

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA

LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“DETERMINACIÓN DE LA DEFORMACIÓN ELÁSTICA Y EL
MÓDULO DE ELASTICIDAD EN SUELOS EXPANSIVOS
MEDIANTE ENSAYOS DE EXPANSIÓN LIBRE Y
CONSOLIDACIÓN”**

Presentado por:

ERICK ABAD ROSALES ASTO

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE:
INGENIERO AGRÍCOLA**

Lima – Perú

2014

RESUMEN

Los suelos expansivos tiene propiedades especiales y es difícil encontrar los parámetros de resistencia; ángulo de fricción interna y cohesión por la teoría de Morh-Coulomb, por ello es necesario evaluar las constantes elásticas que nos permite calcular el asentamiento y la carga admisible de estos suelo.

La presente investigación tiene como objetivos determinar la deformación elástica y el módulo de elasticidad en arcillas expansivas.

Para determinar dichos parámetros se ejecutaron ensayos de expansión libre; y sobre las muestras expandidas se efectuaron los ensayos de consolidación. Para una carga específica se efectuaron ciclos de carga y descarga hasta generar una histéresis donde las curvas de carga y descarga se sobrepone formando una línea que corresponde a un comportamiento elástico. Como artificio se trazó por el origen de la curva de consolidación una paralela a la última histéresis, la cual corresponde a la tangente de la curva de consolidación.

La recta tangente a la curva de consolidación al cortarse con la prolongación de una recta trazada por la carga especificada determina la deformación elástica y la deformación plástica en forma independiente.

Los valores obtenidos se encuentran dentro de los rangos establecidos por varios investigadores:

Muestra	Carga Aplicada, σ (kg/cm ²)	Deformación unitaria elastoplástica	Deformación unitaria plástica	Deformación unitaria elástica	Módulo de elasticidad, E_s (kg/cm ²)
M-1	1	0.20597	0.19171	0.01426	70.128
M-2	1	0.14155	0.12369	0.01786	55.995
M-3	0.5	0.21997	0.20870	0.01126	44.401
M-4	0.5	0.08972	0.077778	0.01194	41.882

SUMMARY

Expansive soils has special properties and is difficult to find strength parameters; angle of internal friction and cohesion by the Mohr-Coulomb theory, therefore, it is necessary to evaluate the constant elastic that allows us to calculate the settlement and the permissible load of these soil.

This research aims to determine the elastic deformation and modulus of elasticity in expansive clays.

To determine such parameters were carried out trials of free expansion; and expanded samples consolidation tests were carried out. For a specific load cycles of loading and unloading up to generate a hysteresis where loading and unloading curves overlap forming a line that corresponds to an elastic behaviour were made. As artifice, a parallel to the last hysteresis, which corresponds to the tangent of the curve of consolidation was drawn by the origin of the consolidation curve.

The tangent line to the curve of consolidation to cut with the prolongation of a line drawn by the load determines the deformation of elastic and plastic deformation in independently.

The values obtained are within the ranges established by several researchers:

Sample	Load applied, σ (kg/cm ²)	Unitary elastoplastic deformation	Unitary plastic deformation	Unitary elastic deformation	Modulus of Elasticity, E_s (kg/cm ²)
M-1	1	0.20597	0.19171	0.01426	70.128
M-2	1	0.14155	0.12369	0.01786	55.995
M-3	0.5	0.21997	0.20870	0.01126	44.401
M-4	0.5	0.08972	0.077778	0.01194	41.882

INDICE

I. Introducción	10
II. Objetivo	12
III. Revisión de literatura	13
3.1 Minerales arcillosos	15
3.2 Suelos expansivos	15
3.2.1 Naturaleza general de los suelos expansivos	18
3.2.2 Identificación de arcillas expansivas	17
3.2.3 Clasificación de suelos expansivos con base en pruebas índice	18
3.2.4 Criterio de clasificación según Bureau of Reclamation	22
3.3 Prueba de expansión simple	22
3.4 Prueba de presión de expansión	24
3.4.1 Prueba de consolidación convencional	24
3.4.2 Prueba a volumen constante	25
3.5 Consolidación	26
3.5.1 Deformaciones del suelo y asentamientos	26
3.5.2 Compresión de un estrato de suelo	28
3.5.3 Relación entre el esfuerzo y la relación de vacíos	29
3.5.4 Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio	30
3.5.5 Comportamiento en carga y descarga	31
3.5.6 Arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas	34
3.5.7 Efectos de la perturbación sobre la relación de presión –relación de vacíos	36
3.6 Deformación elastoplástico	37
3.6.1 Modelos elastoplásticos	37

3.7	Módulo de elasticidad	38
3.8	Rango de los parámetros elasticos para calcular el asentamiento inmediato	40
IV.	Materiales y metodología	42
4.1	Materiales	42
4.2	Metodología	42
4.2.1	Caracterización de la muestra de suelo	42
	a) Análisis granulométrico – método del hidrómetro	
	b) Ensayo de límites de consistencia	
	c) Ensayo de límite de contracción	
	d) Ensayo de peso específico	
4.2.2	Ensayos especiales	43
	e) Ensayo de expansión controlada	
	f) Ensayo de expansión libre	
	g) Ensayo de consolidación unidimensional	
V.	Análisis de Resultados	47
VI.	Conclusiones	53
VII.	Recomendaciones	54
VIII.	Referencias bibliográfica	55
IX.	Anexos	57

LISTA DE CUADROS

Cuadro 3.1 Datos para estimar el cambio volumétrico probable en materiales expansivos.....	18
Cuadro 3.2 Sistema de clasificación de suelos expansivos compilado de O'Neill y Poormoayed (1980).....	19
Cuadro 3.3 Clasificación de suelos expansivos con base en la relación de expansión libre.....	19
Cuadro 3.4 Resumen de algunos criterios para identificar el potencial de expansión.....	20
Cuadro 3.5 Parámetros elásticos de varios suelos.....	40
Cuadro 3.6 Valores del módulo de elasticidad determinados en ensayos de Compresión simple	40
Cuadro 3.7 Propiedades elásticas típicas de suelos	41
Cuadro 5.1 Resultados de los ensayos de laboratorio.....	47
Cuadro 5.2 Resultados de los ensayos de laboratorio.....	49
Cuadro 5.3 Resultados de la deformación elástica y módulo de elasticidad.....	52

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. (a) Tetraedro de sílice; (b) lámina de sílice; (c) octaedro de alúmina (óxido de aluminio); (d) lámina octaédrica (gibbsita); (e) lámina elemental de sílice-gibbsita (según Grim, 1959).....	13
Figura 3.2 Diagrama de las estructuras de (a) caolinita; (b) illita; (c) monmorilonita...	14
Figura 3.3 Definición de la zona activa.....	16
Figura 3.4 Criterios de uso común para determinar el potencial de expansión.....	18
Figura 3.5 Clasificación basada en la relación de expansión libre.....	21
Figura 3.6 Muestra las zonas de expansión, estabilidad y colapso.....	22
Figura 3.7. Relación entre el porcentaje de expansión, el límite líquido y el contenido de humedad natural.....	23
Figura 3.8 Presión de expansión cero de una prueba de consolidación convencional..	25
Figura 3.9 Prueba de presión de expansión.....	26
Figura 3.10 Consolidación como una función del esfuerzo efectivo.....	28
Figura 3.11 Comparación del asentamiento de un estrato de suelo o muestras de espesor H con el cambio de altura del suelo cuya altura inicial es $1+e_0$	29
Figura 3.12 Esfuerzo-relación de vacíos. Esfuerzo de compresión, descompresión recompresión y preconsolidación	30
Figura 3.13 Gráfica tiempo - deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga.....	31
Figura 3.14 Resultados de un ensayo edométrico en una arena calcárea, bien graduada.....	32
Figura 3.15 Curva de esfuerzo – deformación durante varios ciclos de carga en el ensayo edométrico.....	34
Figura 3.16 Gráfica de e versus $\log \sigma'$ que muestra las ramas de carga, descarga y recarga.....	35

Figura 3.17 Características de consolidación de una arcilla normalmente consolidada de baja a media sensibilidad.....	36
Figura 3.18 Modelo reológico de Saint Venant.....	37
Figura 3.19 Esquema del comportamiento del modelo reológico de St.Venant.....	38
Figura 3.20 Curvas típicas cualitativas esfuerzo deformación para materiales- Ensayo cíclico para un suelo.	39
Figura 4.1 Relación de vacíos – $\log\sigma$ (ciclos de carga y descarga) Muestra- 1.....	45
Figura 4.2 Relación de vacíos – $\log\sigma$ (ciclos de carga y descarga) Muestra- 2.....	45
Figura 4.3 Relación de vacíos – $\log\sigma$ (ciclos de carga y descarga) Muestra- 3.....	46
Figura 4.4 Relación de vacíos – $\log\sigma$ (ciclos de carga y descarga) Muestra- 4.....	46
Figura 5.1 Curva de expansión libre – tiempo.....	48
Figura 5.2 Deformación elástica y módulo de elasticidad. Muestra – 1.....	49
Figura 5.3 Deformación elástica y módulo de elasticidad. Muestra – 2.....	50
Figura 5.4 Deformación elástica y módulo de elasticidad. Muestra – 3.....	50
Figura 5.5 Deformación elástica y módulo de elasticidad. Muestra – 4.....	51
Figura 5. Deformación elástica y módulo de elasticidad	52

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. Matriz de consistencia.....	58
ANEXO 2. Resumen de cuadro granulométrico – hidrómetro.....	59
ANEXO 3. Resumen de caracterización de las muestras.....	60
ANEXO 4. Curvas granulométricas de las muestras.....	60
ANEXO 5. Resultados del ensayo de expansión libre.....	62
ANEXO 6. Curvas de expansión libre.....	63
ANEXO 7. Resultados del ensayo de consolidación unidimensional, deformación elástica y módulo de elasticidad.....	65

I. INTRODUCCIÓN

En los suelos expansivos predominan partículas de arcilla que tienen alta plasticidad y se expanden considerablemente cuando entran en contacto con el agua. Las cimentaciones construidas sobre estos tipos de suelos están sujetas a eventuales levantamientos ocasionados por las fuerzas expansivas.

En condiciones naturales, la profundidad hasta la cual pueden ocurrir cambios periódicos de humedad y consecuentes expansiones se conoce como zona activa, la cual corresponde a la variación estacional del contenido de humedad. Esta profundidad se extiende hasta un punto a partir del cual se tiene un contenido de humedad de equilibrio.

Se han desarrollado investigaciones (Braja M. Das, 2001) donde se ha relacionado la expansión libre con el límite líquido y el contenido de humedad con la finalidad de determinar el grado de expansión y la expansión potencial. Así mismo se han elaborado sistemas de clasificación de suelos expansivos en base al límite líquido, índice de plasticidad y expansión potencial.

El comportamiento esfuerzo – deformación en suelos expansivos no está bien determinado ya que en los ensayos de corte directo y/o compresión triaxial, los parámetros de resistencia: cohesión aparente (c) y ángulo de fricción interna (ϕ) son discrepantes, más aun si los ensayos se ejecutan en condiciones saturadas, por lo tanto la evaluación de la capacidad de carga y de asentamiento no es posible, dejándose a criterio del proyectista la definición del tipo de cimentación sobre estos suelos.

La presente investigación consiste en determinar la deformación elástica y el módulo de elasticidad de arcillas expansivas, para la cual se consideraron las siguientes hipótesis.

- a. Generar la expansión total para convertir el suelo expansivo en un suelo totalmente estable y evitar variaciones en el comportamiento esfuerzo deformación.
- b. Mediante el ensayo de consolidación en el suelo expandido totalmente (suelo estabilizado) determinar la deformación elastoplástica para una carga específica; esta hipótesis se basa en la teoría de Terzaghi que dice que en un medio semi infinito la deformación es unidimensional y en la dirección de la carga (Teoría de la consolidación).
- c. El modelo de Saint Venant representa el comportamiento de un material elastoplástico el cual incluye el resorte Hookeano que representa la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación, y una unidad de Coulomb que representa la deformación plástica.
- d. El rebote elástico que se define como una reacción generada por las partículas de un suelo indeformable cuando se aplica una carga sobre él y se manifiesta después que se retira la carga. Es importante hacer notar que la deformación de un suelo se debe exclusivamente a la reducción o incremento del volumen de los espacios vacíos.

Se obtuvieron muestras representativas de arcillas expansivas; las cuales fueron analizadas en el laboratorio para su caracterización.

Se ejecutaron ensayos de expansión libre; y sobre las muestras expandidas se efectuaron los ensayos de consolidación. Para una carga específica se efectuaron ciclos de carga y descarga hasta generar una histéresis donde las curvas de carga y descarga se sobreponen formando una línea que corresponde a un comportamiento elástico. Como artificio se trazó por el origen de la curva de consolidación una paralela a la última histéresis, la cual corresponde a la tangente de la curva de consolidación.

La recta tangente a la curva de consolidación al cortarse con la prolongación de una recta trazada por la carga especificada determina la deformación elástica y la deformación plástica en forma independiente.

II. OBJETIVOS

Objetivo general

- Determinar la deformación elástica y el módulo de elasticidad en suelos expansivos mediante ensayos de expansión libre y consolidación.

Objetivo específico

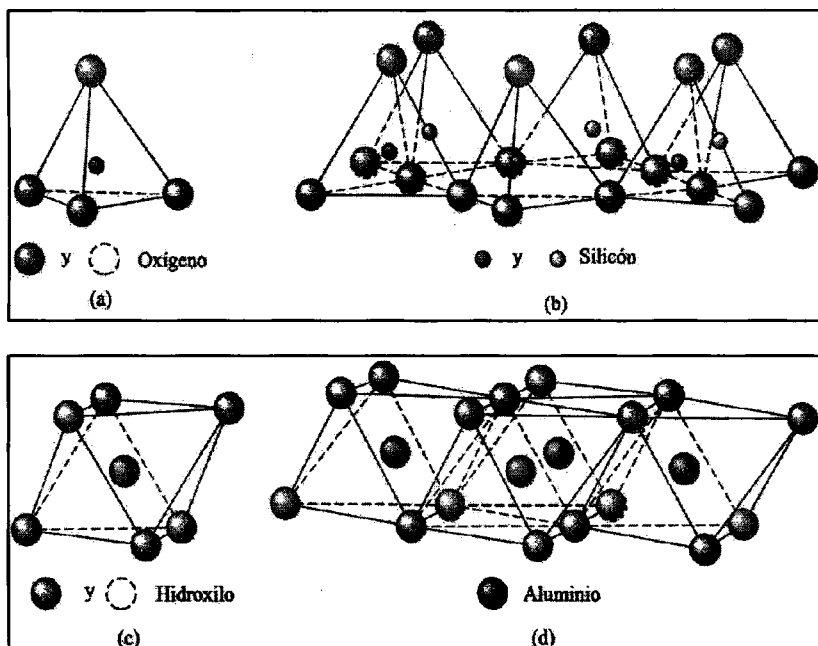
- Plantear hipótesis que permitan determinar la pendiente de la curva de consolidación para obtener el valor del Módulo de Elasticidad.

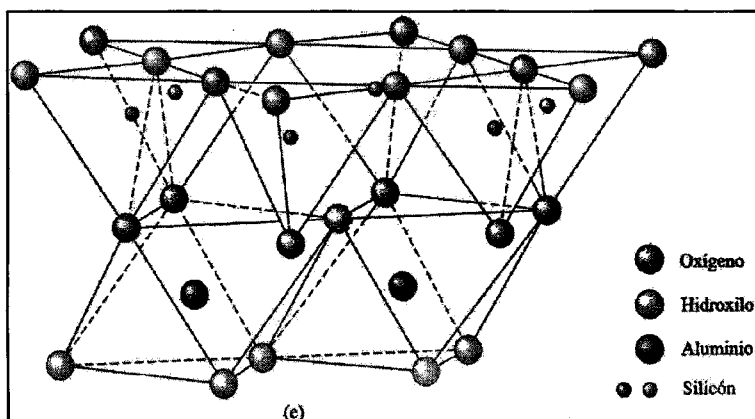
III. REVISIÓN DE LITERATURA

3.1 Minerales arcillosos

Los minerales arcillosos son complejos silicatos de aluminio compuestos de una o dos unidades básicas: 1) tetraedro de sílice y 2) octaedro de alúmina. Cada tetraedro consiste en cuatro átomos de oxígeno que rodea a un átomo de silicio (figura 3.1a). La combinación de unidades de tetraedro de sílice da una lámina de sílice (figura 3.1b). Tres átomos de oxígeno en la base de cada tetraedro son compartidos por tetraedros vecinos. Las unidades octaédricas consisten en seis hidroxilos que rodean un átomo de aluminio (figura 3.1c), y la combinación de las unidades octaédricas de hidroxilos de aluminio dan una lamia octaédrica (también llamada lamina de gibbsita; (figura 3.1d). En ocasiones el magnesio reemplaza los átomos de aluminio en las unidades octaédricas; en tal caso, la lámina octaédrica se llama lámina de brucita.

Figura 3.1. (a) Tetraedro de sílice; (b) lámina de sílice; (c) octaedro de alúmina (óxido de aluminio); (d) lámina octaédrica (gibbsita); (e) lámina elemental de sílice-gibbsita (Grim, 1959)





(Braja M. Das. 2001)

En una lámina de sílice, cada átomo de silicio con una valencia positiva de cuatro está unido a cuatro átomos de oxígeno con una valencia negativa total de ocho. Pero cada átomo de oxígeno en la base del tetraedro está unido a dos átomos de silicio; significa que el átomo superior de oxígeno de cada tetraedro tiene una carga de valencia negativa de uno por ser contrabalanceada. Cuando la lámina de sílice es colocada sobre la lámina octaédrica, como muestra la figura 3.1e esos átomos de oxígeno reemplazan a los hidroxilos para satisfacer sus enlaces de valencia.

La caolinita consiste en capas repetidas de láminas elementales de sílice-gibbsita, como muestra la figura 3.2a. Cada capa es aproximadamente de 7.2 Å de espesor y se mantienen unidas entre sí por enlaces hidrogénicos. La caolinita ocurre como placas, cada una con una dimensión lateral de 1000 a 20,000 Å y un espesor de 100 a 1000 Å. El área superficial de las partículas de caolinita por masa unitaria es aproximadamente de 15 m²/g. el área superficial por masa unitaria se define como superficie específica.

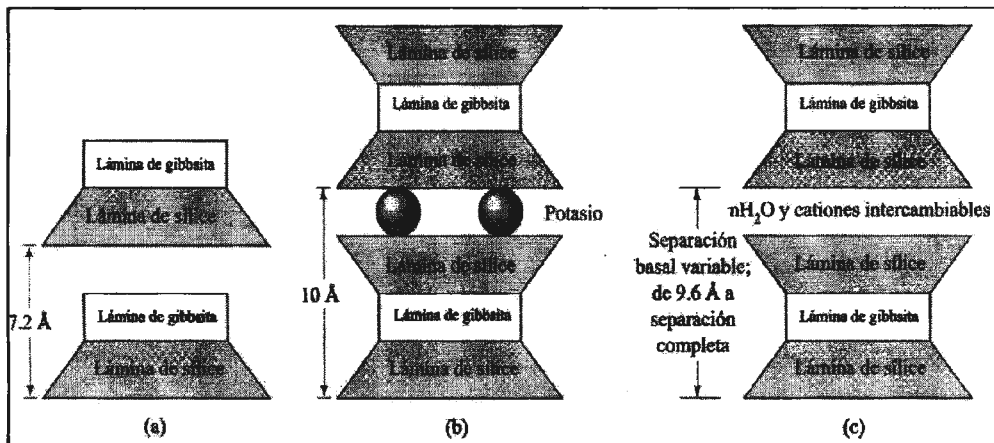
La illita consiste en una lámina de gibbsita enlazada a dos láminas de sílice, una arriba y otra abajo (figura 3.2b), y es denominada a veces mica arcillosa. Las capas de illita están enlazadas entre sí por iones de potasio. La carga negativa para balancear los iones de potasio proviene de la sustitución de aluminio por silicio en las láminas tetraédricas. La sustitución de un elemento por otro, sin cambio en la forma cristalina, se conoce como sustitución isomorfa. Las partículas de illita tienen generalmente

dimensiones que varían entre 1000 y 5000 Å. La superficie específica de las partículas es aproximadamente de 80 m²/g.

La monmorilonita tiene una estructura similar a la ilita, es decir, una lámina de gibbsita intercalada entre dos láminas de sílice (figura 3.2c). En la monmorilonita hay sustitución isomorfa de magnesio y hierro por aluminio en las láminas octaédricas. Los iones de potasio no están aquí presentes como en el caso de la ilita y una gran cantidad de agua es atraída hacia los espacios entre las capas. Las partículas de monmorilonita tiene dimensiones laterales de 1000 a 5000 Å y espesores de 10 a 50 Å. La superficie específica es aproximadamente de 800 m²/g.

FUENTE; Braja M. Das, 2001

Figura 3.2 Diagrama de las estructuras de (a) caolinita; (b) ilita; (c) monmorilonita



(Braja M. Das, 2001)

3.2 Suelos expansivos

3.2.1 Naturaleza general de los suelos expansivos

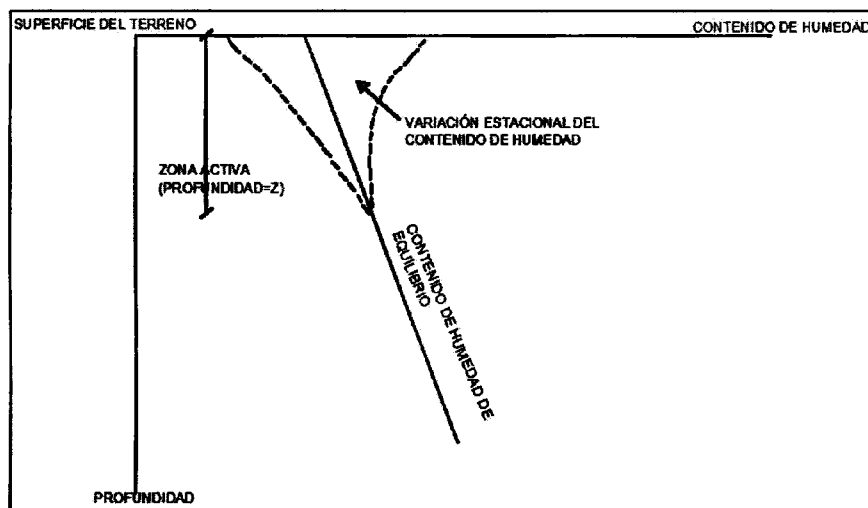
Muchas arcillas plásticas se hinchan considerablemente cuando se agrega agua y luego se contrae cuando pierden el agua. Las cimentaciones construidas sobre ese tipo de arcillas están sujetas a grandes fuerzas de levantamiento ocasionadas por la expansión. Estas fuerzas inducen levantamientos, agrietamientos y el rompimiento

tanto de las cimentaciones de edificios como de los elementos de una losa de cimentación sobre una base. En general, las arcillas expansivas tienen límites líquidos e índices de plasticidad mayores que 40 y 15 respectivamente, poseen un valor más elevado del índice de expansión.

A la profundidad en un suelo hasta la cual puede ocurrir cambios periódicos de humedad suele referirse como zona activa (figura 3.3). La profundidad de la zona activa varía dependiendo de la ubicación del emplazamiento y la profundidad del perfil del suelo a lo largo de varias estaciones.

La profundidad de esta zona se puede determinar con facilidad trazando el índice líquido contra la profundidad del perfil del suelo a lo largo de varias estaciones.

Figura 3.3 Definición de la zona activa



(Braja M. Das, 2012)

Las grietas por contracción se pueden extender muy dentro de la zona activa. Para estudiar la magnitud de la expansión posible en una arcilla, se puede realizar pruebas simples de laboratorio con un edómetro en muestra inalteradas. Dos pruebas comunes son la prueba de expansión sin restricción y la prueba de presión de expansión.

FUENTE: Braja M. Das, 2012.

Las arcillas expansivas se caracterizan a menudo por su alto límite líquido y un alto índice de plasticidad como consecuencia de un alto contenido de minerales activos. Cuando se encuentran estos tipos de arcillas es necesario efectuarles pruebas de expansión libre, de presión de expansión y límite de contracción en estado natural. La expansión libre se determina humedeciendo una muestra inalterada y midiendo el incremento de volumen de la misma. Generalmente la prueba se hace sobre una muestra inalterada sujeta lateralmente y sometida a una presión normal de 0.07 kg/cm² (1.0 lb/plg²). Si se aplica una presión normal para evitar la expansión del suelo, esta presión es conocida como presión de expansión. Algunas arcillas presentan presiones de expansión hasta de 10 kg/cm².

FUENTE: Carlos Crespo Villalaz, 2004

3.2.2 Identificación de arcillas expansivas

La expansibilidad depende del tipo de mineral de arcilla que la componga y que esa expansibilidad aumenta en el orden caolinita, illita, montmorilonita. Los cationes adsorbidos juegan un papel muy importante en la expansibilidad (como en la compresibilidad). El Li⁺ y el Na⁺ son los cationes que producen la expansibilidad mayor, mientras que el Fe⁺⁺ es de los que producen la expansibilidad menor.

En la práctica se ha adoptado como una medida relativa de la expansibilidad de una arcilla el incremento de volumen, expresado en porcentaje del volumen total inicial de una muestra secada al aire y puesta a saturar en un consolidómetro. El criterio cuantitativo anterior se ha correlacionado con el contenido coloidal (porcentaje de partículas menores que 0.01 mm), el índice de plasticidad y el límite de contracción. Estos tres conceptos proporcionan una identificación adecuada para fines prácticos. El cuadro 3.1 lo propone W.G Holtz el cual permite la identificación de las arcillas expansivas.

FUENTE: Juárez Badillo- Rico Rodríguez, 2005

Cuadro 3.1 Datos para estimar el cambio volumétrico probable en materiales expansivos

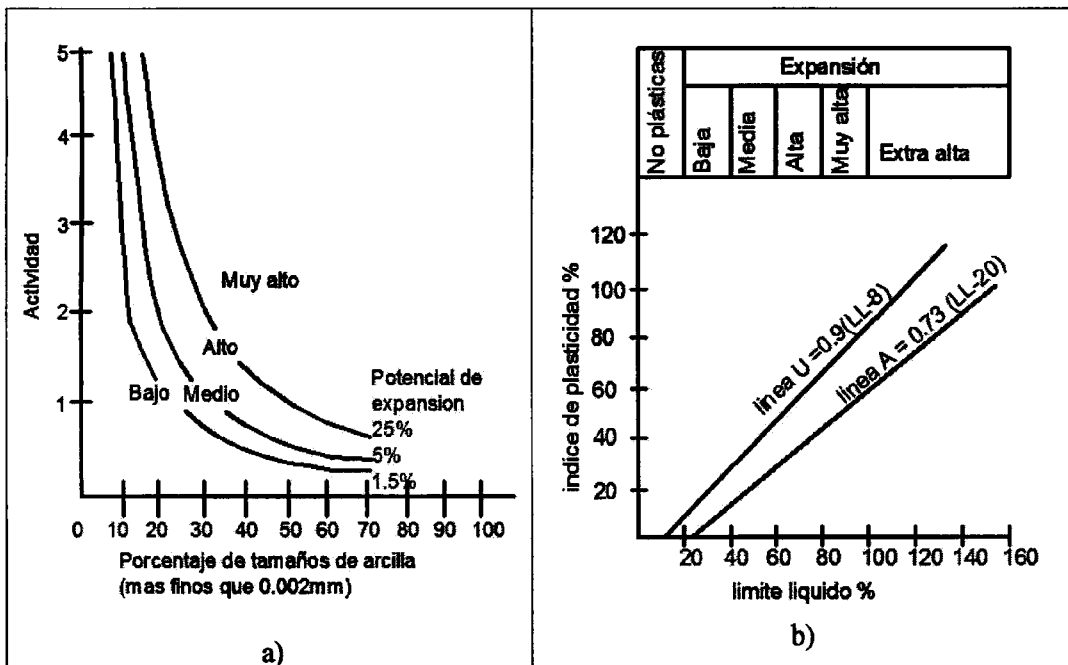
Datos de pruebas de identificación			Expansión probable. Cambio volumétrico en % (seco a saturado)	Grado de expansión
Contenido coloidal (%<0.001 mm)	Índice de plasticidad	Límite de contracción		
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
20 – 31	25 – 41	7 – 12	20 – 30	Alto
13 – 23	15 – 28	10 – 16	10 – 20	Medio
< 15	< 18	> 15	< 10	Bajo

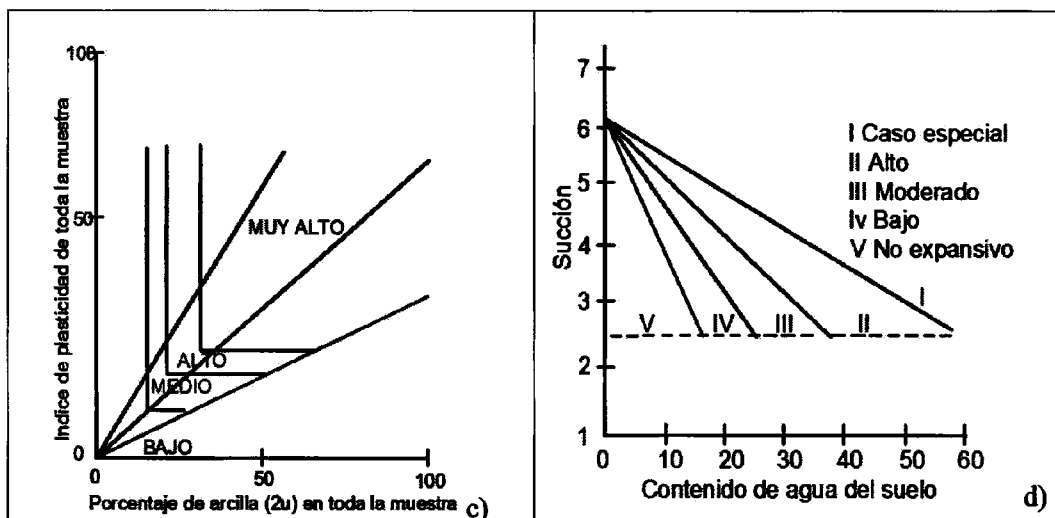
(Juárez Badillo- Rico Rodríguez, 2012)

3.2.3 Clasificación de suelos expansivos con base en pruebas índice

Los sistemas de clasificación para suelos expansivos se basan en los problemas que ocasionan en la construcción de cimentaciones (expansión potencial). La clasificación se resumen en la figura 3.4, cuadro 3.2, cuadro 3.3 y cuadro 3.4

Figura.3.4 Criterios de uso común para determinar el potencial de expansión





(Braja M. Das, 2012)

Cuadro -3.2 Sistema de clasificación de suelos expansivos compilado de O'Neill y Poormoayed (1980)

Limite Líquido	Índice de Plasticidad	Expansión Potencial (%)	Clasificación de la expansión potencial
<50	<25	<0.5	bajo
50 - 60	25 - 35	0.5 - 1.5	marginal
>60	>35	>1.5	alto

expansión potencial= expansión vertical ante una presión igual a la presión de sobrecarga

Cuadro -3.3 Clasificación de suelos expansivos con base en la relación de expansión libre

Relación de Expansión libre	Tipo de arcilla	Clasificación de la Expansión potencial	Mineral dominante en la arcilla
< 1.0	no expansiva	despreciable	caolinita
1 - 1.5	mezcla de expansiva y no expansiva	baja	caolinita y montmorilonita
1.5 - 2	expansiva	moderado	montmorilonita
2.0 - 4.0	expansiva	alta	montmorilonita
>4.0	expansiva	muy alta	montmorilonita

FUENTE: Braja M. Das, 2012.

Cuadro 3.4 Resumen de algunos criterios para identificar el potencial de expansión

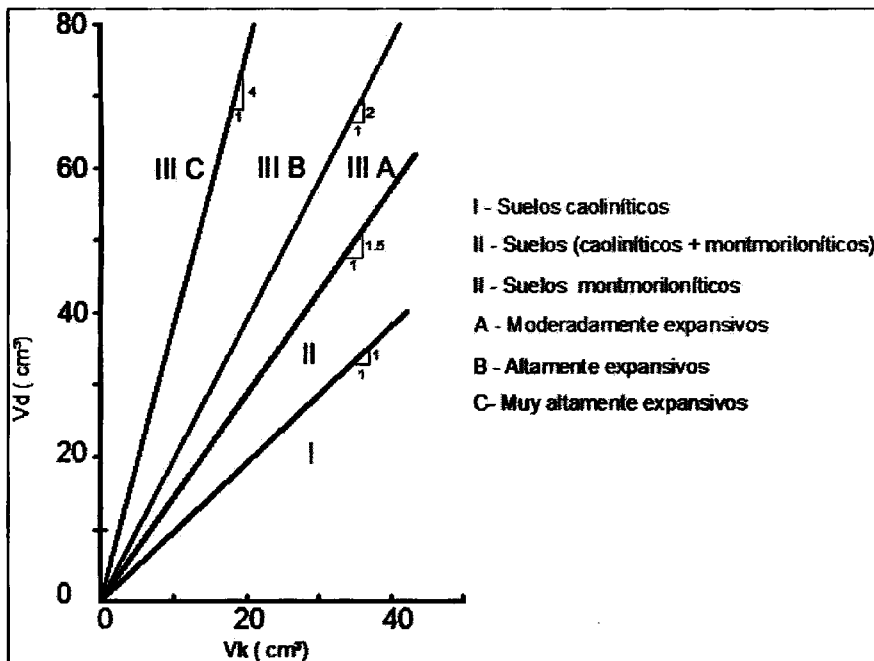
Referencia	Criterios	Comentarios
Holtz (1959)	CC > 28, IP > 35 y LC < 11 (muy alto) 20 ≤ CC ≤ 31, 25 ≤ IP ≤ 41 y 7 ≤ LC ≤ 12 (alto) 13 ≤ CC ≤ 23, 15 ≤ IP ≤ 28 Y 10 ≤ LC ≤ 16 (medio) CC ≤ 15, IP ≤ 18 y LC ≥ 15 (bajo)	Basado en CC, IP y LC
Seed y colaboradores (1962)	Consulte figura 4.1 a	Ba ado en prueba oedómetro utilizando una muestra compactada, porcentaje de arcilla < 2μ y actividad
Altmeyer (1955)	CL < 5, IC > 12 y EP < 0.5 (no critico) 5 ≤ CL ≤ 8, 10 ≤ LC ≤ 12 y 0.5 ≤ EP ≤ 1.5 (marginal) CL > 8, LC < 10 y EP > 1.5 (critico)	Basados en CL, LC y EP Muestra remoldeada (ρ _d (máx) y w _{ópt}) sumergida ante una sobrecarga de 6.9 kPa
Dakshanamanthy y Raman (1973)	Consulte figura 4.1 b	Basada en la gráfica de plasticidad
Raman (1967)	IP > 32 y IC > 40 (muy alto) 23 ≤ IP ≤ 32 y 30 ≤ IC ≤ 40 (alto) 12 ≤ IP ≤ 23 y 15 ≤ IC ≤ 30 (medio)	Basada en IP y IC
Sowers and Sowers	SL < 10 y IC > 30 (alto) 10 ≤ LC ≤ 12 Y 15 ≤ IC ≤ 30 (moderado) LC > 12 y IC < 15 (bajo)	Ocurrirá poca expansión cuando w ₀ resulte en IL de 0.25
Van Der Merwe (1964)	Consulte figura 4.1 c	Basada en IP, porcentaje de arcilla < 2μ _m y actividad
Uniform Building Code, 1968	IE > 130 (muy alto) y 91 ≤ IE ≤ 130 (alto) 51 ≤ IE ≤ 90 (medio) y 21 ≤ IE ≤ 50 (bajo) 0 ≤ IE ≤ 20 (muy bajo)	Basada en prueba de oedómetro muestra compacta con grado de saturación cercano a 50% sobrecarga de 6.9kPa
Snethen (1984)	LL > 60, IP > 35, τ _{nat} > 4 y EP > 1.5 (alto) 30 ≤ LL ≤ 60, 25 ≤ IP ≤ 35, 1.5 ≤ τ _{nat} ≤ 4, y 0.5 ≤ 1.5 (medio) LL < 30, IP < 25, τ _{nat} < 1.5 y EP < 0.5 (bajo)	EP es representativo para condición en campo y se puede usar sin τ _{nat} ,pero se reducirá la precisión
Chen (1988)	IP ≥ 35 (muy alto) Y 20 ≤ IP ≤ 55 (alto) 10 ≤ IP ≤ 35 (medio) y IP ≤ 15 (bajo)	Basada en IP
McKeen (1992)	Consulte figura 4.1 d	Basada en mediciones del contenido de agua, succión y cambio en volumen al sacarse
Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)	Log PE= (1/12)(0.44 LL -w ₀ +5.5)	Ecuación empírica

Nayak y Christensen	$PE = (0.00229 IP) (145C) / w_0 + 6.38$	Ecuación empírica
Weston (1980)	$PE = 0.00411(LL_w)^{4.14} q^{-3.86} w_0^{-2.33}$	Ecuación empírica

<p>Nota:</p> <p>C = arcilla,%</p> <p>CC = contenido coloidal,%</p> <p>IE = índice de expansión = 100 x porcentaje de expansión x fracción que pasa la malla número 4</p> <p>IL = índice de liquidez,%</p> <p>LL = límite líquido,%</p> <p>LL_w = límite líquido pesado,%</p> <p>CL = contracción lineal,%</p> <p>IP = índice de plasticidad,%</p>	<p>EP = expansión probable,%</p> <p>q = sobrecarga</p> <p>IC = índice de contracción = LL - LC,%</p> <p>LC = límite de contracción,%</p> <p>PE = potencial de expansión, %</p> <p>w₀ = humedad natural del suelo</p> <p>w_{opt} = contenido óptimo de humedad,%</p> <p>τ_{nat} = succión natural del suelo en tsf</p> <p>d_(max) = densidad seca máxima</p>
---	--

(Braja M. Das, 2012)

Figura 3.5 Clasificación basada en la relación de expansión libre



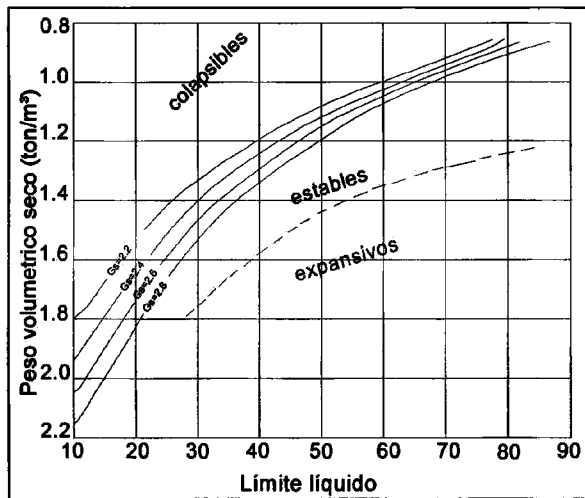
(Braja M. Das, 2012)

3.2.4 Criterio de Bureau of Reclamation

A partir de la determinación del límite líquido y el peso volumétrico seco, se puede determinar la susceptibilidad de un suelo a expansión o colapso. Este criterio se derivó de la experiencia que se obtuvo de la construcción de la zona de canales, aguas arriba, del río Colorado, EE.UU.

FUENTE: III Congreso Nacional de Mecánica de Suelos 1978

Figura 3.6 Muestra las zonas de expansión, estabilidad y colapso.



(III Congreso Nacional de Mecánica de Suelos, 1978)

3.3 Prueba de expansión simple

En la prueba de expansión simple, la muestra se coloca en un edómetro ante una sobre carga pequeña de aproximadamente 6.9 kN/m². Luego se agrega agua a la muestra y se mide la expansión del volumen de la muestra (es decir, su altura; el área de la sección transversal es constante) hasta que se alcance el equilibrio. Entonces el porcentaje de expansión libre se puede expresar como la relación.

$$Sw(\text{libre})(\%) = \frac{\Delta H}{H} * 100 \dots\dots\dots (1)$$

Dónde:

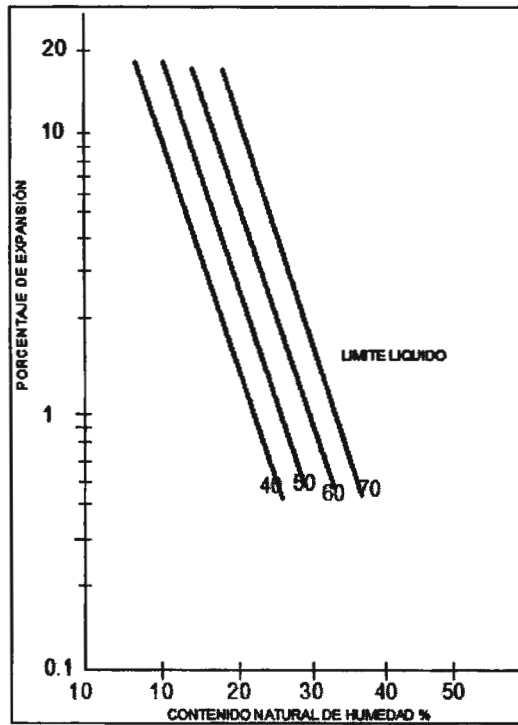
$S_w(\text{libre})(\%)$ = expansión libre, como porcentaje

ΔH = altura de la expansión debida a la saturación

H = altura original de la muestra

Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) analizaron varios resultados de prueba obtenidos de esta manera y elaboraron un grafica de correlación de la expansión libre, límite líquido y el contenido de humedad natural, como se muestra en la figura 3.7

Figura 3.7. Relación entre el porcentaje de expansión, el límite líquido y el contenido de humedad natural



(Braja M. Das, 2012)

O'Neill y Poormoayed (1980) desarrollaron una relación para calcular la expansión libre a partir de la figura 3.7

$$S_f = 0.0033ZSw(\text{libre}) \dots\dots\dots (2)$$

Dónde:

ΔS_f = expansión superficial libre

Z= profundidad de la zona activa

S_w (libre) (%)= expansión libre, como porcentaje

3.4 Prueba de presión de expansión

La presión de expansión se puede determinar por medio de dos tipos diferentes de pruebas. Estas son:

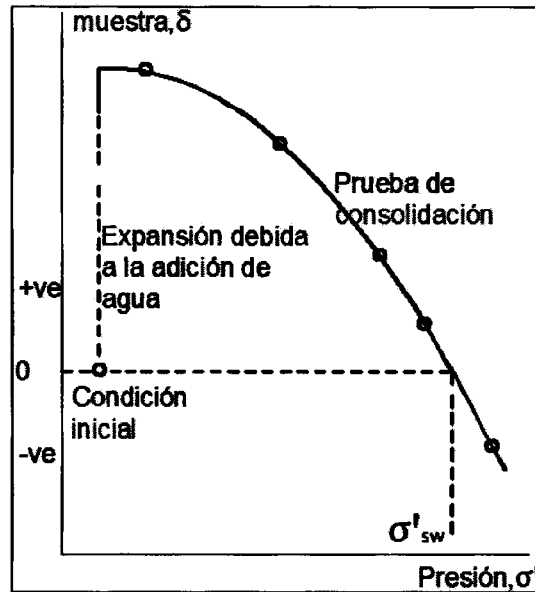
- Prueba de consolidación convencional
- Prueba a volumen constante

A continuación se describe brevemente los dos métodos.

3.4.1 Prueba de consolidación convencional

En este tipo de prueba, la muestra se coloca en un edómetro ante una sobrecarga pequeña de aproximadamente 6.9 kN/m^2 . Se agrega agua a la muestra, permitiendo que se expanda y alcance una posición de equilibrio después de cierto tiempo. Luego se incrementa las cargas para consolidar la muestra.

Figura 3.8 Presión de expansión cero de una prueba de consolidación convencional



(Braja M. Das, 2012)

3.4.2 Prueba a volumen constante

La prueba a volumen constante se realiza colocando una muestra en un anillo de consolidación y aplicando una presión igual a la presión de sobrecarga efectiva, σ'_0 , más la sobrecarga anticipada aproximada causada por la cimentación, σ'_s . Luego se agrega agua a la muestra. A medida que la muestra empieza a expandirse, se aplica presión en incrementos pequeños para evitar la expansión. La presión total aplicado al suelo para controlar la expansión es:

$$\sigma'_{sw} = \sigma'_0 + \sigma'_s + \sigma'_1 \dots\dots\dots(3)$$

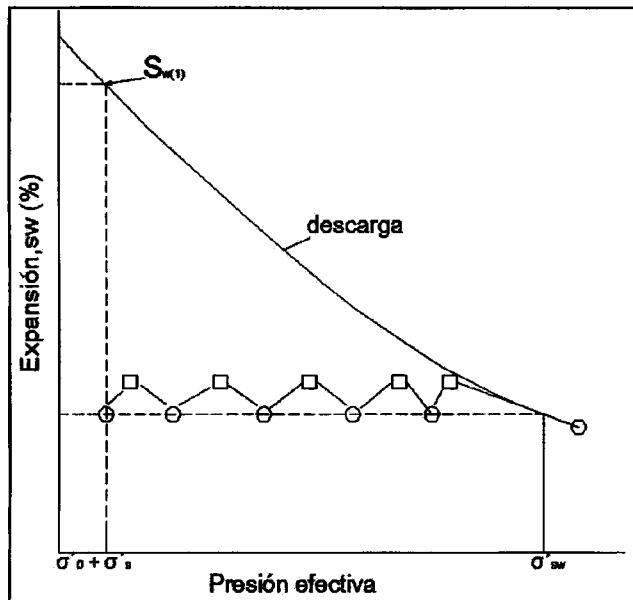
Dónde:

σ'_{sw} = presión total aplicada para evitar la expansión, o presión de expansión cero

σ'_1 = presión adicional aplicada para evitar la expansión después de la adición de agua.

FUENTE: Braja M. Das, 2012

Figura 3.9 Prueba de presión de expansión



(Braja M. Das, 2012)

3.5 Consolidación

3.5.1 Deformaciones del suelo y asentamientos

Todos los materiales se deforman cuando son sometidos a esfuerzo. Esta deformación es elástica cuando el material recupera su forma original luego de retirar el esfuerzo. Las deformaciones plásticas ocurren cuando los esfuerzos exceden los límites elásticos de un material; las deformaciones elastoplásticas ocurren en materiales que no tienen claramente definidos sus límites elásticos. Cuando el esfuerzo en estos materiales es retirado se recupera muy poca deformación por recuperación elásticas (Salas, 1975).

El asentamiento o deformación bajo una carga es el movimiento total vertical causado por la aplicación de carga. Puede producirse hacia abajo por un incremento de la carga hacia abajo y un levantamiento (expansión).

En el análisis de mecánica de suelo, los cambios en los asentamientos son:

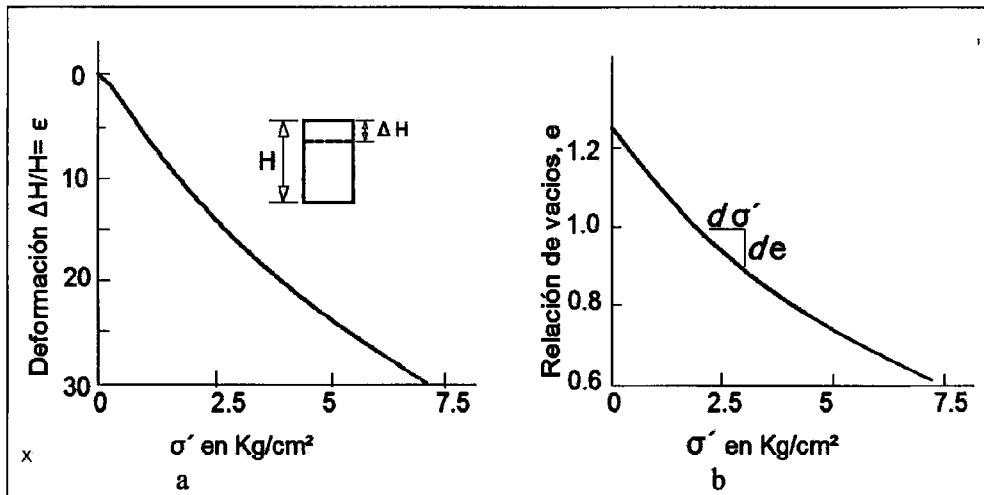
1. **Inmediatos.** Son asentamientos que ocurren de horas a algunos días después de la aplicación de la carga. Estos tipos de asentamientos pueden calcularse usando $\Delta H = \frac{\sigma L}{E_s}$, con las dificultades de obtener el módulo de elasticidad (E_s) y la profundidad del esfuerzo de influencia de la longitud (L).
2. **Consolidación.** Son asentamientos dependientes del tiempo, que ocurren en una masa de suelo fino saturado o parcialmente saturado, que tiene bajo coeficiente de permeabilidad. Estos asentamientos dependen del tiempo, en razón de que el drenaje de agua de los poros debe acompañar el asentamiento.

FUENTE: Joseph E. Bowles, 1978

La compresión del suelo se mide en un cuadrante de medida, con objeto de poder calcular la relación de vacíos correspondientes a cada uno de los esfuerzos producidos.

Los resultados se presentan en varias formas. La forma más simple es expresar la deformación vertical como una función del esfuerzo efectivo figura 3.10a La deformación ΔH de un estrato de espesor H se expresa en términos de la deformación ϵ :

Figura 3.10 a y b Consolidación como una función del esfuerzo efectivo



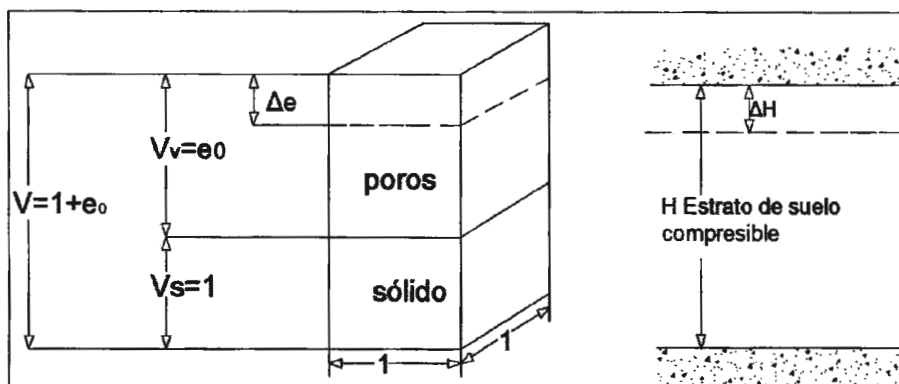
(George B. Sowers, 1986)

Otra manera de expresar los resultados es con la relación de vacíos como una función del esfuerzo efectivo, figura 3.10b. Las curvas son similares en forma para esta simple condición de deformación unidimensional. La curva de esfuerzo deformación se adapta mejor a los cálculos de asentamiento, mientras que la curva relación de vacíos-esfuerzo efectivo permite una mejor comprensión del mecanismo del proceso.

3.5.2 Compresión de un estrato de suelo

La compresión de un estrato de suelo que tenga una relación de vacío inicial de e_0 se halla comparando una muestra del suelo (figura 3.11) que tenga un volumen de sólidos igual a 1 con una sección transversal de área 1. La altura de los sólidos es 1 y la altura de los vacíos e y el espesor inicial del estrato de suelo es H , la reducción en el espesor del estrato se halla por la proporción.

Figura 3.11 Comparación del asentamiento de un estrato de suelo o muestras de espesor H con el cambio de altura del suelo cuya altura inicial es $1+e_0$

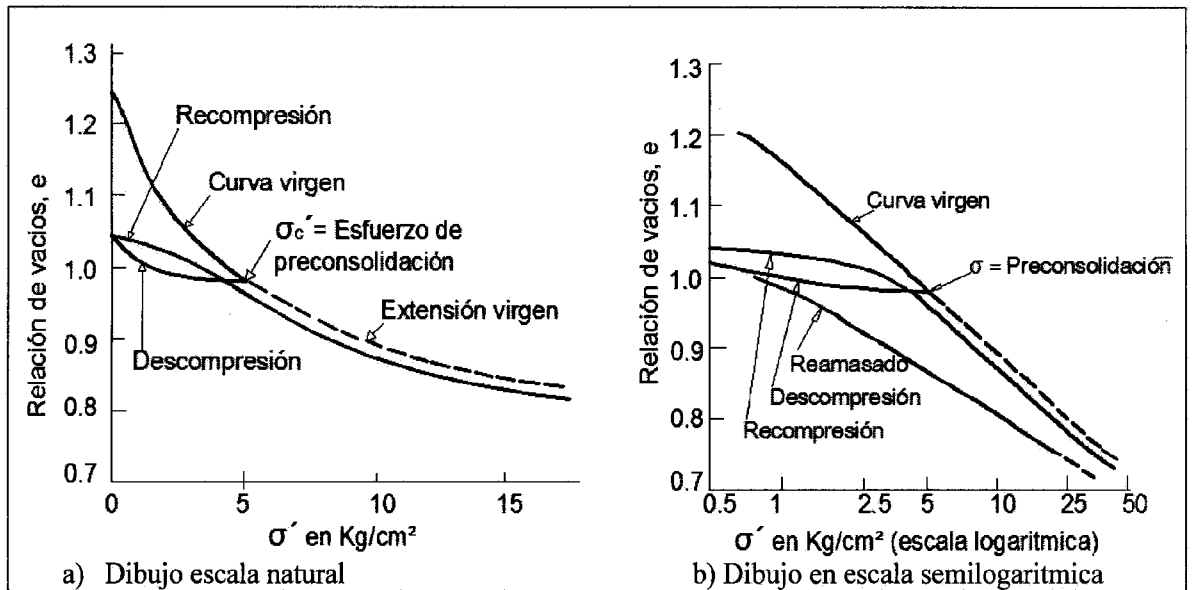


(George B. Sowers, 1986)

3.5.3 Relación entre el esfuerzo y la relación de vacíos.

La curva es cóncava hacia arriba, lo cual indica una proporcionalidad decreciente de la compresión con el aumento del esfuerzo. Si el esfuerzo se aumenta hasta alcanzar un cierto punto, σ'_c y luego se disminuye hasta llegar a cero, el suelo no se expande tanto como para recobrar su relación de vacíos original, sino que aumenta su volumen gradualmente siguiendo una curva cóncava hacia arriba pero menos pendiente (figura 3.12) que se llama curva de descompresión. Si se aplican esfuerzos nuevamente la recompresión del suelo sigue una curva con menos pendiente, pero cóncava hacia abajo hasta que el esfuerzo llega cerca de σ'_c . En este punto se inicia una reducción más rápida de la reducción de vacíos, hasta que la curva de compresión se una prácticamente a la curva original.

Figura 3.12 Esfuerzo-relación de vacíos. Esfuerzo de compresión, descompresión recompresión y preconsolidación

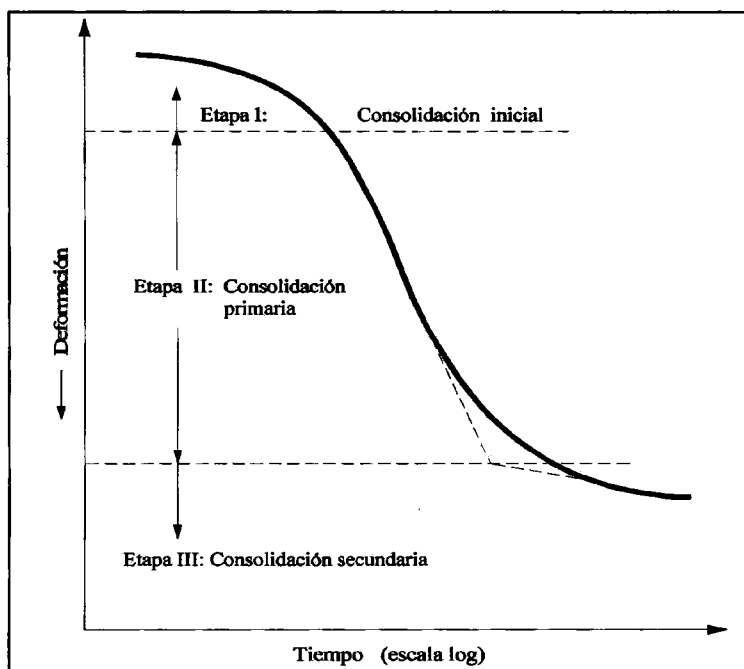


(George B. Sowers, 1986)

3.5.4 Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio

El procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional fue primero sugerido por Terzaghi (1925), la cual se efectúa en un consolidómetro. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo. Los especímenes son usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. En la figura 3.13 se observan tres etapas distintas de la consolidación.

Figura 3.13 Gráfica tiempo - deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga.



(Braja M. Das, 2001)

Etapa I: Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.

Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro por agua es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua de poro.

Etapa III consolidación secundaria, ocurre después de la total disipación del exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

FUENTE: Braja M. Das, 2001

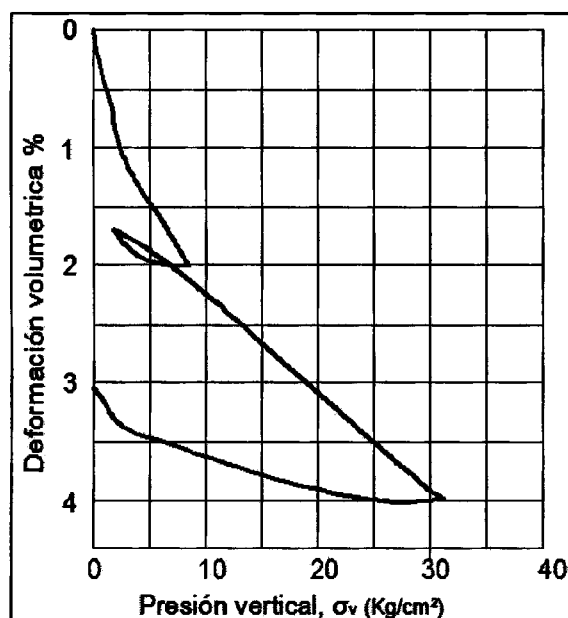
3.5.5 Comportamiento en carga y descarga

Como se aprecia en la figura 3.14, solamente una parte de la deformación producida al aplicar la carga se recupera de la descarga subsiguiente. Las deformaciones debidas al deslizamiento entre partículas o a la fracturación de éstas son en gran parte irreversibles. La recuperación en la descarga se debe a la energía

elástica almacenada en las partículas a cargar el suelo. Sin embargo, existe realmente un cierto deslizamiento inverso entre partículas al descargar.

La figura.3.14 muestra también el comportamiento en recarga de una arena sometida a un ciclo de carga-descarga. Para presiones inferiores a la máxima del primer ciclo de carga, la arena tiene una rigidez mucho mayor al volver a cargar que en la primera carga, ya que gran parte del deslizamiento potencial entre partículas ya se ha producido en el primer ciclo. Al volver a cargar la arena con presiones superiores a la máxima del primer ciclo, la curva presión-deformación es esencialmente la misma, como si no hubiera habido una descarga previa.

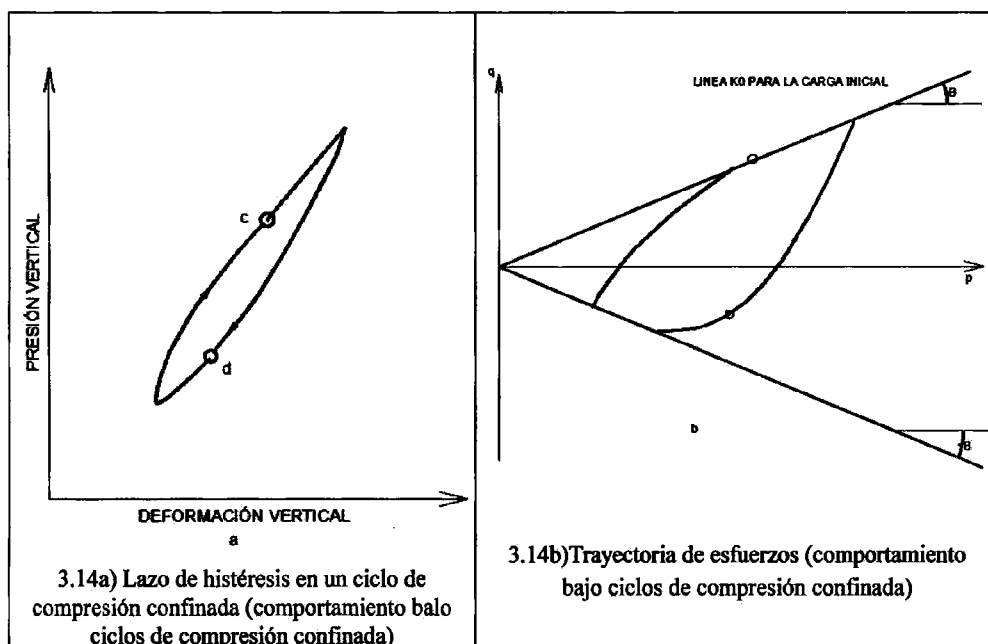
Figura 3.14 Resultados de un ensayo edométrico en una arena calcárea, bien graduada.



(T. Willian Lambe-Robert V. Whitman, 1976)

En la figura 3.14 se aprecia el efecto de los ciclos de presiones entre dos límites fijos. Durante los primeros 10 a 50 ciclos, queda una pequeña deformación remanente al final de cada ciclo. Por último, se obtiene un lazo estable de histéresis, con una pequeña o nula deformación permanente para un determinado ciclo de carga (fig. 3.14a)

Los procesos que tienen lugar en una carga cíclica pueden explicarse partiendo de los resultados del estudio teórico de una agrupación de esferas elásticas. Es posible producir una deformación unidimensional de esta agrupación como se indica en la figura 3.14b

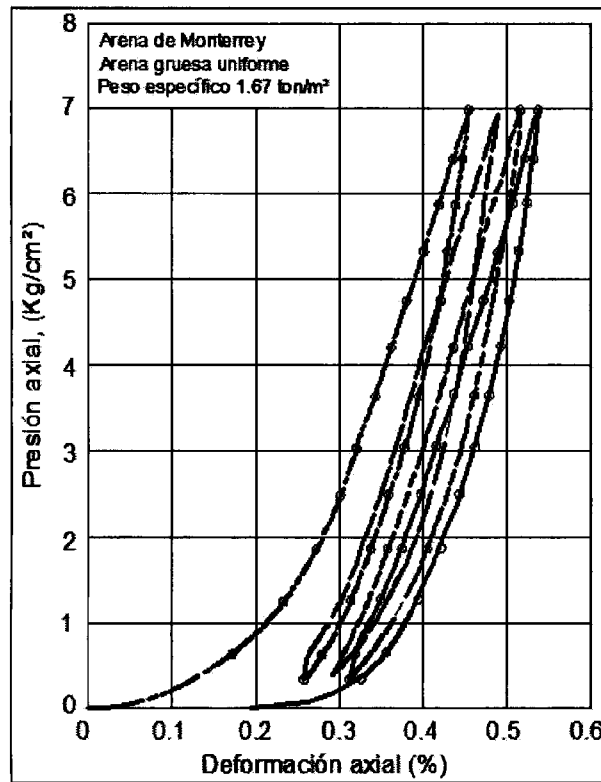


(T. William Lambe-Robert V. Whitman, 1976)

Las fuerzas normales en los contactos comprimen las esferas, pero se produce el deslizamiento de forma que el movimiento relativo resultante es vertical puro. Al descargar, las partículas recuperan su forma original, produciéndose el deslizamiento en sentido contrario. Durante cada ciclo de carga es absorbida una pequeña cantidad de energía.

FUENTE: T. William Lambe-Robert V. Whitman, 1976.

Figura 3.15 Curva de esfuerzo – deformación durante varios ciclos de carga en el ensayo edométrico



(T. Willian Lambe-Robert V. Whitman, 1976)

3.5.6 Arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas

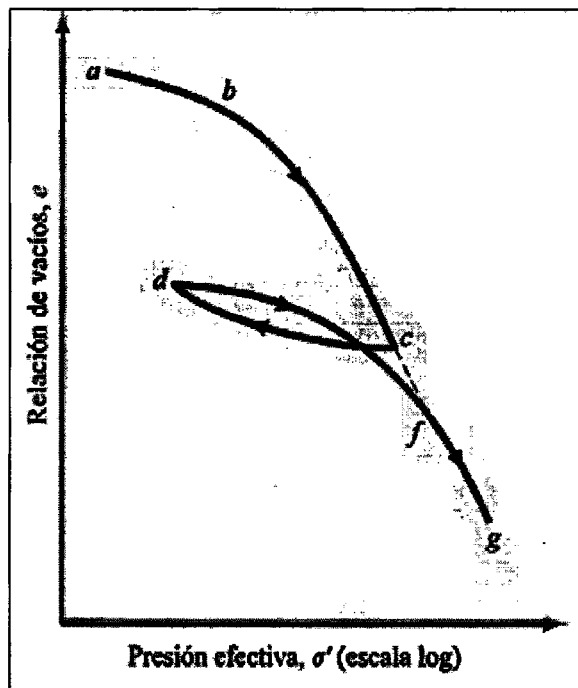
Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a cierta presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica. Esta presión efectiva máxima pasada puede ser igual o mayor a la presión de sobrecarga existente en el tiempo del muestreo. La reducción de la presión en el campo es causada por procesos geológicos naturales o por proceso humanos. Durante el muestreo del suelo, la presión de sobrecarga efectiva existente es también liberada, resultando cierta expansión. Cuando el espécimen está sometido a una prueba de consolidación, una pequeña cantidad de compresión (es decir un pequeño cambio en la relación de vacíos) ocurrirá cuando la presión total aplicada es menor que la presión de sobrecarga

efectiva máxima en el campo a la que el suelo fue sometido en el pasado. Cuando la presión total aplicada sobre el espécimen es mayor que la presión efectiva máxima en el pasado, el cambio en la relación de vacíos es mucho mayor, y la relación e - $\log \sigma'$ es prácticamente lineal con una pendiente más inclinada.

Esta relación es verificada en el laboratorio cargando el espécimen de manera que se exceda la presión de sobrecarga efectiva máxima y luego descargándolo y recargándolo de nuevo. La grafica relación de vacíos (e) versus presión efectiva (σ') para tales casos se muestra en la figura -3.15, donde cd representa la descarga y dfg representa el proceso de recarga.

FUENTE: Braja M.Das, 2001

Figura 3.16 Gráfica de e versus $\log \sigma'$ que muestra las ramas de carga y descarga y recarga



(Braja M. Das, 2001)

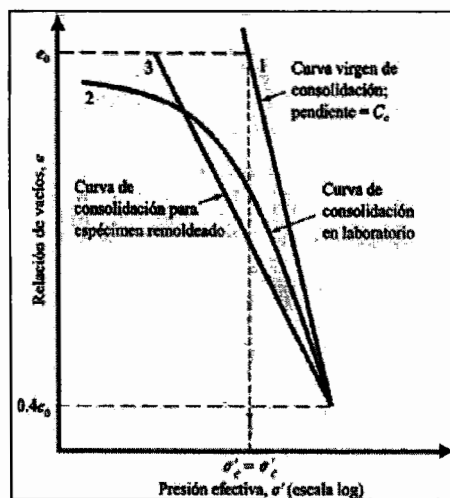
3.5.7 Efectos de la perturbación sobre la relación de presión –relación de vacíos

Un espécimen de suelo será remoldeado cuando sea sometido a cierto grado de perturbación, lo que afectara la relación de presión –relación de vacíos para el suelo. Para un suelo arcilloso normalmente consolidado de baja a media sensibilidad (figura 3.17) bajo una presión se sobrecarga efectiva σ'_o y con una relación de vacíos de e_0 , el cambio en la relación de vacíos con un incremento de presión en el campo será aproximadamente el mostrado por la curva 1.

Esta es la curva de compresión virgen, que es aproximadamente una línea recta sobre una gráfica semilogaritmica. Sin embargo, la curva de consolidación de laboratorio para un espécimen poco perturbado del mismo suelo (curva 2) estará localizada a la izquierda de la curva 1. Si el suelo está completamente remoldeado y se lleva a cabo en él una prueba de consolidación, la posición general de la gráfica $e - \log \sigma'$ se dará por la curva 3. Las curvas 1,2 y 3 se intersectaran aproximadamente en una relación de vacíos $e=0.4e_0$

FUENTE: Braja M.Das, 2001

Figura 3.17 Características de consolidación de una arcilla normalmente consolidada de baja a media sensibilidad.



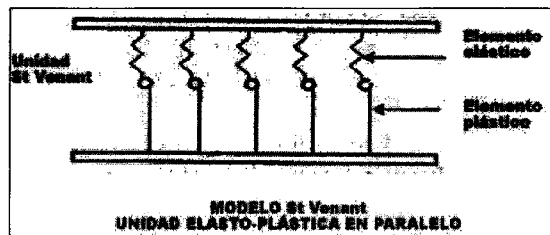
(Braja M. Das, 2001)

3.6 Deformación Elastoplástico

3.6.1 Modelos elastoplásticos

La representación de un elemento elastoplástico incluye un resorte hookeano (la deformación es lineal y proporcional al esfuerzo aplicado) y una unidad de Coulomb para representar la deformación perfectamente plástica. Pero cuando un elemento elástico es conectado en serie con un elemento plástico, el nuevo esquema es conocido como unidad de Saint Venant.

Figura 3.18 Modelo reológico de Saint Venant



(Basado en; George B. Sowers, 1986)

El comportamiento elastoplástico del suelo está mejor representado por una serie de unidades Saint Venant en paralelo, a fin de simular la transición gradual de la zona elástica a la plástica. La deformación unitaria plástica ϵ_{ep} está representada por la expresión:

$$\epsilon_{ep} = M_e \sigma + M_p \log \left[\frac{\sigma_u}{(\sigma_u - \sigma)} \right] \dots\dots\dots(4)$$

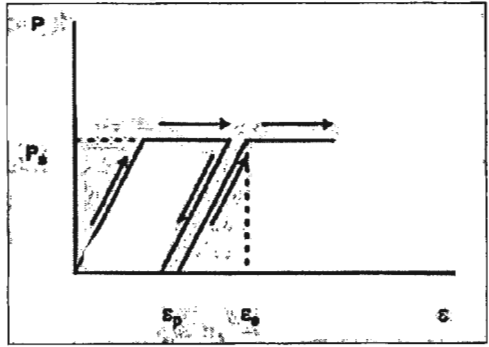
Donde M_e y M_p son los módulos de deformación unitaria elástica y plástica respectivamente, y σ_u es el esfuerzo correspondiente a la carga última que el suelo puede sostener.

En el modelo de St. Venant (1800) el cuerpo se comporta elásticamente hasta que la fuerza P alcanza la fuerza de fricción que impide el movimiento del patín. Una vez alcanzada y extendida dicha fuerza, el resorte no se deforma más sino que inicia el movimiento del patín; es decir, el modelo se comporta ahora como un elemento plástico. Una vez que la carga P es removida, el modelo presentará una

respuesta elástica debida a la unidad elástica, sin embargo, existe una deformación permanente (plástica) que no se recupera. El anterior comportamiento esta esquematizado en la figura 3.19

Fuente: Instituto Mexicano del Transporte - publicación técnica N°110.

Figura 3.19 Esquema del comportamiento del modelo reológico de St. Venant



(Basado en; George B. Sowers, 1986)

3.7 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad es una propiedad de los materiales elásticos y se definen como una constante de proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \dots\dots\dots (5)$$

La mayoría de los materiales de ingeniería exhiben esta conducta lineal en algún intervalo de esfuerzo (y su correspondiente deformación). El acero exhibe una conducta lineal en un gran intervalo de esfuerzo. El concreto, el aluminio, el hierro, la madera, etc, son lineales en un intervalo muy limitado de esfuerzo.

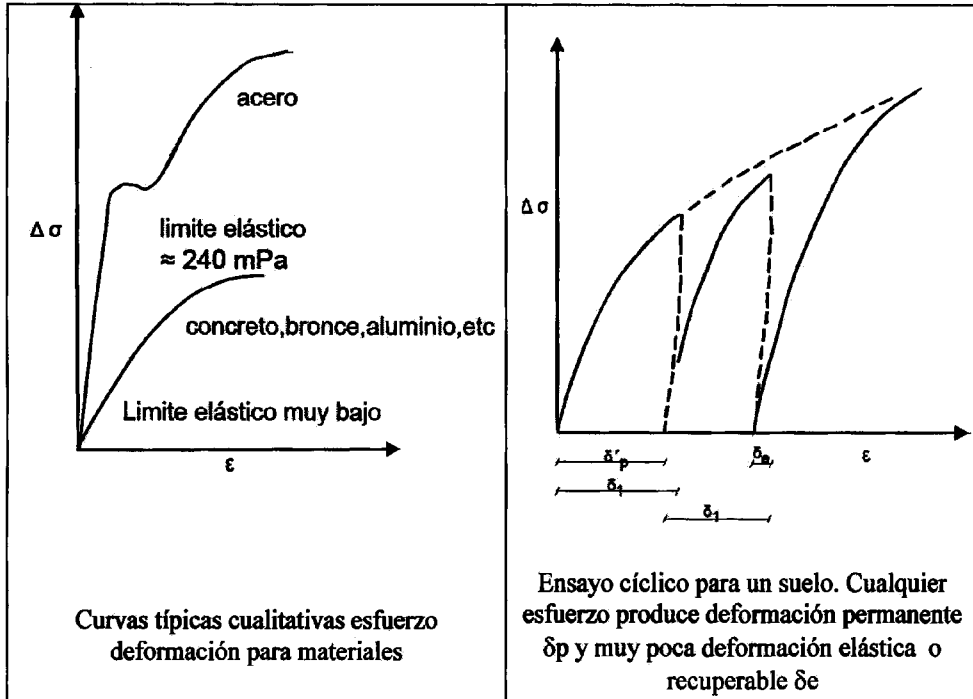


Figura 3.20 (Joseph E. Bowles, 1978)

Hay dos métodos usuales para calcular el módulo de esfuerzo deformación a partir de curvas no lineales de esfuerzo deformación.

1.-Módulo de tangente. Es un módulo basado en la pendiente de la línea tangente a la curva esfuerzo deformación en un punto. El modulo tangente inicial se usa comúnmente (una tangente en el origen) debido a que la pendiente en el origen no está sujeta a factores del medio, tales como tipo de ensayo y presiones confinantes.

2.-Modulo secante. Es el modulo basado en la pendiente de una línea secante. Una línea secante corta la curva de esfuerzo- deformación en dos puntos. Cuando se usa, los dos puntos por lo común son igualmente espaciados a partir del esfuerzo de trabajo.

Fuente: Joseph E. Bowles, 1978

3.8 Rango de los parámetros elásticos para calcular el asentamiento inmediato

Para el cálculo de capacidad de carga última y el asentamiento inmediato se requieren los parámetros elásticos, módulo de elasticidad (E_s) y razón de Poisson (μ_s). Si no se dispone de los resultados de pruebas de laboratorio para esos parámetros, deberán hacerse ciertas suposiciones realistas para sus valores. El cuadro 3.5 muestra el rango aproximado de los parámetros elásticos para varios suelos.

Fuente: Braja M.Das, 2001

Cuadro 3.5 Parámetros elásticos de varios suelos

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s kg/cm ²	Razón de Poisson, μ_s
Arena suelta	102 - 255	0.2 - 0.4
Arena de compacidad media	153 - 306	0.25 - 0.4
arena densa	357 - 561	0.3 - 0.45
arena limosa	102 - 204	0.2 - 0.4
arena y grava	714 - 1734	0.15 - 0.35
arcilla blanda	41 - 204	0.2 - 0.5
arcilla media	204 - 408	
arcilla dura	408 - 1020	

(Braja M.Das, 2001)

Cuadro 3.6 Valores del módulo de elasticidad determinados en ensayos de compresión simple

Tipo de suelo o roca	Módulo de elasticidad, E_s kg/cm ²	Razón de Poisson, μ_s
arcilla muy dura	150 - 1300	-
arcilla de media a muy firme	21 - 357	-
arcilla muy plástica de media a firme	13 - 135	-
arenisca	25000 - 610000	0.05 - 0.38
arenisca de grano muy fino	77000 - 76000	-
andesita	120000 - 480000	0.21 - 0.32
basalto	300000 - 90000	0.14 - 0.20
caliza	28000 - 1300000	0.08 - 0.31

(Jiménez Salas, 1975)

Cuadro 3.7 Propiedades elásticas típicas de suelos

Material	Módulo de elasticidad, E_s kg/cm²	Razón de Poisson, μ_s
arcillas	20 - 80	
arcilla muy dura	80 - 200	
arena fina suelta	80 - 120	
arena fina medio densa	120 - 200	0.25
arena fina densa	200 - 300	
arena suelta	100 - 300	0.20 - 0.35
arena medio densa	300 - 500	
arena densa	500 - 800	0.30 - 0.40

(Casagrande, A. 1948)

IV. MATERIALES Y METODOLOGÍA

4.1 MATERIALES

- Muestra de suelo

Las muestras de suelo que se analizaron fueron arcillas seleccionadas de plasticidad alta, provenientes de San Ignacio - Cajamarca (M-1, M-2, M-3) y de Pavayacu – Loreto (M-4)

- Equipos de laboratorio

- Equipo para análisis granulométrico – método del hidrómetro
- Equipo para ensayo de límites de consistencia
- Equipo para ensayo de límite de contracción
- Equipo para ensayo de peso específico
- Equipo para ensayo de expansión controlada
- Equipo para ensayo de expansión libre
- Equipo para ensayo de consolidación

4.2 METODOLOGÍA

4.2.1 Caracterización de la muestra de suelo

Para caracterizar la muestra de arcilla de realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

A. Análisis granulométrico – método del hidrómetro

Este ensayo se realizó en todas las muestras con la finalidad de determinar el porcentaje de arena, limo y arcilla, siguiendo la Norma Técnica Peruana NTP 339.128: Método de ensayo para el análisis granulométrico.

B. Ensayo de límites de consistencia

Este ensayo se realizó en las partículas cuyo diámetro es menor a la malla N° 40 (0.425 mm), tomando en cuenta a la norma Técnica Peruana NTP 339.129: Método

de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.

C. Ensayo de límite de contracción

Este ensayo se realizó en las partículas cuyo diámetro es menor a la malla N° 40 (0.425 mm) cuyo grado de saturación estuvo cercano al límite líquido, tomando en cuenta a la norma Técnica Peruana NTP 339.140: Determinación de los factores de contracción de suelos mediante el método del mercurio.

D. Ensayo de peso específico

Este ensayo se realizó en las partículas cuyo diámetro es menor a la malla N° 10 (2 mm), tomando en cuenta a la norma Técnica Peruana NTP 339.131: Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo.

4.2.2 Ensayos especiales

E. Ensayo de expansión controlada

Este ensayo se realizó en muestras inalteradas, tomando en cuenta a la Norma Técnica Peruana NTP 339.170: Método de ensayo normalizado para la determinación de hinchamiento unidimensional o potencial de asentamiento de suelos cohesivos, con la finalidad de determinar la fuerza de expansión de las muestras de suelos.

F. Ensayo de expansión libre

Este ensayo se realizó en muestras inalteradas, tomando en cuenta a la Norma Técnica Peruana NTP 339.170: Método de ensayo normalizado para la determinación de hinchamiento unidimensional o potencial de asentamiento de suelos cohesivos.

El ensayo se realizó con la finalidad de obtener suelos totalmente expandidos y estables para evitar variaciones en su comportamiento esfuerzo-deformación.

G. Ensayo de consolidación unidimensional

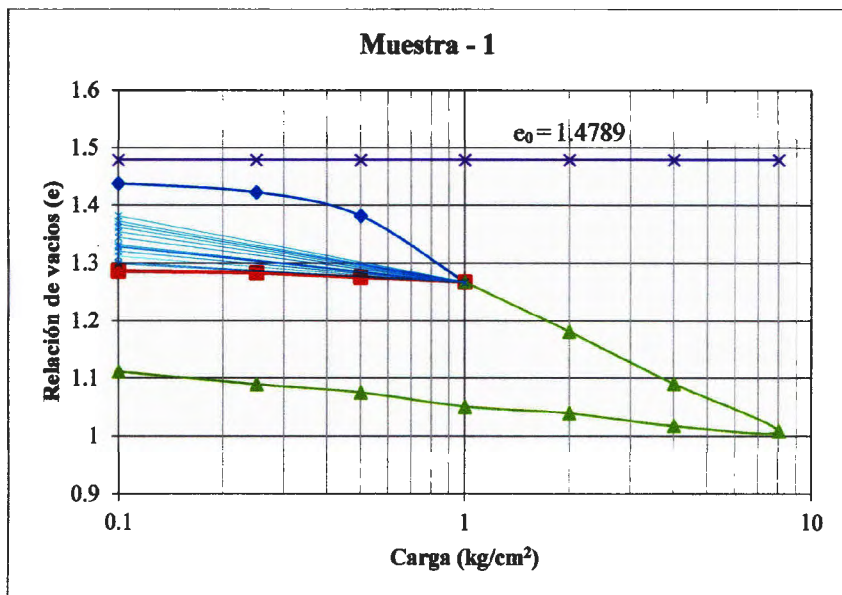
El ensayo de consolidación unidimensional NTP-339.154 se ejecutó en 4 muestras que han sido sometidas previamente a ensayo de expansión libre, con la finalidad de obtener la deformación elastoplástica.

El principio del “rebote elástico” formulado por algunos autores (Juárez Badillo-Rico Rodríguez, 2005) considera que los suelos también tienen un comportamiento elástico; el principio se basa en que un suelo granular denso, cuando es cargado y luego descargado, las curvas de carga y descarga son lineales y se sobreponen.

A partir de este principio a los suelos expandidos se aplicaron cargas que generaron una deformación elastoplástica ϵ_p (figuras 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5); la curva de descarga también corresponde a una recuperación elastoplástica. Para llegar al rebote elástico se aplicaron varios ciclos de carga y descarga, manteniendo constante la carga, estos ciclos se repitieron hasta obtener una recta donde la curva de carga se sobrepone a la curva de descarga. Haciendo el artificio de trasladar la recta al origen de la curva de consolidación se obtiene la tangente a dicha curva de consolidación se obtiene la tangente a dicha curva, la cual al cortar una recta que pasa por la carga establecida permite obtener la deformación elástica.

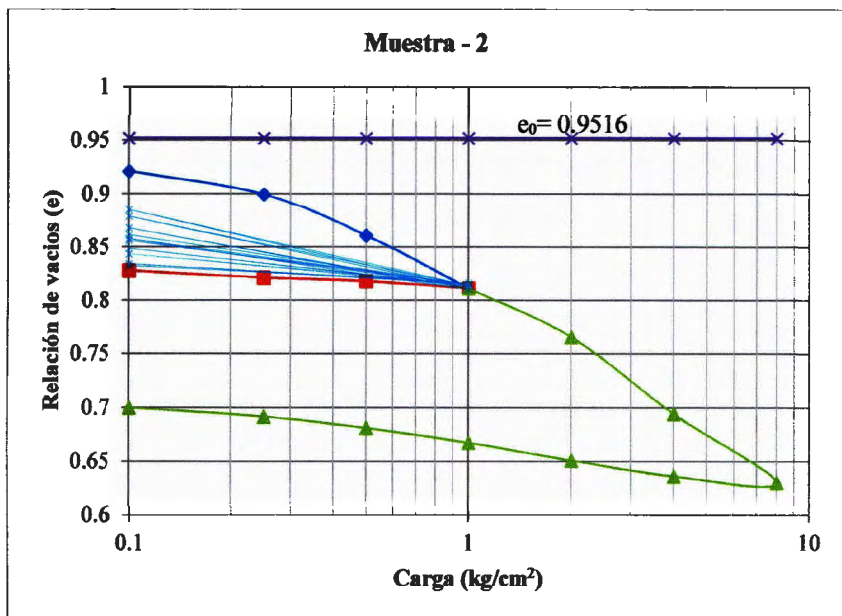
En las figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 se muestra el artificio utilizado para determinar la deformación elástica.

Figura 4.1 Relación de vacíos – $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga)



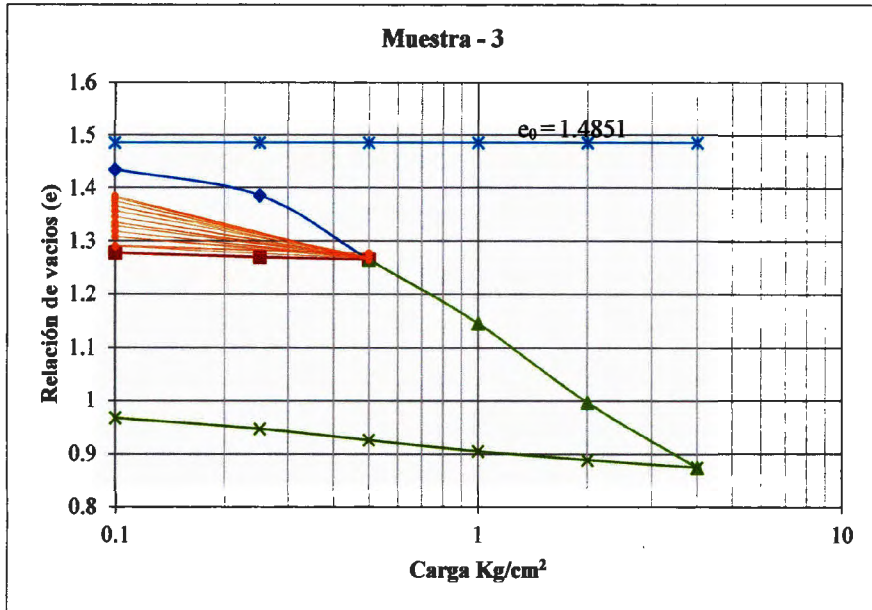
FUENTE: Elaboración propia

Figura 4.2 Relación de vacíos – $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga)



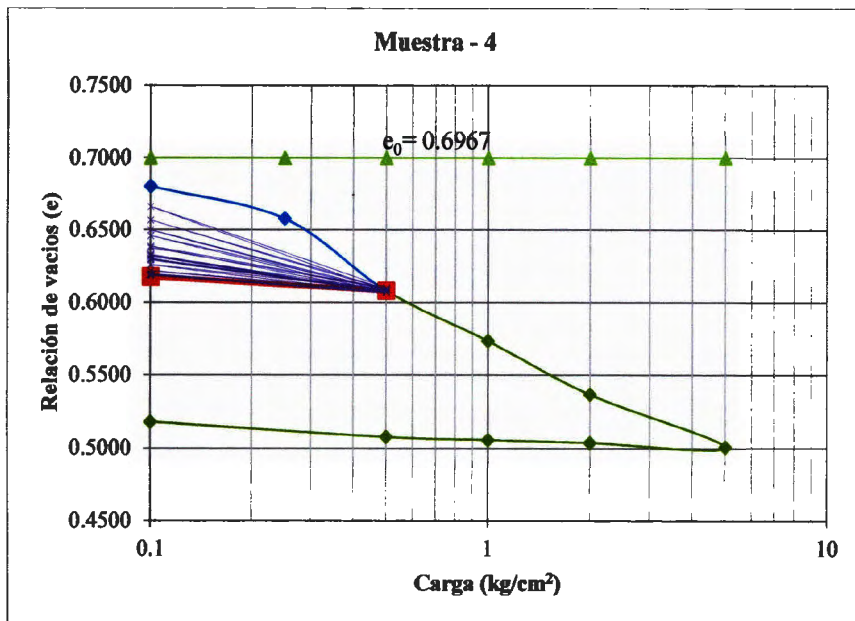
FUENTE: Elaboración propia

Figura 4.3 Relación de vacíos – log σ (ciclos de carga y descarga)



FUENTE: Elaboración propia

Figura 4.4 Relación de vacíos – log σ (ciclos de carga y descarga)



FUENTE: Elaboración propia

V. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Caracterización de las muestras

Las muestras analizadas son suelos expansivos con un contenido de arcilla mayor al 57% en peso, e índices de plasticidad superior a 40%. Su fuerza expansiva varía entre 0.79 a 2.50 kg/cm² y su expansión libre varía de 4.75% (naturalmente expandida) a 35.56%. En el cuadro 5.1 se muestra los resultados de laboratorio.

Cuadro 5.1 Resultados de los ensayos de laboratorio

	M-1	M-2	M-3	M-4
Composición Granulométrica				
Gravas %	0	0	0	0
Arena %	0	10.41	6.85	0
Finos				
• Limos %	39.03	28.10	35.82	31.86
• Arcillas %	60.97	61.49	57.33	68.14
Límite Líquido %	80.50	72.50	60.90	94.2
Límite Plástico %	29.00	27.12	20.17	40.3
Límite de contracción %	11.00	10.47	10.9	11.57
Índice de plasticidad %	51.50	45.38	40.73	53.81
Gravedad específica de sólidos (Gs)	2.78	2.70	2.75	2.74
Clasificación SUCS	CH	CH	CH	CH

FUENTE: Elaboración propia

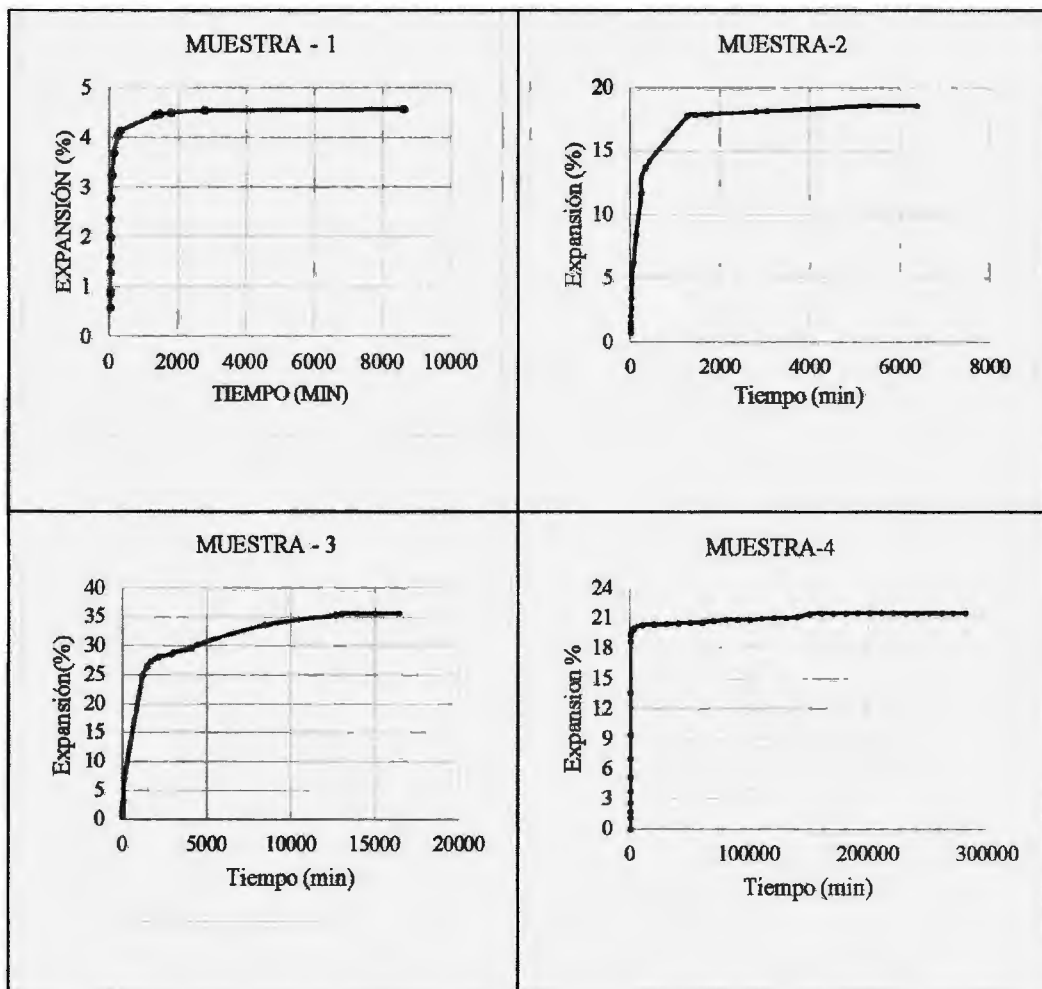
5.2 Ensayos especiales

5.2.1 Ensayo de expansión libre

Los ensayos de expansión libre sirvieron para generar la máxima expansión y tener suelos totalmente estables ya que las muestras proceden de zonas con precipitaciones altas, y los suelos en estado natural han sufrido procesos de expansión previos.

Así mismo en las muestras en estado natural se ejecutaron ensayos de expansión controlada para medir la presión de expansión residual de dichos suelos. En la figura 5.1 se muestra las curvas de expansión libre y los valores de la expansión controlada se muestran en el cuadro 5.2

Figura 5.1 Curva de expansión libre - tiempo



FUENTE: Elaboración propia

Cuadro 5.2 Resultados de los ensayos de laboratorio

	M-1	M-2	M-3	M-4
Densidad inicial (gr/cm ³)	1.7	1.72	1.6	1.8
Densidad después de la expansión (gr/cm ³)	1.176	1.11	1.08	1.21
Expansión controlada (Kg/cm ²)	0.852	0.942	0.793	2.52

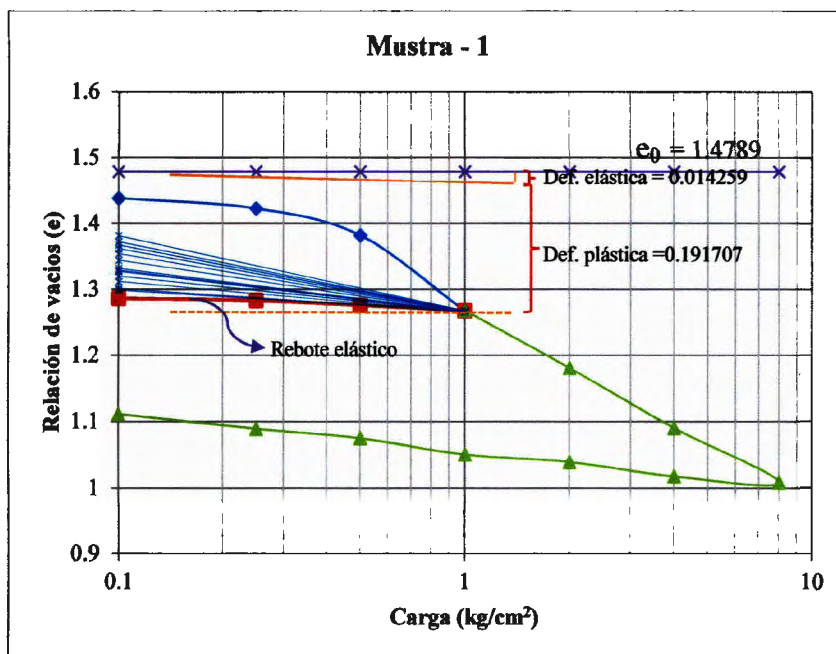
FUENTE: Elaboración propia

5.2.2 Ensayo de consolidación

Sobre los suelos totalmente expandidos (estables) se efectuaron los ensayos de consolidación para determinar las deformaciones totales para cada carga aplicada de acuerdo con la Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi.

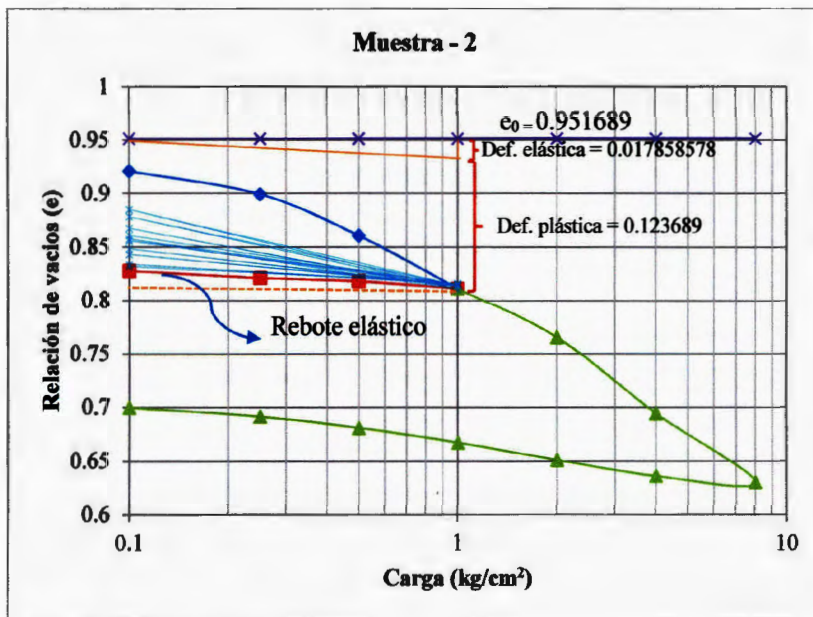
Para cargas de 0.5 kg/cm² y 1.0 kg/cm², se realizaron ciclos de carga y descarga hasta obtener una histéresis que tiende a definir una recta correspondiente al rebote elástico (comportamiento elástico). En las figuras 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 se muestran el artificio basado en el rebote elástico para obtener la deformación elástica.

Figura 5.2 Deformación elástica y módulo de elasticidad



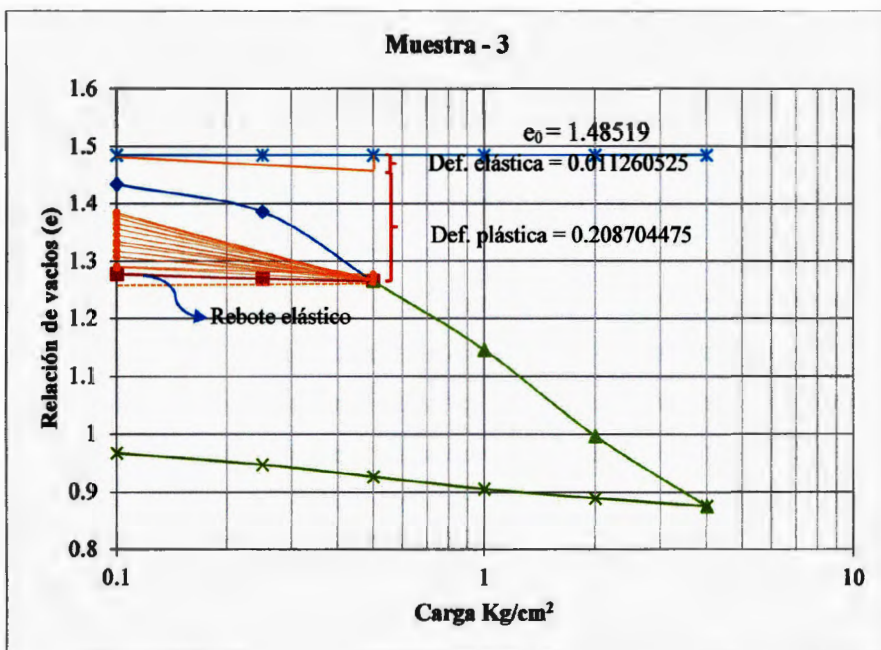
FUENTE: Elaboración propia

Figura 5.3 Deformación elástica y módulo de elasticidad



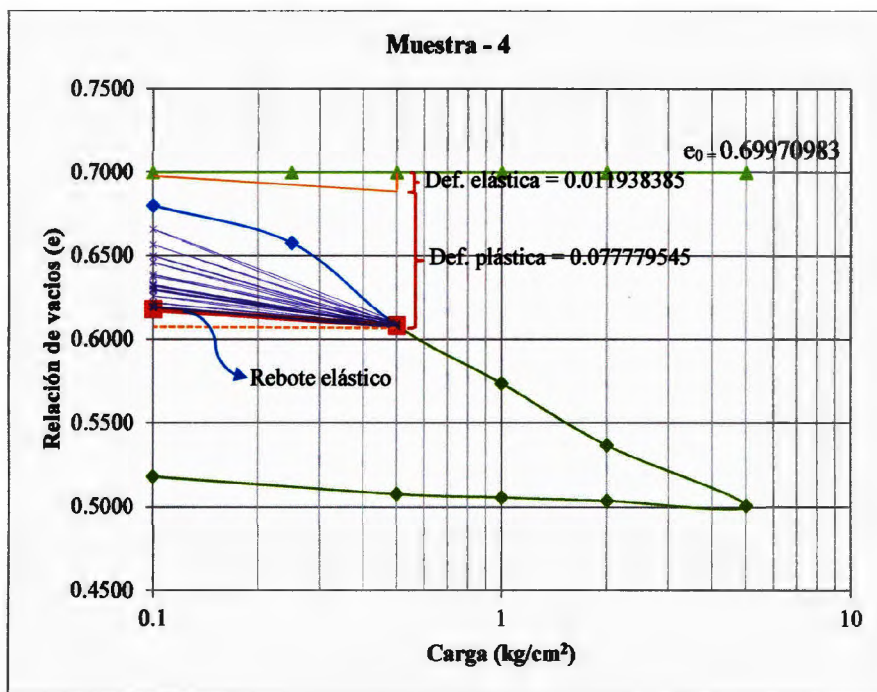
FUENTE: Elaboración propia

Figura 5.4 Deformación elástica y módulo de elasticidad



FUENTE: Elaboración propia

Figura 5.5 Deformación elástica y módulo de elasticidad



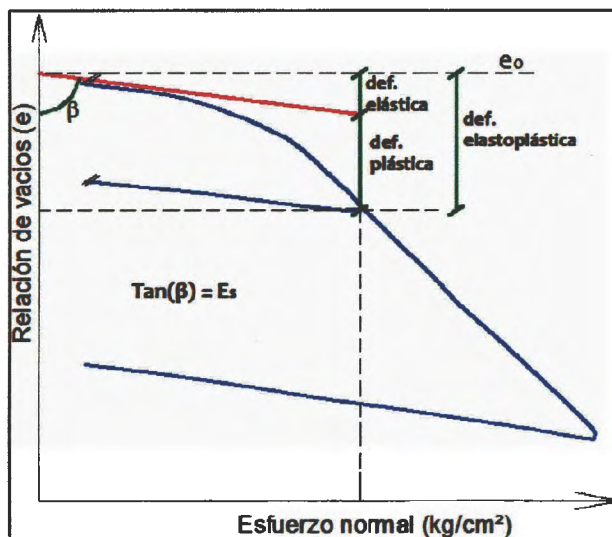
FUENTE: Elaboración propia

5.2.3 Determinación de deformación elástica (ϵ_e) y el módulo de elasticidad (E_s)

Definida la recta que representa el comportamiento elástico, como artificio se trazó una paralela en el origen de la curva de consolidación, la cual se convierte en la tangente a la curva en el origen. Para definir la magnitud de la deformación elástica se trazó una recta vertical que pasa por las cargas específicas y cortan a la recta horizontal correspondiente a la relación de vacíos inicial " e_0 ". La intersección de la tangente a la curva de consolidación en el origen y la recta vertical define las magnitudes de la deformación elástica y la deformación plástica como se muestra en la figura 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5

El Módulo de Elasticidad (E_s) se obtuvo calculando la tangente del ángulo que forma la recta tangente a la curva de consolidación y el eje de relación de vacíos (fig. 5.6)

Figura 5.6 Deformación elástica y módulo de elasticidad



En base a la hipótesis planteada y el artificio utilizado se pudo determinar la deformación elástica y el “Modulo de elasticidad” cuyos valores se encuentran dentro de los rangos establecidos por varios investigadores (Braja M. Das, Jiménez Salas, Casagrande A.). Los valores obtenidos se muestran en el cuadro 5.3

Cuadro 5.3 Resultados de la deformación elástica y módulo de elasticidad

Muestra	Carga Aplicada, σ (kg/cm^2)	Deformación unitaria elastoplástica	Deformación unitaria plástica	Deformación unitaria elástica	Módulo de elasticidad, E_s (kg/cm^2)
M-1	1	0.20597	0.19171	0.01426	70.128
M-2	1	0.14155	0.12369	0.01786	55.995
M-3	0.5	0.21997	0.20870	0.01126	44.401
M-4	0.5	0.08972	0.077778	0.01194	41.882

FUENTE: Elaboración propia

VI. CONCLUSIONES

1. De las muestra analizadas se logró obtener la deformación elástica y el módulo de elasticidad, estos valores se encuentran dentro de los rangos establecidos por otros investigadores como Braja M. Das, (2001); Jiménez Salas, (1975) y Casagrande A. (1948).
2. Se validaron las hipótesis planteadas las cuales nos permitió obtener el valor del Módulo de Elasticidad en arcillas expansivas, para ello fue necesario tener suelos totalmente estables el cual se obtuvo mediante el ensayo de expansión libre; considerando que la deformación es unidimensional y en dirección de la carga, se realizó el ensayo de consolidación determinando el comportamiento elastoplástico (Modelo de Saint Venant) y con el rebote elástico se define el rango elástico, al aplicar ciclos de carga y descarga con una carga específica en la curva de descarga del ensayo de consolidación hasta obtener una histéresis equivalente al rango elástico.
3. Para la obtención de los parámetros elásticos se determinó que el ensayo más adecuado es el ensayo de consolidación unidimensional ya que cumple con la Teoría de Terzaghi, el cual considera que para un medio semi infinito la deformación es unidimensional y en dirección de la carga aplicada.
4. El cálculo del Módulo de Elasticidad permite determinar el asentamiento inmediato con mayor precisión ya que el Módulo de Elasticidad se calcula directamente para cada suelo.

VII. RECOMENDACIONES

1. Dado que el módulo de elasticidad esta expresado en rangos que muchas veces son amplios se recomienda utilizar el procedimiento planteado en la presente investigación, ya que de esta manera seria calculado directamente y no se estaría trabajando con valores estimados a partir de los rangos existentes en la bibliografía.
2. Se recomienda extender la investigación para la obtención de otros parámetros elásticos como por ejemplo la relación de Poisson (μ).
3. Continuar con los procedimientos expuestos en la presente investigación para determinar el Módulo de elasticidad en otros suelos.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Braja M. Das (2001); “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”. Traducción del libro *Fundamentals of Geotechnical engineering*. COPYRIGHT por International Thomsons Editores.
2. Bowles, Joseph F. (1978); “Propiedades Geofísicas de los Suelos”. Editorial McGraw – Hill. México.
3. Casagrande, A. (1948) “Classification and Identification of Soils”, Transactions ASCE.
4. George B. Sowers (1986); “Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones”. Editorial Limusa S.A. México.
5. Juárez Badillo, Eulalio (2005); “Fundamentos de la Mecánica de Suelos”. Editorial Limusa S.A. México.
6. Jiménez Salas, José Antonio (1975); “Geotecnia y Cimientos I”. Editorial Rueda. Madrid (España).
7. Norma Técnica Peruana NTP 339.128: Método de ensayo para el análisis granulométrico.
8. Norma Técnica Peruana NTP 339.129: Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.
9. Norma Técnica Peruana NTP 339.131: Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo.
10. Norma Técnica Peruana NTP 339.140: Determinación de los factores de contracción de suelos mediante el método del mercurio.

11. Norma Técnica Peruana NTP 339.170: Método de ensayo normalizado para la determinación de hinchamiento unidimensional o potencial de asentamiento de suelos cohesivos.
12. Norma Técnica Peruana NTP-339.154: Método de ensayo normalizado para propiedades de consolidación unidimensional en suelos.
13. Terzaghi Karl – Peck B. Ralph (1973); “Mecánica de Suelo en la Ingeniería Practica” segunda edición , Editorial El Ateneo S.A
14. T. William Lambe. Robert V. Whitman (1976); “Mecánica de Suelos”. Editorial Limusa, México.
15. Villalaz Crespo, Carlos (2004); “Mecanica de suelos y cimentaciones”,5ta edición”. Editorial Limusa, México.

IX. ANEXOS

ANEXO - 1 MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO: DETERMINACIÓN DE LA DEFORMACIÓN ELÁSTICA Y EL MÓDULO DE ELASTICIDAD EN SUELOS EXPANSIVOS MEDIANTE ENSAYOS DE EXPANSIÓN LIBRE Y CONSOLIDACIÓN

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
<p>Los suelos expansivos tiene propiedades especiales y es difícil encontrar los parámetros de resistencia; ángulo de fricción interna y cohesión por la teoría de Morh-Coulomb, por ello es necesario evaluar las constantes elásticas que nos permite calcular el asentamiento y la carga admisible de estos suelo.</p>	<p>Objetivo general</p> <p>Determinar la deformación elástica y el módulo de elasticidad en suelos expansivos mediante ensayos de expansión libre y consolidación.</p> <p>Objetivo específico</p> <p>Plantear hipótesis que permitan determinar la pendiente de la curva de consolidación para obtener el valor del Módulo de Elasticidad.</p>	<p>Hipótesis Verdades</p> <p>1.-Generar un suelo totalmente estable mediante el ensayo de expansión libre.</p> <p>2.-A partir de la teoría de Terzaghi considerar que para un medio semi infinito la deformación es unidimensional y en dirección de la carga aplicada.</p> <p>3.-El modelo de Saint Venant representa el comportamiento de un material elastoplástico.</p> <p>4.-El rebote elástico que se define como una reacción generada por las partículas de un suelo indeformable cuando se aplica una carga sobre él y se manifiesta después que se retira la carga. Con ello se definirá el rango elástico del suelo.</p> <p>Hipótesis Falsa</p> <p>1.-No es posible genera un suelo estable con el ensayo de expansión libre.</p> <p>2.-La deformación que se origina al aplicar una carga al suelo no es unidimensional.</p> <p>3.-El comportamiento del suelo no es elastoplástico.</p> <p>4.-El rebote elástico no define el rango elástico del suelo.</p>	<p>Las variables son: la deformación elástica, porcentaje de expansión, la relación de vacíos, deformación unitaria.</p>	<p>Tipo de investigación</p> <p>investigación experimental</p> <p>Muestras</p> <p>En la investigación se analizaran cuatro muestras de arcillas expansivas.</p> <p>Definiciones operacionales</p> <p>Como resultados de los ensayos de laboratorio se tendrán curvas que relacionan el tiempo vs porcentaje de expansión, asentamiento vs el tiempo, relación de vacíos y/o deformación unitaria vs el logaritmo de los esfuerzos a los cuales se han sometido las muestras. Con los gráficos obtenidos se calculará la deformación elastoplástica y con ello la deformación elástica, y con ello se determinara el módulo de elasticidad.</p>

ANEXO 2. RESUMEN DE CUADRO GRANULOMÉTRICO – HIDRÓMETRO

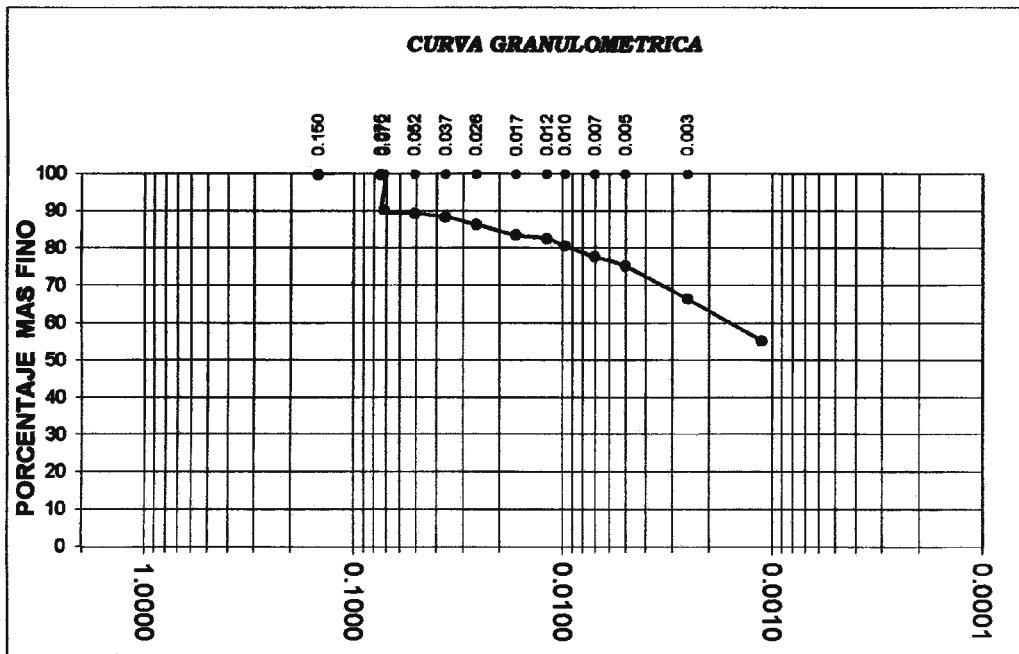
MALLA	DIÁMETRO (mm) MUESTRA 1	% MÁS FINO MUESTRA 1	DIÁMETRO (mm) MUESTRA 2	% MÁS FINO MUESTRA 2	DIÁMETRO (mm) MUESTRA 3	% MÁS FINO MUESTRA 3	DIÁMETRO (mm) MUESTRA 4	% MÁS FINO MUESTRA 4
N° 40	0.425	100	0.425	100	0.425	100	0.425	100
N° 60	0.250	100	0.250	100	0.250	100	0.250	100
N° 80	0.180	100	0.180	100	0.180	100	0.180	100
N° 100	0.150	100	0.150	100	0.150	100	0.150	100
N° 200	0.075	100.000	0.075	89.594	0.075	93.146	0.075	100
	0.072	90.437	0.054	87.617	0.055	91.185	0.068	99.449
	0.052	89.464	0.038	86.628	0.039	88.243	0.048	98.464
	0.037	88.492	0.027	83.661	0.028	84.321	0.034	96.495
	0.026	86.547	0.018	79.705	0.018	80.399	0.024	94.526
	0.017	83.630	0.013	77.728	0.013	76.478	0.016	90.587
	0.012	82.657	0.010	75.750	0.011	74.517	0.011	87.633
	0.010	80.713	0.007	73.772	0.008	70.595	0.009	86.649
	0.007	77.795	0.005	70.163	0.006	66.673	0.007	82.907
	0.005	75.267	0.003	65.267	0.004	60.202	0.005	81.922
	0.003	66.515	0.001	60.719	0.001	55.887	0.003	72.273
	0.001	55.429					0.001	64.002

ANEXO 3. RESUMEN DE CARACTERIZACIÓN DE LAS MUESTRAS

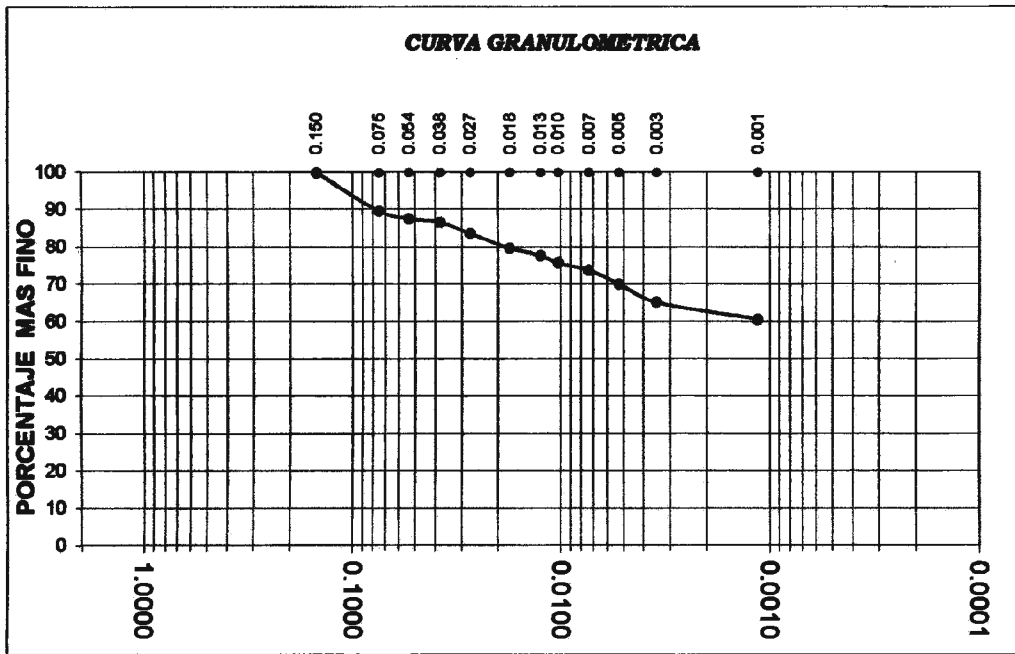
	Límite plástico	Límite líquido	Límite de contracción	% arena	% limo	% arcilla	Clasificación SUCS	Gravedad específica
Muestra 1	29	80.50	11	0	39.03	60.97	CH	2.78
Muestra 2	27.12	72.50	10.47	10.41	28.10	61.49	CH	2.7
Muestra 3	20.17	60.90	10.9	6.85	35.82	57.33	CH	2.74
Muestra 4	40.3	94.20	11.57	0	31.86	68.14	CH	2.72

ANEXO 4. CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE LAS MUESTRAS

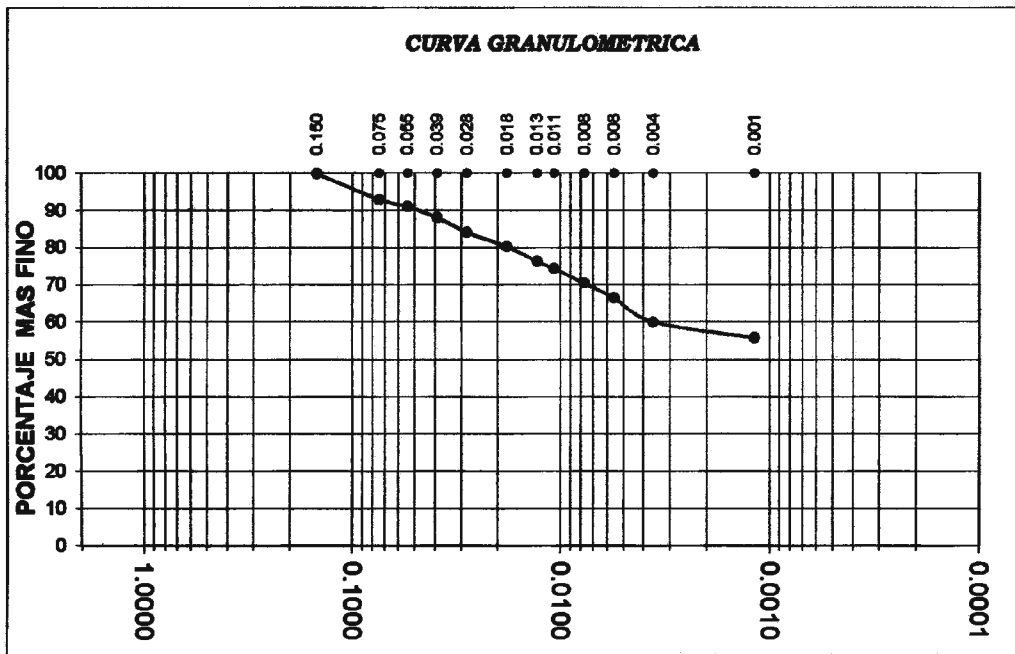
MUESTRA - 1



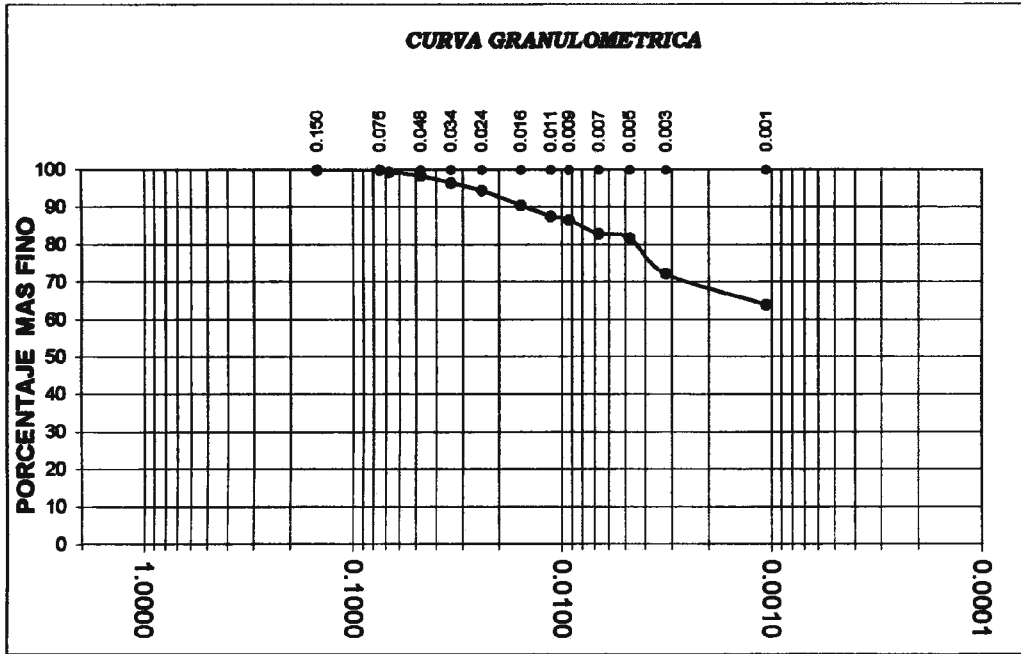
MUESTRA - 2



MUESTRA - 3



MUESTRA - 4

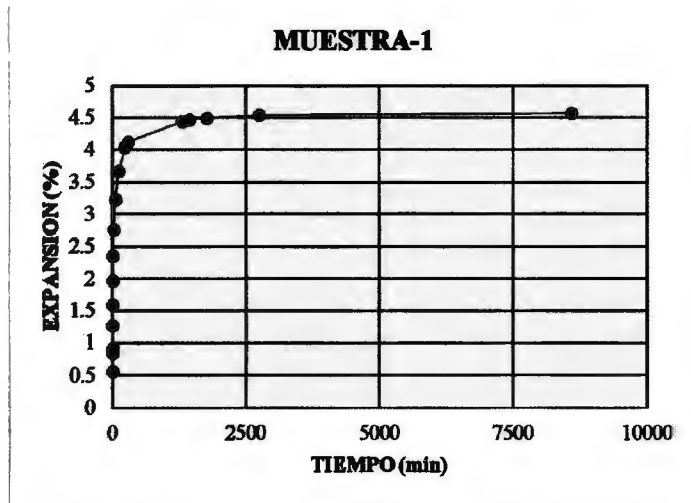


ANEXO 5. RESULTADOS DEL ENSAYO DE EXPANSIÓN LIBRE

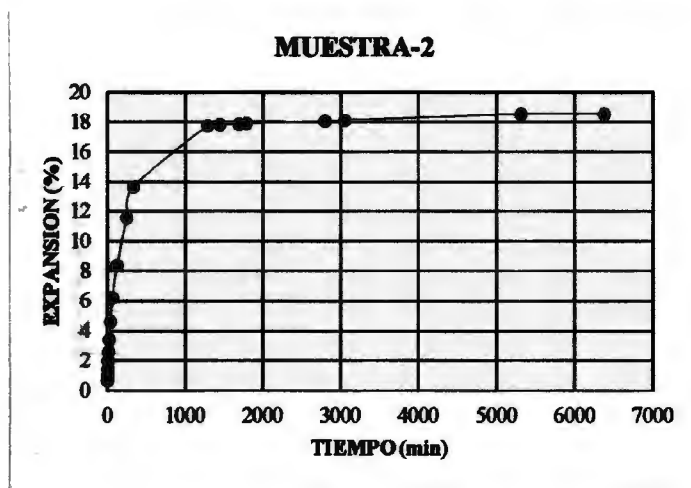
	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	MUESTRA 4
Expansión %	4.572	18.58	35.56	21.80
Humedad Natural %	30.54	29.55	29.35	22.10
Altura del Espécimen (cm)	1.8	1.8	1.8	1.8
Diámetro del Espécimen (cm)	7.62	7.62	7.62	7.62
Densidad Natural (g/cm ³)	1.70	1.72	1.60	1.80

ANEXO 6. CURVAS DE EXPANSIÓN LIBRE

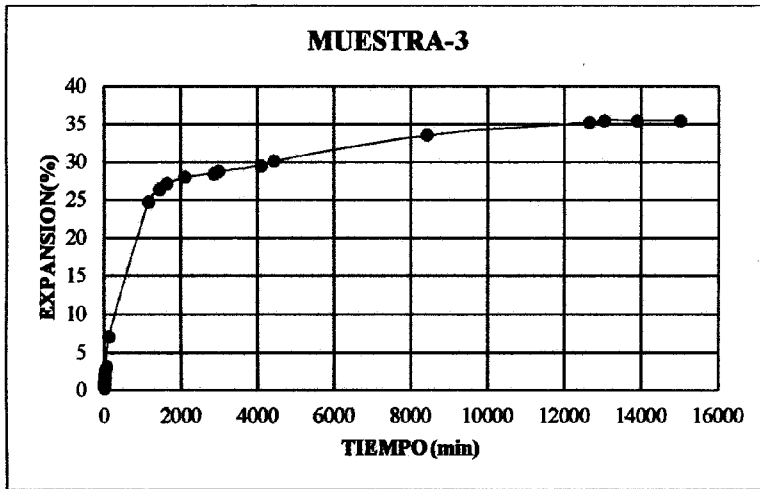
MUESTRA - 1



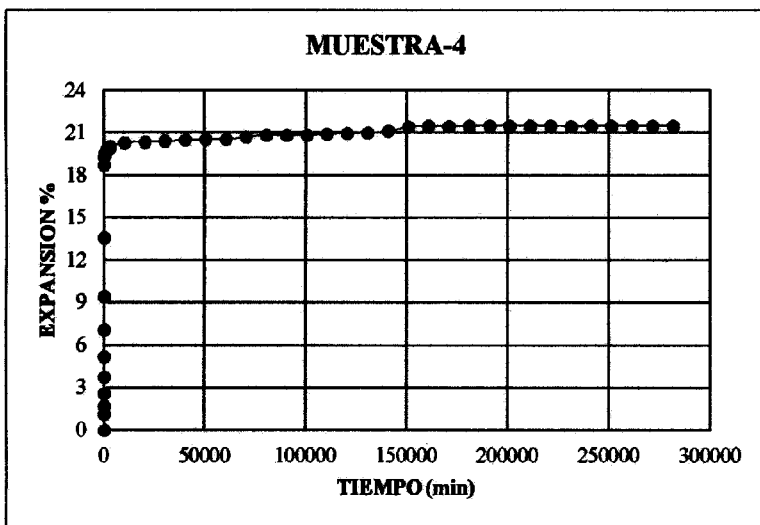
MUESTRA - 2



MUESTRA - 3



MUESTRA - 4



ANEXO 7. RESULTADOS DEL ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL, DEFORMACIÓN ELÁSTICA Y MÓDULO DE ELASTICIDAD

