para la realización de la prueba, en esta parte requerimos de un consolidómetro con su respectiva cazuela, anillo, piedras porosas, placa y esfera metálica, también se requiere un poco de algodón hidrófilo, papel filtro, un micrómetro (extensómetro), y un cronómetro. Además de las pesas necesarias para la aplicación de la carga.
- En el laboratorio de la Facultad de Ingeniería existen algunas innovaciones utilizadas en este tipo de pruebas, como son, el uso de lectoras y micrómetros electrónicos los cuales están conectados entre sí e instalados en el consolidómetro. Con ayuda de estos aparatos se consigue una mayor precisión en las lecturas obtenidas y por consiguiente se tienen como resultado curvas más exactas y representativas de las pruebas.

4.1.1 DESCRIPCIÓN DEL MECANISMO DE TRANSMISIÓN DE CARGA Y CALIBRACIÓN DEL APARATO.

En el esquema 4.1a y b, se puede observar que la carga se aplica por medio de pesas colocadas sobre una ménsula que cuelga de un extremo de la viga de carga. La carga es transmitida al marco por medio de una pieza de acero y unas barras que se encuentran apoyadas en una rótula móvil, ligada al pedestal del aparato por medio de una rótula fija con radio r_1 . La viga de carga puede girar en torno a la rótula fija.

La relación del brazo de palanca de la ménsula de carga r_2 , y del radio r_1 , antes mencionado, suele ser del orden de 10 y esta es la razón de multiplicación de cargas del aparato. Cabe mencionar que en el presente trabajo se obtuvieron valores precisos de las relaciones de los brazos de palanca de cada uno de los consolidómetros.

El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso que se encuentra en el lado opuesto del brazo de palanca. El peso del marco de carga se balancea, a su vez, con la rótula móvil.

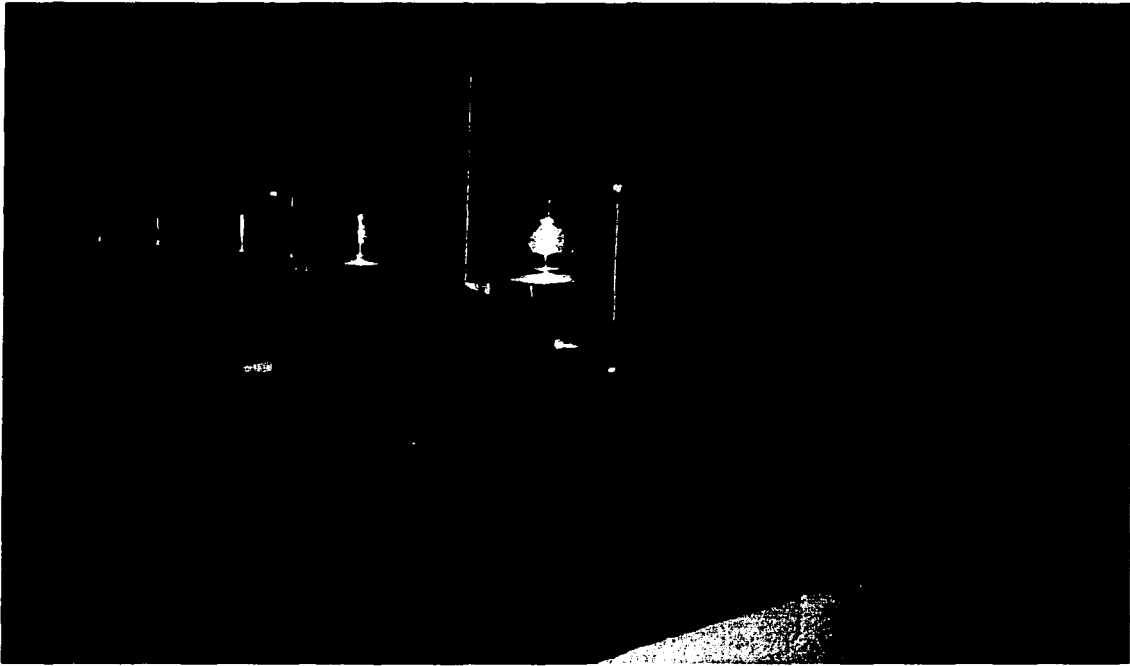
La posición del marco de carga respecto a la cazuela puede ajustarse usando las tuercas de las barras laterales del marco. Para lograr una mayor precisión en el balance y transmisión de la carga es necesario utilizar tres pequeños niveles, colocando uno en el brazo de palanca y los restantes en el marco de carga.

Para la realización de las pruebas es preciso obtener una curva de calibración; es decir, una curva que proporcione las deformaciones propias del aparato, sin muestra. Dichas deformaciones deberán restarse de las obtenidas en una prueba, con el fin de llegar a las deformaciones únicamente de la muestra.

La curva se obtiene sujetando al conjunto de las muestras del aparato, sin muestra, efectuando una prueba de consolidación y dibujando las lecturas observadas en el micrómetro contra las correspondientes cargas, usualmente, en escala aritmética.



Esquema 4.1a. Se observa la parte frontal del mecanismo de transmisión de carga de los consolidómetros.



Esquema 4.1b. Se observa la parte trasera del mecanismo de transmisión de carga de los consolidómetros.

4.2 PREPARACIÓN Y MONTAJE DE LA MUESTRA

Para preparar una muestra inalterada es muy importante cortar un fragmento cuyo volumen sea igual en tamaño que el anillo de consolidación; así mismo se debe contar con el material necesario para manipular bien la muestra y evitar la evaporación de agua en espécimen.

Al mismo tiempo que se prepara la muestra de consolidación es necesario obtener una muestra representativa para determinación del peso específico relativo y para la realización de pruebas de límites de plasticidad.

El procedimiento detallado para la obtención de una muestra para pruebas de consolidación deberá ajustarse a lo siguiente:

1. Determinese y anótese el peso propio del anillo para confinar la muestra y de dos placas de vidrio de 15x15 cm. Obtenga el área y la altura del anillo.
2. Colóquese la masa de arcilla inalterada sobre el tomo y, a su vez, coloque el anillo del consolidómetro sobre la masa de arcilla inalterada, girando el tomo, córtese la muestra con ayuda de las cuchillas de labrado hasta obtener sus dimensiones correctas. Debe tenerse mucho cuidado para evitar la evaporación del agua de la muestra. Conforme el labrado de la muestra progresa, ésta se va presionando hacia dentro del anillo, usando para ello una placa de vidrio.

3. Una vez que el material llene completamente el anillo, retírese la porción de la muestra que sobresalga por la cara superior del anillo, hasta lograr una superficie continua a nivel; para esto puede usarse el arco con alambre.
4. Colóquese una placa de vidrio, ya pesada, sobre el anillo; inviértase este y repítase la remoción del material en la cara inferior. Una vez realizada, colóquese en esa cara la otra placa de vidrio tarada.
5. Anótese una muy cuidadosa y detallada descripción de la muestra.
6. Usando la balanza, pésese el conjunto muestra, anillo y placas de vidrio.
7. Retírese con cuidado las placas de vidrio y, en su lugar, céntrese cuidadosamente las piedras porosas ligeramente humedecidas en sus bases, presionándolas muy suavemente contra la muestra, a fin de lograr que se adhieran. Colóquese ahora con cuidado el anillo en la cazuela del consolidómetro, cuidando que el anillo ya no sufra ningún movimiento, una vez colocado.
8. Colóquese un anillo de algodón hidrófilo, húmedo, en torno a la piedra porosa superior, cubriendo la parte superior del espacio entre el anillo y la cazuela. Es esencial que el algodón permanezca húmedo durante la compresión de la muestra; para ello deberá rociársele algo de agua de tiempo en tiempo. Generalmente el algodón puede retirarse después de la consolidación bajo el segundo incremento de carga, y, en tal caso, toda la cazuela deberá llenarse de agua; durante el resto de la prueba debe cuidarse muy especialmente que el nivel de agua en la cazuela no baje del borde superior del anillo.

Si la muestra se sumerge desde el principio, sin usar algodón, se puede producir una expansión excesiva bajo las pequeñas presiones iniciales.

Con gran cuidado, a fin de evitar movimientos del anillo y de las piedras porosas en la cazuela, se coloca esta sobre la plataforma del banco de consolidación y se centra cuidadosamente la piedra porosa superior bajo el marco de carga.

Se balancea la palanca de carga y se ajusta la elevación de la pieza transversal superior del marco de carga, hasta que el marco quede en contacto con la pequeña esfera metálica alojada en la muesca de la placa de carga previamente colocada sobre la piedra porosa superior. Se comprueba la horizontalidad de la pieza superior del marco de carga.

Se coloca el extensómetro, atornillado al puente que lo sostiene y poniéndolo en contacto con el marco de carga, y se ajusta el extensómetro a cero.

4.3 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

El procedimiento de prueba puede realizarse de la siguiente forma:

1. Retirado el pequeño peso actuante sobre el marco de carga, colóquese en la ménsula el primer incremento de carga, evitando que el marco cause impacto sobre la muestra y utilizando los pesos apropiados. Anótese esa carga. Debe escogerse una carga bastante pequeña, tal que dé

una presión que haga que la muestra no fluya a través del espacio libre entre la piedra porosa y el anillo; además, puesto que en la teoría se suponen constantes tanto la relación de vacíos como el coeficiente de permeabilidad durante el tiempo en que actúa el incremento de carga, no se tendría buena concordancia entre las curvas de laboratorio y la teoría si se escogieran incrementos de carga demasiado grandes. Por otra parte, si los incrementos son demasiado pequeños, la consolidación secundaria, que es independiente de la magnitud de ellos haría poco notorios los efectos primarios.

2. Obsérvese y anótese las lecturas del micrómetro en intervalos de tiempo adecuados. No es fundamental ceñirse a una cierta secuela, pero sí lo es medir correctamente el tiempo transcurrido desde el principio hasta el instante en que se hace cada lectura.
3. Dibújese la curva de consolidación (trazo semilogarítmico).
4. Una vez que en la curva de consolidación se define claramente el tramo recto de consolidación secundaria, se considera que se ha completado la primaria; procédase entonces a la colocación del segundo incremento de carga, repitiendo los puntos 2 y 3. Y así procédase sucesivamente hasta completar la prueba en lo referente al ciclo de carga.
5. Observando todas las curvas de consolidación obtenidas, selecciónese un tiempo correspondiente a un punto que caiga en el tramo de consolidación secundaria de todas ellas. Anótese las presiones y las lecturas del micrómetro, usando las curvas correspondientes a ese tiempo escogido, interpolando en las curvas. Estos datos pueden dibujarse en trazo semilogarítmico, con las presiones en escala logarítmica y las lecturas en escala natural. La forma de la curva así obtenida es similar a la curva de compresibilidad, que se dibujará posteriormente. Del análisis de la curva es posible ver si la prueba se ha desarrollado lo suficiente para los propósitos que se persiguen. Siempre que sea posible, es deseable continuar aplicando incrementos de carga hasta que la porción recta del trazado semilogarítmico recién dibujado, se defina netamente. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que los consolidómetros normales tienen una capacidad máxima en la ménsula de carga, de 100 a 150 kg.
6. Una vez aplicados todos los incrementos de carga necesarios, según la información proporcionada por la curva presión-lecturas del micrómetro, mencionada en 5, quítense las cargas en decrementos.
7. Háganse lecturas en diferentes tiempos para cada carga actuante en el ciclo de descarga, dibujando las curvas de expansión, análogas a las anteriores de consolidación. El criterio para fijar el tiempo en que se hagan las remociones de carga sucesivas es el mismo que el establecido para la aplicación de los incrementos en el ciclo de consolidación. Es conveniente invertir la escala de lecturas del micrómetro al dibujar las curvas.
8. Después de retirar toda la carga, permítase que la muestra se expanda descargada durante 48 horas o, preferiblemente, hasta que no se registre expansión en el micrómetro en un período de 24 horas. Si se deseara someter a la misma muestra a otros ciclos de recompresión, repítanse las etapas 1 a 8.
9. Al terminar la prueba, quítense el micrómetro y desármese el consolidómetro. Cuidadosamente séquese el agua del anillo de consolidación y de la superficie de la muestra, colóquense dos placas de vidrio, previamente taradas, cubriendo la muestra y el anillo y pésese el conjunto.
10. Séquese la muestra en horno y obténgase su peso seco.

4.4 PROCESO DE DATOS OBTENIDOS

Descripción general de la prueba de consolidación.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro con una altura pequeña en comparación al diámetro de la sección horizontal. La muestra se coloca en el interior del anillo, generalmente de acero, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela del consolidómetro.

Por medio del marco de carga, se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con un dispositivo formado por una esfera y una placa metálica colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones del suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tiene por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, a escala natural.

Estas curvas se llaman de consolidación y se obtienen para cada incremento de carga aplicado. En rigor, la prueba de consolidación, tal como se hace en un consolidómetro, efectúa una disminución en el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal; por lo tanto, tomando en cuenta las definiciones de deformación volumétrica y desviadora, se ve que ambas ocurren; a todo nuevo volumen de la muestra le corresponde una nueva forma.

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en que punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala U% con la de lecturas micrométricas.

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola, puede determinarse un 0% "teórico" para la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación primaria. El método utilizado en este caso es el propuesto por el doctor A. Casagrande, que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica.

La curva de consolidación en trazado semilogarítmico presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto muy preciso generalmente: la parte en donde la consolidación secundaria ya se hace notable. Esto permite, por simple inspección, definir la zona en que la consolidación primaria se completa; prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transición entre la parte inclinada de amplia curvatura y el tramo recto final. Empíricamente se ha observado (A. Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de compresión

secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Como el efecto secundario se presenta realmente desde el principio de la prueba, no es posible realmente fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarrollo de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aún muy notorio y, por esta razón, se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de un aproximación razonable. La línea del 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (figura 4.2).

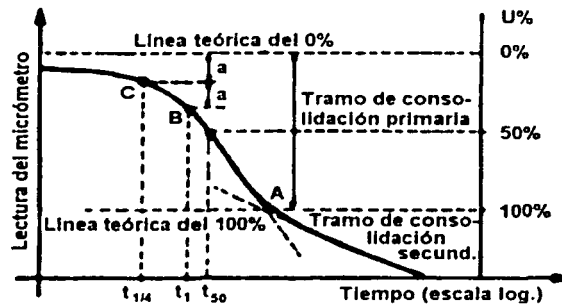


Figura 4.2. Determinación del 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

Escójase un tiempo arbitrario, t_1 , tal que el punto correspondiente, B, en la curva observada esté situado antes del 50% de consolidación, de un modo notorio. Obténgase el punto C, correspondiente a un tiempo $t_{1/4}$ y determínese la diferencia de ordenadas, a , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser $\sqrt{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola estará a una distancia a arriba de C. Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la figura 4.2 puede verse en la parte derecha U% trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo, t_{50} , es aquél que juega tan importante papel en los cálculos de tallados de las pruebas).

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se obtiene una relación de vacíos y de esfuerzo actuante sobre el espécimen.

En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes "e" (relación de vacíos) en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y ellas, se obtienen una de cada prueba de consolidación completa.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El "A" es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo "B". El tramo "B" es generalmente un tramo recto muy aproximadamente y con el se llega al final de la etapa de carga de la muestra, al aplicar el máximo incremento de la carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter el espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien este nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo "C" corresponde a esta etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

De la gráfica anteriormente mencionada, al tramo "A" se le llama "tramo de recompresión", al tramo "B", "tramo virgen" y finalmente al tramo "C", "tramo de descarga". (Ver figura 4.3).

De esta curva se obtiene la carga de preconsolidación, la cual es la presión máxima que un suelo ha soportado en su historia geológica. Esta carga o esfuerzo efectivo puede ser igual o menor al esfuerzo efectivo que se obtiene al momento del muestreo.

El doctor Casagrande en 1936 desarrolló un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación.

1. De la curva de compresibilidad se determina el punto de máxima curvatura (a).
2. Se dibuja una horizontal al punto (a), a-b.
3. Se dibuja una tangente al punto (a), a-c.
4. Se traza una bisectriz en el ángulo abc, a-d.
5. Se proyecta la parte recta gh, hasta interceptar con la recta a-d, a dicho punto de intersección se le conoce como la carga de preconsolidación.

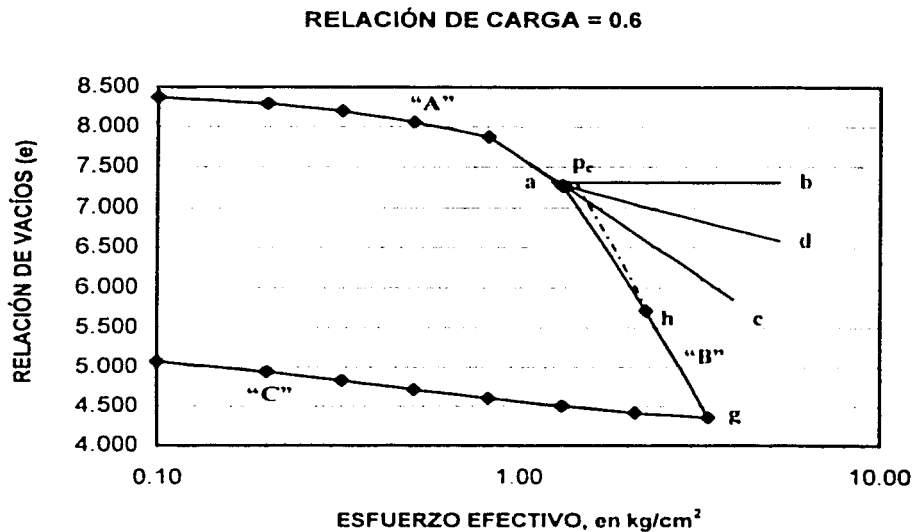


Figura 4.3 Representación semilogarítmica típica de una curva de compresibilidad

5 ENSAYES DE CONSOLIDACIÓN – CONGELACIÓN

5.1 PRUEBAS DE LABORATORIO

Procedimiento de congelación.

Es bien conocido que en nuestro país no son muy comunes las heladas, no obstante, hemos tenido la presencia de ellas en algunos de nuestros estados, pero debido a la poca información disponible de estas, no sabemos con certeza cuando, por cuanto tiempo y donde ocurrirán; por lo tanto para congelar las muestras de suelo fue necesario realizarlo mediante un proceso artificial, es decir, el proceso de la congelación se realizó con ayuda de un refrigerador.

Al principio de la investigación, se probó con diferentes tipos de suelo fino, provenientes de diferentes estados de la República y el proceso fue realizado para pequeñas muestras de 10 cm de alto, con 10 cm de diámetro; una vez cortados los trozos de suelo, estos fueron introducidos en pequeños recipientes de vidrio que contenían diferente cantidad de agua para cada muestra, e incluso una prueba fue realizada en un recipiente con agua en el fondo pero sin que esta tocara a la muestra. Sin embargo, aunque los trozos fueron considerados lo suficientemente grandes para poder labrar una muestra, los resultados obtenidos no fueron los esperados, ya que algunos trozos de suelo se agrietaron bastante y otros incluso llegaron a deshacerse.

Después de analizar los resultados obtenidos con las pruebas, se decidió someter al proceso de congelamiento trozos más pequeños de suelo, y en particular, un suelo proveniente del estado de Tabasco, que para fines de nuestra investigación fue el que mejor se comportó, ya que podemos decir que fue el tipo de suelo que resistió más el efecto de la congelación, debido a que presentó un menor daño en su estructura, aunque aún no cumplía con las características que se requieren en una muestra para poder ser sometida a una prueba de consolidación, puesto que presentaba bastante expansión en su estructura, bastante agrietamiento y se desmoronaba al contacto con los dedos y por todo esto era imposible labrar una muestra.

A continuación se presentan algunos esquemas del procedimiento efectuado para encontrar la mejor manera de congelar una muestra de suelo, que nos permita realizar una prueba de consolidación.

La figura 5.1 contiene tres muestras de diferente tamaño y cada una de ellas tiene diferente cantidad de agua, así, el agua del recipiente del lado izquierdo, llega a mojar hasta la mitad del trozo de suelo que está dentro; el agua del recipiente que se encuentra en medio, no alcanza a tocar al trozo de suelo que está dentro, y por último podemos observar que la muestra del lado derecho, fue labrada en un anillo de consolidómetro y colocada sobre una placa de vidrio sin agregarle agua; esto se realizó con el fin de observar el comportamiento de las pequeñas muestras de suelo.

Es necesario comentar que las muestras antes de ser metidas en el congelador del refrigerador, fueron colocadas en la parte media del mismo durante 24 horas, para iniciar un proceso de enfriamiento y así poder evitar algún posible daño por un cambio demasiado rápido y brusco en la temperatura del suelo.

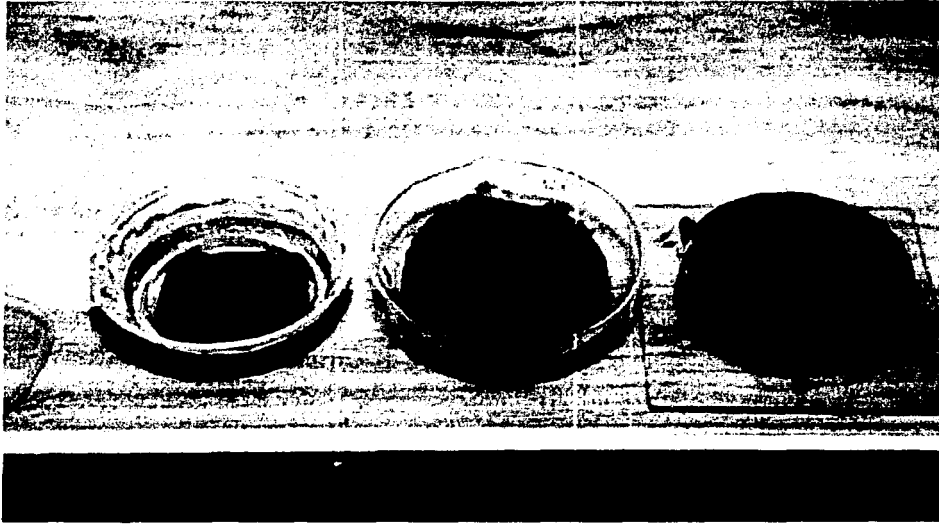


Figura 5.1 Trozos de suelo preparados para sufrir el proceso de congelación

Una vez que las muestras permanecieron en la parte media dentro del refrigerador durante un periodo de 24 horas, se procedió a subirlas al congelador, durante otro periodo igual, para iniciar el congelamiento y con ello tener la seguridad de que se han congelado completamente al finalizar este periodo de tiempo.

Como resultado de lo anterior, tenemos lo que se muestra en la figura 5.2, en la cual podemos observar en primer lugar que el trozo de suelo que contiene la mayor cantidad de agua es el que ha sido más afectado, ya que presenta la mayor cantidad de agrietamiento y las grietas de mayor tamaño; en segundo lugar el trozo que fue labrado en el anillo metálico, se ha separado de éste y también presenta grietas de mayor tamaño que el espécimen de suelo que fue colocado con agua en la parte inferior del recipiente, la cual, debido al efecto de la congelación ha aumentado su volumen y por ahora, si toca al trozo de suelo, aunque por el momento es la muestra que presenta el menor agrietamiento.

Después de un periodo de 24 horas más (48 horas en el congelador), tenemos lo que nos muestra la figura 5.3, en la que podemos distinguir que los trozos de suelo que están dentro de los recipientes con agua continuaron agrietándose, ocurriendo en menor grado para el trozo que fue labrado en el anillo y colocada en la placa de vidrio que no contenía agua.

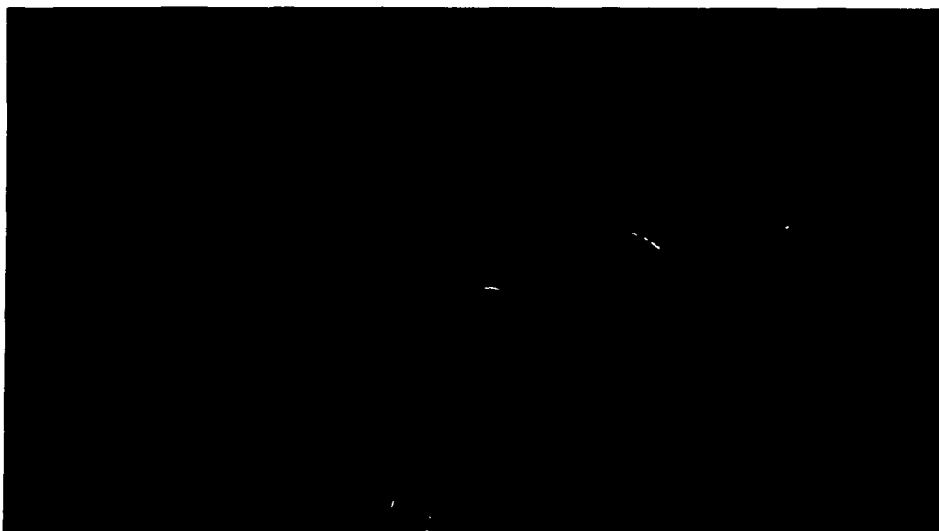


Figura 5.2 Trozos de suelo congelados (24 horas en el congelador)



Foto 5.3 Trozos de suelo congelado (48 horas en el congelador)

Después de haber congelado los trozos de suelo, la etapa final es la descongelación de los mismos, y esto se logra después de que las muestras han pasado algunas horas fuera del refrigerador; la figura 5.4 nos da una idea muy clara de la forma en que se ha comportado cada uno de ellos. El material que contiene la mayor cantidad de agua, se ha desmoronado completamente; el material que contiene un poco de agua en su parte inferior, se ha convertido en una pasta de lodo; y por último al material que no se le ha agregado agua, ha sufrido un agrietamiento mayor, manteniendo una apariencia de material seco en su parte superior y un poco húmedo en su parte inferior.

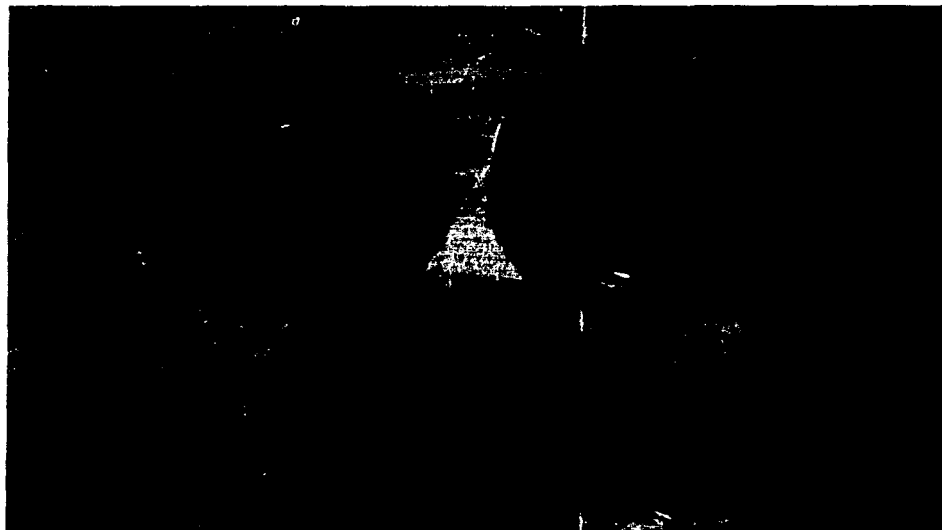


Figura 5.4 Trozos de suelo descongelados

Después de haber realizado este intento de congelar algunas muestras de suelo, que tampoco arrojaron los resultados esperados, se procedió a congelar más trozos de suelo de diferentes maneras observando el comportamiento de éstos, y con ayuda de las experiencias anteriores se determinó que las muestras no se podrían labrar después de ser congeladas, así que el proceso siguiente, se realizó solo con muestras labradas en anillos metálicos e introducidas en recipientes que contenían agua, pero ahora, con la condición de que el agua fuera agregada al suelo de una forma más lenta, es decir, que sufriera algún proceso de capilaridad, para ello se colocó algodón con diferentes cantidades de agua, desde completamente mojado hasta solo húmedo, en la parte inferior de los trozos de suelo. Esto dio como resultado que las muestras de suelo sufrían un menor daño, pero aún seguían agrietadas, con lo cual se buscó una forma más semejante y real posible para su congelamiento.

Después de haber intentado de diferentes maneras el proceso de la congelación de un suelo fino, se llegó a la opción de colocarlo en un recipiente en el cual, junto con el trozo de suelo se colocara un poco de arena y grava fina, así que se procedió a labrar las muestras de suelo para que estas quedaran dentro de los anillos. En la figura 5.5 se muestran 4 anillos de los 4 consolidómetros con los que se trabajó en el laboratorio, cada uno con su respectiva muestra de suelo; se muestra también una charola grande que contiene grava fina que paso la malla No. 8; una charola pequeña que contiene arena de color gris claro ligeramente de mayor tamaño que el arena de color negro que se encuentra en la otra charola pequeña que esta a un lado.

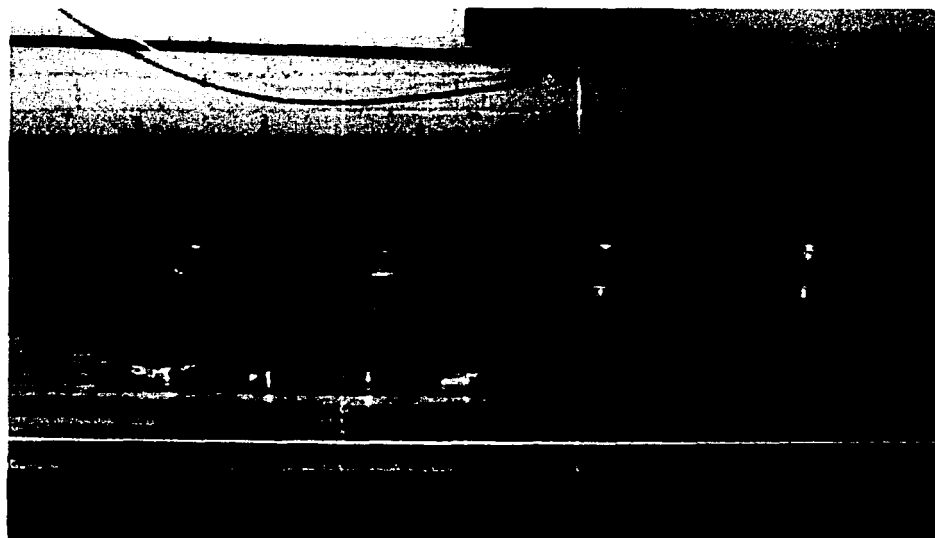


Foto 5.5 Muestras de suelo fino, grava fina y arena

Como puede observarse en la figura anterior, las muestras de suelo están cubiertas con un trozo de plástico muy fino, para evitar que pierdan su contenido de humedad. Como durante el proceso de congelación las muestras de suelo presentan resequeidad en su estructura, es necesario agregar un poco de agua para evitar agrietamientos, por lo cual se agregaron diferentes porcentajes de agua sobre la grava fina y el arena. Después de varios intentos se observó que la cantidad de agua con la cual la muestra se comportaba mejor, era de un 15 por ciento en peso del material agregado para cubrir la muestra (grava fina y arena).

Para que los trozos de suelo fino labrado puedan absorber agua, es necesario retirar el plástico que las cubre y para evitar incrustaciones de grava fina y arena que puedan dañar la muestra húmeda, fue necesario cubrir la muestra con un poco de papel filtro, que permite el paso del agua pero no el de la grava fina y arena (ver figura 5.6).

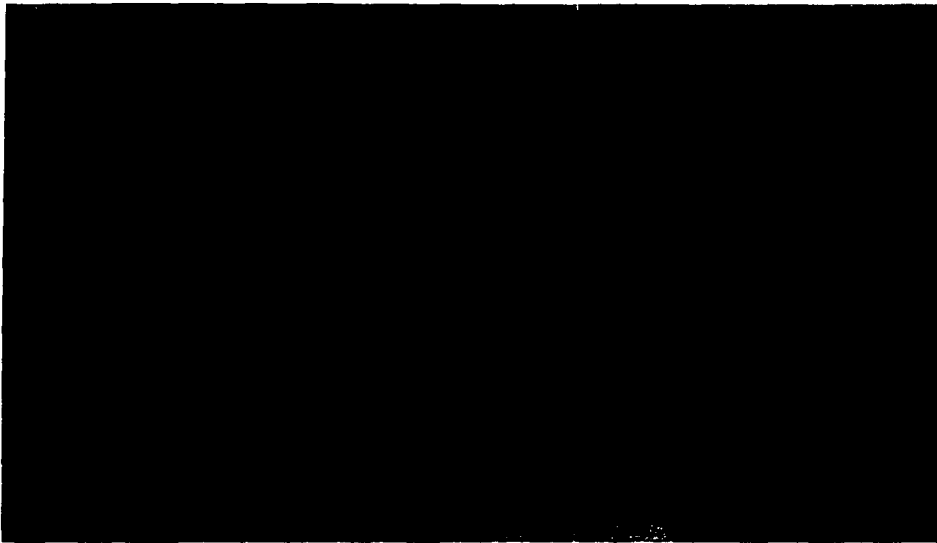


Figura 5.6 Anillo metálico con muestra de suelo fino, cubierta con papel filtro

La figura 5.7 muestra una charola de cristal que contiene dos anillos con muestras de suelo, de los cuales, uno de ellos se encuentra cubierto con grava fina, tanto en su parte inferior como superior y el otro, se encuentra cubierto de una forma similar pero con arena de color gris.



Figura 5.7 Muestras de suelo fino cubiertas con grava fina y arena respectivamente

En la figura 5.8 podemos observar los otros dos anillos metálicos, de los cuales uno sólo contiene grava fina húmeda en su parte inferior y el otro esta cubierto por la misma.



Figura 5.8 Muestras con suelo fino sobre y entre grava fina

Una vez que la charola esta lista es colocada en la parte media del refrigerador, para iniciar su proceso de enfriamiento como se observa en la figura 5.9.



Figura 5.9 Muestras en proceso de enfriamiento (24 horas)

Este proceso de congelación de suelo cohesivo fino, con grava fina y con arena dió buenos resultados, aunque todavía las muestras de suelo presentaban algunas grietas, así que se intentó con grava fina y con arena de playa de color amarillo (ver figura 5.10).

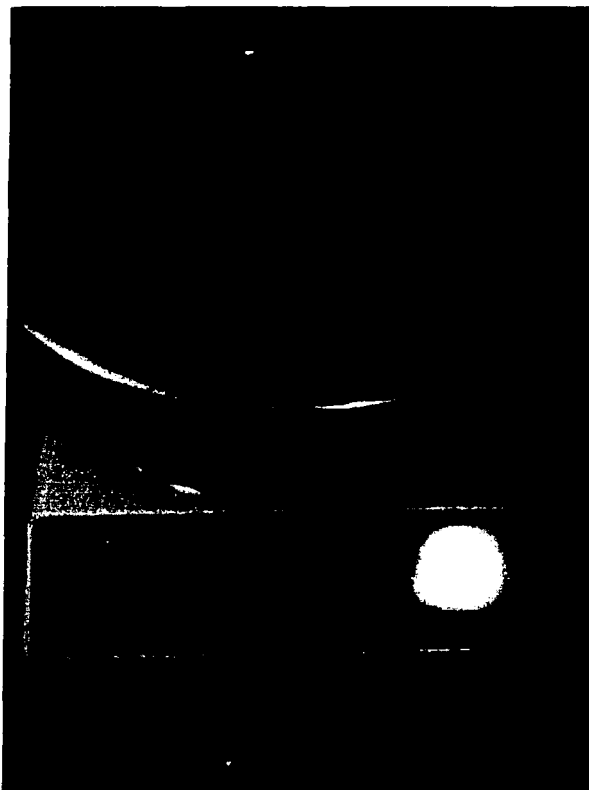


Figura 5.10 Grava fina y arena de playa de color amarillo

Después de haber pesado una cierta cantidad de material como se muestra en la figura anterior, se vierte en una charola de vidrio y se le agrega un 15 por ciento de agua, del peso registrado anteriormente en grava y arena. Las figuras 5.11 y 5.12 muestran un trozo de suelo fino labrado en un anillo metálico y colocado en una charola con grava fina y arena, preparado para su congelamiento.

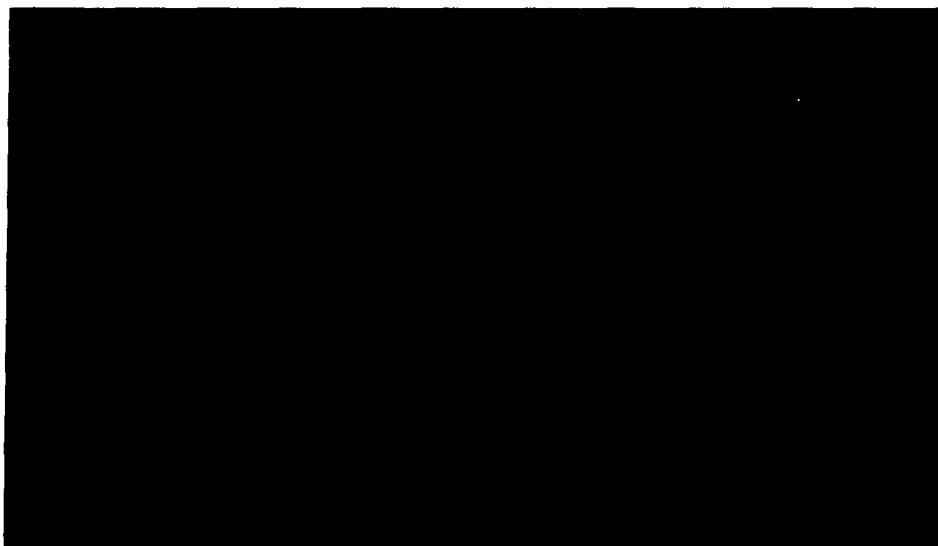


Figura 5.11 Muestra de suelo cubierta con papel filtro y colocada sobre grava fina y arena

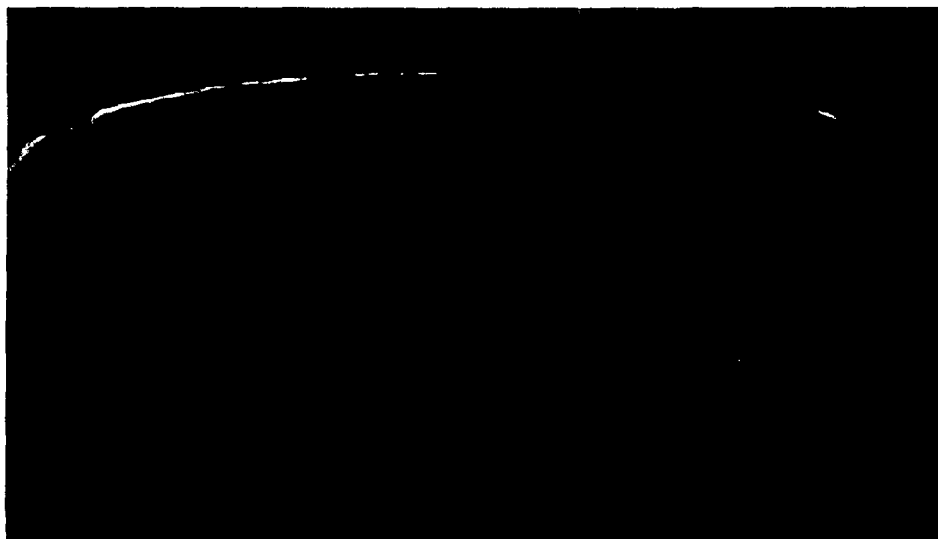


Figura 5.12 Muestra de suelo cubierta con papel filtro y colocada entre grava fina y arena

Pasadas las 24 horas de enfriamiento y las 24 horas de congelación, en la figura 5.13 se observa que el trozo de suelo dentro del anillo presenta pequeñas capitas de hielo en la parte superior de la misma, y que además, sigue presentando agrietamiento. Es necesario mencionar que este tipo de suelo fino, fue obtenido de una pruebas de penetración estándar en el estado de México. Posteriormente al dejar la muestra fuera del refrigerador durante algunas horas en la figura 5.14 podemos ver la muestra descongelada.



Figura 5.13 Muestra de suelo fino congelada

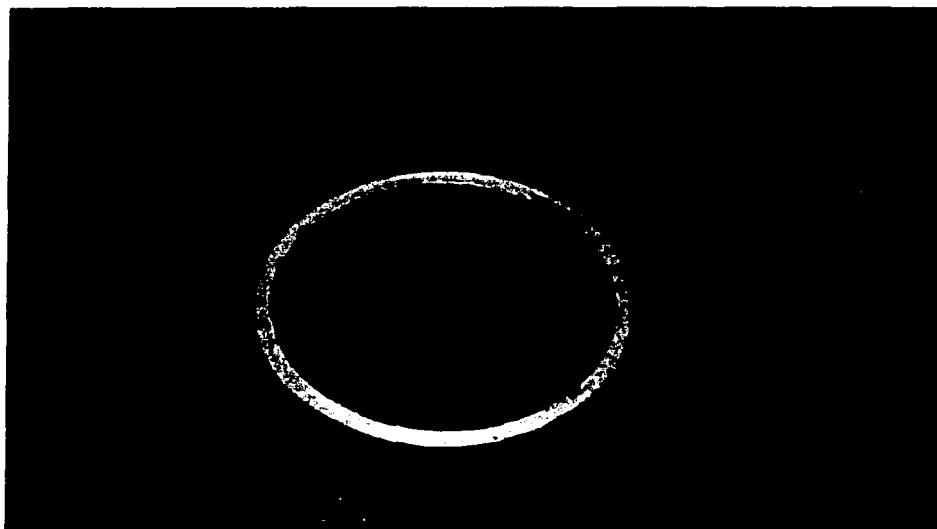


Figura 5.14 Muestra de suelo fino descongelada

Finalmente después de haber observado el comportamiento de las muestras de suelo cohesivo fino congeladas con capas de grava fina y diferentes tipos de arena, se determinó que el mejor comportamiento lo adquirieron cuando fueron cubiertas solo con grava fina. Para ello se labraron tres muestras de suelo cohesivo fino en sus anillos, cada anillo conteniendo un material de diferente zona, siendo preparados como se puede ver en la figura 5.15; además se varió un poco el contenido de agua, para cada una de ellas.

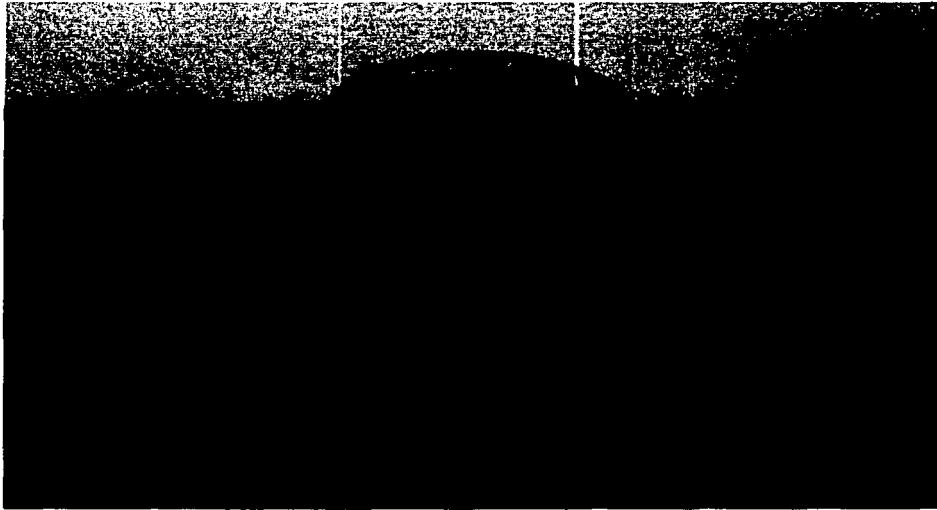


Figura 5.15 Muestras de suelo cohesivo fino preparadas para su congelamiento



Figura 5.16 Muestra de suelo congelada (24 horas)

En la figura 5.16 podemos observar una de las charolas de la figura 5.15, en la cual se ve una delgada y continua capa de hielo en la parte superior del anillo que contiene la muestra de suelo fino, y una finísima capa de hielo que envuelve a cada partícula de grava fina.

La figura 5.17, muestra el anillo que fue colocado dentro de la charola de la figura 5.16, después de haber pasado algunos minutos en descongelación y después de haber removido la capa de hielo que se muestra en la figura mencionada. Como podemos observar, contiene también una pequeña capa de hielo en su parte superior y presenta un poco de agrietamiento.



Figura 5.17 Anillo con suelo cohesivo fino en su interior (congelado)

En las figuras 5.18 y 5.19, se muestran los anillos de las charolas restantes en la figura 5.15, estos anillos contienen suelo cohesivo fino que ha sido sometido a congelamiento y descongelamiento, y como puede verse en el esquema, el primero de ellos se ha despegado del anillo y presenta un poco de agrietamiento, y el segundo aunque no presenta agrietamiento, se ha expandido un poco en su parte superior.



Foto 5.18 Anillo con suelo cohesivo fino (descongelado), agrietado



Figura 5.19 Anillo con suelo cohesivo fino (descongelado), expandido en su parte superior

Por último, se probó este método de congelación de suelo cohesivo fino cubierto con capas de grava fina con 15 por ciento de agua en el peso de la grava, tomando un suelo de la ciudad de Tabasco y se observó que daba los resultados necesarios esperados para poder realizar una prueba de consolidación. La figura 5.20 nos muestra un trozo de suelo fino congelado y la figura 5.21 nos muestra el mismo anillo de la figura 5.20, pero en su etapa descongelada.



Figura 5.20 Anillo con suelo cohesivo fino congelado



Figura 5.21 Anillo con suelo cohesivo fino descongelado

Como puede observarse en las dos últimas figuras, el suelo no se ha separado del anillo y no ha sufrido agrietamientos ni expansiones grandes, que impidan realizar un ensaye de consolidación. Por lo cual las muestras de suelo en las cuales se realizaron las pruebas de este trabajo fueron preparadas con suelo de la ciudad de Tabasco y congeladas mediante el método explicado anteriormente.

Finalmente después de haber encontrado un método y un tipo de suelo para el cual se podían realizar las pruebas, se procedió a labrar las muestras para someterlas al proceso de congelación. Es necesario también comentar que se monto una prueba de consolidación con una muestra de suelo cohesivo fino sin congelar, esto con el fin de poder realizar una comparación en los resultados de las pruebas sometidas a uno o varios ciclos de congelación, con una muestra de suelo inalterada y así tener una razón un poco más firme para decir si el efecto de la congelación, afecta la resistencia del suelo o no la afecta, y en su caso a partir de cuantos ciclos de congelación la resistencia del suelo se muestra indiferente.

Las pruebas que se realizaron fueron analizadas para uno, dos, tres y cuatro ciclos de congelación en las muestras, por lo cual enseguida se explica la forma en que realizaron estos ciclos de congelamiento.

Para iniciar el proceso de congelamiento de la prueba que lleva un solo ciclo de congelación, como ya se explicó anteriormente, la muestra fue colocada en la parte media del refrigerador durante un período de 24 horas, y posteriormente fue colocada en el congelador del mismo, por un período similar de 24 horas, de donde se retiró después de haber cumplido este lapso de tiempo y comenzó con la etapa de descongelamiento. Una vez descongelada la muestra fue preparada y montada en el consolidómetro, para comenzar con el proceso de consolidación.

La prueba que lleva dos ciclos de congelación, lleva un proceso similar a la de un solo ciclo, con la diferencia de que una vez cumplido su ciclo de 24 horas en el congelador del refrigerador, la muestra no se retiro del mismo, sino que se bajo a la parte media de este y ahí se dejó por un periodo de 24 horas para que realizara su proceso de descongelación dentro del refrigerador, y posteriormente se colocó otra vez en el congelador de este y se dejó ahí una vez más por un periodo de 24 horas, finalmente se retiro del mismo y comenzó la segunda etapa de su descongelación; una vez terminado el proceso la muestra fue preparada y montada en el consolidómetro. De una forma similar se realizaron las pruebas que llevan tres y cuatro ciclos de congelación.

5.1.1 EJEMPLO DE LOS DATOS OBTENIDOS EN LAS PRUEBAS

Debido a que la cantidad de datos obtenidos es bastante y los números resultan ser muy poco ilustrativos (es decir, resultan más ilustrativas las gráficas de consolidación dibujadas a partir estos datos obtenidos), sólo se presentarán a manera de ejemplo los datos obtenidos en la prueba de consolidación de la muestra sin congelar, omitiendo por la razón anterior los datos obtenidos para las otras pruebas. En las siguientes tablas se muestran los periodos de tiempo elegidos y su correspondiente lectura en el micrómetro, además se presenta el resultado de los cálculos realizados para la obtención de la deformación total de la muestra. Cada una de las tablas corresponde a un incremento diferente sobre la muestra que en este caso es llamado σ_M y se indica en la parte superior de los registros.

Del mismo modo fueron capturados los datos de los registros para cada una de las pruebas que se realizaron con muestras de suelo sujetas desde uno hasta cuatro ciclos de congelamiento.

**REGISTRO DE DATOS DE LA MUESTRA
SIN CONGELAR**

DATOS DE LA MUESTRA SIN CONGELAR

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

SONDEO: SM-1
MUESTRA: M-12
PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

CONSOLIDOMETRO No: C-#2
Kbrazo = 10 19887
Dint = 8.00000 cm
Am = Anillo = 50 26548 cm²

INCREMENTO No	$\Delta\sigma/\sigma$			$\Delta\sigma_m$ kg/cm ²	σ_m kg/cm ²	ΔP_m kg	P_m kg	P_{pp} kg	ΔP_{pp} kg
	CONSTANTE	SI / No	VARIABLE						
0				0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1				0.1000	0.1000	5.0265	5.0265	0.4929	0.4929
2		NO	1.00	0.1000	0.2000	5.0265	10.0531	0.9857	0.4929
3		NO	0.80	0.1600	0.3600	8.0425	18.0956	1.7743	0.7886
4	0.60	SI		0.2160	0.5760	10.8573	28.9529	2.8388	1.0646
5	0.60	SI		0.3456	0.9216	17.3718	46.3247	4.5421	1.7033
6	0.60	SI		0.5530	1.4746	27.7948	74.1195	7.2674	2.7253
7	0.60	SI		0.8847	2.3593	44.4717	118.5912	11.6279	4.3605
8	0.60	SI		1.4156	3.7749	71.1547	189.7458	18.6046	6.9767
9		NO	0.54	2.0290	5.8039	101.9884	291.7342	28.6046	10.0000

DATOS DE LA MUESTRA SIN CONGELAR

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
 LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

SONDEO: SM-1
 MUESTRA: M-12
 PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

DATOS GENERALES		DATOS DE PROCESO			
Equipo No:	C - # 2	CONTENIDO DE AGUA (w)		ALTURA DE SÓLIDOS	
D _o =	8.00 cm	Testigo =	31.89 %	H _s =	10.503 mm
H _o =	20.00 mm	Inicial =	34.76 %		
A _o =	50.2655 cm ²	Final =	37.13 %	GRADO DE SATURACIÓN	
W _o =	191.15 gr	RELACION DE VACIOS (e)		G _{sm} =	103.272 %
W _i =	141.85 gr	Inicial =	0.904	G _{sm} =	133.548 %
γ _o =	1.90140 t/m ³	Final/carga =	0.747		
Ss =	2.687	Final/descarga =	0.859		

FECHA D/MY	P _w kg	LECTURA MICRO mm	δ _{TOTAL} mm	δ _{EQUIPO} mm	δ _{MUESTRA} mm	H _r mm	ΔVol %	σ _w [*] kg/cm ²	e	σ _w [*] medio kg/cm ²	COEF a, cm ² /kg	TIEMPO t seg	k cm/seg
6-Sep-00	0.0000	10.854	0.000	0.000	0.000	20.000	0.00	0.000	0.904				
6-Sep-00	5.0265	10.745	0.109	0.000	0.109	19.891	0.55	0.100	0.894	0.050	0.1038	100	4.2946E-04
7-Sep-00	10.0531	10.642	0.212	0.000	0.212	19.788	1.06	0.200	0.884	0.150	0.0981	260	1.5523E-04
8-Sep-00	18.0956	10.514	0.340	0.000	0.340	19.660	1.70	0.360	0.872	0.280	0.0762	170	1.8345E-04
11-Sep-00	28.9529	10.389	0.465	0.000	0.465	19.535	2.33	0.576	0.860	0.468	0.0551	270	8.3012E-05
12-Sep-00	46.3247	10.253	0.601	0.000	0.601	19.399	3.01	0.922	0.847	0.749	0.0375	180	8.4134E-05
13-Sep-00	74.1195	10.042	0.812	0.000	0.812	19.188	4.06	1.475	0.827	1.198	0.0363	119	1.2254E-04
14-Sep-00	118.5912	9.845	1.009	0.000	1.009	18.991	5.04	2.359	0.808	1.917	0.0212	130	6.4745E-05
20-Sep-00	189.7458	9.592	1.262	0.000	1.262	18.738	6.31	3.775	0.784	3.067	0.0170	140	4.7761E-05
21-Sep-00	291.7342	9.203	1.651	0.000	1.651	18.349	8.26	5.804	0.747	4.789	0.0183	240	2.9488E-05
21-Sep-00	189.7458	9.302	1.552	0.000	1.552	18.448	7.76	3.775	0.756	4.789	0.0046		
21-Sep-00	118.5912	9.456	1.398	0.000	1.398	18.602	6.99	2.359	0.771	3.067	0.0104		
21-Sep-00	74.1195	9.610	1.244	0.000	1.244	18.756	6.22	1.475	0.786	1.917	0.0166		
21-Sep-00	46.3247	9.751	1.103	0.000	1.103	18.897	5.52	0.922	0.799	1.198	0.0243		
21-Sep-00	28.9529	9.875	0.979	0.000	0.979	19.021	4.90	0.576	0.811	0.749	0.0342		
21-Sep-00	18.0956	9.978	0.876	0.000	0.876	19.124	4.38	0.360	0.821	0.468	0.0454		
21-Sep-00	10.0531	10.087	0.767	0.000	0.767	19.233	3.84	0.200	0.831	0.280	0.0649		
21-Sep-00	5.0265	10.195	0.659	0.000	0.659	19.341	3.29	0.100	0.841	0.150	0.1028		
21-Sep-00	0.0000	10.377	0.477	0.000	0.477	19.523	2.38	0.000	0.859	0.050	0.1733		

PROYECTO LOCALIZACION

BONDED MUESTRA PROFUNDIDAD

0.1 8100 g/cm³ No 1

FECHA D.M.A.	HORA HH MM	TIEMPO DE PRUEBA		LECTURA MICROMETRO mm	DEFORMACION TOTAL mm	DEFORMACION MUESTRA mm
		MM MM SS	SEG			
6 Sep-00	12:00:00	0:00:00	0	10.854	0.000	0.000
		0:00:01	1	10.855	0.001	0.001
		0:00:02	2	10.789	0.005	0.005
		0:00:03	3	10.788	0.008	0.008
		0:00:04	4	10.787	0.011	0.011
		0:00:05	5	10.786	0.014	0.014
		0:00:06	6	10.785	0.018	0.018
		0:00:07	7	10.784	0.021	0.021
		0:00:08	8	10.784	0.025	0.025
		0:00:09	9	10.783	0.029	0.029
		0:00:10	10	10.782	0.032	0.032
		0:00:12	12	10.781	0.043	0.043
		0:00:14	14	10.780	0.054	0.054
		0:00:16	16	10.780	0.065	0.065
		0:00:18	18	10.780	0.076	0.076
		0:00:20	20	10.781	0.087	0.087
		0:00:22	22	10.781	0.098	0.098
		0:00:24	24	10.780	0.109	0.109
		0:00:26	26	10.780	0.120	0.120
		0:00:28	28	10.780	0.131	0.131
		0:00:30	30	10.781	0.142	0.142
		0:00:35	35	10.784	0.170	0.170
		0:00:40	40	10.783	0.200	0.200
		0:00:45	45	10.782	0.230	0.230
		0:00:50	50	10.781	0.260	0.260
		0:00:55	55	10.780	0.290	0.290
		0:01:00	00	10.780	0.320	0.320
		0:01:05	05	10.779	0.350	0.350
		0:01:10	10	10.778	0.380	0.380
		0:01:15	15	10.777	0.410	0.410
		0:01:20	20	10.777	0.440	0.440
		0:01:25	25	10.776	0.470	0.470
		0:01:30	30	10.776	0.500	0.500
		0:01:35	35	10.775	0.530	0.530
		0:01:40	40	10.774	0.560	0.560
		0:01:45	45	10.773	0.590	0.590
		0:01:50	50	10.772	0.620	0.620
		0:01:55	55	10.771	0.650	0.650
		0:02:00	00	10.770	0.680	0.680
		0:02:05	05	10.769	0.710	0.710
		0:02:10	10	10.768	0.740	0.740
		0:02:15	15	10.767	0.770	0.770
		0:02:20	20	10.766	0.800	0.800
		0:02:25	25	10.765	0.830	0.830
		0:02:30	30	10.764	0.860	0.860
0:02:35	35	10.763	0.890	0.890		
0:02:40	40	10.762	0.920	0.920		
0:02:45	45	10.761	0.950	0.950		
0:02:50	50	10.760	0.980	0.980		
0:02:55	55	10.759	1.010	1.010		
0:03:00	00	10.758	1.040	1.040		
0:03:05	05	10.757	1.070	1.070		
0:03:10	10	10.756	1.100	1.100		
0:03:15	15	10.755	1.130	1.130		
0:03:20	20	10.754	1.160	1.160		
0:03:25	25	10.753	1.190	1.190		
0:03:30	30	10.752	1.220	1.220		
0:03:35	35	10.751	1.250	1.250		
0:03:40	40	10.750	1.280	1.280		
0:03:45	45	10.749	1.310	1.310		
0:03:50	50	10.748	1.340	1.340		
0:03:55	55	10.747	1.370	1.370		
0:04:00	00	10.746	1.400	1.400		
0:04:05	05	10.745	1.430	1.430		
0:04:10	10	10.744	1.460	1.460		
0:04:15	15	10.743	1.490	1.490		
0:04:20	20	10.742	1.520	1.520		
0:04:25	25	10.741	1.550	1.550		
0:04:30	30	10.740	1.580	1.580		
0:04:35	35	10.739	1.610	1.610		
0:04:40	40	10.738	1.640	1.640		
0:04:45	45	10.737	1.670	1.670		
0:04:50	50	10.736	1.700	1.700		
0:04:55	55	10.735	1.730	1.730		
0:05:00	00	10.734	1.760	1.760		
0:05:05	05	10.733	1.790	1.790		
0:05:10	10	10.732	1.820	1.820		
0:05:15	15	10.731	1.850	1.850		
0:05:20	20	10.730	1.880	1.880		
0:05:25	25	10.729	1.910	1.910		
0:05:30	30	10.728	1.940	1.940		
0:05:35	35	10.727	1.970	1.970		
0:05:40	40	10.726	2.000	2.000		
0:05:45	45	10.725	2.030	2.030		
0:05:50	50	10.724	2.060	2.060		
0:05:55	55	10.723	2.090	2.090		
0:06:00	00	10.722	2.120	2.120		
0:06:05	05	10.721	2.150	2.150		
0:06:10	10	10.720	2.180	2.180		
0:06:15	15	10.719	2.210	2.210		
0:06:20	20	10.718	2.240	2.240		
0:06:25	25	10.717	2.270	2.270		
0:06:30	30	10.716	2.300	2.300		
0:06:35	35	10.715	2.330	2.330		
0:06:40	40	10.714	2.360	2.360		
0:06:45	45	10.713	2.390	2.390		
0:06:50	50	10.712	2.420	2.420		
0:06:55	55	10.711	2.450	2.450		
0:07:00	00	10.710	2.480	2.480		
0:07:05	05	10.709	2.510	2.510		
0:07:10	10	10.708	2.540	2.540		
0:07:15	15	10.707	2.570	2.570		
0:07:20	20	10.706	2.600	2.600		
0:07:25	25	10.705	2.630	2.630		
0:07:30	30	10.704	2.660	2.660		
0:07:35	35	10.703	2.690	2.690		
0:07:40	40	10.702	2.720	2.720		
0:07:45	45	10.701	2.750	2.750		
0:07:50	50	10.700	2.780	2.780		
0:07:55	55	10.699	2.810	2.810		
0:08:00	00	10.698	2.840	2.840		
0:08:05	05	10.697	2.870	2.870		
0:08:10	10	10.696	2.900	2.900		
0:08:15	15	10.695	2.930	2.930		
0:08:20	20	10.694	2.960	2.960		
0:08:25	25	10.693	2.990	2.990		
0:08:30	30	10.692	3.020	3.020		
0:08:35	35	10.691	3.050	3.050		
0:08:40	40	10.690	3.080	3.080		
0:08:45	45	10.689	3.110	3.110		
0:08:50	50	10.688	3.140	3.140		
0:08:55	55	10.687	3.170	3.170		
0:09:00	00	10.686	3.200	3.200		
0:09:05	05	10.685	3.230	3.230		
0:09:10	10	10.684	3.260	3.260		
0:09:15	15	10.683	3.290	3.290		
0:09:20	20	10.682	3.320	3.320		
0:09:25	25	10.681	3.350	3.350		
0:09:30	30	10.680	3.380	3.380		
0:09:35	35	10.679	3.410	3.410		
0:09:40	40	10.678	3.440	3.440		
0:09:45	45	10.677	3.470	3.470		
0:09:50	50	10.676	3.500	3.500		
0:09:55	55	10.675	3.530	3.530		
0:10:00	00	10.674	3.560	3.560		
0:10:05	05	10.673	3.590	3.590		
0:10:10	10	10.672	3.620	3.620		
0:10:15	15	10.671	3.650	3.650		
0:10:20	20	10.670	3.680	3.680		
0:10:25	25	10.669	3.710	3.710		
0:10:30	30	10.668	3.740	3.740		
0:10:35	35	10.667	3.770	3.770		
0:10:40	40	10.666	3.800	3.800		
0:10:45	45	10.665	3.830	3.830		
0:10:50	50	10.664	3.860	3.860		
0:10:55	55	10.663	3.890	3.890		
0:11:00	00	10.662	3.920	3.920		
0:11:05	05	10.661	3.950	3.950		
0:11:10	10	10.660	3.980	3.980		
0:11:15	15	10.659	4.010	4.010		
0:11:20	20	10.658	4.040	4.040		
0:11:25	25	10.657	4.070	4.070		
0:11:30	30	10.656	4.100	4.100		
0:11:35	35	10.655	4.130	4.130		
0:11:40	40	10.654	4.160	4.160		
0:11:45	45	10.653	4.190	4.190		
0:11:50	50	10.652	4.220	4.220		
0:11:55	55	10.651	4.250	4.250		
0:12:00	00	10.650	4.280	4.280		
0:12:05	05	10.649	4.310	4.310		
0:12:10	10	10.648	4.340	4.340		
0:12:15	15	10.647	4.370	4.370		
0:12:20	20	10.646	4.400	4.400		
0:12:25	25	10.645	4.430	4.430		
0:12:30	30	10.644	4.460	4.460		
0:12:35	35	10.643	4.490	4.490		
0:12:40	40	10.642	4.520	4.520		
0:12:45	45	10.641	4.550	4.550		
0:12:50	50	10.640	4.580	4.580		
0:12:55	55	10.639	4.610	4.610		
0:13:00	00	10.638	4.640	4.640		
0:13:05	05	10.637	4.670	4.670		
0:13:10	10	10.636	4.700	4.700		
0:13:15	15	10.635	4.730	4.730		
0:13:20	20	10.634	4.760	4.760		
0:13:25	25	10.633	4.790	4.790		
0:13:30	30	10.632	4.820	4.820		
0:13:35	35	10.631	4.850	4.850		
0:13:40	40	10.630	4.880	4.880		
0:13:45	45	10.629	4.910	4.910		
0:13:50	50	10.628	4.940	4.940		
0:13:55	55	10.627	4.970	4.970		
0:14:00	00	10.626	5.000	5.000		
0:14:05	05	10.625	5.030	5.030		
0:14:10	10	10.624	5.060	5.060		
0:14:15	15	10.623	5.090	5.090		
0:14:20	20	10.622	5.120	5.120		
0:14:25	25	10.621	5.150	5.150		
0:14:30	30	10.620	5.180	5.180		
0:14:35	35	10.619	5.210	5.210		
0:14:40	40	10.618	5.240	5.240		
0:14:45	45	10.617	5.270	5.270		
0:14:50	50	10.616	5.300	5.300		
0:14:55	55	10.615	5.330	5.330		
0:15:00	00	10.614	5.360	5.360		
0:15:05	05	10.613	5.390	5.390		
0:15:10	10	10.612	5.420	5.420		
0:15:15	15	10.611	5.450	5.450		
0:15:20	20	10.610	5.480	5.480		
0:15:25	25	10.609	5.510	5.510		
0:15:30	30	10.608	5.540	5.540		
0:15:35	35	10.607	5.570	5.570		
0:15:40	40	10.606	5.600	5.600		
0:15:45	45	10.605	5.630	5.630		
0:15:50	50	10.604	5.660	5.660		
0:15:55	55	10.603	5.690	5.690		
0:16:00	00	10.602	5.720	5.720		
0:16:05	05	10.601	5.750	5.750		
0:16:10	10	10.600	5.780	5.780		
0:16:15	15	10.599	5.810	5.810		
0:16:20	20	10.598	5.840	5.840		
0:16:25	25	10.597	5.870	5.870		
0:16:30	30	10.596	5.900	5.900		
0:16:35	35	10.595	5.930	5.930		
0:16:40	40	10.594	5.960	5.960		
0:16:45	45	10.593	5.990	5.990		
0:16:50	50	10.592	6.020	6.020		
0:16:55	55	10.591	6.050	6.050		
0:17:00	00	10.590	6.080	6.080		
0:17:05						

PROYECTO LOCALIZACIÓN

SONDEO MUESTRA PROFUNDIDAD

8378 lgrcm

No 4

PROYECTO LOCALIZACIÓN

SONDEO MUESTRA PROFUNDIDAD

8377 lgrcm

PROYECTO LOCALIZACIÓN

SONDEO MUESTRA PROFUNDIDAD

1473 lgrcm

No 8

FECHA DMA	HORA HH MM	TIEMPO DE PRUEBA HH MM SS seg	LECTURA MICROMETRO mm	DEFORMACION TOTAL mm	DEFORMACION MUESTRA mm
11 Sep-00	11:00:00	0:00:00	10 514	0:00	0:00
		0:00:01	10 485	0:29	0:29
		0:00:02	10 483	0:31	0:31
		0:00:03	10 482	0:32	0:32
		0:00:04	10 480	0:34	0:34
		0:00:05	10 478	0:35	0:35
		0:00:06	10 478	0:36	0:36
		0:00:07	10 477	0:37	0:37
		0:00:08	10 476	0:38	0:37
		0:00:09	10 476	0:38	0:38
		0:00:10	10 478	0:36	0:38
		0:00:12	10 474	0:40	0:40
		0:00:14	10 473	0:41	0:41
		0:00:16	10 472	0:42	0:41
		0:00:18	10 472	0:42	0:42
		0:00:20	10 471	0:43	0:43
		0:00:22	10 470	0:44	0:43
		0:00:24	10 470	0:44	0:44
		0:00:26	10 469	0:45	0:44
		0:00:28	10 469	0:45	0:45
		0:00:30	10 468	0:46	0:45
		0:00:35	10 467	0:47	0:46
		0:00:40	10 466	0:48	0:47
		0:00:45	10 465	0:49	0:48
		0:00:50	10 464	0:50	0:49
		0:00:55	10 464	0:50	0:50
		0:01:00	10 463	0:51	0:51
		0:01:05	10 462	0:52	0:52
		0:01:10	10 461	0:53	0:53
		0:01:15	10 460	0:54	0:54
		0:01:20	10 459	0:55	0:55
		0:01:25	10 458	0:56	0:56
		0:01:30	10 458	0:56	0:57
		0:01:35	10 457	0:57	0:57
		0:01:40	10 456	0:58	0:58
		0:01:45	10 455	0:59	0:57
		0:01:50	10 455	0:59	0:59
		0:01:55	10 454	0:60	0:59
		0:02:00	10 453	0:61	0:59
		0:02:05	10 451	0:63	0:60
		0:02:10	10 452	0:62	0:60
		0:02:15	10 451	0:63	0:60
		0:02:20	10 450	0:64	0:60
		0:02:25	10 449	0:65	0:60
		0:02:30	10 448	0:66	0:60
		0:02:35	10 448	0:66	0:60
		0:02:40	10 447	0:67	0:60
		0:02:45	10 446	0:68	0:60
		0:02:50	10 445	0:69	0:60
		0:02:55	10 444	0:70	0:60
		0:03:00	10 443	0:71	0:60
		0:03:05	10 441	0:73	0:60
		0:03:10	10 439	0:75	0:60
		0:03:15	10 437	0:77	0:60
		0:03:20	10 436	0:78	0:60
		0:03:25	10 434	0:80	0:60
		0:03:30	10 433	0:82	0:60
		0:03:35	10 431	0:83	0:60
		0:03:40	10 430	0:84	0:60
		0:03:45	10 429	0:85	0:60
		0:03:50	10 427	0:87	0:60
		0:03:55	10 427	0:87	0:60
		0:04:00	10 426	0:88	0:60
		0:04:05	10 425	0:89	0:60
		0:04:10	10 424	0:90	0:60
		0:04:15	10 423	0:91	0:60
		0:04:20	10 422	0:92	0:60
		0:04:25	10 421	0:93	0:60
		0:04:30	10 420	0:94	0:60
		0:04:35	10 419	0:95	0:60
		0:04:40	10 418	0:96	0:60
		0:04:45	10 418	0:96	0:60
		0:04:50	10 417	0:97	0:60
		0:04:55	10 416	0:98	0:60
		0:05:00	10 416	0:98	0:60
		0:05:05	10 415	0:99	0:60
		0:05:10	10 414	1:00	0:60
		0:05:15	10 413	1:01	0:60
		0:05:20	10 412	1:02	0:60
		0:05:25	10 412	1:02	0:60
		0:05:30	10 411	1:03	0:60
		0:05:35	10 410	1:04	0:60
		0:05:40	10 409	1:05	0:60
		0:05:45	10 408	1:06	0:60
		0:05:50	10 407	1:07	0:60
		0:05:55	10 406	1:08	0:60
		0:06:00	10 405	1:09	0:60
		0:06:05	10 404	1:10	0:60
		0:06:10	10 403	1:11	0:60
		0:06:15	10 402	1:12	0:60
		0:06:20	10 401	1:13	0:60
		0:06:25	10 400	1:14	0:60
		0:06:30	10 399	1:15	0:60
		0:06:35	10 398	1:16	0:60
		0:06:40	10 397	1:17	0:60
		0:06:45	10 396	1:18	0:60
		0:06:50	10 395	1:19	0:60
		0:06:55	10 394	1:20	0:60
		0:07:00	10 393	1:21	0:60
		0:07:05	10 392	1:22	0:60
		0:07:10	10 391	1:23	0:60
		0:07:15	10 390	1:24	0:60
		0:07:20	10 389	1:25	0:60
		0:07:25	10 388	1:26	0:60
		0:07:30	10 387	1:27	0:60
		0:07:35	10 386	1:28	0:60
		0:07:40	10 385	1:29	0:60
		0:07:45	10 384	1:30	0:60
		0:07:50	10 383	1:31	0:60
		0:07:55	10 382	1:32	0:60
		0:08:00	10 381	1:33	0:60
		0:08:05	10 380	1:34	0:60
		0:08:10	10 379	1:35	0:60
		0:08:15	10 378	1:36	0:60
		0:08:20	10 377	1:37	0:60
		0:08:25	10 376	1:38	0:60
		0:08:30	10 375	1:39	0:60
		0:08:35	10 374	1:40	0:60
		0:08:40	10 373	1:41	0:60
		0:08:45	10 372	1:42	0:60
		0:08:50	10 371	1:43	0:60
		0:08:55	10 370	1:44	0:60
		0:09:00	10 369	1:45	0:60
		0:09:05	10 368	1:46	0:60
		0:09:10	10 367	1:47	0:60
		0:09:15	10 366	1:48	0:60
		0:09:20	10 365	1:49	0:60
		0:09:25	10 364	1:50	0:60
		0:09:30	10 363	1:51	0:60
		0:09:35	10 362	1:52	0:60
		0:09:40	10 361	1:53	0:60
		0:09:45	10 360	1:54	0:60
		0:09:50	10 359	1:55	0:60
		0:09:55	10 358	1:56	0:60
		0:10:00	10 357	1:57	0:60
		0:10:05	10 356	1:58	0:60
		0:10:10	10 355	1:59	0:60
		0:10:15	10 354	2:00	0:60
		0:10:20	10 353	2:01	0:60
		0:10:25	10 352	2:02	0:60
		0:10:30	10 351	2:03	0:60
		0:10:35	10 350	2:04	0:60
		0:10:40	10 349	2:05	0:60
		0:10:45	10 348	2:06	0:60
		0:10:50	10 347	2:07	0:60
		0:10:55	10 346	2:08	0:60
		0:11:00	10 345	2:09	0:60
		0:11:05	10 344	2:10	0:60
		0:11:10	10 343	2:11	0:60
		0:11:15	10 342	2:12	0:60
		0:11:20	10 341	2:13	0:60
		0:11:25	10 340	2:14	0:60
		0:11:30	10 339	2:15	0:60
		0:11:35	10 338	2:16	0:60
		0:11:40	10 337	2:17	0:60
		0:11:45	10 336	2:18	0:60
		0:11:50	10 335	2:19	0:60
		0:11:55	10 334	2:20	0:60
		0:12:00	10 333	2:21	0:60
		0:12:05	10 332	2:22	0:60
		0:12:10	10 331	2:23	0:60
		0:12:15	10 330	2:24	0:60
		0:12:20	10 329	2:25	0:60
		0:12:25	10 328	2:26	0:60
		0:12:30	10 327	2:27	0:60
		0:12:35	10 326	2:28	0:60
		0:12:40	10 325	2:29	0:60
		0:12:45	10 324	2:30	0:60
		0:12:50	10 323	2:31	0:60
		0:12:55	10 322	2:32	0:60
		0:13:00	10 321	2:33	0:60
		0:13:05	10 320	2:34	0:60
		0:13:10	10 319	2:35	0:60
		0:13:15	10 318	2:36	0:60
		0:13:20	10 317	2:37	0:60
		0:13:25	10 316	2:38	0:60
		0:13:30	10 315	2:39	0:60
		0:13:35	10 314	2:40	0:60
		0:13:40	10 313	2:41	0:60
		0:13:45	10 312	2:42	0:60
		0:13:50	10 311	2:43	0:60
		0:13:55	10 310	2:44	0:60
		0:14:00	10 309	2:45	0:60
		0:14:05	10 308	2:46	0:60
		0:14:10	10 307	2:47	0:60
		0:14:15	10 306	2:48	0:60
		0:14:20	10 305	2:49	0:60
		0:14:25	10 304	2:50	0:60
		0:14:30	10 303	2:51	0:60
		0:14:35	10 302	2:52	0:60
		0:14:40	10 301	2:53	0:60
		0:14:45	10 300	2:54	0:60
		0:14:50	99 999	2:55	0:60

FECHA DMA	HORA HH MM	TIEMPO DE PRUEBA HH MM SS seg	LECTURA MICROMETRO mm	DEFORMACION TOTAL mm	DEFORMACION MUESTRA mm
12 Sep-00	11:00:00	0:00:00	10 389	0:00	0:00
		0:00:01	10 348	0:42	0:42
		0:00:02	10 347	0:42	0:42
		0:00:03	10 345	0:44	0:44
		0:00:04	10 343	0:46	0:46
		0:00:05	10 342	0:47	0:47
		0:00:06	10 340	0:49	0:49
		0:00:07	10 339	0:50	0:50
		0:00:08	10 338	0:51	0:51
		0:00:09	10 337	0:52	0:52
		0:00:10	10 336	0:53	0:53
		0:00:12	10 335	0:54	0:54
		0:00:14	10 333	0:56	0:56
		0:00:16	10 332	0:57	0:56
		0:00:18	10 331	0:58	0:57
		0:00:20	10 330	0:59	0:58
		0:00:22	10 329	0:60	0:59
		0:00:24	10 329	0:60	0:60
		0:00:26	10 328	0:61	0:61
		0:00:28	10 327	0:62	0:62
		0:00:30	10 326	0:63	0:62
		0:00:35	10 325	0:64	0:62
		0:00:40			

DATOS DE LA MUESTRA CON UN CICLO DE CONGELACIÓN

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

SONDEO: SM - 1
MUESTRA: M - 12
PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

CONSOLIDÓMETRO No: C - # 1
Kbrazo = 10 22357
Dint = 8.00000 cm
Am = Aanillo = 50.26548 cm²

INCREMENTO No	$\Delta\sigma/\sigma$			$\Delta\sigma_m$ kg/cm ²	σ_m kg/cm ²	ΔP_m kg	P_m kg	P_{pp} kg	ΔP_{pp} kg
	CONSTANTE	SI / No	VARIABLE						
0				0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1				0.1000	0.1000	5.0265	5.0265	0.4917	0.4917
2	1.000	SI		0.1000	0.2000	5.0265	10.0531	0.9833	0.4917
3		NO	0.8000	0.1600	0.3600	8.0425	18.0956	1.7700	0.7867
4	0.600	SI		0.2160	0.5760	10.8573	28.9529	2.8320	1.0620
5	0.600	SI		0.3456	0.9216	17.3718	46.3247	4.5312	1.6992
6		NO	0.3750	0.3456	1.2672	17.3718	63.6964	6.2304	1.6992
7	0.600	SI		0.5530	1.4746	27.7948	91.4912	8.9491	2.7187
8	0.600	SI		0.8847	2.3593	44.4717	135.9629	13.2990	4.3499
9	0.600	SI		1.4156	3.7749	71.1547	207.1176	20.2588	6.9599
10	0.600	SI		2.2649	6.0398	113.8475	320.9651	31.3946	11.1358
11	0.600	SI		3.6239	9.6637	182.1560	503.1211	49.2119	17.8173

NOTA: Despues del 5^{to} incremento se repitio la carga, se tuvo que descargar y se aplico el esfuerzo correspondiente.

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
 LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

DATOS DE LA MUESTRA CON UN CICLO DE CONGELACIÓN

SONDEO: SM-1
 MUESTRA: M-12
 PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

DATOS GENERALES		DATOS DE PROCESO		
Equipo No	C - # 1	CONTENIDO DE AGUA (c)		ALTURA DE SÓLIDOS
D _w =	8 00 cm	Testigo =	29 55 %	H _s = 10.737 mm
H _w =	20 00 mm	Inicial =	31 12 %	
A _w =	50 2655 cm ²	Final =	36 57 %	
W _w =	192 55 gr	RELACION DE VACIOS (e)		GRADO DE SATURACIÓN
W _s =	146 85 gr	Inicial =	0 86	G _{sat} = 98.149 %
γ _w =	1.91533 U/m ³	Final/carga =	0 60	G _{sat} = 164.586 %
Ss =	2 721	Final/descarga =	0 76	

FECHA D/M/Y	P _w kg	LECTURA MICRO mm	δ _{TOTAL} mm	δ _{EQUIPO} mm	δ _{MUESTRA} mm	H _r mm	ΔVol %	σ _w ' kg/cm ²	e	σ _w ' _{medo} kg/cm ²	COEF a, cm ² /kg	TIEMPO t seg	k cm/seg
9-Oct-00	0 0000	9 833	0 000	0 000	0 000	20 000	0 00	0 000	0 863				
9-Oct-00	5 0265	9 612	0 221	0 000	0 221	19 779	1 11	0 100	0 842	0 050	0 2058	40	2 1769E-03
10-Oct-00	10 0531	9 440	0 393	0 000	0 393	19 607	1 97	0 200	0 826	0 150	0 1602	120	5 5849E-04
11-Oct-00	18 0956	9 237	0 596	0 000	0 596	19 404	2 98	0 360	0 807	0 280	0 1182	200	2 4503E-04
13-Oct-00	28 9529	9 041	0 792	0 000	0 792	19 208	3 96	0 576	0 789	0 468	0 0845	240	1 4453E-04
16-Oct-00	46 3247	8 886	0 947	0 000	0 947	19 053	4 74	0 922	0 775	0 749	0 0418		
17-Oct-00	63 6964	8 791	1 042	0 000	1 042	18 958	5 21	1 267	0 766	1 094	0 0256	150	6 8784E-05
18-Oct-00	91 4912	8 587	1 246	0 000	1 246	18 754	6 23	1 820	0 747	1 544	0 0344	360	3 8273E-05
19-Oct-00	135 9629	8 307	1 526	0 000	1 526	18 474	7 63	2 705	0 721	2 263	0 0295	300	3 8975E-05
20-Oct-00	207 1176	7 977	1 856	0 000	1 856	18 144	9 28	4 120	0 690	3 413	0 0217	340	2 4953E-05
23-Oct-00	320 9651	7 604	2 229	0 000	2 229	17 771	11 15	6 385	0 655	5 253	0 0153	420	1 4015E-05
24-Oct-00	503 1211	7 062	2 771	0 000	2 771	17 229	13 86	10 009	0 605	8 197	0 0139	580	9 0277E-06
25-Oct-00	320 9651	7 188	2 645	0 000	2 645	17 355	13 23	6 385	0 616	8 197	0 0032		
25-Oct-00	207 1176	7 364	2 469	0 000	2 469	17 531	12 35	4 120	0 633	5 253	0 0072		
25-Oct-00	135 9629	7 525	2 308	0 000	2 308	17 692	11 54	2 705	0 648	3 413	0 0106		
25-Oct-00	91 4912	7 699	2 134	0 000	2 134	17 866	10 67	1 820	0 664	2 263	0 0183		
25-Oct-00	46 3247	7 860	1 973	0 000	1 973	18 027	9 87	0 922	0 679	1 371	0 0167		
25-Oct-00	28 9529	8 006	1 827	0 000	1 827	18 173	9 14	0 576	0 693	0 749	0 0393		
25-Oct-00	18 0956	8 134	1 699	0 000	1 699	18 301	8 50	0 360	0 705	0 468	0 0552		
25-Oct-00	10 0531	8 269	1 564	0 000	1 564	18 436	7 82	0 200	0 717	0 280	0 0786		
25-Oct-00	5 0265	8 403	1 430	0 000	1 430	18 570	7 15	0 100	0 730	0 150	0 1248		
25-Oct-00	0 0000	8 687	1 146	0 000	1 146	18 854	5 73	0 000	0 756	0 050	0 2645		

DATOS DE LA MUESTRA CON DOS CICLOS DE CONGELACIÓN

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

SONDEO: SM - 1
MUESTRA: M - 12
PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

CONSOLIDÓMETRO No.: C - # 4
Kbrazo = 10.21457
Dint = 8.000 cm
Am = Aanillo = 50.26548 cm²

INCREMENTO No.	$\Delta\sigma/\sigma$			$\Delta\sigma_m$ kg/cm ²	σ_m kg/cm ²	ΔP_m kg	P_m kg	P_{pp} kg	ΔP_{pp} kg
	CONSTANTE	SI / No	VARIABLE						
0				0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1				0.1000	0.1000	5.0265	5.0265	0.4921	0.4921
2		NO	1.00	0.1000	0.2000	5.0265	10.0531	0.9842	0.4921
3		NO	0.80	0.1600	0.3600	8.0425	18.0956	1.7715	0.7874
4	0.60	SI		0.2160	0.5760	10.8573	28.9529	2.8345	1.0629
5	0.60	SI		0.3456	0.9216	17.3718	46.3247	4.5352	1.7007
6	0.60	SI		0.5530	1.4746	27.7948	74.1195	7.2562	2.7211
7	0.60	SI		0.8847	2.3593	44.4717	118.5912	11.6100	4.3537
8	0.60	SI		1.4156	3.7749	71.1547	189.7458	18.5760	6.9660
9	0.60	SI		2.2649	6.0398	113.8475	303.5933	29.7216	11.1456
10	0.60	SI		3.6239	9.6637	182.1560	485.7494	47.5546	17.8330

53

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
 LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

DATOS DE LA MUESTRA CON DOS CICLOS DE CONGELACIÓN

SONDEO: SM-1
 MUESTRA: M-12
 PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

DATOS GENERALES			DATOS DE PROCESO		
Equipo No	C - # 4		CONTENIDO DE AGUA (%)		ALTURA DE SÓLIDOS H _s = 10.588 mm
D _m =	8 00	cm	Testigo =	28.18 %	
H _m =	20 00	mm	Inicial =	32.18 %	GRADO DE SATURACIÓN G _{max} = 97.268 % G _{min} = 149.900 %
A _m =	50 2655	cm ²	Final =	36.13 %	
W _m =	189 02	gr	RELACION DE VACIOS (e)		
W _i =	143 00	gr	Inicial =	0.89	
γ _m =	1.88022	t/m ³	Final)carga =	0.65	
Ss =	2 687		Final)descarga =	0.79	

FECHA D/M/Y	P _w kg	LECTURA MICRO mm	δ _{TOTAL} mm	δ _{EQUIPO} mm	δ _{MUESTRA} mm	H _f mm	ΔVol %	σ _v ' kg/cm ²	e	σ _v ' _{medo} kg/cm ²	COEF a, cm ² /kg	TIEMPO t seg	k cm/seg
5-Oct-00	0 0000	10 962	0 000	0 000	0 000	20 000	0 00	0.000	0.889				
5-Oct-00	5 0265	10 746	0 216	0 000	0 216	19 784	1 08	0.100	0.869	0.050	0.2040	150	5.6736E-04
9-Oct-00	10 0531	10 629	0 333	0 000	0 333	19 667	1 67	0.200	0.857	0.150	0.1105	145	3.1448E-04
10-Oct-00	18 0956	10 449	0 513	0 000	0 513	19 487	2 57	0.360	0.840	0.280	0.1063	160	2.7242E-04
11-Oct-00	28 9529	10 279	0 683	0 000	0 683	19 317	3 42	0.576	0.824	0.468	0.0743	175	1.7265E-04
13-Oct-00	46 3247	10 079	0 883	0 000	0 883	19 117	4 42	0.922	0.806	0.749	0.0547	115	1.9150E-04
16-Oct-00	74 1195	9 886	1 076	0 000	1 076	18 924	5 38	1.475	0.787	1.198	0.0330	100	1.3145E-04
17-Oct-00	118 5912	9 648	1 314	0 000	1 314	18 686	6 57	2.359	0.765	1.917	0.0254	60	1.6714E-04
18-Oct-00	189 7458	9 384	1 578	0 000	1 578	18 422	7 89	3.775	0.740	3.067	0.0176	70	9.8074E-05
19-Oct-00	303 5933	9 022	1 940	0 000	1 940	18 060	9 70	6.040	0.706	4.907	0.0151	95	6.1057E-05
20-Oct-00	485 7494	8 407	2 555	0 000	2 555	17 445	12 78	9.664	0.648	7.852	0.0160	145	4.1641E-05
20-Oct-00	303 5933	8 499	2 463	0 000	2 463	17 537	12 32	6.040	0.656	7.852	0.0024		
20-Oct-00	189 7458	8 631	2 331	0 000	2 331	17 669	11 66	3.775	0.669	4.907	0.0055		
20-Oct-00	118 5912	8 781	2 181	0 000	2 181	17 819	10 91	2.359	0.683	3.067	0.0100		
20-Oct-00	74 1195	8 931	2 031	0 000	2 031	17 969	10 16	1.475	0.697	1.917	0.0160		
20-Oct-00	46 3247	9 081	1 881	0 000	1 881	18 119	9 41	0.922	0.711	1.198	0.0256		
20-Oct-00	28 9529	9 223	1 739	0 000	1 739	18 261	8 69	0.576	0.725	0.749	0.0388		
20-Oct-00	18 0956	9 348	1 614	0 000	1 614	18 386	8 07	0.360	0.736	0.468	0.0547		
20-Oct-00	10 0531	9 493	1 469	0 000	1 469	18 531	7 35	0.200	0.750	0.280	0.0856		
20-Oct-00	5 0265	9 643	1 319	0 000	1 319	18 681	6 60	0.100	0.764	0.150	0.1417		
20-Oct-00	0 0000	9 964	0 998	0 000	0 998	19 002	4 99	0.000	0.795	0.050	0.3032		

DATOS DE LA MUESTRA CON TRES CICLOS DE CONGELACIÓN

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

SONDEO: SM - 1
MUESTRA: M - 12
PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

CONSOLIDOMETRO No: C - # 2
Kbrazo = 10.19887
Dint = 8.00000 cm
Am = Anillo = 50.26548 cm²

INCREMENTO No.	$\Delta\sigma/\sigma$			$\Delta\sigma_m$ kg/cm ²	σ_m kg/cm ²	ΔP_m kg	P_m kg	P_{pp} kg	ΔP_{pp} kg
	CONSTANTE	SI / No	VARIABLE						
0				0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1				0.1000	0.1000	5.0265	5.0265	0.4929	0.4929
2		NO	1.00	0.1000	0.2000	5.0265	10.0531	0.9857	0.4929
3		NO	0.80	0.1600	0.3600	8.0425	18.0956	1.7743	0.7886
4	0.600	SI		0.2160	0.5760	10.8573	28.9529	2.8388	1.0646
5	0.600	SI		0.3456	0.9216	17.3718	46.3247	4.5421	1.7033
6	0.600	SI		0.5530	1.4746	27.7948	74.1195	7.2674	2.7253
7	0.600	SI		0.8847	2.3593	44.4717	118.5912	11.6279	4.3605
8	0.600	SI		1.4156	3.7749	71.1547	189.7458	18.6046	6.9767
9	0.600	SI		2.2649	6.0398	113.8475	303.5933	29.7674	11.1628
10	0.600	SI		3.6239	9.6637	182.1560	485.7494	47.6278	17.8604

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
 LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

DATOS DE LA MUESTRA CON TRES CICLOS DE CONGELACIÓN

SONDEO: SM - 1
 MUESTRA: M - 12
 PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

DATOS GENERALES		DATOS DE PROCESO			
Equipo No	C - # 2	CONTENIDO DE AGUA (a)		ALTURA DE SÓLIDOS	
D _n =	8 00 cm	Testigo =	15.83 %	H _s =	12.530 mm
H _n =	20 00 mm	Inicial =	17.61 %		
A _n =	50.2655 cm ²	Final =	27.12 %		
W _n =	199 04 gr	RELACION DE VACIOS (e)		GRADO DE SATURACIÓN	
W _i =	169 23 gr	Inicial =	0.60	G _{sat} =	79.365 %
γ _n =	1 979 89 t/m ³	Final)carga =	0.28	G _{sat} =	258.779 %
Ss =	2 687	Final)descarga =	0.44		

FECHA D/M/Y	P _v kg	LECTURA MICRO mm	δ _{TOTAL} mm	δ _{EQUIPO} mm	δ _{MUESTRA} mm	H _f mm	ΔVol %	σ _m ⁱ kg/cm ²	e	σ _m ⁱ) _{med} kg/cm ²	COEF a, cm ² /kg	TIEMPO t seg	k cm/seg
17-Oct-00	0 0000	12 400	0 000	0 000	0 000	20.000	0.00	0.000	0.596				
17-Oct-00	5 0265	12 154	0 246	0 000	0 246	19.754	1.23	0.100	0.577	0.050	0.1963	115	8.4282E-04
18-Oct-00	10 0531	11 857	0 543	0 000	0 543	19.457	2.72	0.200	0.553	0.150	0.2370	290	3.9855E-04
19-Oct-00	18 0956	11 457	0 933	0 000	0 933	19.067	4.67	0.360	0.522	0.280	0.1945	395	2.3653E-04
20-Oct-00	28 9529	11 069	1 331	0 000	1 331	18.669	6.66	0.576	0.490	0.468	0.1471	465	1.4884E-04
23-Oct-00	46 3247	10 460	1 940	0 000	1 940	18.060	9.70	0.922	0.441	0.749	0.1406		
24-Oct-00	74 1195	10 078	2 322	0 000	2 322	17.678	11.61	1.475	0.411	1.198	0.0551	360	6.8273E-05
25-Oct-00	118 5912	9 685	2 715	0 000	2 715	17.285	13.58	2.359	0.380	1.917	0.0355	290	5.3343E-05
26-Oct-00	189 7458	9 301	3 099	0 000	3 099	16.901	15.50	3.775	0.349	3.067	0.0216	240	3.8488E-05
27-Oct-00	303 5933	8 877	3 523	0 000	3 523	16.477	17.62	6.040	0.315	4.907	0.0149	265	2.3520E-05
30-Oct-00	485 7494	8 458	3 942	0 000	3 942	16.058	19.71	9.664	0.282	7.852	0.0092	150	2.5020E-05
30-Oct-00	303 5933	8 578	3 822	0 000	3 822	16.178	19.11	6.040	0.291	7.852	0.0026		
30-Oct-00	189 7458	8 735	3 665	0 000	3 665	16.335	18.33	3.775	0.304	4.907	0.0055		
30-Oct-00	118 5912	8 906	3 494	0 000	3 494	16.506	17.47	2.359	0.317	3.067	0.0096		
30-Oct-00	74 1195	9 085	3 315	0 000	3 315	16.685	16.58	1.475	0.332	1.917	0.0161		
30-Oct-00	46 3247	9 273	3 127	0 000	3 127	16.873	15.64	0.922	0.347	1.198	0.0271		
30-Oct-00	28 9529	9 434	2 966	0 000	2 966	17.034	14.83	0.576	0.359	0.749	0.0372		
30-Oct-00	18 0956	9 961	2 439	0 000	2 439	17.561	12.20	0.360	0.402	0.468	0.1947		
30-Oct-00	10 0531	9 810	2 590	0 000	2 590	17.410	12.95	0.200	0.390	0.280	-0.0753		
30-Oct-00	5 0265	10 028	2 372	0 000	2 372	17.628	11.86	0.100	0.407	0.150	0.1740		
30-Oct-00	0 0000	10 422	1 978	0 000	1 978	18.022	9.89	0.000	0.438	0.050	0.3145		

2

DATOS DE LA MUESTRA CON CUATRO CICLOS DE CONGELACIÓN

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

SONDEO: SM - 1
MUESTRA: M - 12
PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

CONSOLIDOMETRO No. C - # 3
Kbrazo = 10.21936
Dint = 8.00000 cm
Am = Aanillo = 50.26548 cm²

INCREMENTO No.	$\Delta\sigma/\sigma$			$\Delta\sigma_m$ kg/cm ²	σ_m kg/cm ²	ΔP_m kg	P_m kg	P_{pp} kg	ΔP_{pp} kg
	CONSTANTE	SI / No	VARIABLE						
0				0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1				0.1000	0.1000	5.0265	5.0265	0.4919	0.4919
2		NO	1.00	0.1000	0.2000	5.0265	10.0531	0.9837	0.4919
3		NO	0.80	0.1600	0.3600	8.0425	18.0956	1.7707	0.7870
4	0.600	SI		0.2160	0.5760	10.8573	28.9529	2.8331	1.0624
5	0.600	SI		0.3456	0.9216	17.3718	46.3247	4.5330	1.6999
6	0.600	SI		0.5530	1.4746	27.7948	74.1195	7.2528	2.7198
7	0.600	SI		0.8847	2.3593	44.4717	118.5912	11.6046	4.3517
8	0.600	SI		1.4156	3.7749	71.1547	189.7458	18.5673	6.9627
9	0.600	SI		2.2649	6.0398	113.8475	303.5933	29.7077	11.1404
10	0.600	SI		3.6239	9.6637	182.1560	485.7494	47.5323	17.8246

DATOS DE LA MUESTRA CON CUATRO CICLOS DE CONGELACIÓN

PROYECTO: PLANTA CRIOGENICA 2
LOCALIZACIÓN: CD. PEMEX TABASCO

SONDEO: SM - 1
MUESTRA: M - 12
PROFUNDIDAD: 6.80 a 7.60 m

DATOS GENERALES		DATOS DE PROCESO	
Equipo No	C - # 3	CONTENIDO DE AGUA (i)	
D _u =	8 00 cm	Testigo =	31 55 %
H _u =	20 00 mm	Inicial =	33 25 %
A _u =	50 2655 cm ²	Final =	36 83 %
W _u =	191 36 gr	RELACION DE VACIOS (e)	
W _s =	143 60 gr	Inicial =	0 905
γ _u =	1 90349 t/m ³	Final)carga =	0 638
Ss =	2 721	Final)descarga =	#,VALOR!
		ALTURA DE SÓLIDOS	
		H _s =	10 499 mm
		GRADO DE SATURACIÓN	
		G _{sat} =	99 981 %
		G _{sat} =	157.068 %

26

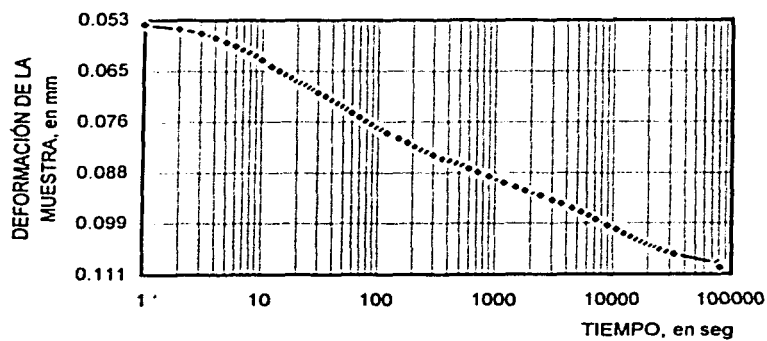
FECHA D/M/Y	P _u kg	LECTURA MICRO mm	δ _{TOTAL} mm	δ _{EQUIPO} mm	δ _{MUESTRA} mm	H _s mm	ΔVol %	σ _u ' kg/cm ²	e	σ _u ' _{medo} kg/cm ²	COEF a _v cm ² /kg	TIEMPO t seg	k cm/seg
17-Oct-00	0 0000	13 082	0 000	0 000	0 000	20 000	0 00	0 000	0.905				
17-Oct-00	5 0265	12 763	0 319	0 000	0 319	19 681	1.60	0 100	0.875	0 050	0.3038	108	1.1638E-03
18-Oct-00	10 0531	12 562	0 520	0 000	0 520	19 480	2.60	0 200	0.855	0 150	0.1914	255	3 0561E-04
19-Oct-00	18 0956	12 316	0 766	0 000	0 766	19 234	3.83	0 360	0.832	0 280	0.1464	214	2.7571E-04
20-Oct-00	28 9529	12 053	1 029	0 000	1 029	18 971	5 15	0 576	0.807	0 468	0.1160	265	1.7410E-04
23-Oct-00	46 3247	11 803	1 279	0 000	1 279	18 721	6 40	0 922	0.783	0 749	0.0689	300	9 0116E-05
24-Oct-00	74 1195	11 484	1 598	0 000	1 598	18 402	7 99	1 475	0.753	1 198	0.0549	240	8 8650E-05
25-Oct-00	118 5912	11 134	1 948	0 000	1 948	18 052	9 74	2 359	0.719	1.917	0.0377	285	5.0320E-05
26-Oct-00	189 7458	10 747	2.335	0 000	2 335	17 665	11.68	3 775	0.683	3 067	0.0260	300	3.2408E-05
27-Oct-00	303 5933	10 280	2 802	0 000	2 802	17.198	14 01	6 040	0.638	4.907	0.0196	475	1.5106E-05

5.2 RESULTADOS

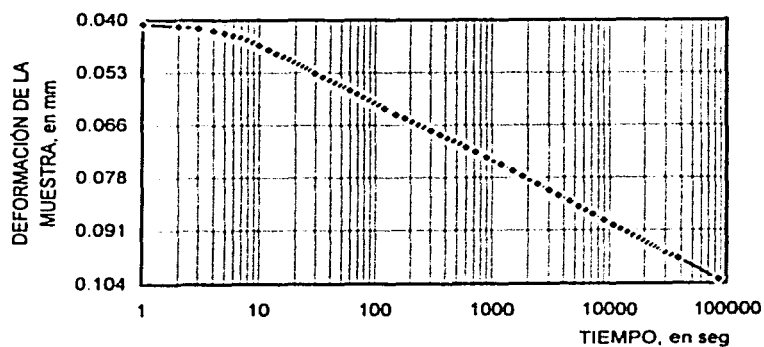
CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN DE LA MUESTRA SIN CONGELAR

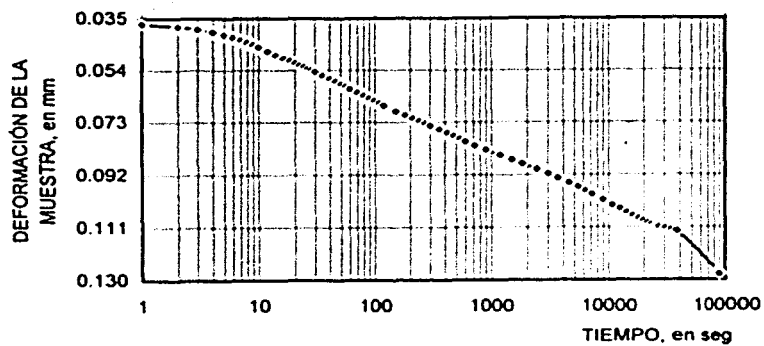
SM - 01 M - 12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 1



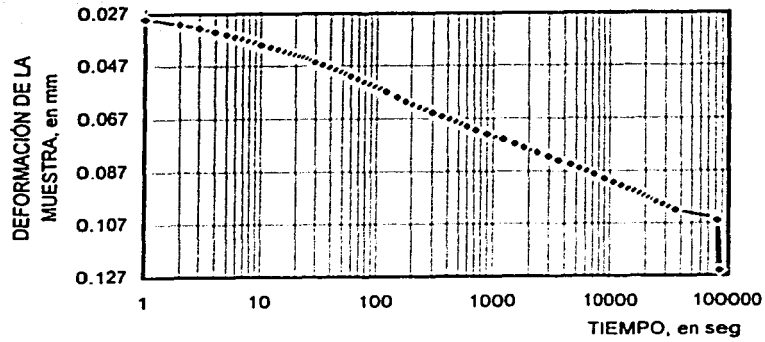
SM - 01 M - 12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 2



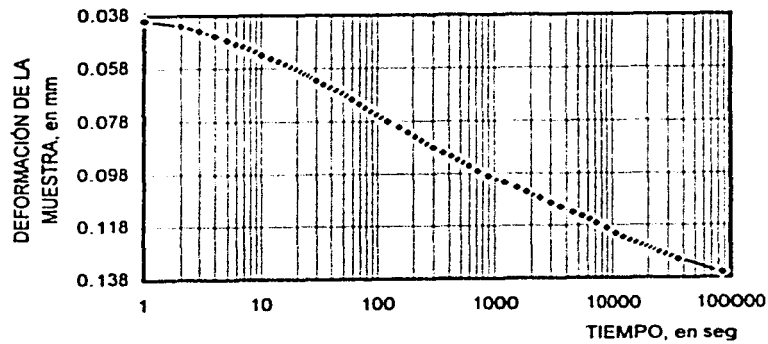
SM - 01 M - 12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 3



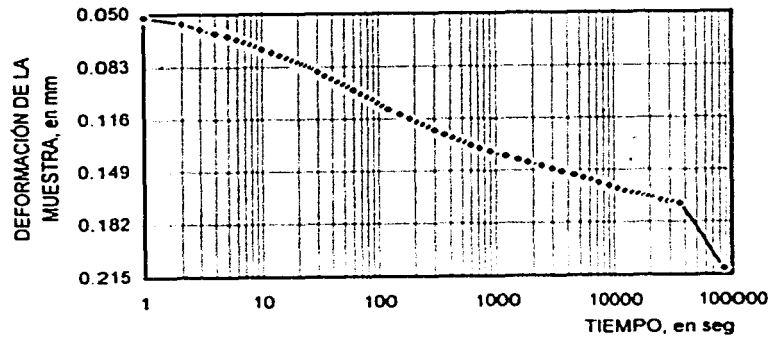
SM-01 M-12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 4



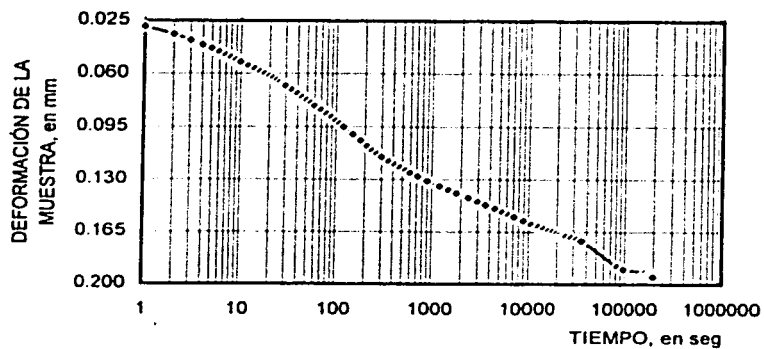
SM-01 M-12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 5



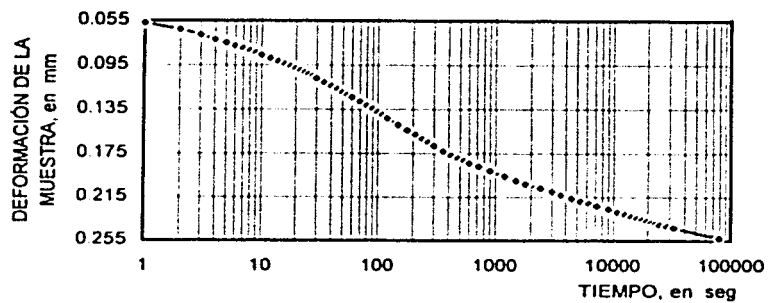
SM-01 M-12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 6



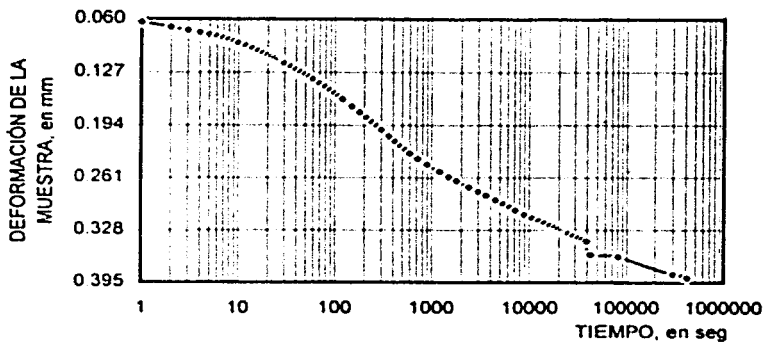
SM - 01 M - 12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 7



SM - 01 M - 12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 8

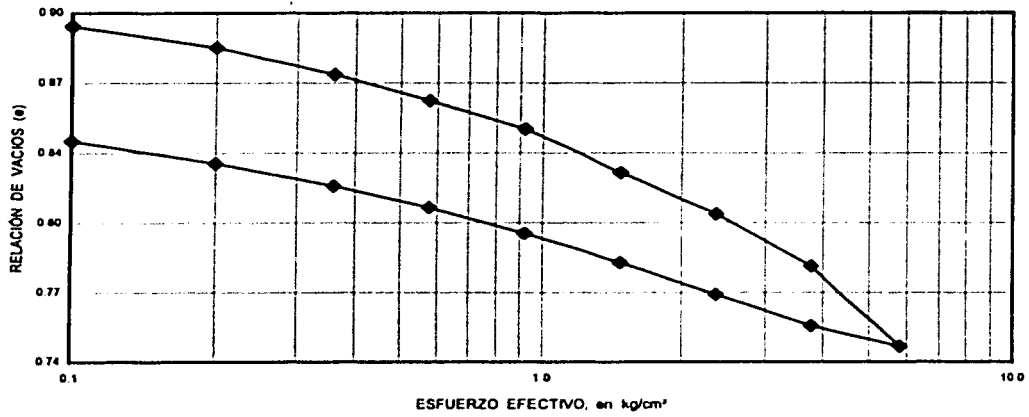


SM - 01 M - 12 PROF.: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 9



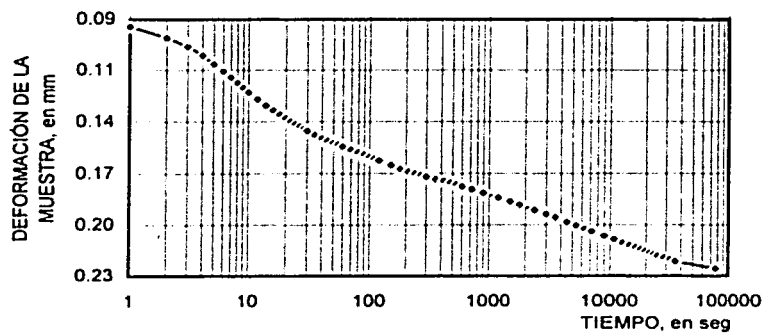
CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA SIN CONGELAR

SM-01 M-12 PROF.: 6.80 a 7.60 m

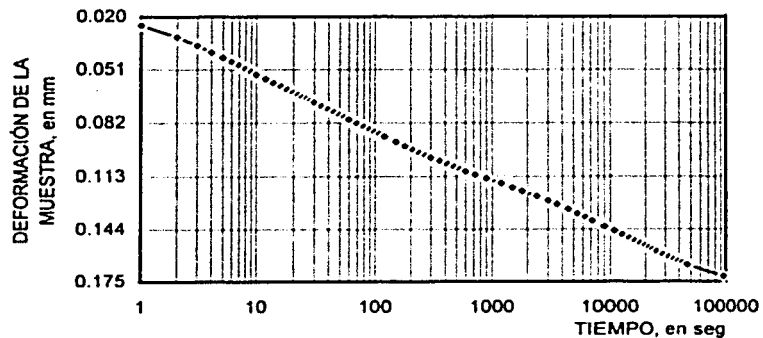


CURVAS DE CONSOLIDACIÓN DE LA MUESTRA CON UN CICLO DE CONGELACIÓN

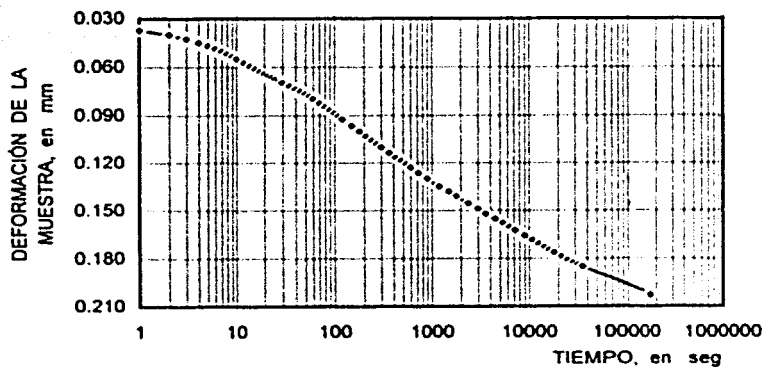
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 1



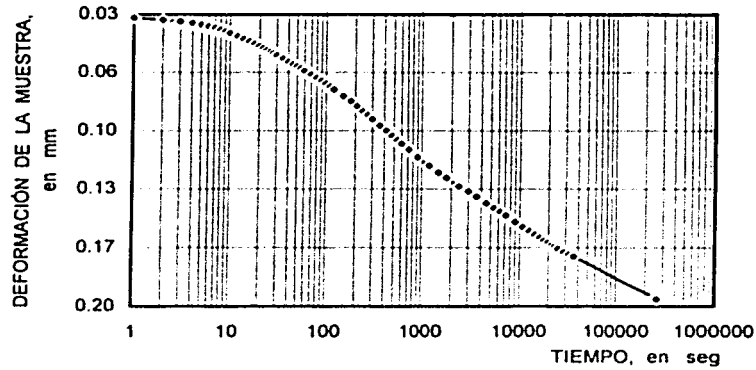
SM-01 M-12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 2



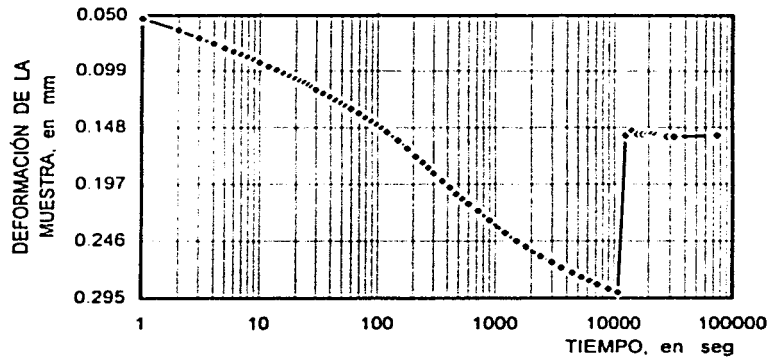
SM-01 M-12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 3



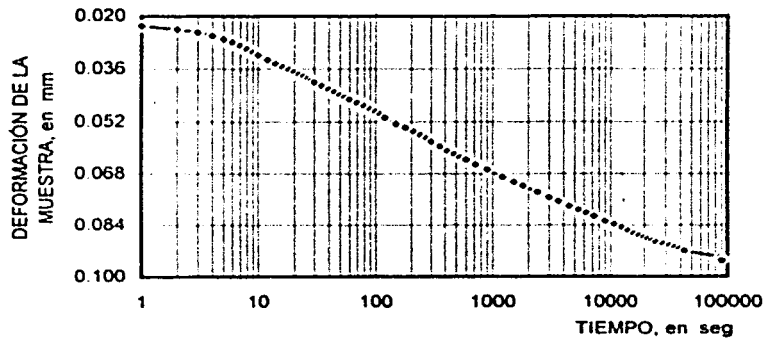
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 4



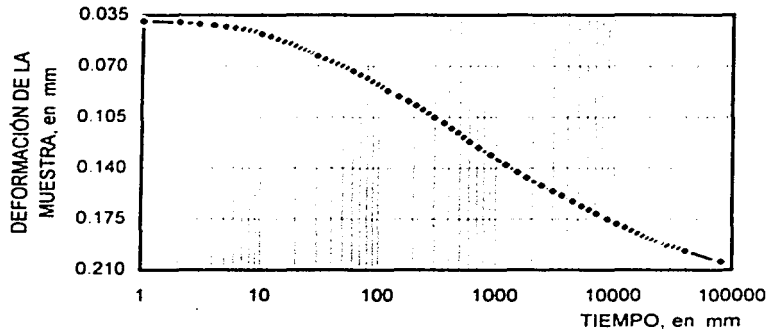
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 5



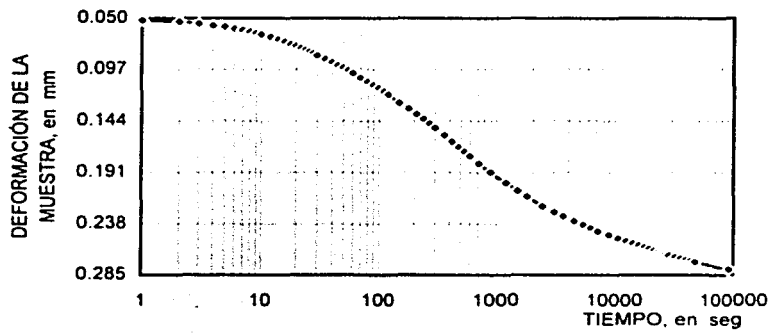
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 6



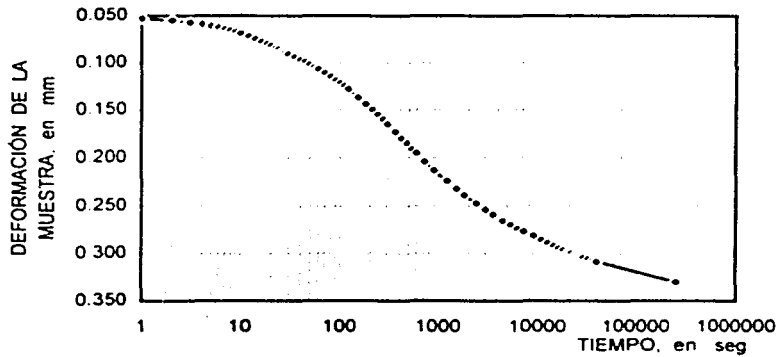
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 7



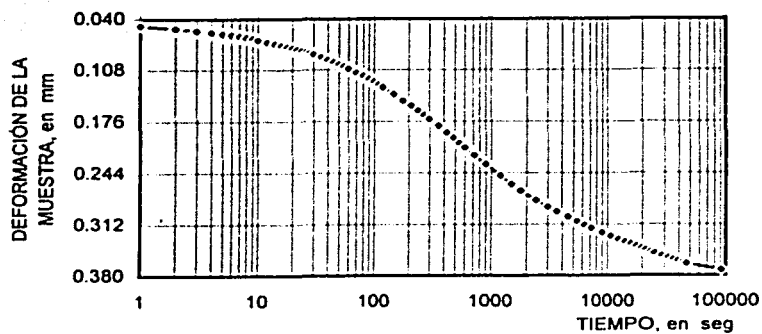
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 8



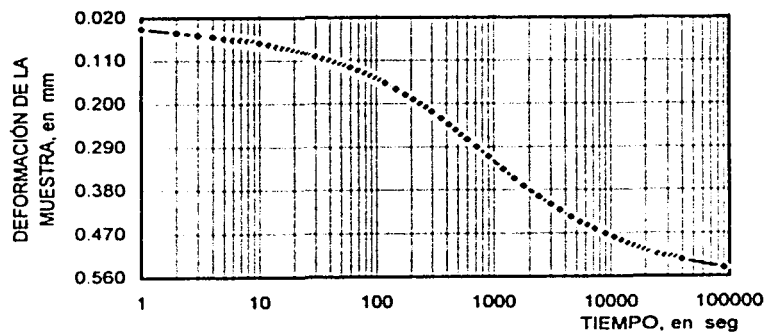
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 9



SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 10

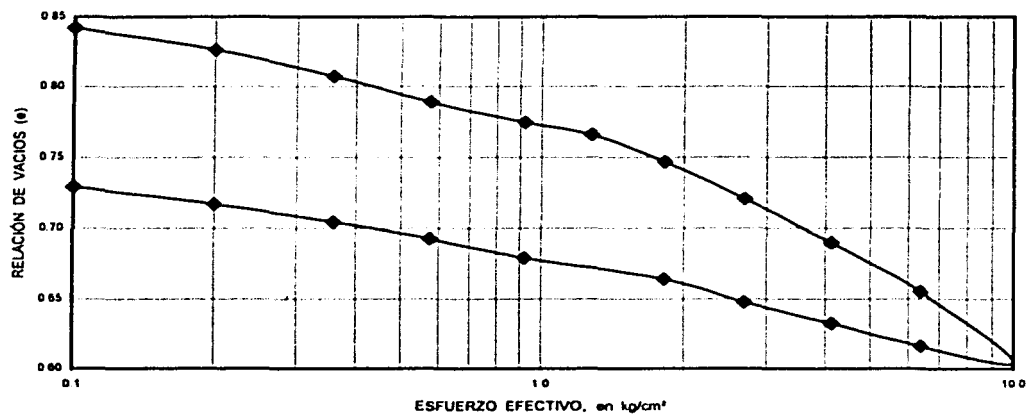


SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 11



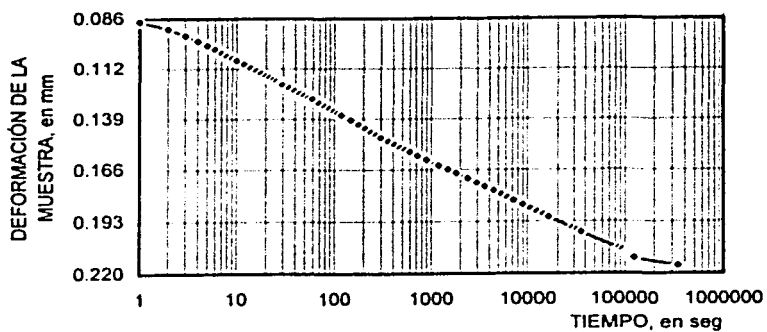
CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA CON UN CICLO DE CONGELACIÓN

SM - 01 M - 12 PROF.: 6.80 a 7.60 m

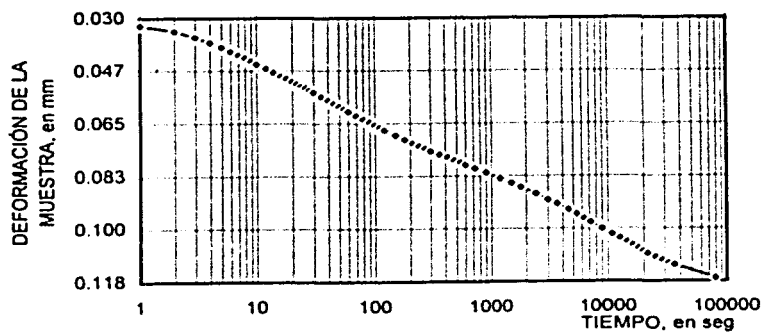


CURVAS DE CONSOLIDACIÓN DE LA MUESTRA CON DOS CICLOS DE CONGELACIÓN

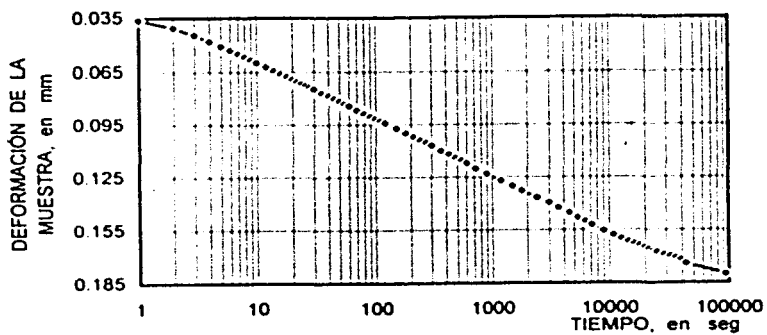
SM - 01 M - 12 PRFO: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 1



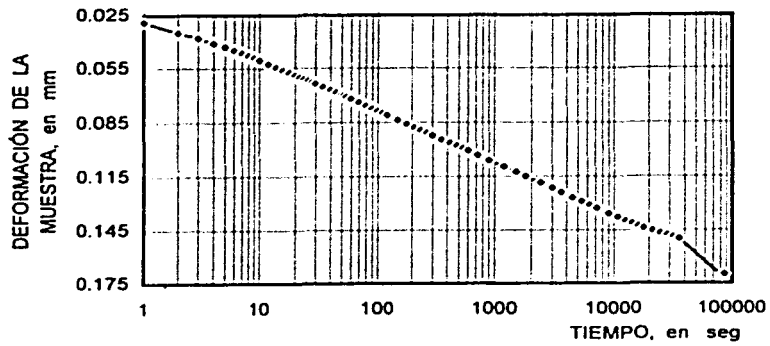
SM - 01 M - 12 POF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 2



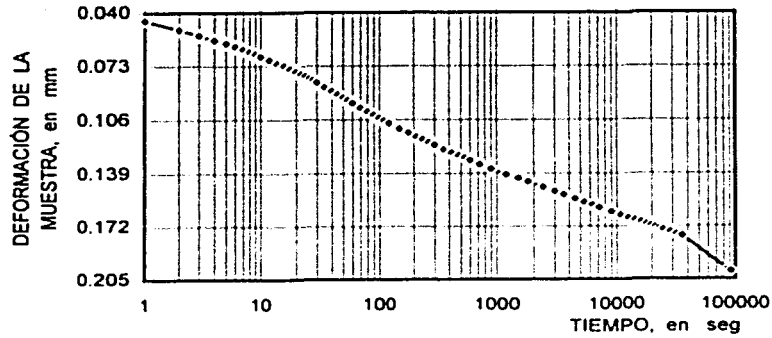
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 3



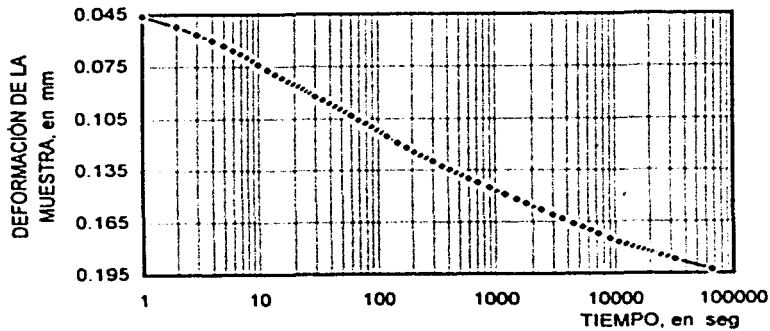
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 4



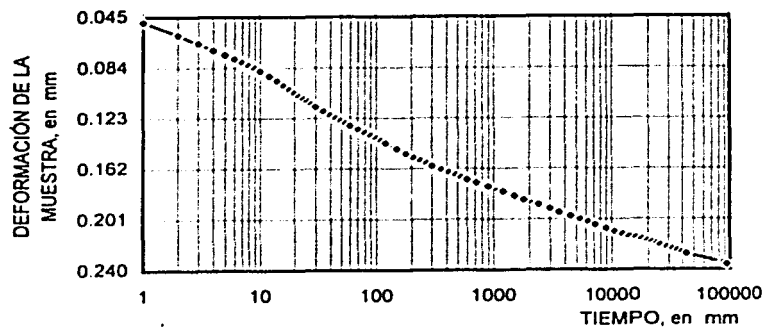
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 5



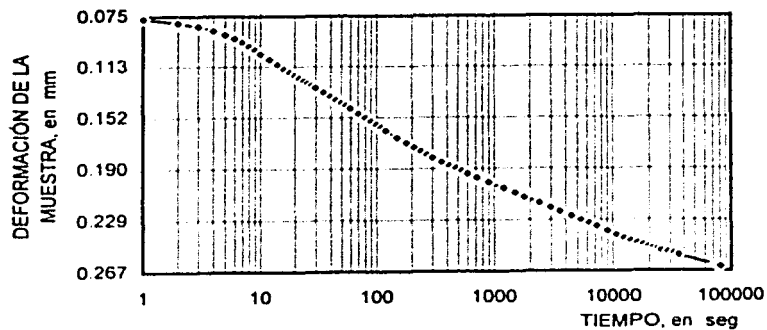
SM - 01 M - 12 PROF: 9.10 a 10.10 m CARGA No. 6



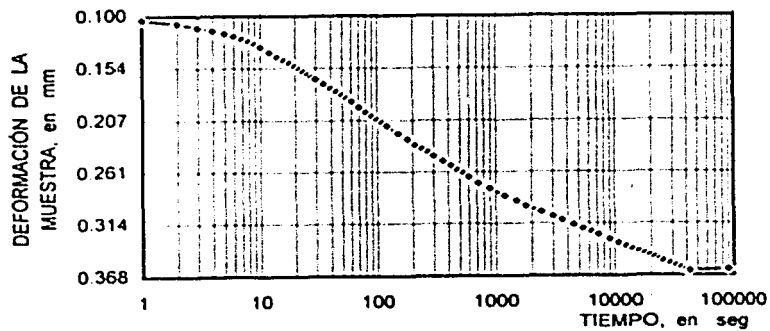
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 7



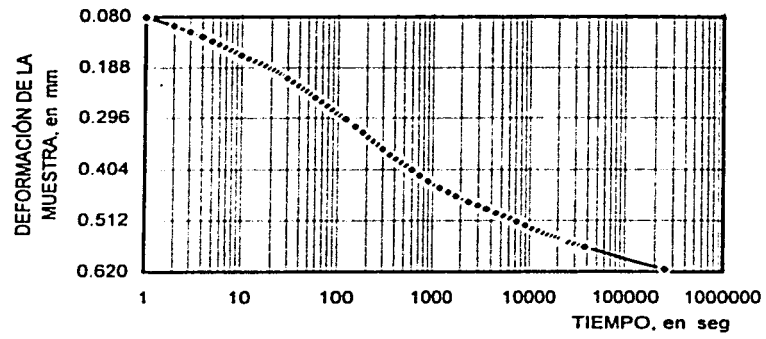
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 8



SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 9

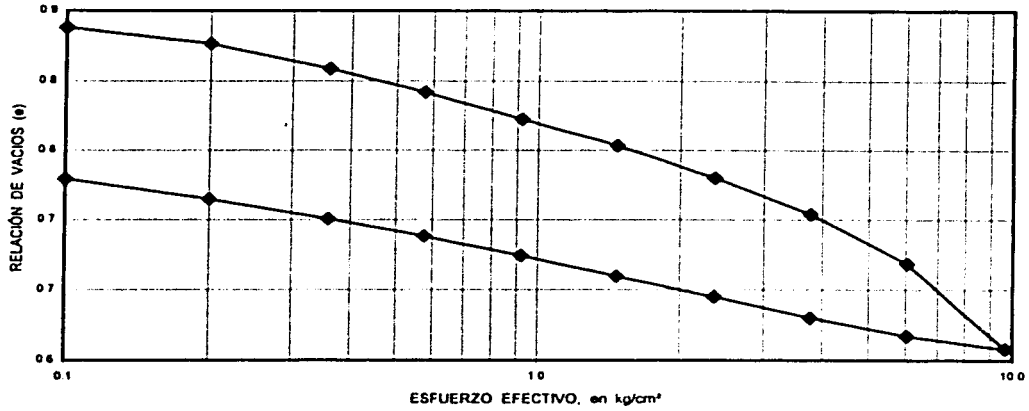


SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 10



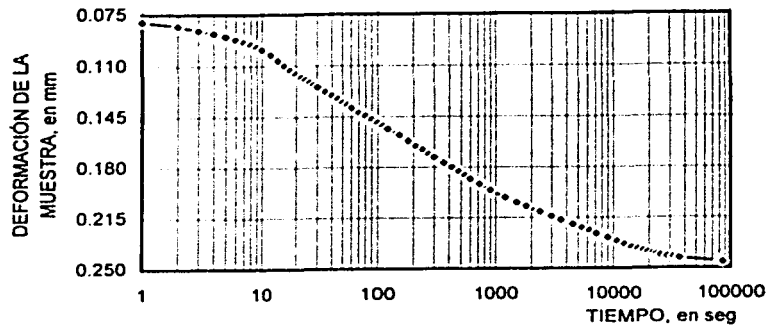
CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA CON DOS CICLOS DE CONGELACIÓN

SM-01 M-12 PROF.: 6.80 a 7.60 m

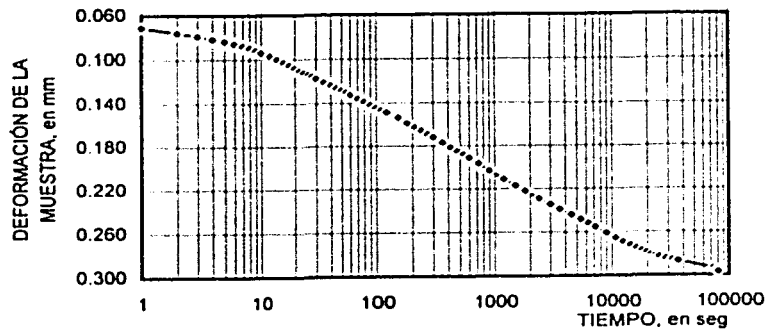


CURVAS DE CONSOLIDACIÓN DE LA MUESTRA CON TRES CICLOS DE CONGELACIÓN

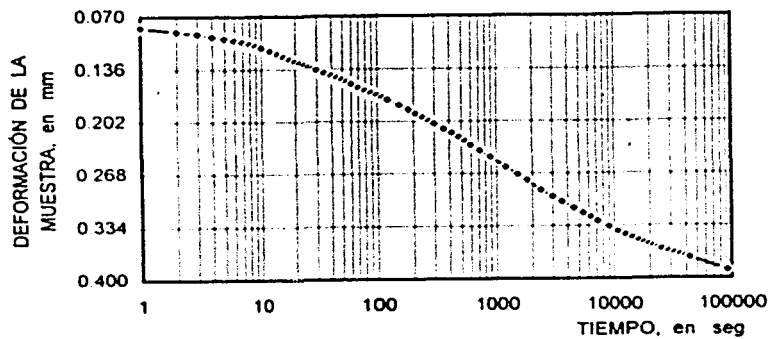
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 1



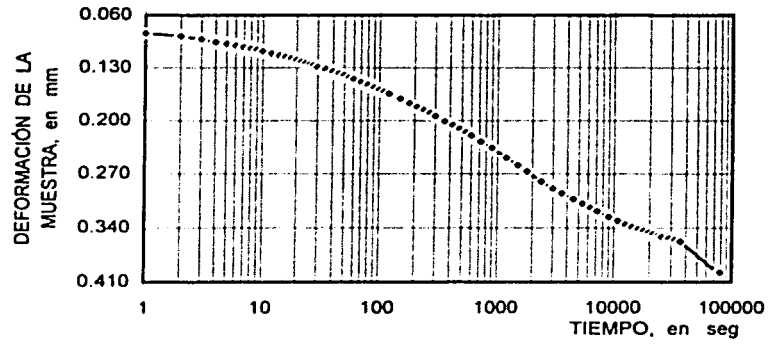
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 2



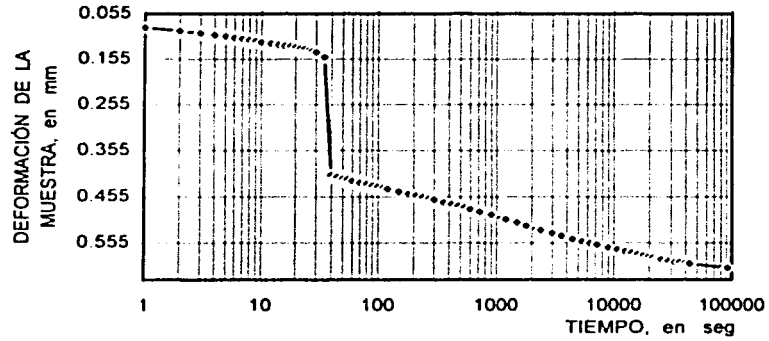
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 3



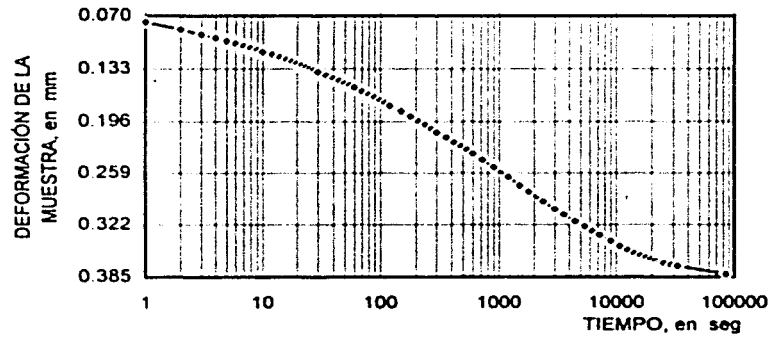
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 4



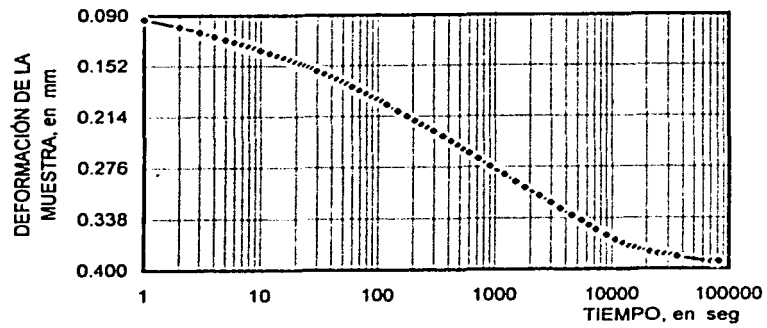
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 5



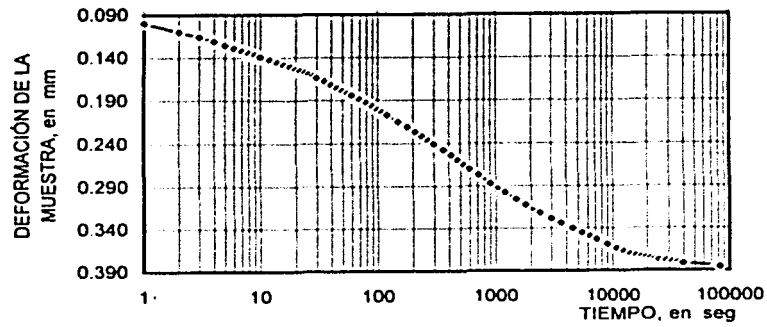
SM - 01 M - 12 PROF: 9.10 a 10.10 m CARGA No. 6



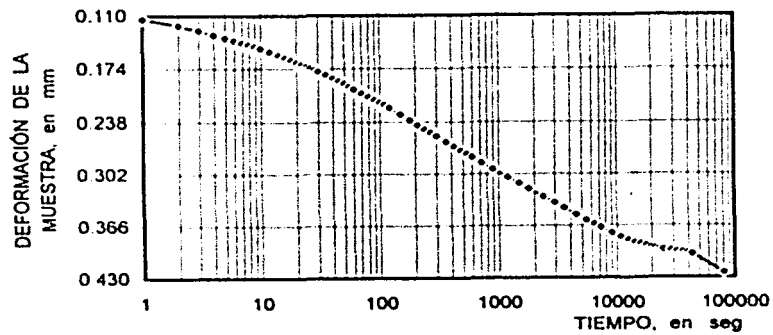
SM-01 M-12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 7



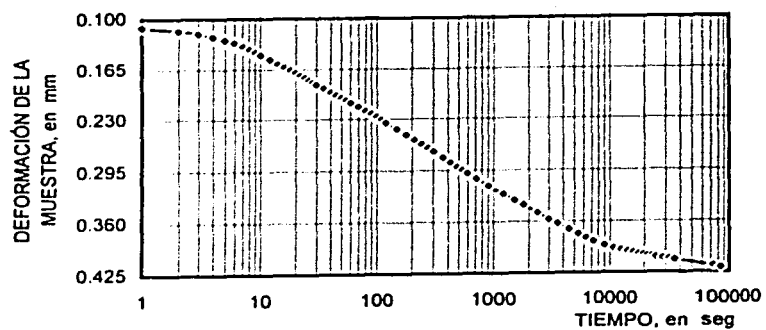
SM-01 M-12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 8



SM-01 M-12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 9

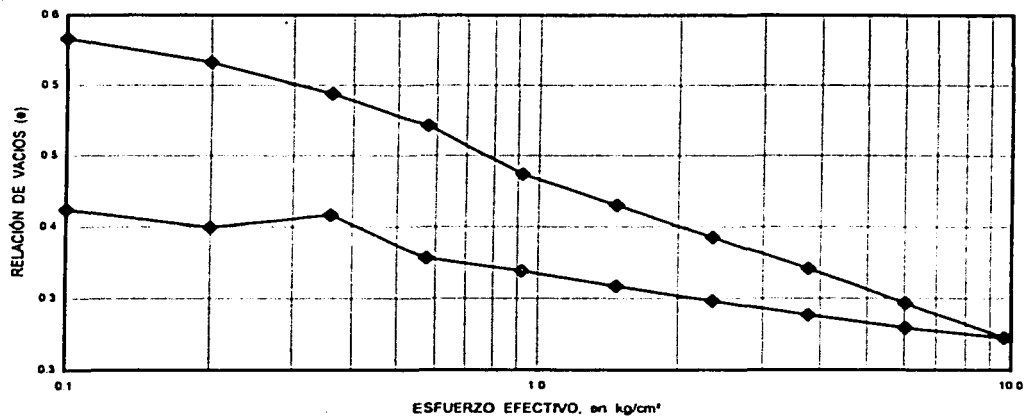


SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 10



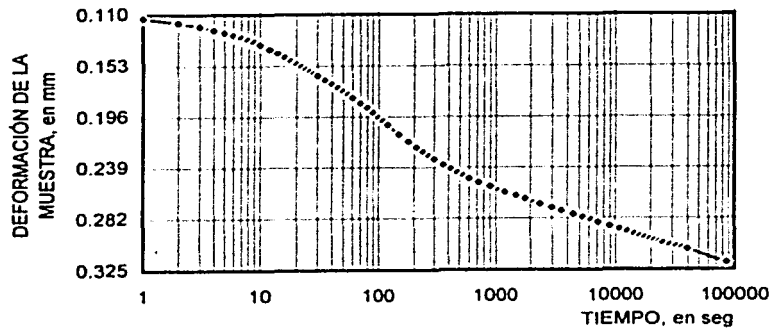
CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA CON TRES CICLOS DE CONGELACIÓN

SM-01 M-12 PROF.: 6.80 a 7.60 m

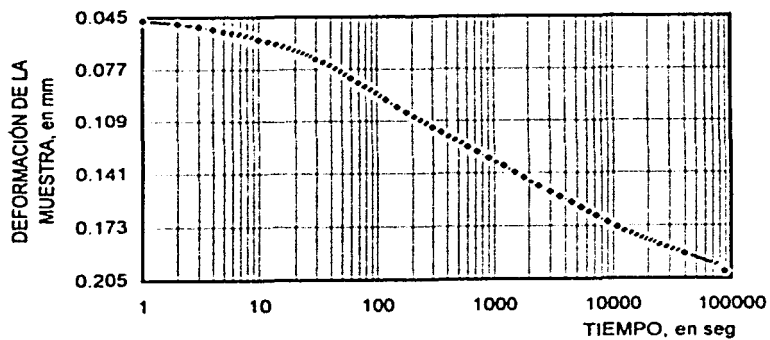


CURVAS DE CONSOLIDACIÓN DE LA MUESTRA CON CUATRO CICLOS DE CONGELACIÓN

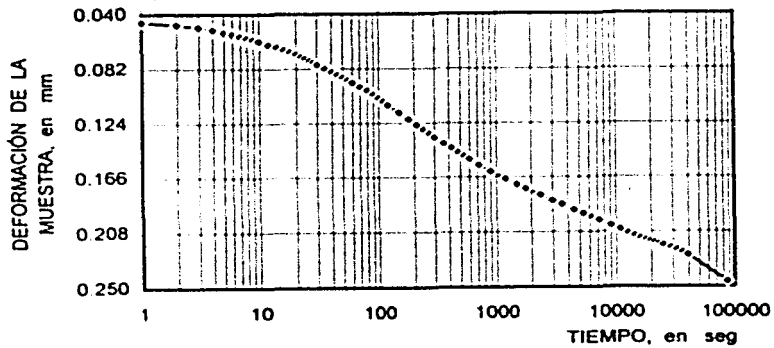
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 1



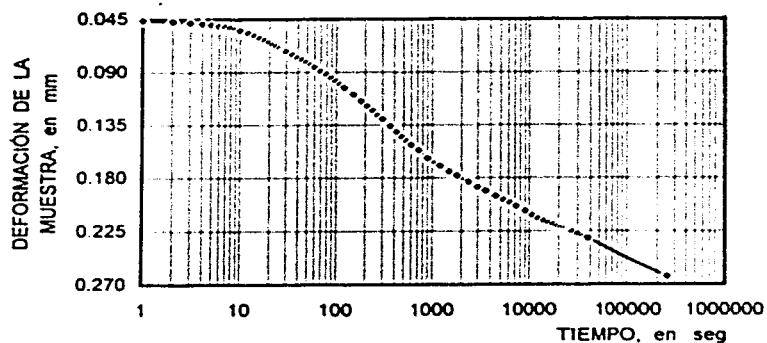
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 2



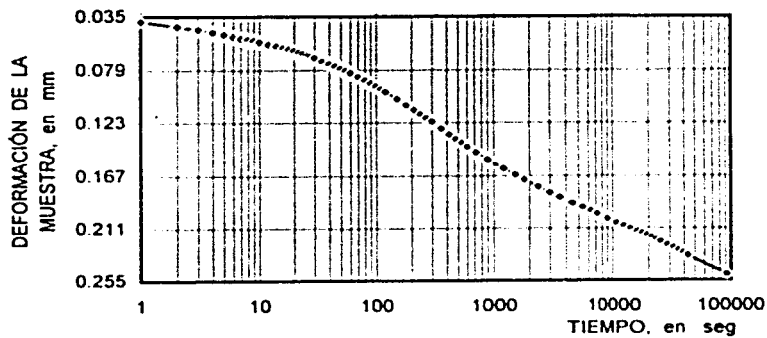
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 3



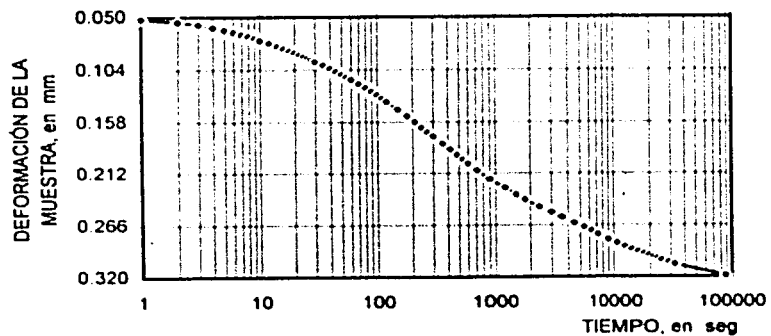
SM-01 M-12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 4



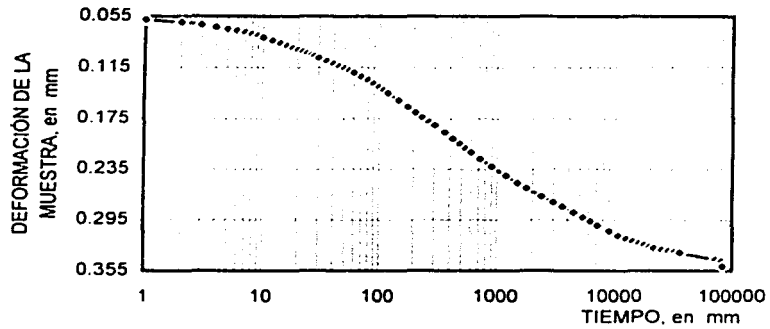
SM-01 M-12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 5



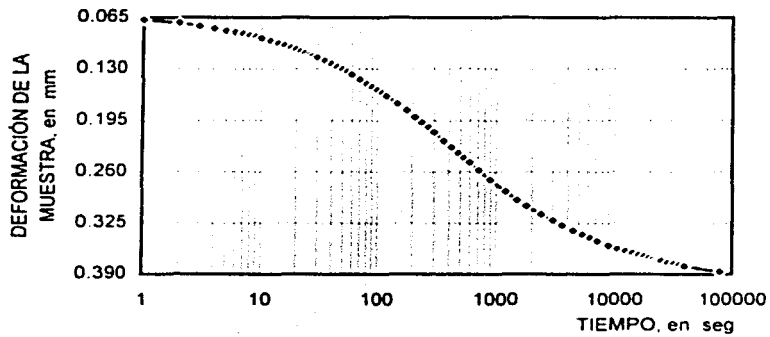
SM-03 M-08 PROF: 9.10 a 10.10 m CARGA No 6



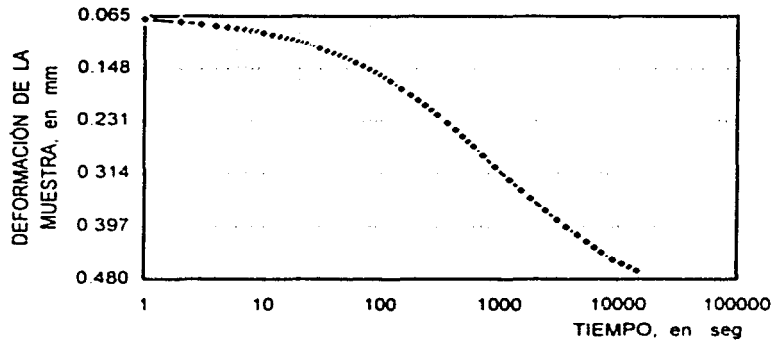
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 7



SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 8



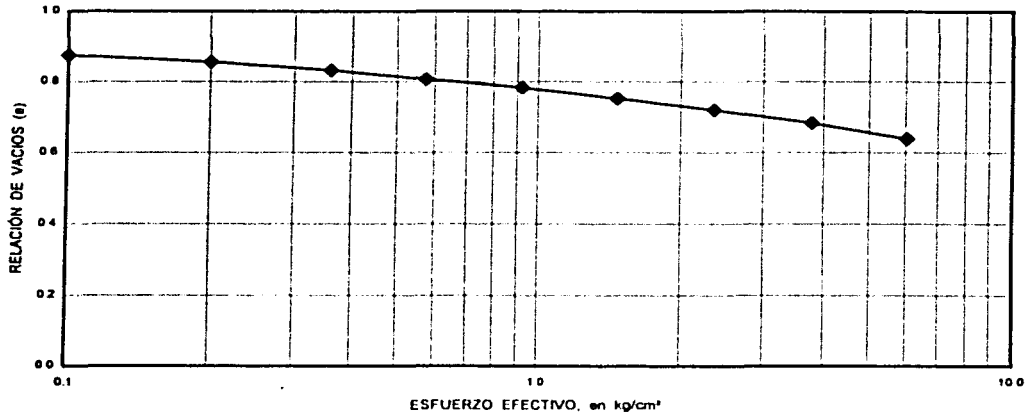
SM - 01 M - 12 PROF: 6.80 a 7.60 m CARGA No. 9



ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

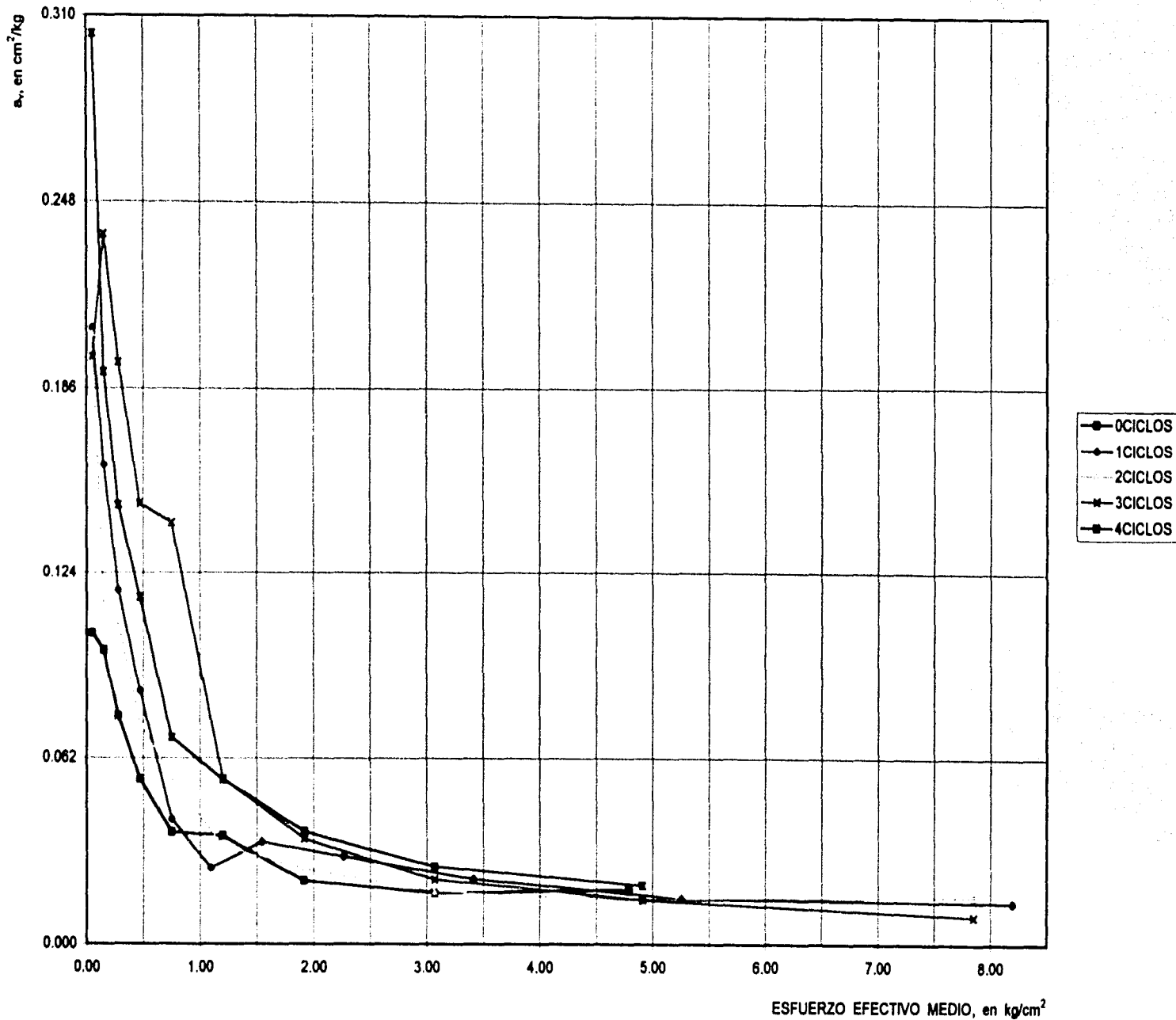
CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA CON CUATRO CICLOS DE CONGELACIÓN

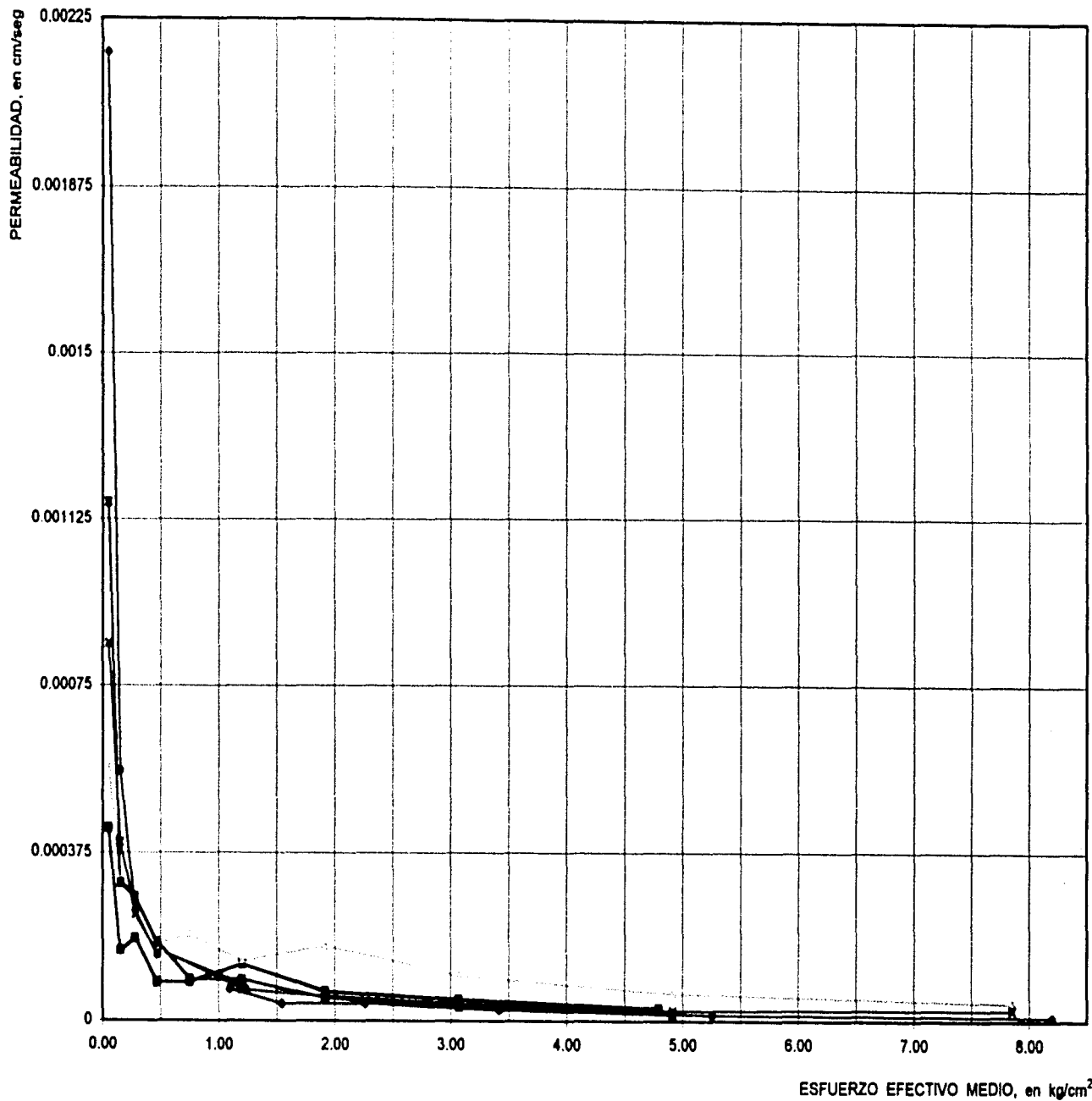
SM-01 M-12 PROF.: 6.80 a 7.60 m



En esta curva no aparecen los valores de la descarga debido a una falla en el consolidómetro, al cual, se le cayeron las cargas en el último incremento.

b11





- 0 CICLOS
- 1 CICLOS
- 2 CICLOS
- 3 CICLOS
- 4 CICLOS

120

ESFUERZO EFECTIVO MEDIO, en kg/cm²

6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

PRUEBA CON MUESTRA DE SUELO SIN CONGELAR

Esta prueba fue realizada con un trozo de muestra de suelo inalterada, proveniente de Ciudad Pemex Tabasco, obtenida a partir de un estudio realizado para la construcción de obras en una planta criogénica. El material fue extraído a una profundidad de 6.80-7.60m mediante un Tubo Shelby; presentando como características propias, un color gris, gran resistencia al tacto y poco contenido de agua.

En esta prueba de consolidación se elaboró un solo espécimen al que se le aplicaron nueve incrementos de carga y posteriormente se dibujaron sus correspondientes curvas de consolidación, las cuales en general presentan una forma un poco aleatoria ya que en algunos casos no se distingue en que momento la prueba alcanza el 100 % de consolidación primaria, en otros casos se observa claramente como los resultados se apegan a las curvas de consolidación teóricas y en otros se presenta en corto lapso de tiempo. Dando como resultado al realizar una comparación en conjunto de todas las curvas, una variación en los tiempos para los cuales suponemos la prueba ha alcanzado el 100% de la consolidación primaria. Y con lo anterior, se ve afectado también nuestro factor conocido como t_{50} , que es el valor del tiempo para el cual decimos que la prueba ha alcanzado el 50% de la consolidación; ya que al variar el 100% de consolidación, nos provoca al mismo tiempo una variación en el cálculo del t_{50} .

También se realizó el dibujo de la curva de compresibilidad de la prueba, en la que se observa, que no se presenta un cambio de pendiente que nos indique la magnitud y presencia de la carga de preconsolidación. Podemos decir que este tipo de suelo no se pega a las curvas de compresibilidad teóricas mencionadas en este trabajo; por lo cual para obtener el valor de la carga de preconsolidación habrá que realizarlo buscando algunos otros métodos existentes o realizando un mayor número de pruebas para ver el comportamiento del material ensayado.

En cuanto a la permeabilidad (k) de la muestra del suelo, podemos comentar que en general va disminuyendo conforme va aumentando el incremento de carga salvo algún caso por ahí en donde aparentemente aumenta en una pequeña cantidad. Esto puede ser debido a que la muestra presentaba pequeñas incrustaciones de un material color naranja que tenía un aspecto de materia orgánica en descomposición.

En lo referente al coeficiente de compresibilidad (a_v) se puede observar en las tablas que se presentan como resumen, que va disminuyendo en tanto la prueba se va consolidando como es de esperarse.

Otro de los factores que aparentemente se comporta de una forma no muy coherente es el grado de saturación del agua, ya que al final resultó un grado de saturación mayor que el inicial; esto tiene sentido si comentamos que al poner la muestra en la cuzuela del consolidómetro y una vez montada la prueba, le agregamos un poco de agua, parte de la cual, seguramente al final de la prueba en el ciclo de descarga fue absorbida por el suelo, esto sin olvidar que la muestra de inicio tenía muy bajo su contenido de agua, es decir que al final de nuestra prueba la muestra alcanzó todavía a expandirse un poquito.

Como parte final del trabajo, se presentan dos dibujos en donde se observa gráficamente en uno de ellos el comportamiento del coeficiente de compresibilidad vs esfuerzo efectivo medio, de las pruebas en su conjunto y en el otro, la variación del coeficiente de permeabilidad vs esfuerzo efectivo medio, de las mismas.

CONCLUSIONES

El propósito principal de esta investigación ha sido analizar y tratar de explicar, los fenómenos que suceden y el comportamiento que toma el suelo, cuando es atacado por el efecto de la congelación; tomando para ello como referencia una muestra de suelo en estado natural e inalterada y trozos de suelo del mismo material, pero con uno o más ciclos de congelación.

Aunque aún no podemos decir con seguridad cuanto afecta el fenómeno de la congelación en la deformabilidad del suelo, los resultados obtenidos en este trabajo son bastante buenos, ya que si no se muestra una explicación clara y precisa, cuando menos se presenta un gran avance para los futuros intentos por obtener un conocimiento más profundo, de los factores que determinan el comportamiento del suelo.

Es recomendable que en otro trabajo o en futuras investigaciones, se pruebe con otros tipos de suelo provenientes diferentes partes de la República Mexicana, para con ellos ampliar los estudios rutinarios en las pruebas de consolidación. Creo que sería muy interesante e indudablemente con bastante aportación en los resultados, si se realiza una prueba montada en una cámara triaxial y con ello, tratar de ir explicando el fenómeno aquí mencionado y mejorando cada vez más el esfuerzo realizado en este proyecto.

Las pruebas de consolidación realizadas en el presente trabajo, mediante el método conocido como Incrementos de Carga, se realizaron con un lapso de 24 horas por incremento de carga, tomando en cuenta que a cada prueba completa se le aplicaron 10 incrementos, tenemos una duración de dos semanas como mínimo, esto sin tomar en cuenta los fines de semana y los días no laborables en los que se interrumpen las pruebas.

Por lo anterior considero que es un factor muy importante el complementar con algún equipo de cómputo en el Laboratorio de Suelos, ya que con éste se pueden dibujar las curvas de consolidación al mismo tiempo que la prueba va avanzando y así podemos observar el tiempo para el cual la prueba ha alcanzado el 100% de la consolidación primaria. Esto reduciría el tiempo de las pruebas, cuando menos a la mitad, es decir, se pueden aplicar dos incrementos en un día y reducir la duración de las pruebas a tan sólo una semana.

Es necesario mencionar que uno de los principales aspectos para mejorar la investigación en esta rama, no es solo la posibilidad de contar con un mayor número de muestras de suelo, sino que también se cuente con la cantidad suficiente de material para la realización de las pruebas y que las muestras de suelo se encuentren en perfectas condiciones, y así poder obtener un mayor número de parámetros como son: la cohesión, el contenido de agua, la consistencia relativa, el índice líquido e índice plástico, etc. Además es muy importante conocer detalles como: de donde proviene el material, información del sitio de muestreo, ubicación exacta, perfil estratigráfico, etc. Todo esto para poder desarrollar un mejor trabajo y por consecuencia poder generar resultados más exactos. En lo que respecta a este trabajo se complicó bastante la adquisición de muestras de suelo en buen estado, y lo poco que se consiguió estaba muy escaso en cantidad y en información, así que las pruebas se realizaron con el material existente en el Laboratorio de Suelos que también esta bastante escaso en cuanto a material e información del mismo.

Es factible también mencionar que a pesar de que se tuvo escasez en algunas cosas (como lo fue en cuanto a las muestras de suelo), en otras el Laboratorio de Suelos esta bastante bien complementado, como lo es en el caso del equipo utilizado en el cual se tiene el uso de lectoras y micrómetros electrónicos, los cuales están conectados entre sí y a su vez conectados al consolidómetro, para obtener el menor grado de error posible al inicio de cada incremento de carga y hacer posible la obtención de curvas más exactas y representativas de las pruebas.

Como comentario final puedo decir que el procedimiento realizado, en este intento por conseguir una explicación de la deformabilidad que experimenta un suelo que ha sufrido un proceso de congelación, es bastante aceptable y que de ser posible se complemente con un mayor número de pruebas..

BIBLIOGRAFÍA

Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", Tomo I, Editorial Limusa, México, 1969.

Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", Tomo II, Editorial Limusa, México, 1979.

Gregory P. Tschebotarioff, "Soil Mechanics, Foundation, and Earth Structures", Mc. Graw-Hill, New York, 1951.

George B. Sowers, George F. Sowers, "Introductory Soil mechanics and Foundations", Second Edition, the Macmillan Company: New York, 1965.

George B. Sowers, George F. Sowers, "Introductory Soil mechanics and Foundations", The Macmillan Company: New York, fourth Edition, 1979.

Hsing Wu, "Soil Mechanics", Allyn and Bacon, Inc., Boston, 1966.

Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", Editorial el Ateneo, S.A, México, Segunda Edición, 1973.

Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, Gholamreza Mesri "Soil Mechanics in Engineering Practice", Third Edition, John Willey and Sons, inc., New York, 1995.

Merlin G. Spangler, Richard L. Handy, "Soil Engineering", Harper and Row, Publishers, New York, Third Edition, 1973.

Merlin G. Spangler, Richard L. Handy, "Soil Engineering", Harper and Row, Publishers, New York, Fourth Edition, 1982.

Raymond N. Yong, Bennop P. Warkentin, "Introduction to Soil Behavior", the Macmillan Company, New York, 1966.

T. William Lambe, Robert V. Whitman, "Mecánica de Suelos", Editorial Limusa, México, 1972.

Zenón Wilun, Krzyztof Starzewski, "Soil Mechanics in Foundation engineering", Vol.2, Intertext Books, London, 1972.