

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD EN ARCILLAS
NORMALMENTE CONSOLIDADAS MEDIANTE ENSAYOS DE
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL”**

Presentado por:

JOSÉ ROJAS HUAMANÍ

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERÍA AGRÍCOLA**

Lima - Perú

2017

DEDICATORIA

Es mi deseo como sencillo gesto de agradecimiento, dedicarle mi obra de Trabajo de Grado del presente Informe, a Mi hermana Rosemary Rojas Huamaní, por siempre apoyarme en mi carrera profesional, e incluso mucho antes, pues gracias a ella tuve la oportunidad de desarrollarme desde la educación básica inicial hasta llegar a este momento. Hermana gracias por darme una carrera para mi futuro, todo esto te lo debo a ti. Te quiero mucho.

A mis progenitores Francisco Rojas Zanabria y Julia Huamaní Ampuero, por ambos darme la vida, quererme mucho, creer en mí y porque siempre me apoyaron con espíritu alentador, contribuyendo incondicionalmente a lograr las metas y objetivos propuestos.

A mis hermanos, Jaime, Percy, Idelsa Pilar, Dan Emerson y Nadia Pilar, por estar conmigo y apoyarme siempre; y para que tengan en cuenta que todo lo que nos propongamos en la vida lo podemos lograr si trabajamos fuerte y continuamente, sigan adelante, los quiero mucho y gracias por ser mis hermanos.

A los docentes que me han acompañado durante el largo camino, brindándome siempre su orientación con profesionalismo ético en la adquisición de conocimientos y afianzando mi formación como estudiante universitario.

Dedico este trabajo de igual manera a mi patrocinador quien me ha orientado en todo momento en la realización de este proyecto que enmarca el último escalón hacia un futuro en donde sea partícipe en el mejoramiento del proceso de enseñanza y aprendizaje.

AGRADECIMIENTO

A:

Dios, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

Nuestra casa de estudios por haberme dado la oportunidad de ingresar al sistema de Educación Superior y cumplir este gran sueño; y por permitir mi formación como profesional, como persona y como ciudadano.

Todas las personas, amigos y a quienes he conocido en todo este tiempo y han estado conmigo brindándome su ayuda, su motivación, su atención y lo más importante su amistad, que de una u otra forma han colocado un granito de arena para el logro de este Trabajo de Grado, agradezco de forma sincera su valiosa colaboración.

ÍNDICE GENERAL

Resumen

I. Introducción	1
II. Objetivos	
2.1 Objetivo general	4
2.2 Objetivo específico	4
III. Revisión Bibliográfica	
3.1 Naturaleza general de las arcillas	5
3.1.1 Minerales arcillosos	5
3.1.2 Grupos de arcillas	7
A. Grupo de las Caolinitas	7
B. Grupo de las Illitas	8
C. Grupo de las Montmorillonitas	9
3.1.3 Propiedades físico químicas de las arcillas	10
3.1.3.1 Intercambio catiónico	10
3.1.3.2 Relación de las partículas cristalinas y el agua	11
3.2 Plasticidad	13
3.2.1 Definición	13
3.2.2 Límites de plasticidad	13
A. Límite líquido	14
B. Límite plástico	14
C. Límite de contracción	15
3.2.3 Carta de plasticidad	16

3.3 Arcillas no expansivas o de baja plasticidad	18
3.4 Densidad	
3.4.1 Densidad aparente	19
3.4.2 Densidad real	19
3.5 Consolidación	20
3.5.1 Procesos de consolidación	22
3.5.2 Suelos normalmente consolidados y preconsolidado	23
3.5.3 Curvas de consolidación	24
3.5.4 Relación entre esfuerzo y relación de vacíos	26
3.5.5 Ensayo de consolidación unidimensional en laboratorio	27
3.5.6 Comportamiento de carga y descarga	29
3.6 Deformaciones en el suelo	30
3.6.1 Deformación elástica	30
3.6.2 Modelos elastoplásticos	32
A. Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi	33
B. Método elastoplástico de Saint Venant	34
C. Rebote elastoplástico	35
3.7 Módulo de elasticidad	36
A. Módulo de la tangente	37
B. Módulo de la secante	37

IV. Materiales y Metodología	
4.1 Materiales y equipo	40
4.2 Metodología	40
4.2.1 Elección del número de muestras	40
4.2.2 Caracterización de la muestra de arcilla	41
A. Análisis granulométrico – Método del hidrómetro	41
B. Ensayo de límites de consistencia	42
C. Ensayo de límite de contracción	42
D. Ensayo de peso específico	42
E. Ensayo de consolidación	43
V. Resultados y análisis	
5.1 Caracterización de la muestra	47
5.2 Ensayo de consolidación	48
5.2.1 Determinación de la deformación elástica	49
5.2.2 Determinación del módulo de elasticidad	51
5.2.3 Investigaciones sobre el parámetro de módulo de elasticidad	54
VI. Conclusiones	57
VII. Recomendaciones	58
VIII. Revisión bibliográfica	59
IX. Anexos	61

LISTA DE CUADROS

Cuadro 3.1: Límites de tamaño de suelos	7
Cuadro 3.2: Valores típicos de límite líquido y plástico para algunos minerales y suelos arcillosos	18
Cuadro 3.3: Cambio de volumen en función de su composición mineralógica	18
Cuadro 3.4: Datos para estimar el cambio volumétrico probable en materiales expansivos	19
Cuadro 3.5: Valores orientativos de humedad relativa y densidad seca de distintos suelos	20
Cuadro 3.6: Parámetros elásticos de varios suelos	38
Cuadro 3.7: Valores elásticos en diferentes materiales	38
Cuadro 3.8: Valores de módulo de elasticidad determinados en ensayos de compresión simple	39
Cuadro 5.1: Lugar de procedencia de las muestras	47
Cuadro 5.2: Resultados del análisis de granulometría (Hidrómetro)	47
Cuadro 5.3: Resultados del análisis de plasticidad, límite de contracción y gravedad específica	48
Cuadro 5.4: Valores iniciales de la saturación y relación de vacíos	48
Cuadro 5.5: Valores corregidos de H_v y e_0 cuando $S=1$	49
Cuadro 5.6: Valores de deformación plástica y elástica	51

Cuadro 5.7: Valores del módulo de elasticidad	52
Cuadro 5.8: Valores de la densidad húmeda y la densidad seca en las muestras	53
Cuadro 5.9: Resultados de la deformación elástica y módulo de elasticidad	55
Cuadro 5.10: Resultados del módulo de elasticidad en la muestra M-1	55
Cuadro 5.11: Resultados del módulo de elasticidad en la muestra M-4	55

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Tetraedro de sílice (a) y lámina de sílice (b)	6
Figura 3.2: Octaedro de alúmina (óxido de aluminio) (c) y lámina octaédrica (gibbsite) (d)	6
Figura 3.3: Estructuras básicas y radios iónicos	8
Figura 3.4: Estructuras de la Illita	8
Figura 3.5: Grupo de la montmorillonita (puede tener bucina)	9
Figura 3.6: Estructuras de (a) caolinita; (b) illita; (c) montmorillonita	10
Figura 3.7: Capa doble difusa	11
Figura 3.8: Formación de la doble capa en torno a un cristal sumergido en agua ...	12
Figura 3.9: Límites de Atterberg	14
Figura 3.10: Relación entre el índice de plasticidad y la fracción arcillosa. Los números entre paréntesis señalan la “actividad” de las arcillas (según Skempton, 1933)	15
Figura 3.11: Definición de límite de contracción	16
Figura 3.12: Carta de plasticidad	17
Figura 3.13: Variación del volumen durante la consolidación. Volumen vs Carga y Volumen vs Tiempo	21
Figura 3.14: Procesos de consolidación	22

Figura 3.15. Gráfico “e” versus $\log \sigma'$, que muestra las ramas de carga, descarga y recarga	24
Figura 3.16: Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).	25
Figura 3.17: Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles. (a) Representación aritmética, (b) Representación semilogarítmica	26
Figura 3.18: Consolidómetro	28
Figura 3.19: Grafica tiempo-deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga	28
Figura 3.20: Curva de recarga	29
Figura 3.21: Curva de deformaciones en el suelo	30
Figura 3.22: Ley de Hooke	31
Figura 3.23: Modelos de plasticidad perfecta	32
Figura 3.24: Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la comprensión de la consolidación de suelos finos	33
Figura 3.25: Esquema del modelo reológico de St. Venant	34
Figura 3.26: Esquema del comportamiento del modelo reológico de St. Venant	35
Figura 3.27: Curvas típicas cualitativas de esfuerzo deformación para materiales ...	36
Figura 4.1: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga) M-1	44
Figura 4.2: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga) M-2	44
Figura 4.3: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga) M-3	45
Figura 4.4: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga) M-4	45

Figura 4.5: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga) M-546
Figura 5.1: Deformación elástica y módulo de elasticidad49
Figura 5.2: Ciclos de carga y descarga para de 1 kg/cm ² , 2 kg/cm ² y 4kg/cm ²50
Figura 5.3: Comparación del módulo de elasticidad en todas las muestras54

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1

Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 1	61
Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 2	63
Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 3	65
Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 4	67
Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 5	69

Anexo 2: Resumen de la caracterización de las muestras	71
---	----

Anexo 3: Ensayo de consolidación	71
---	----

3.1 Resultados del ensayo de consolidación – Deformación elástica y plástica	71
--	----

a. Muestra – 1	71
b. Muestra – 2	73
c. Muestra – 3	74
d. Muestra – 4	76
e. Muestra – 5	77

3.2 Resultados del ensayo de consolidación – Modulo de elasticidad	79
---	----

Anexo 4: Resultados de la densidad seca de las muestras	80
--	----

Anexo 5: Álbum fotográfico	81
5.1: Frascos volumétricos donde se realizarán el ensayo de gravedad específica	81
5.2: Mezcla de la muestra con el agua destilada en reposo después de 24 hrs.	81
5.3: Lectura de temperatura de la mezcla pasada las 24 hrs.	82
5.4: Muestra en reposo después de ser mezclada con 125ml de solución al 4% de NaPO_3 para el ensayo del hidrómetro.	82
5.5: Hidrómetro sumergido en el cilindro de cimentación (probeta) para su posterior lectura.	83
5.6: Expansión de las muestras en el ensayo de límite de contracción.	83
5.7: Equipo de consolidación.	84
5.8: Extensómetro indicando la lectura de la deformación de la muestra producto de cargas puntuales.	84

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo determinar la deformación elástica y el módulo de elasticidad en arcillas normalmente consolidadas cuando sobre ellas se le ejerce una carga puntual específica. Para poder calcular el módulo de elasticidad se realizaron ensayos de consolidación unidimensional en el laboratorio, siguiendo la Norma Técnica Peruana NTP – 339.154, para lo cual se saturó el suelo con un contenido de humedad igual al límite líquido. Por razones prácticas el ensayo se inició con una sobrecarga de 0.1 kg/cm^2 , y así progresivamente incrementando cargas hasta 4 kg/cm^2 . En las cargas de 1 kg/cm^2 , 2 kg/cm^2 y 4 kg/cm^2 , se realizaron ciclos de carga y descarga hasta obtener una línea de histéresis. A partir de la línea de histéresis se hace un artificio en la que ésta se traslada hacia el origen de la curva de carga y descarga, y con ello se hace una proyección vertical hacia la línea relación de vacíos inicial (e_0). El módulo de elasticidad se obtiene de la tangente del ángulo formado por la línea de histéresis, cuando se traslada al origen de carga y descarga, y la línea de relación de vacíos (e_0). Actualmente se tiene en la bibliografía valores del Módulo de Elasticidad con rangos muy amplios, lo cual no brinda mucha información acerca de las propiedades físicas del suelo, por ello esta investigación trata de reducir dichos rangos para que en la práctica al analizar una arcilla se pueda identificar sus características de manera rápida y sencilla.

SUMMARY

The present investigation takes as a target to determine the elastic deformation and the elasticity module in clays normally consolidated when on them a specific punctual load is exercised. In order to be able to calculate the modulus of elasticity tests of unidimensional consolidation were made in the laboratory, following the Peruvian Technical Norm NTP - 339,154, for which the ground with a content of equal humidity to the liquid limit was saturated. For practical reasons the essay began with an overload of $0,1 \text{ kg/cm}^2$, and thus progressively increasing charges up to 4 kg/cm^2 . In the loads of 1 kg/cm^2 , 2 kg/cm^2 and 4 kg/cm^2 , were made cycles of load and unloading until obtaining a line of hysteresis. As of on the hysteresis line it does a artifice to itself in that this one moves towards the origin of the curve of load and discharges, and with this does a vertical projection towards the line relation of empty initial. The module of elasticity is obtained from the tangent of the angle formed by the line of hysteresis, when it is moved to the origin of load and unloading, and the line of relation of emptinesses (e_0). At present it has in the bibliography value of the Module of Elasticity with ranks very wide, which does not offer a lot of information about the physical properties of the soil, thus this investigation treats to reduce said ranks so that in the practice when analysing a clay can identify his characteristics of fast and simple way.

I. INTRODUCCIÓN

Los suelos sufren deformación cuando están expuestos a un cambio en sus condiciones de esfuerzo debido a la acción de alguna fuerza externa, como producida por una cimentación. Cuando un suelo cambia de volumen, se produce un fenómeno llamado consolidación que especialmente sucede en suelos finos cohesivos. Este proceso se caracteriza por ser lento y asintótico, esto último se refiere a que en un comienzo es rápido pero posteriormente con un desarrollo lento, debido a que se busca el equilibrio del suelo (Gomes y Silva, 2013).

Las arcillas normalmente consolidadas son aquellas que tienen plasticidad media o baja por lo tanto su límite líquido es menor de 50%, esta propiedad hace que no sean expansivas.

Cuando estos suelos son consolidados debido a la acción de sobrecargas, se deforman con un comportamiento elastoplástico, lo que significa que en el suelo la deformación total “ ϵ ” es igual a una deformación elástica “ ϵ_e ” más una deformación plástica “ ϵ_p ”.

La deformación elástica “ ϵ_e ” es muy pequeña, pero en la práctica necesaria, ya que con ella se puede obtener el “Módulo de Elasticidad”, parámetro elástico que permite calcular el asentamiento inmediato.

En la presente investigación se analizó el comportamiento esfuerzo-deformación de 5 arcillas normalmente consolidadas mediante ensayos de consolidación para sobrecargas de 0.1 kg/cm², 0.5 kg/cm², 1.0 kg/cm², 2.0 kg/cm² y 4.0 kg/cm²; en los resultados obtenidos se tiene directamente el valor de la deformación total para cada sobrecarga.

Para justificar la existencia y la magnitud de la deformación elástica se plantearon los siguientes conceptos:

La teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi que dice que en un medio semi infinito de espesor limitado, la deformación que se produce es unidimensional y en estas condiciones el flujo del agua es vertical y las deformaciones también son verticales.

El modelo elastoplástico de Saint Venant que menciona que todo suelo tiene una deformación elastoplástica y en este modelo incluye el resorte Hookeano que implica una relación lineal o elástica entre esfuerzo - deformación y una unidad de Coulomb que corresponde a una deformación plástica.

El rebote elástico que se define como una reacción generada por las partículas de un suelo indeformable cuando se aplica sobre él una carga y luego es retirada. Es importante resaltar que la deformación de un suelo se debe exclusivamente a la reducción de los espacios vacíos, sin embargo el rebote elástico se debe a una deformación de las partículas minerales, la cual tiene un comportamiento elástico.

Considerando estos conceptos se ejecutaron ensayos de consolidación, de las cuales en la curva de descarga se efectuarán ciclos repetitivos de carga y descarga hasta conseguir que las histéresis obtenidas se acerquen a una recta, la cual representa el comportamiento elástico del suelo; y con ello será posible obtener el módulo de elasticidad.

En la curva de consolidación la recta horizontal que tiene deformación unitaria cero es tangente a la curva de consolidación en el origen. Se traza una recta vertical por la sobrecarga aplicada hasta cortar la tangente, luego la recta obtenida en los ciclos de carga y descarga del ensayo es llevada al origen y su prolongación corta la recta vertical en un punto; la distancia entre este punto y la tangente es la deformación elástica con la cual permite calcular el módulo de elasticidad mediante la relación:

$$\sigma = E * \varepsilon_e \quad \rightarrow \quad E = \frac{\sigma}{\varepsilon_e}$$

Donde:

σ = sobrecarga aplicada

ε_e = deformación elástica

E = módulo de elasticidad

El procedimiento se aplicó en las curvas de consolidación de todos los suelos investigados para todas las sobrecargas aplicadas con la finalidad de obtener curvas para cada suelo y como éstas relacionan la densidad del suelo generado por cada sobrecarga versus el módulo de elasticidad calculado.

II. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

- Determinar la “Deformación elástica” y el “Módulo de Elasticidad” en arcillas normalmente consolidadas mediante ensayos de consolidación unidimensional.

2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

- Obtener familias de curvas para arcillas que tengan la misma gravedad específica de sólidos y la misma plasticidad.

III. REVISIÓN DE LITERATURA

3.1 Naturaleza general de las arcillas

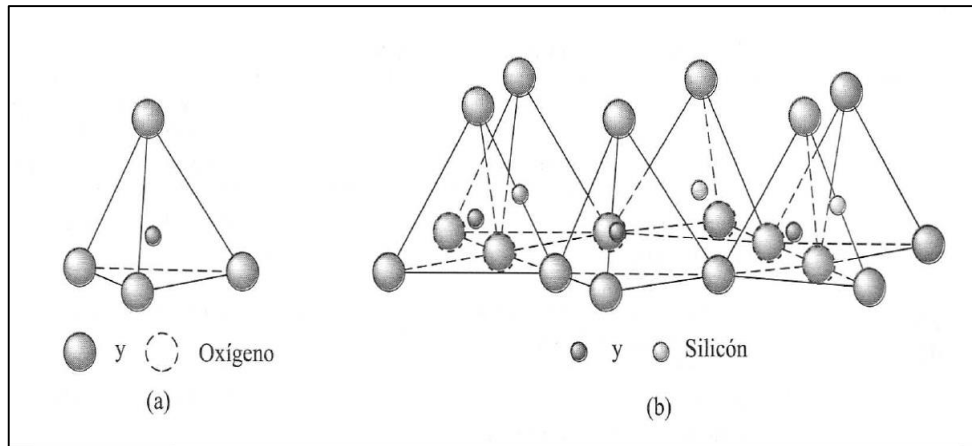
Las arcillas son materiales geotécnicamente problemáticos debido a que su comportamiento está en función de su composición mineralógica y de las condiciones geoquímicas y ambientales del medio. Dichos factores con frecuencia sufren alteraciones, por ejemplo si se modifica la composición química del agua, puede dar lugar a reacciones dentro de la estructura mineral y por ende variarían las propiedades geotécnicas del suelo.

La composición mineralógica de las arcillas es el factor que mayor influencia ejerce sobre las propiedades geotécnicas, como la plasticidad, resistencia, compresibilidad, cambio de volumen, etc.

3.1.1 Minerales Arcillosos

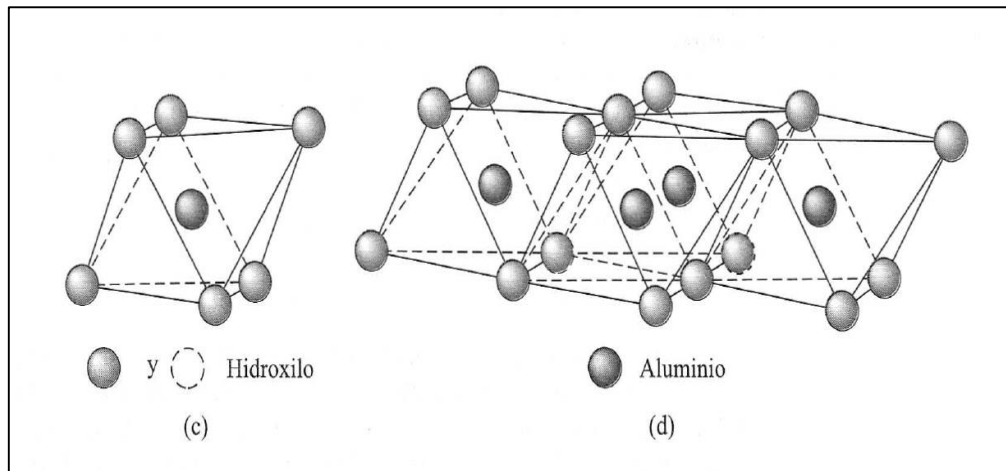
Los minerales arcillosos son complejos silicatos de aluminio compuestos de una o dos unidades básicas: 1) tetraedro de sílice y 2) octaedro de alúmina y cuyas partículas sólidas presentan diámetro inferior a los limos (0.002 mm). La combinación de unidades de tetraedros de sílice da una lámina de sílice (figura 3.1) y la combinación de las unidades octaédricas de hidroxilos de aluminio dan una lámina octaédrica (figura 3.2).

Figura 3.1: Tetraedro de sílice (a) y lámina de sílice (b).



(Braja M. Das, 2001)

Figura 3.2: Octaedro de alúmina (óxido de aluminio) (c) y lámina octaédrica (gibbsite) (d).



(Braja M. Das, 2001)

Se trata de partículas tamaño gel en la que fué necesario que haya habido transformaciones químicas para llegar a esos tamaños y cuya masa tienen la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente cristalina y complicada, y sus átomos están dispuestos en forma laminar.

Cuadro 3.1: Límites de tamaño de suelos.

Nombre de la organización	Limos	Arcillas
Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT)	0.06 a 0.002	< 0.002
Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)	0.05 a 0.002	< 0.002
Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	0.075 a 0.002	< 0.002
Sistema unificado de clasificación de suelos (U.S. Army Corps of Engineers; U.S. Bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials)	Finos (es decir, limos y arcillas) < 0.075	

(Braja M. Das, 2001)

3.1.2 Grupos de arcilla

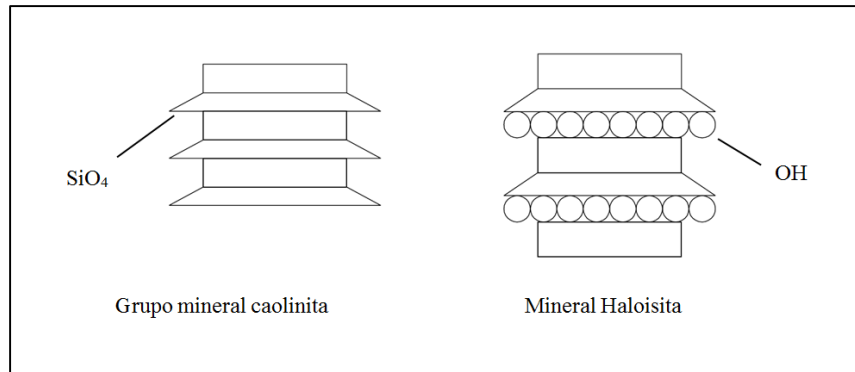
Son grupos minerales definidos, como caolinita, illita y montmorillonita, donde participan estructuras octaédricas y tetraédricas. La arcilla, como el humus, posee propiedades coloidales.

A. Grupo de las Caolinitas

Principal grupo de arcillas que presenta baja capacidad de intercambio, 10 – 12 me (miliequivalentes) cada 100 gr, y con dos capas de cationes, las llamadas arcillas 1:1 (capa tetraédrica más capa octaédrica de alúmina hidratada).

El arreglo, que se repite indefinidamente da una carga eléctrica neutra del mineral caolinita, cuya estructura no es expansiva, por no admitir agua en sus retículos. Estas arcillas son moderadamente plásticas, de mayor permeabilidad y mayor fricción interna. Del grupo son: haloisita, caolinita (por definición), endellita, dickita, alofano, nacrita y anauxita. La haloisita, aunque tiene la misma fórmula del caolín, contiene moléculas extra dentro de su estructura como se muestra en la figura 3.3.

Figura 3.3: Estructuras básicas y radios iónicos

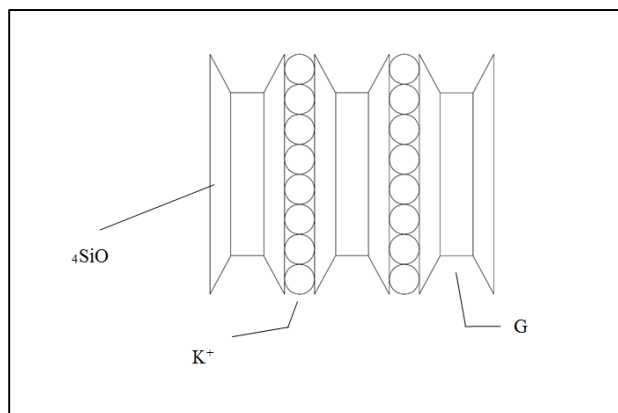


(Gonzalo Duque y Carlos Escobar, 2002)

B. Grupo de las Iilitas

Es una arcilla 2:1, cuya capacidad de intercambio es de unos 40 me/100gr, lo que las hace algo expansivas. Las láminas de alúmina están entre dos láminas de SiO_4 , y estas se ligan por iones de potasio, que le dan cierta estabilidad al conjunto. La actividad de la ilita es 0,9, de la caolinita es de 0,38. El coeficiente de fricción interno y la permeabilidad son menores que en la caolinita y mayores que en la montmorillonita. Presenta mucha similitud con las *micas*, pues presentan plasticidad media, lo que hace que no se deforme al entrar en contacto con el agua.

Figura 3.4: Estructuras de la Iilita



(Gonzalo Duque y Carlos Escobar, 2002)

C. Grupo de las Montmorillonitas

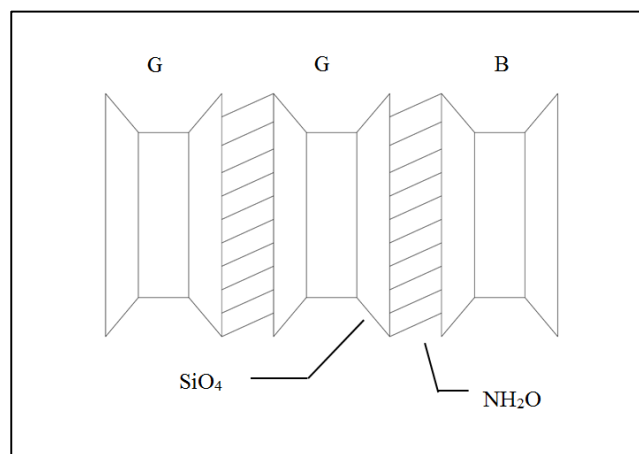
Arcilla 2:1, presenta dos capas tetraédricas ocupadas por Si^{+4} y una octaédrica ocupada por Al^{+3} y cuya capacidad de intercambio es de unos 120 me/100gr, lo que las hace muy expansivas. Entre las dos láminas de sílice se encuentra una brucita o una gibsita, y este arreglo se repite indefinidamente. La unión entre minerales individuales es débil, por lo cual el agua se inserta, introduciendo n moléculas para producir el hinchamiento del suelo.

Además de ser expansiva, la montmorillonita es muy plástica y se contrae al secarse, mejorando su resistencia y haciéndose impermeable. La actividad de la montmorillonita es de 7,2. Entre las montmorillonitas tenemos: La montmorillonita (por definición), hectorita, saponita, beidellita, sauconita, talco, porfilita y nontronita.

-Bentonitas: Suelos montmorilloníticos altamente plásticos y altamente expansivos, de grano tan fino que al tacto es jabonoso (sí es húmedo). Se utilizan para sellar fugas en depósitos y canales.

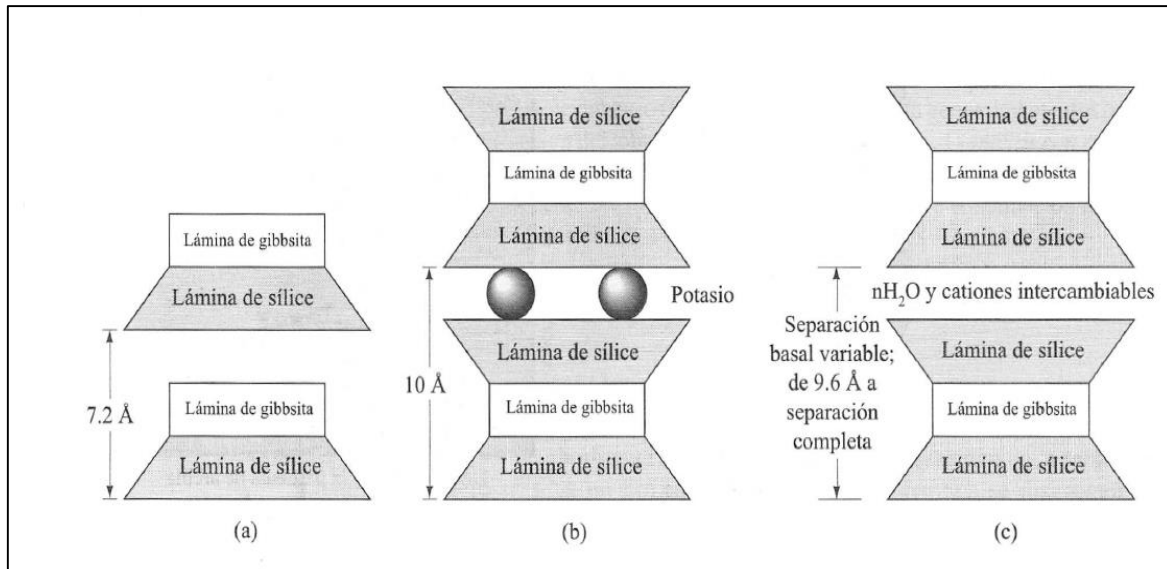
-Vermiculita, clorita, sericita, etc., son otros minerales arcillosos no clasificados en los anteriores tres grupos.

Figura 3.5: Grupo de la montmorillonita (puede tener bucita)



(Gonzalo Duque y Carlos Escobar, 2002)

Figura 3.6: Estructuras de (a) caolinita; (b) ilita; (c) montmorillonita



(Braja M. Das, 2001)

3.1.3 Propiedades físico-químicas de las arcillas

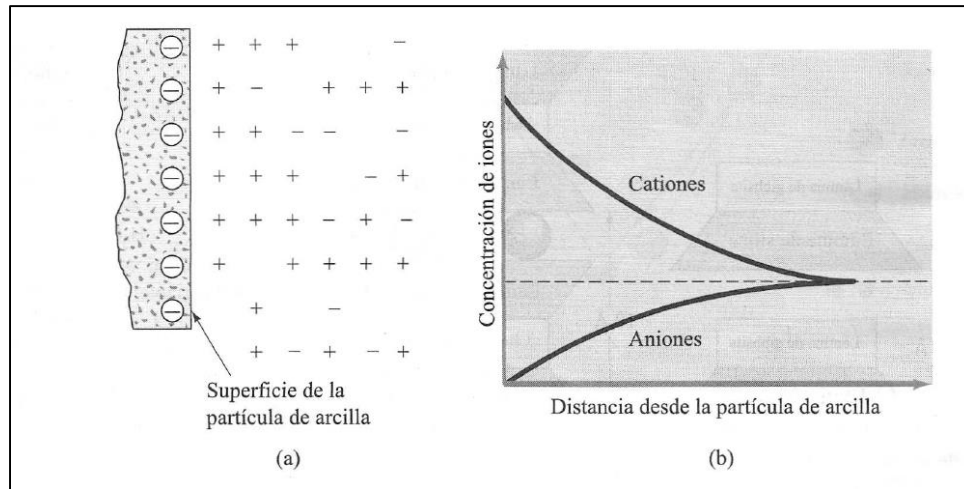
Las arcillas tienen una capacidad de intercambio iónico grande. Otros iones diferentes pueden completar las capas y unir las, y también, las cargas eléctricas libres pueden ser equilibradas por iones intercambiables.

3.1.3.1 Intercambio Catiónico

Las partículas de arcilla llevan una carga neta negativa sobre la superficie, resultado de una sustitución isomorfa y de una ruptura en la continuidad de la estructura en sus bordes. Cargas negativas mayores se derivan de superficies específicas mayores. Algunos lugares cargados positivamente ocurren también en los bordes de las partículas.

En arcilla seca, la carga negativa es balanceada por cationes intercambiables, como Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ y K^+ , que rodean a las partículas mantenidas juntas por atracción electrostática. Cuando se agrega agua a la arcilla, esos cationes y un pequeño número de aniones flotan alrededor de las partículas de arcilla. A esto se le llama *capa difusa doble* (figura 3.7a.). La concentración de cationes decrece con la distancia desde la superficie de la partícula (figura 3.7b).

Figura 3.7: Capa doble difusa



(Braja M. Das, 2001)

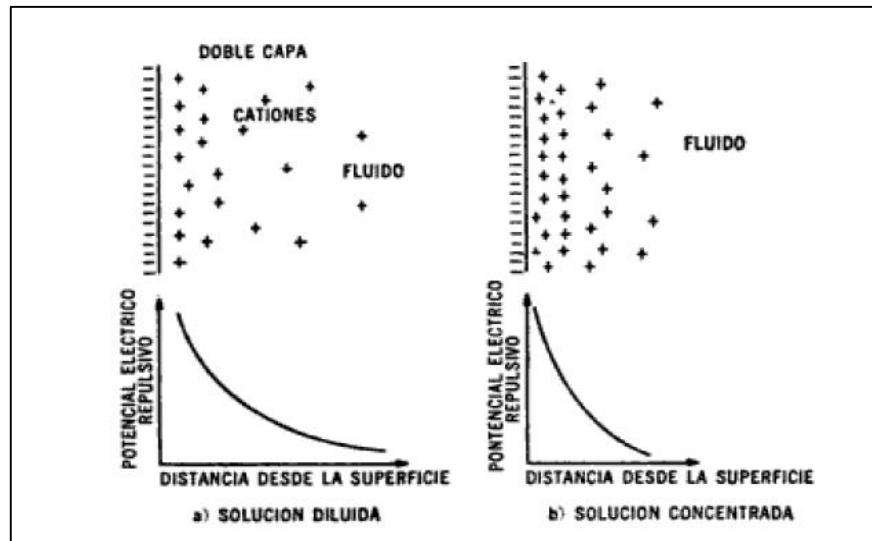
3.1.3.2 Relación de las partículas cristalinas y el agua

Cuando una partícula cristalina de arcilla queda rodeada de agua, los átomos de oxígeno del cristal quedan en la superficie de éstos, como consecuencia de su constitución interna. Si el cristal se considerase como un ente ideal sería eléctricamente neutro, con todas sus cargas eléctricas positivas balanceadas. Aunque la realidad es otra y en los vértices y aristas de los cristales se rompe de hecho la continuidad de la estructura, por lo que verdaderamente se tiene, por lo menos en estas zonas, cargas desbalanceadas, es una hipótesis razonable y muy simplificada en un análisis elemental el considerar que el cristal en conjunto es neutro.

Las cargas negativas de los átomos de oxígeno en consecuencia, crean en la superficie del cristal real, un campo eléctrico hacia el exterior, con lo cual las moléculas de agua vecina se ionizan, de manera que los iones de hidrógeno positivos resultan captados por el cristal, así como también lo hacen los cationes que pudiera haber en disolución en el agua.

La atracción eléctrica del cristal disminuye rápidamente con la distancia, de manera que la concentración de cationes en la atmósfera del cristal disminuye también. Puesto que el agua que rodea al cristal es por lo menos en principio, eléctricamente neutra, la concentración de iones positivos cerca del cristal debe estar balanceada por un número igual de iones negativos moviéndose libremente en el fluido. La distribución de cationes cerca de la superficie de cristal aparece dibujada en la figura 3.8.

Figura 3.8: Formación de la doble capa en torno a un cristal sumergido en agua.



(Juárez Badillo, 2005)

En la parte b) de la figura 3.8, se muestra esquemáticamente la forma de la doble capa en el caso que al agua se le añadiese un electrolito; el aumento de iones libres reduce la tendencia de tales iones a difundirse en el fluido y tiene el efecto final de reducir el espesor de la atmósfera de adsorción. El espesor de dicha atmósfera se ha estimado en 0.1 a 1 micrones en soluciones muy diluidas. Se admite que el espesor de la doble capa varía inversamente con la raíz cuadrada de la concentración de cationes en la solución y es inversamente proporcional a la valencia de dichos cationes.

Fuente: Juárez Badillo, 2005

3.2 Plasticidad

3.2.1 Definición

La granulometría proporciona una primera aproximación a la identificación del suelo, pero a veces queda poco claro (arena limo-arcillosa, por ejemplo), por lo que se utilizan unos índices derivados de la agronomía, que definen la consistencia del suelo en función del **contenido de agua**, a través de la determinación de la humedad.

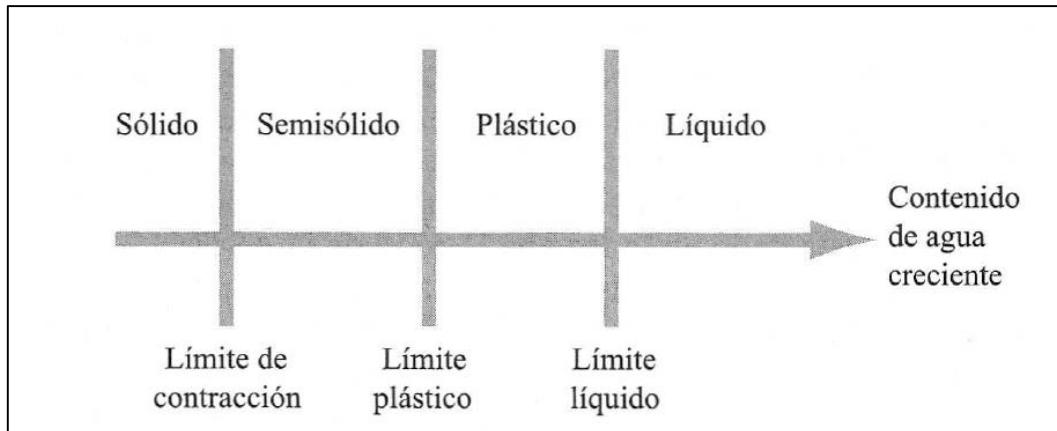
Existen suelos que al ser remoldeados, cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica, que desde épocas antiguas se ha denominado *Plástica*. La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. (Crespo Villalaz, 2004).

3.2.2 Límites de plasticidad

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales uno solo, el debido a Atterberg hizo, en primer lugar, ver que la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida.

En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente, la utilización de parámetros en lugar de uno solo. Por lo tanto, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos, denominados sólido, semisólido, plástico y líquido, como se muestra en la figura 3.9.

Figura 3.9: Límites de Atterberg



(Braja M. Das, 2001)

A. Límite líquido

El límite líquido (L.L.) se define como el contenido de humedad expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia de estado líquido al plástico. De acuerdo con la definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm^2 . La cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula.

B. Límite plástico

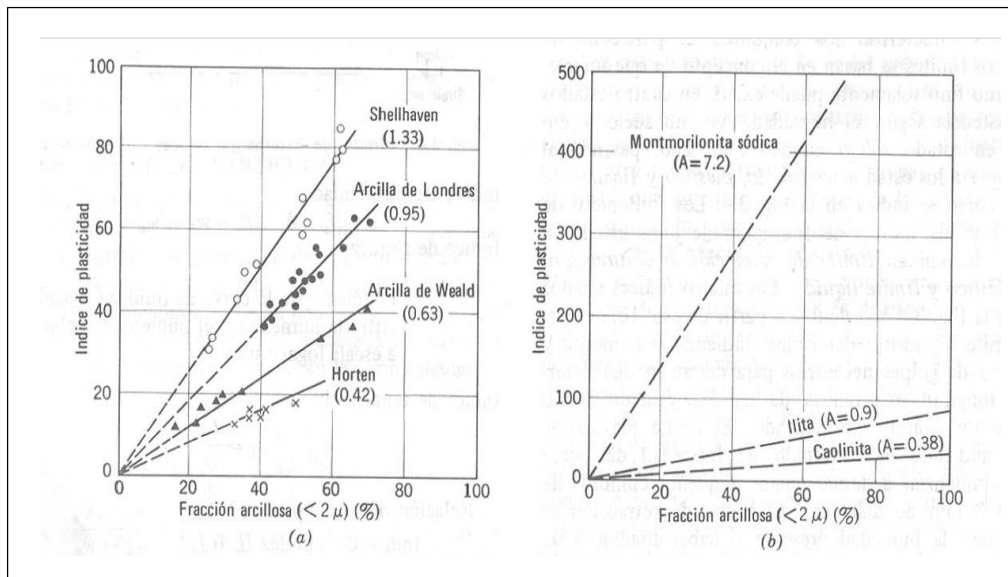
El límite plástico (P.L.) se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para la cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. Se determina amasando suelo seco con poco agua y formando elipsoides, arrollándolos con la palma de la mano sobre una superficie lisa, hasta llegar a unos 3mm y una longitud de 25-30 mm. Si, en ese momento, los elipsoides se cuarteán en fracciones de unos 6 mm, su humedad es la del límite plástico (que se determina secando en estufa varios elipsoides en análogas condiciones). Si no se cuarteán se vuelven a formar elipsoides para que pierdan humedad y lleguen a cuartearse.

El **Índice de plasticidad (PI)** es la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como lo definen los ensayos.

$$PI = LL - PL$$

.....(ecuación 1)

Figura 3.10: Relación entre el índice de plasticidad y la fracción arcillosa. Los números entre paréntesis señalan la “actividad” de las arcillas (según Skempton, 1933).



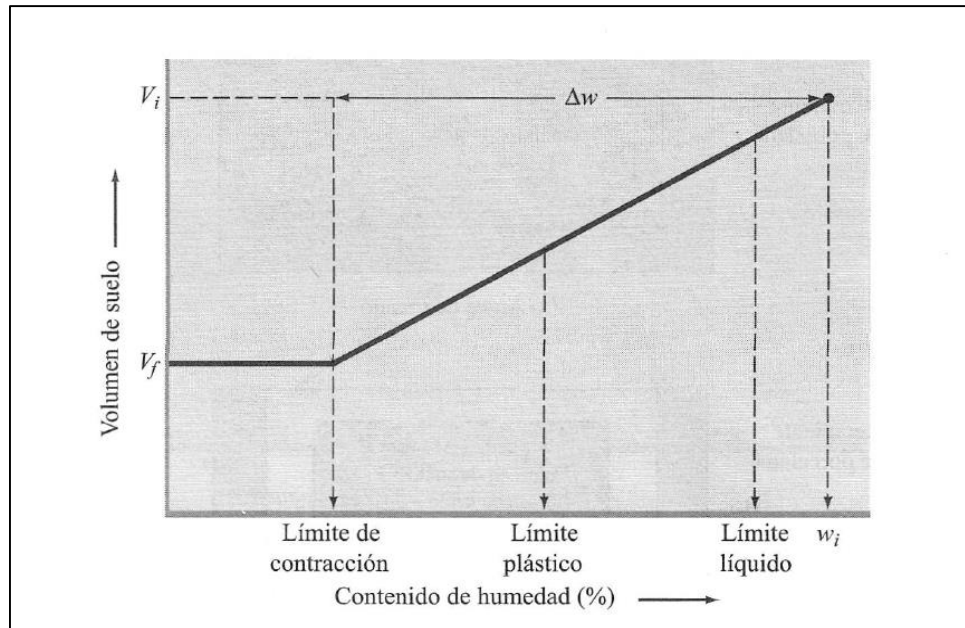
(William Lambe y Robert Whitman, 1976)

C. Límite de contracción

El límite de contracción (L.C) de un suelo se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo. La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (I.C) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida.

Fuente: Crespo Villalaz, 2004.

Figura 3.11: Definición de límite de contracción



(Braja M. Das, 2001)

3.2.3 Carta de plasticidad

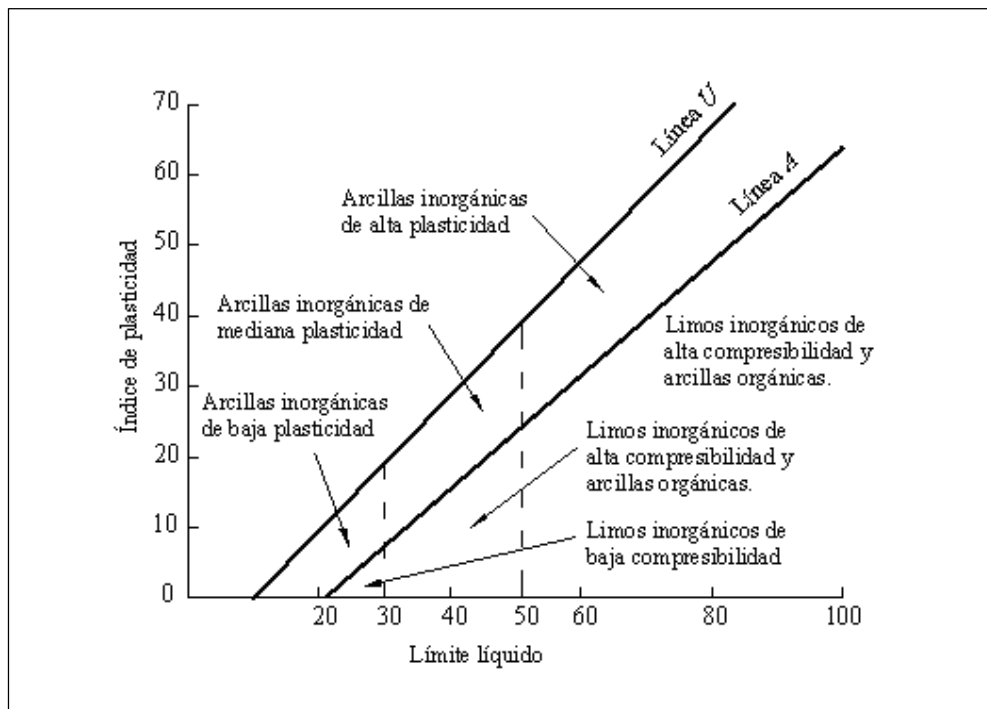
Los límites líquido y plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas son usadas ampliamente por ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo así como para la identificación del mismo. Casagrande (1932) estudió la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido respecto a una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad que se muestra en la figura 3.11. La característica importante de esta carta es la línea A empírica dada por la ecuación $PI = 0.73 (LL - 20)$. La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos.

Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos para las arcillas inorgánicas se encuentra arriba de la línea A y aquellas para limos inorgánicos se hallan debajo de la línea A. Los limos inorgánicos se grafican en la misma región (debajo de la línea A y con el LL variando entre 30 y 50) que los limos inorgánicos de compresibilidad media.

Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (debajo de la línea A y LL mayor que 50).

La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Figura 3.12: Carta de plasticidad



(Braja M. Das, 2001).

Cuadro 3.2: Valores típico de límite líquido y plástico para algunos minerales y suelos arcillosos.

Descripción	Límite líquido	Límite plástico
Caolinita	35 - 100	25 - 35
Illita	50 - 100	30 - 60
Montmorillonita	100 - 800	50 - 100
Arcilla azul de Boston	40	20
Arcilla azul de Chicago	60	20
Arcilla azul de Louisiana	75	25
Arcilla azul de Londres	66	27
Arcilla azul de Cambridge	39	21
Arcilla azul de Montana	52	18
Lodo arcilloso del Mississippi	95	32
Suelos de loess del norte y noroeste de China	25 - 35	15 - 20

(Braja M. Das, 2011).

3.3 Arcillas no expansivas o de baja plasticidad

La expansibilidad de los minerales de arcilla por adsorción de agua se debe a los principalmente a los siguientes factores: adsorción en la superficie de moléculas de agua, hidratación de los cationes de cambio (expansión intracristalina), expansión osmótica, carga interlaminar de las montmorillonitas sódicas y presión en los bordes de las esmectitas magnéticas (saponitas).

Cuadro 3.3: Cambio de volumen en función de su composición mineralógica.

Límite 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			

(Gonzales de Vallejo, 2002)

Cuadro 3.4: 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)

3.4 Densidad

Es una propiedad física de los suelos la cual se refiere al peso por volumen del suelo, y está en relación a la porosidad. Un suelo muy poroso será menos denso.

En el suelo se consideran dos tipos de densidad: densidad aparente y densidad real.

3.4.1 Densidad aparente (da): Es la masa contenida en una unidad de volumen de una muestra de suelo tal y como es, incluyendo el volumen ocupado por los poros. Para determinarla, se divide el peso de un determinado volumen de tierra secada a estufa por ese volumen de suelo, y se expresa el resultado en kg/m³.

3.4.2 Densidad real (dr): Es la densidad de las partículas sólidas del suelo. Se determina dividiendo el peso del suelo secado a estufa por el volumen que ocupan los sólidos.

La densidad húmeda y la densidad seca de los suelos son valores importantes porque ayudan a determinar los esfuerzos al momento de una sobrecarga, los índices de poros, la compactación máxima y la compactación porcentual de los suelos. El valor de la densidad también puede ayudar a evaluar la resistencia y sensibilidad del suelo.

Cuadro 3.5: valores orientativos de humedad relativa y densidad seca de distintos suelos.

Tipo de suelo	Humedad óptima (%)	Densidad seca (kg/m³)
Arcilloso	20 - 30	1450 - 1700
Limo - Arcilloso	15 - 20	1600 - 1850
Areno - Arcilloso	8 - 15	1750 - 2150

(Márquez, 2006)

3.5 Consolidación

Los suelos, al igual que otros materiales usados en la construcción, sufren deformaciones bajo el esfuerzo aplicado sobre ellos. Sin embargo, si se considera que la mayoría de los materiales son elásticos, la relación que existe en los suelos entre esfuerzos y deformaciones es más complicada. Una masa de suelo está compuesta por la fase sólida que forma un esqueleto granular y los vacíos que la misma encierra, los cuales puede estar llenos de gas/aire y otros de líquido/agua.

Las deformaciones que ocurren en el suelo debido a la aplicación de cargas externas son producto de una disminución del volumen total de la masa del suelo y particularmente a una reducción del volumen de vacíos; ya que el volumen de sólidos es constante, dichas deformaciones son producto de una disminución de la relación de vacíos del suelo. En general, a un proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso, provocado por el aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama *proceso de consolidación*. (Juárez Badillo, 2005).

Si los vacíos están llenos de agua (suelo saturado), la disminución de la relación de vacíos solo es posible si el volumen del líquido disminuye, y por lo tanto se produce un flujo de líquido hacia algún estrato permeable. En cambio si el suelo en sus vacíos posee aire y agua (suelo parcialmente saturado) o solo aire, la disminución de la relación de vacíos se produce por una compresión de los gases que posee.

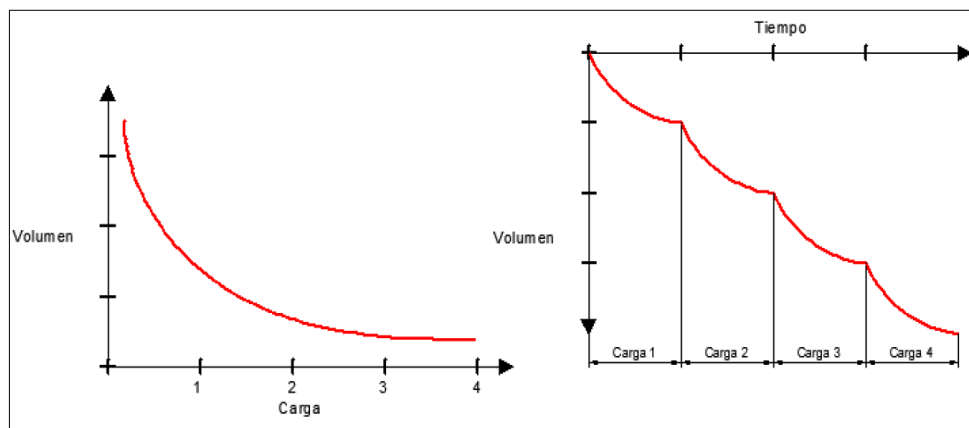
El asentamiento en el suelo originado por cargas se divide en tres amplias categorías:

- *Asentamiento inmediato*, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelo húmedo y saturado sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
- *Asentamiento por consolidación primaria*, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión de agua que ocupa los espacios vacíos.
- *Asentamiento por consolidación secundaria*, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura. Este sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

En los suelos granulares la permeabilidad es alta, lo cual permite un flujo rápido de agua, y se disipa rápidamente el exceso de presión neutra. En consecuencia, el asentamiento se completa, por lo general, al finalizar la aplicación de las cargas.

En los suelos finos arcillosos, la permeabilidad es muy baja, por lo que el flujo de agua es muy lento, y la disipación por exceso de presión neutra es muy lenta. En consecuencia el suelo puede continuar deformándose durante varios años después de finalizada la construcción de la obra que transmite la carga.

Figura 3.13: Variación del volumen durante la consolidación. Volumen vs Carga y Volumen vs Tiempo.



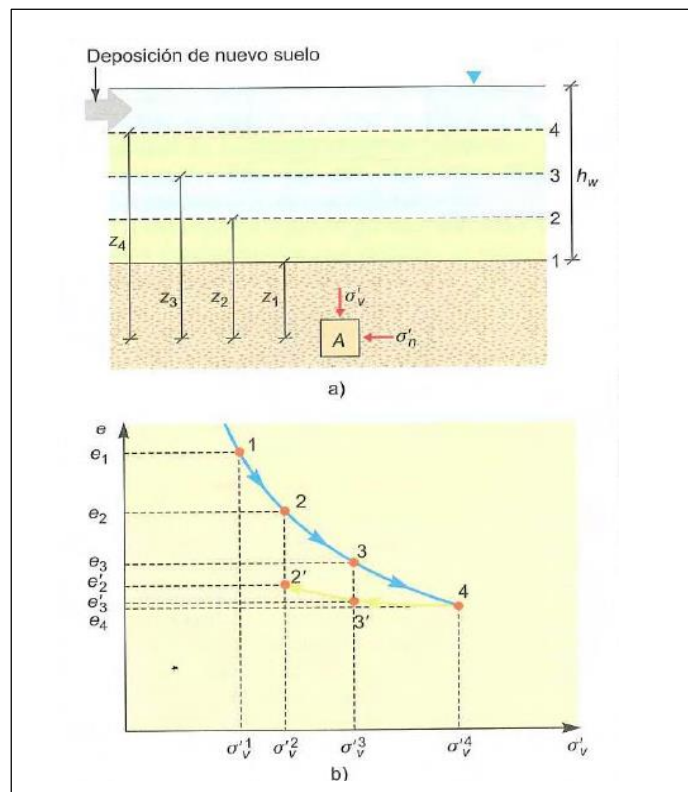
(Escuela de ingeniería Civil, Geología y Geotecnia, 2011)

3.5.1 Procesos de consolidación

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en el lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir solo en dirección vertical; esta es la consolidación unidireccional o unidimensional, en la cual, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Figura 3.14: Procesos de consolidación.



(Gonzales de Vallejo, 2002)

3.5.2 Suelos normalmente consolidados y suelos preconsolidados

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a una cierta presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica. Esta presión efectiva máxima puede ser igual o mayor que 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 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 σ' 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 gráfica e -log σ' para tales casos se muestra en la figura 3.14 en donde cd representa de descarga y dfg representa el proceso de recarga.

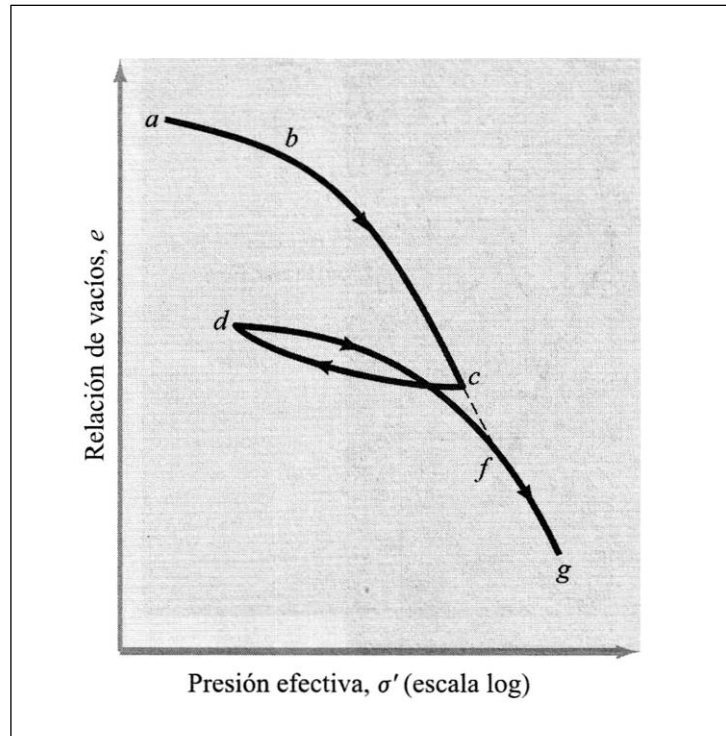
Esto nos conduce a las dos definiciones básicas de la arcilla con base en la historia de su esfuerzo:

-*Normalmente consolidada*: la presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado. Esta arcilla es más compresible.

-*Preconsolidada*: la presión de sobrecarga efectiva presente es menor que la que el suelo experimentó en el pasado. Esta arcilla es más dura. La presión efectiva máxima en el pasado se llama *esfuerzo de preconsolidación*.

Fuente: Braja M. Das, 2001

Figura 3.15. Gráfico “e” versus $\log \sigma'$, que muestra las ramas de carga, descarga y recarga.



(Braja M. Das. 2001)

3.5.3 Curvas de consolidación

En los ensayos de consolidación, para cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, con el fin de conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Esta es la llamada *curva de consolidación* y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado.

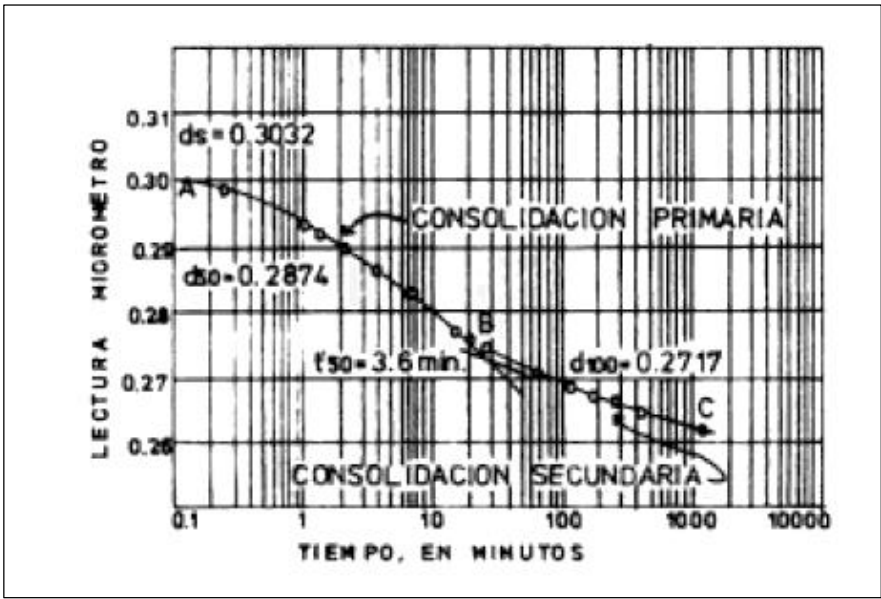
De acuerdo con Terzaghi, la zona *AB* de dicha curva representa el proceso de deformación del suelo gobernado por la expulsión del agua de poros y que él llamó *consolidación primaria*. La zona *BC* corresponde a un proceso de deformación cuyo origen no es del todo conocido aún, pero que se atribuye al reacomodo plástico de las partículas del suelo. Terzaghi llamó a esta parte del fenómeno *consolidación secundaria*. El punto *B* corresponde teóricamente al tiempo en el que la presión del agua de los poros (presión neutra) del espécimen se ha disipado casi completamente; en ese momento se considera que la presión total p aplicada está siendo soportada por las partículas del suelo y se verifica la ecuación:

$$p = p_i$$

.....(ecuación 2)

Siendo p la presión total originada por la carga y p_i la presión intergranular o efectiva soportada por las partículas.

Figura 3.16: Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

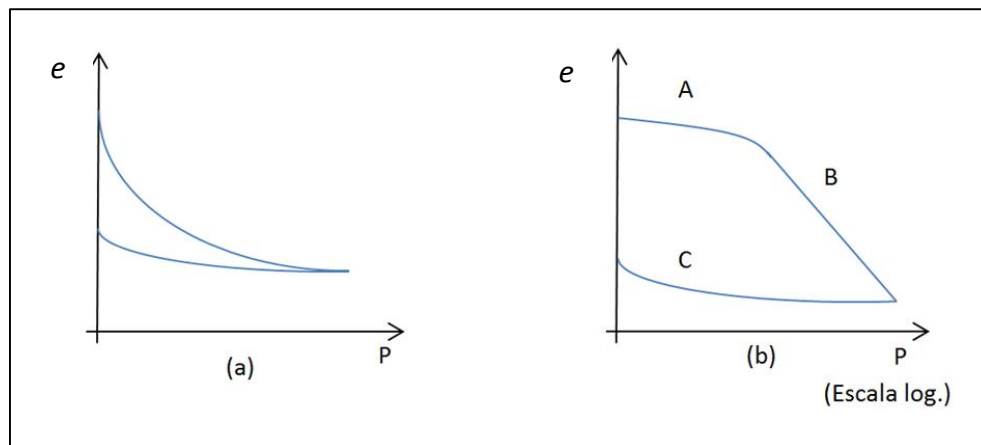


(Crespo Villalaz, 2004).

3.5.4 Relación entre esfuerzo y relación de vacíos

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 tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante entre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir 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 de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura 3.16 se muestra, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Figura 3.17: Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles. (a) Representación aritmética, (b) Representación semilogarítmica.



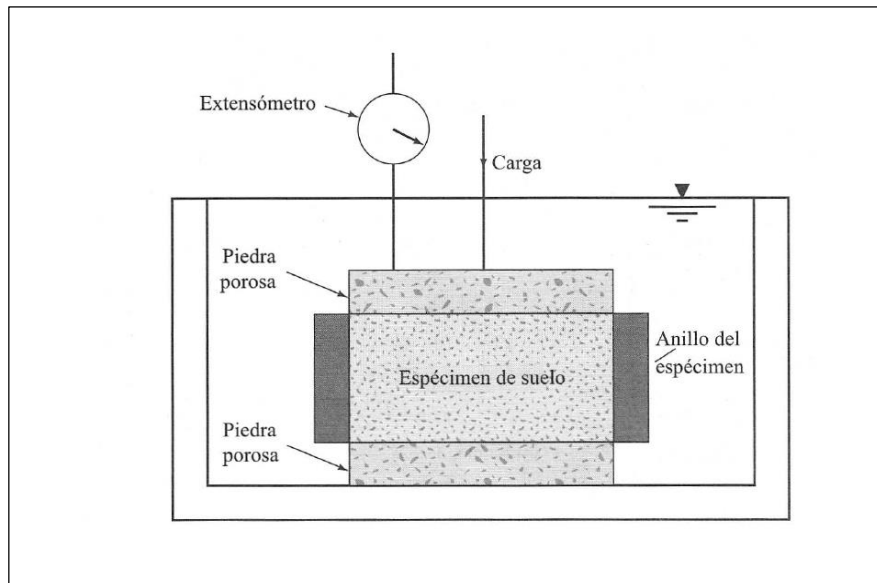
(Juárez Badillo, 2005).

La curva es cóncava hacia arriba, lo cual indica una proporcionalidad decreciente de la compresión con el aumento del esfuerzo.

3.5.5 Ensayo de consolidación unidimensional en laboratorio

En el procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional, uno de los primeros en estudiar este comportamiento fue Terzaghi (1925), debido a la importancia directa que éstas tienen sobre las construcciones. El ensayo se realiza en un consolidómetro (muchas veces llamada odómetro). La muestra a utilizar en el ensayo es cilíndrica. Esta muestra se coloca dentro de un anillo metálico que le impide la deformación transversal de la misma, por lo tanto el cambio de volumen viene dado únicamente por la disminución de la altura de la muestra. Dicho anillo a su vez es colocado entre dos piedras porosas que permiten el drenaje por ambas caras. El anillo con la muestra y las piedras porosas, es colocado en un recipiente con agua, para asegurar que la muestra esté saturada durante la totalidad del ensayo. Luego en contacto con ésta, se coloca un flexímetro que mide la deformación en sentido vertical. 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. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión.

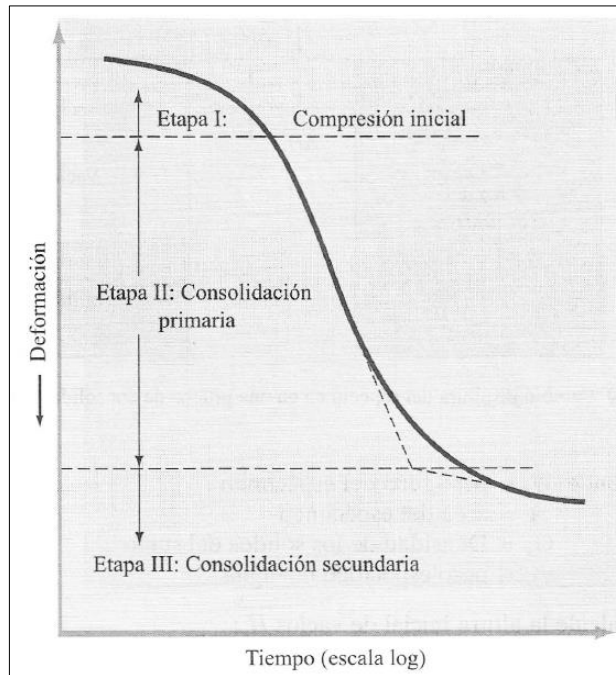
Figura 3.18: Consolidómetro.



(Braja M. Das, 2001)

La forma general de la gráfica de deformación del espécimen versus tiempo para un incremento dado de carga se muestra debajo a continuación, en la gráfica se observan tres etapas distintas.

Figura 3.19: Grafica tiempo-deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga.



(Braja M. Das, 2001)

Dónde:

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.

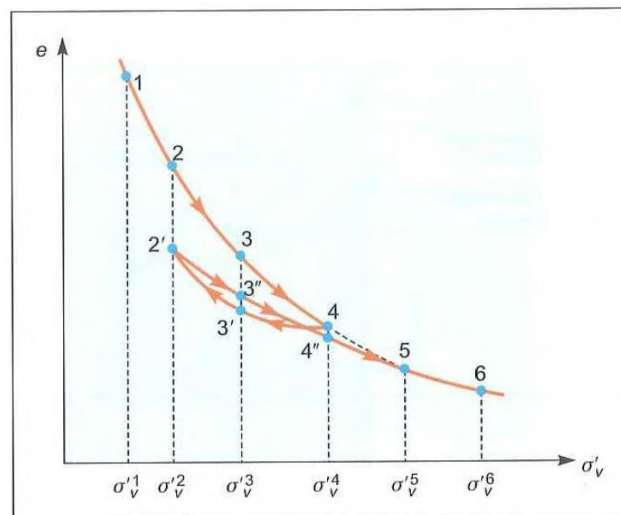
Fuente: (Braja M. Das, 2001)

3.5.6 Comportamiento de carga y descarga

En la figura 3.20, supóngase que una vez alcanzado el estado 4 de máxima carga cesa la cimentación y que, por un cambio en las condiciones geológico-ambientales, se inicia un proceso de erosión. Al igual que la adición de una nueva capa de suelo suponía un aumento de tensión efectiva y una compresión (reducción del índice de poros), la retirada de capas de suelo implicará una descarga y, en consecuencia, un entumecimiento o hinchamiento del terreno (aumento del índice de poros). Ahora, cuando se produce la descarga, los puntos (σ'_v , e) que representan su evolución no “vuelven” por la rama de compresión noval, sino que siguen una nueva curva (4-3'-2'), más tendida que la anterior denominada *rama de descarga*.

Esta observación indica que el suelo conserva una cierta “memoria” de su historia pasada, y que su estado no es el mismo si proviene de un proceso continuo de carga (rama noval) o si, por el contrario, ha sufrido en su historia geológica tensiones mayores que las que soporta en ese instante. Así para un mismo estado tensional (σ'^3_v , por ejemplo), el índice de poros (e_3) durante el proceso de carga adicional resulta mayor que el índice de poros (e_3) durante la descarga. Es decir, *a igualdad de tensiones efectivas verticales, el suelo muestra en descarga una estructura más densa (más resistente y menos deformable)*.

Figura 3.20: Curva de recarga.

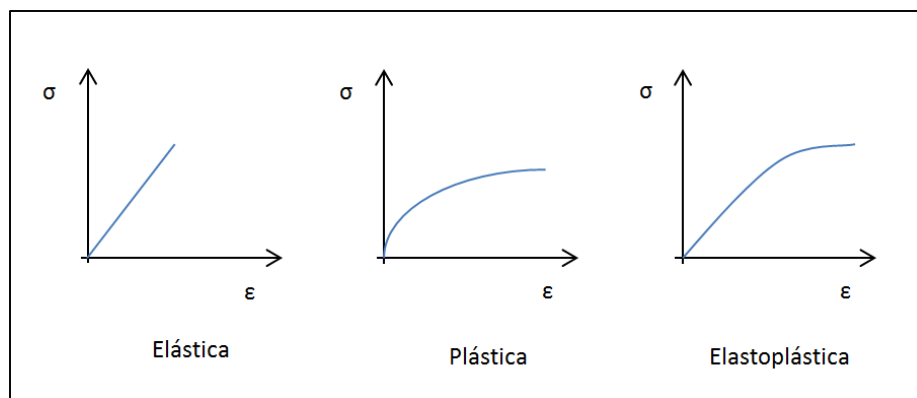


(Gonzales de Vallejo, 2002)

3.6 Deformaciones en el suelo

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 elástica. (Joseph Bowles, 1978).

Figura 3.21: Curva de deformaciones en el suelo.



(Gonzalo Duque y Carlos Enrique, 2002)

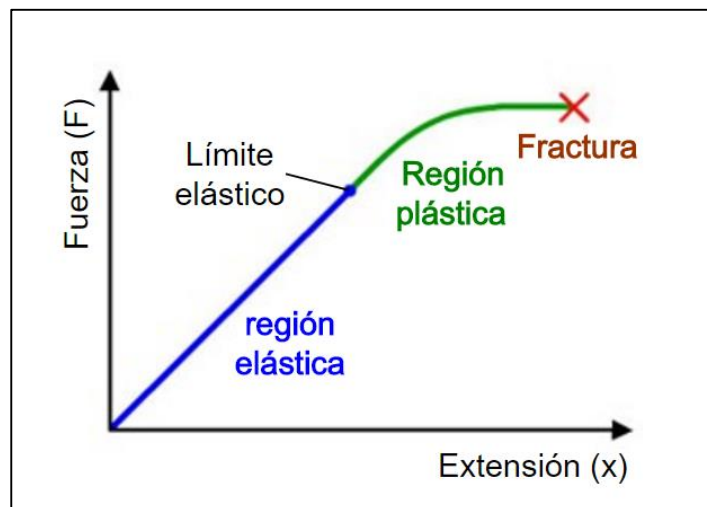
3.6.1 Deformación elástica

La elasticidad es la propiedad de un material que le hace recuperar su tamaño y forma original después de ser comprimido o estirado por una fuerza externa. Cuando una fuerza externa actúa sobre un material causa un esfuerzo o tensión en el interior del material que provoca la deformación del mismo. En muchos materiales, entre ellos los metales y los minerales, la deformación es directamente proporcional al esfuerzo. Esta relación se conoce como *ley de Hooke*, así llamada en honor del físico británico Robert Hooke, que fue el primero en expresarla. No obstante, si la fuerza externa supera un determinado valor, el material puede quedar deformado permanentemente, y la ley de Hooke ya no es válida.

El máximo esfuerzo que un material puede soportar antes de quedar permanentemente deformado se denomina límite de elasticidad. La relación entre el esfuerzo y la deformación, denominada módulo de elasticidad, así como el límite de elasticidad, están determinados por la estructura molecular del material. La distancia entre las moléculas de un material no sometido a esfuerzo depende de un equilibrio entre las fuerzas moleculares de atracción y repulsión. Cuando se aplica una fuerza externa que crea una tensión en el interior del material, las distancias moleculares cambian y el material se deforma. Si las moléculas están firmemente unidas entre sí, la deformación no será muy grande incluso con un esfuerzo elevado. En cambio, si las moléculas están poco unidas, una tensión relativamente pequeña causará una deformación grande. Por debajo del límite de elasticidad, cuando se deja de aplicar la fuerza, las moléculas vuelven a su posición de equilibrio y el material elástico recupera su forma original. Más allá del límite de elasticidad, la fuerza aplicada separa tanto las moléculas que no pueden volver a su posición de partida, y el material queda permanentemente deformado o se rompe.

Por lo tanto, la deformación que experimenta un cuerpo es directamente proporcional al esfuerzo producido. Dicha relación entre ambas magnitudes se la conoce como LEY de HOOKE.

Figura 3.22: Ley de Hooke.



(Agustina Sanger, 2005)

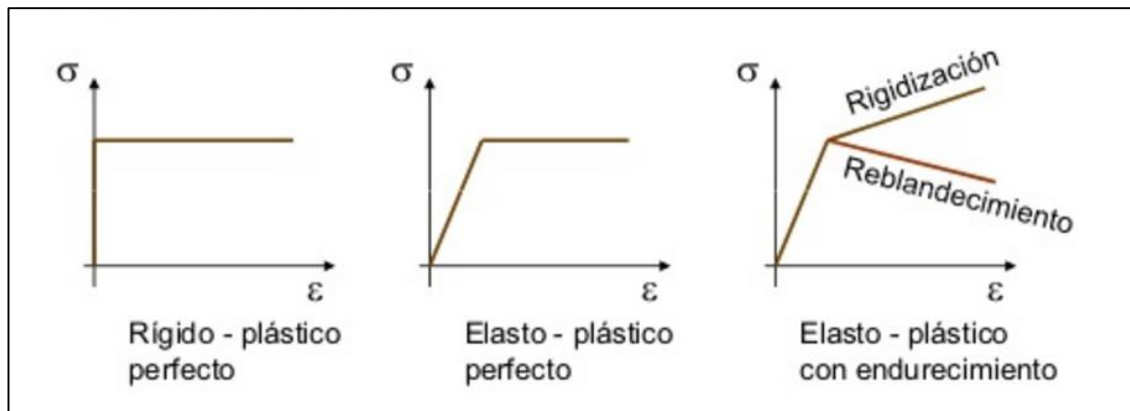
3.6.2 Modelos elastoplásticos

Un material elastoplástico se dice que presenta plasticidad perfecta, si sea cual sea el valor de las tensiones en un punto, la superficie de fluencia no cambia ni de forma ni de posición en el espacio abstracto de tensiones. Cuando un material presenta plasticidad perfecta las ecuaciones constitutivas no necesitan incluir variables internas ni esfuerzos conjugados asociados y el problema elastoplástico es más sencillo.

Los materiales reales sin embargo casi siempre presentan plasticidad imperfecta, y la superficie de fluencia puede sufrir desplazamientos, tal como sucede en el efecto Bauschinger. Los cambios de forma, generalmente están asociados al comportamiento de endurecimiento, aumentando en ese caso el volumen encerrado en la superficie de fluencia.

Fuente: Roger Gibert, 2009

Figura 3.23: Modelos de plasticidad perfecta



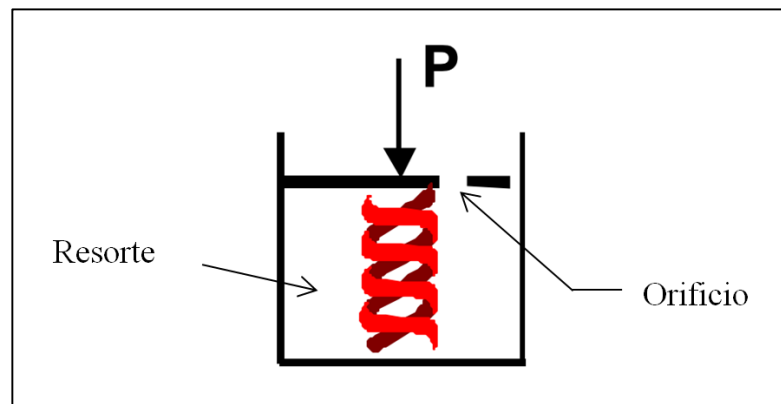
(Roger Gibert, 2009)

A. Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se analizará el modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección A , provisto de un pistón de fricción, con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la figura 3.24. El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga P , manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga P estará soportada por el fluido.

Figura 3.24: Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la comprensión de la consolidación de suelos finos.



(Juárez Badillo, 2005)

Pero si se permite que el fluido salga del orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del fluido del resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio la diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte, que tomará carga de acuerdo a la ley de Hooke.

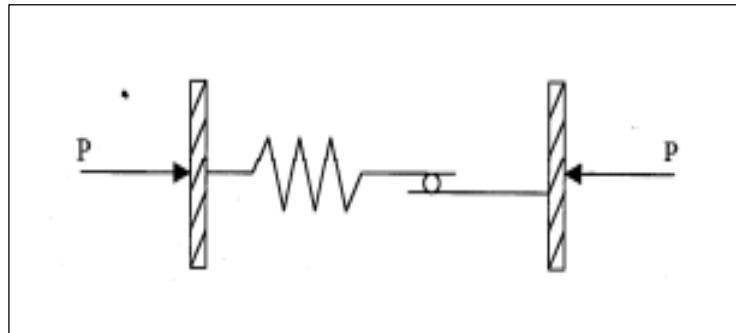
La velocidad de transpiración depende del tamaño de orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficiente grande, se logrará que la totalidad de la carga P quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de P .

Fuente: Juárez Badillo, 2005

B. Método elastoplástico de Saint Venant

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.

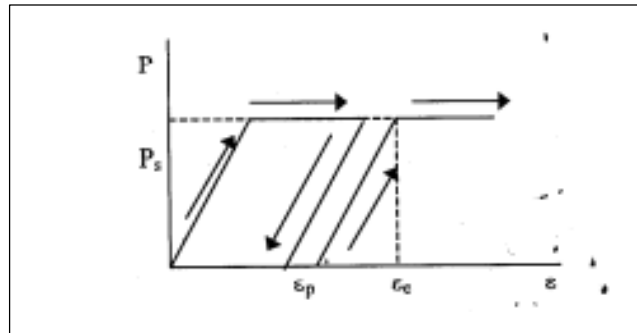
Figura 3.25: Esquema del modelo reológico de St. Venant.



(Instituto Mexicano de Transporte, 1998)

Saint Venant propone que un cuerpo se comporta elásticamente hasta que una fuerza P alcanza la fuerza de fricción que impide el movimiento del patín. Una vez alcanzada y excedida dicha fuerza, el resorte no se deforma más sino que inicia el movimiento del patín; es decir, el modelo ahora se comporta 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.

Figura 3.26: Esquema del comportamiento del modelo reológico de St. Venant.



(Instituto Mexicano de Transporte, 1998)

C. Rebote elastoplástico

Esta teoría consiste en el comportamiento elástico de los materiales. (Juárez Badillo-Rico Rodríguez, 2005)

Si en un ensayo de consolidación se aplica una carga al suelo y luego se retira esta, al graficar este comportamiento se obtiene una curva de carga y una curva de descarga; la curva de descarga muestra un rebote elastoplástico aplicando ciclos de carga y descarga, en un momento dado se llega a conseguir una histéresis que tiende a una recta; la proyección de esta línea en el eje de deformación debe darnos la deformación elástica. Haciendo un artificio que consiste en trazar una recta paralela en el punto de carga cero y deformación cero, se tiene una recta tangente a la curva de carga la cual permite calcular la deformación elástica y con ello calcular el módulo de elasticidad.

3.7 Módulo de elasticidad

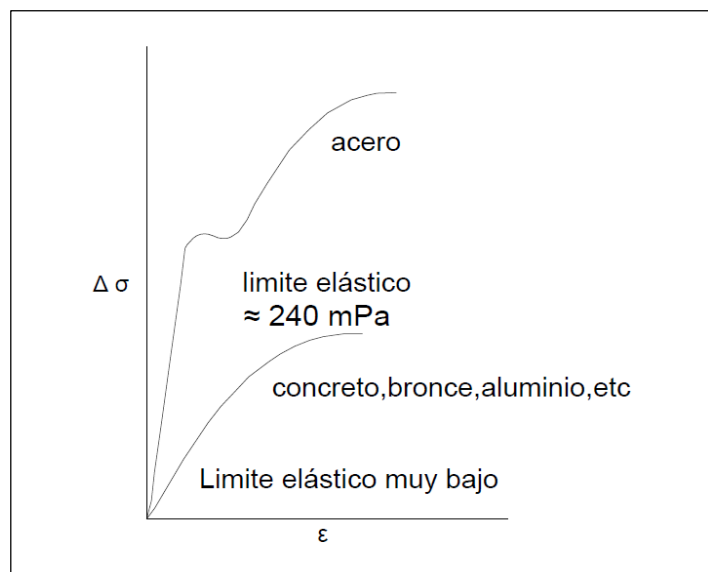
Los módulos de elasticidad, una propiedad de los materiales elásticos, se definen como una constante de proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

.....(ecuación 3)

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 3.27: Curvas típicas cualitativas de esfuerzo deformación para materiales.



(Joseph E. Bowles, 1978)

Sin embargo no basta con el módulo de Young, para definir completamente un material que se comporta según la elasticidad lineal. Tomando el paradigma de un hilo sometido a tensión, el hilo se alarga estrechándose al tiempo; si se asume que no hay variación del volumen total, la magnitud de esa deformación diametral es proporcional al alargamiento relativo de forma que:

$$\frac{\delta\Phi}{\Phi} = \nu \frac{\delta l}{l} \quad \nu = -\frac{\delta\Phi}{\delta l} \dots\dots\dots(\text{ecuación 4})$$

Donde “ν” es el denominado **coeficiente de Poisson**.

El suelo exhibe características lineales de esfuerzo deformación solamente a deformaciones extremadamente bajas, deformaciones generalmente del orden de magnitud de 10⁻⁴ y menores.

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

A. Módulo de tangente. Es un módulo basado en la pendiente de la línea tangente a la curva esfuerzo deformación en un punto. El módulo 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.

B. Módulo secante. Es el módulo 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

Cuadro 3.6: Parámetros elásticos de varios suelos.

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, Es 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 3.7: Valores elásticos en diferentes materiales.

Material	Módulo de elasticidad, Es kg/cm ²	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)

Cuadro 3.8: Valores del módulo de elasticidad determinados en ensayos de compresión simple.

Tipo de suelo o roca	Módulo de elasticidad, Es kg/cm²	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)

IV. MATERIALES Y METODOLOGÍA

4.1 MATERIALES Y EQUIPOS

- **Muestras de suelo**

Las 5 muestras de suelo que se analizaron provienen de distintas partes, principalmente sierra y selva del país.

- **Equipos de laboratorio**

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

4.2 METODOLOGÍA

4.2.1 Elección del número de muestras

Se analizaron 5 muestras de arcilla normalmente consolidadas en base a un muestreo no probabilístico del tipo *muestreo por conveniencia*.

Se recomienda un análisis no probabilístico cuando no se conoce la probabilidad de inclusión en la muestra para todos los elementos seleccionados, o cuando parte del universo no tuvo probabilidad de inclusión. También cuando no todos los miembros de la población tienen la misma oportunidad de ser incluidos en la muestra y el investigador utiliza sujetos que están accesibles o representan ciertas características.

Fuente: Rose Vincenty y Nicol Figueroa, 2011

En todas las formas de investigación, sería ideal generalizar los resultados a la totalidad de la población, pero en la mayoría de los casos, la población es demasiado grande y resulta imposible incluir cada individuo. Esta es la razón por la cual la mayoría de los investigadores utilizan técnicas de muestreo, como el muestreo por conveniencia, la más común de todas las técnicas de muestreo. Muchos investigadores prefieren esta técnica de muestreo, ya que es rápida, barata, fácil y sobre todo, los sujetos están disponibles.

El muestreo por conveniencia es una técnica comúnmente usada que consiste en seleccionar una muestra de la población por el hecho de que sea accesible. Es decir, los individuos empleados en la investigación se seleccionan porque están fácilmente disponibles, no porque hayan sido seleccionados mediante un criterio estadístico, por ello no se puede usar herramientas estadísticas como el margen de error y el intervalo de confianza para medir la precisión de los resultados. Esta conveniencia, que se suele traducir en una gran facilidad operativa y en bajos costos de muestreo, tiene como consecuencia la imposibilidad de hacer afirmaciones generales con rigor estadístico sobre la población. Los lectores del estudio tendrán que confiar en los criterios de la selección hecha por el investigador.

Fuente: Kinnear T. y Taylor J., 2015

4.2.2 Caracterización de las muestras de arcilla

Para la caracterización de las muestras de arcilla se realizaron los siguientes ensayos en el laboratorio.

A. Análisis granulométrico – Método del hidrómetro

El método del hidrómetro se realiza usando material fino, aquel que pasa la malla N°200, y con ella se determina el porcentaje exacto de limo y arcilla del material que se tiene. Se realizó este ensayo sobre todas las muestras a fin de conocer el porcentaje de material fino (limo y arcilla) y siguiendo la Norma Técnica Peruana NTP 339.128: Método de ensayo para análisis granulométrico.

B. Ensayo de límites de consistencia

En este ensayo los suelos finos, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua; y es importante para conocer si el material presenta un comportamiento plástico, es decir si acepta deformaciones sin romperse.

Se realizó el ensayo a todo el material que pasa el tamiz 0.425 mm (N°40) y siempre verificando la Norma Técnica Peruana NTP 339.129: Método de ensayo para determinar el límite líquido, plástico e índice de plasticidad de suelos.

C. Ensayo de límite de contracción

Este ensayo; una vez conocido el contenido de humedad máxima; sirve para conocer que una reducción de la humedad no causa disminución de volumen o contracción del suelo.

Se efectuó el ensayo con el material que pasó el tamiz 0.425 mm (N°40) en la cual la muestra presentó un contenido de humedad similar o cercana al límite líquido, tomando en cuenta 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

En este ensayo, el valor del peso específico sirve para calcular la relación de vacíos de un suelo, para el análisis hidrométrico y útil para predecir el peso unitario del suelo.

Se llevó a cabo con la muestra que pasó el tamiz 2 mm (N° 10), y siempre cotejando con la Norma Técnica Peruana NTP 339.131: Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas en el suelo.

E. Ensayo de consolidación

El ensayo de consolidación unidimensional tiene como objetivo conocer apriori el comportamiento de los suelos compresibles frente a la presencia de cargas externas, y con ella predecir el valor de los asentamientos y su evolución en el tiempo.

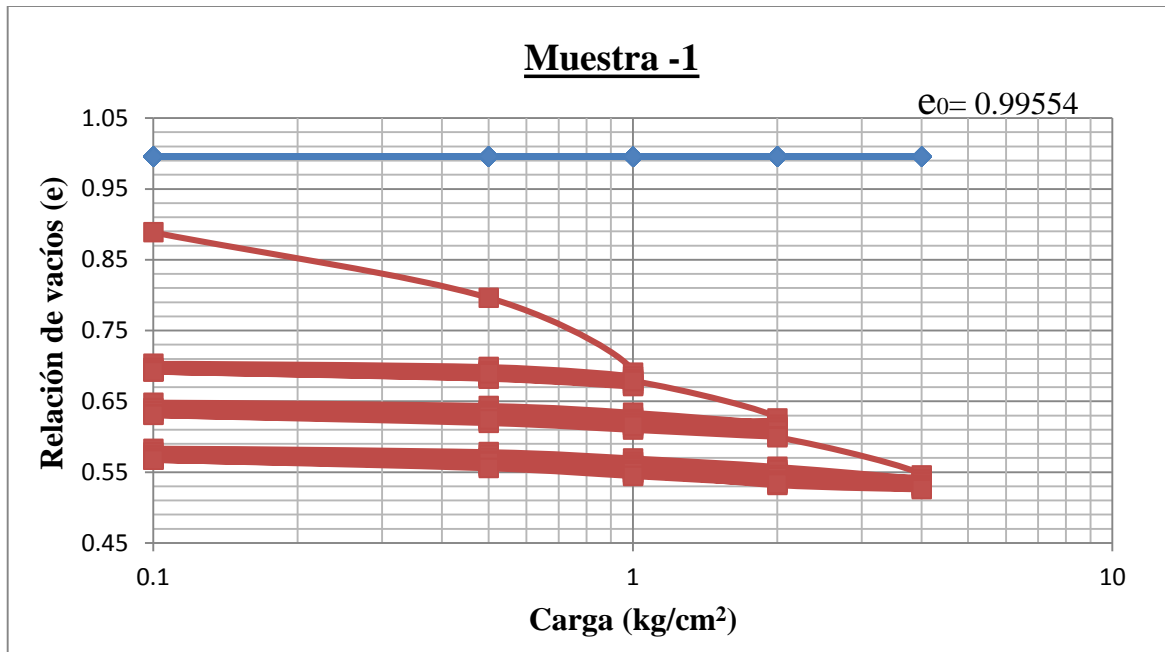
Se ejecutaron las 5 muestras en el ensayo de consolidación siguiendo la Norma Técnica Peruana NTP – 339.154.

Para realizar el ensayo, primero se debe conocer el valor de la humedad, la cual se realizó según el procedimiento normado de consolidación que utiliza humedades iguales o muy cercanas al límite líquido. Para obtener dichas humedades (cercanos al límite líquido del suelo) se dejó secar la muestra saturada a temperatura ambiente, tomando pequeñas muestras en el tiempo hasta tener una humedad adecuada para realizar el ensayo.

Para llegar a conocer el rebote elástico se aplicaron varios ciclos de carga y descarga (como se muestran en las figuras 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 y 4.5). Estos ciclos se repitieron hasta obtener una recta donde ambas curvas (de carga y descarga) se sobrepongan. Con ello se trasladó la recta al origen de la curva de consolidación donde se obtuvo la tangente a dicha curva de consolidación y de la cual al proyectar una línea a la recta e_0 permitió obtener la deformación elástica. El procedimiento y los resultados de este proceso se puede observar en el anexo 3.1.

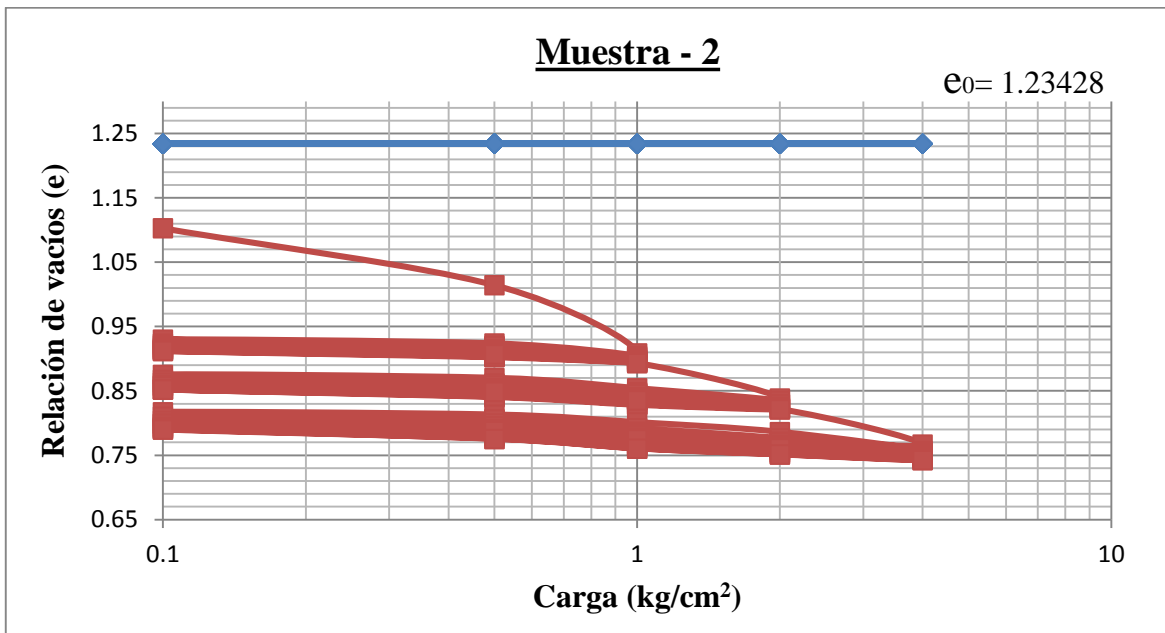
El módulo de elasticidad (E) se obtuvo de la tangente del ángulo formado por la línea de la histéresis que se trasladó al origen de la curva de consolidación y la línea de e_0 .

Figura 4.1: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga).



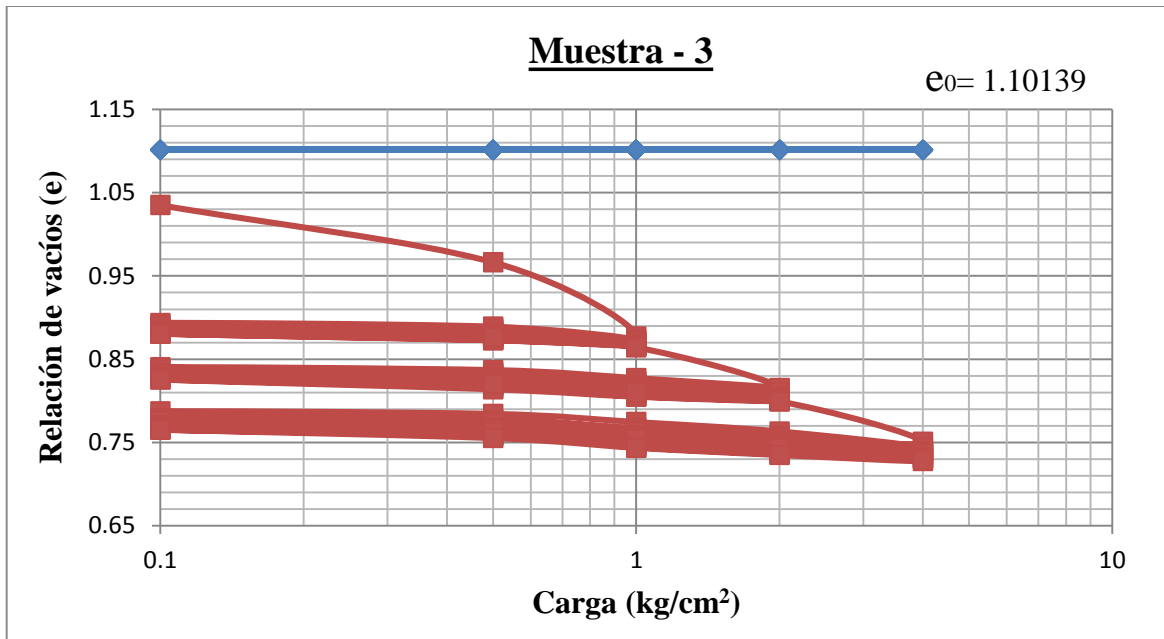
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.2: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga).



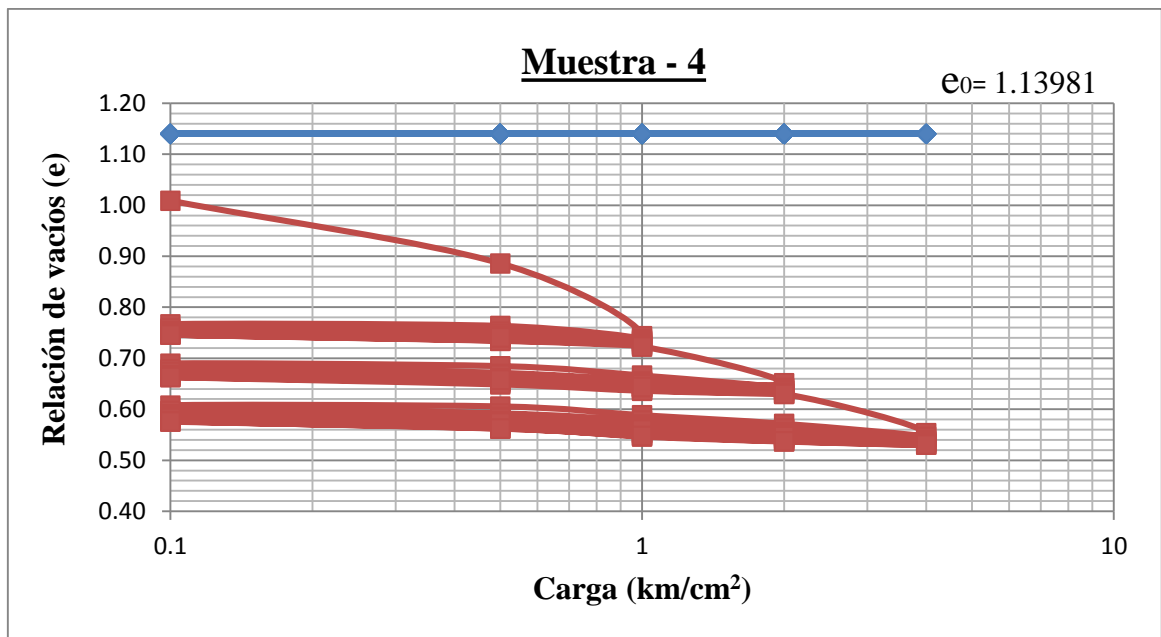
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.3: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga).



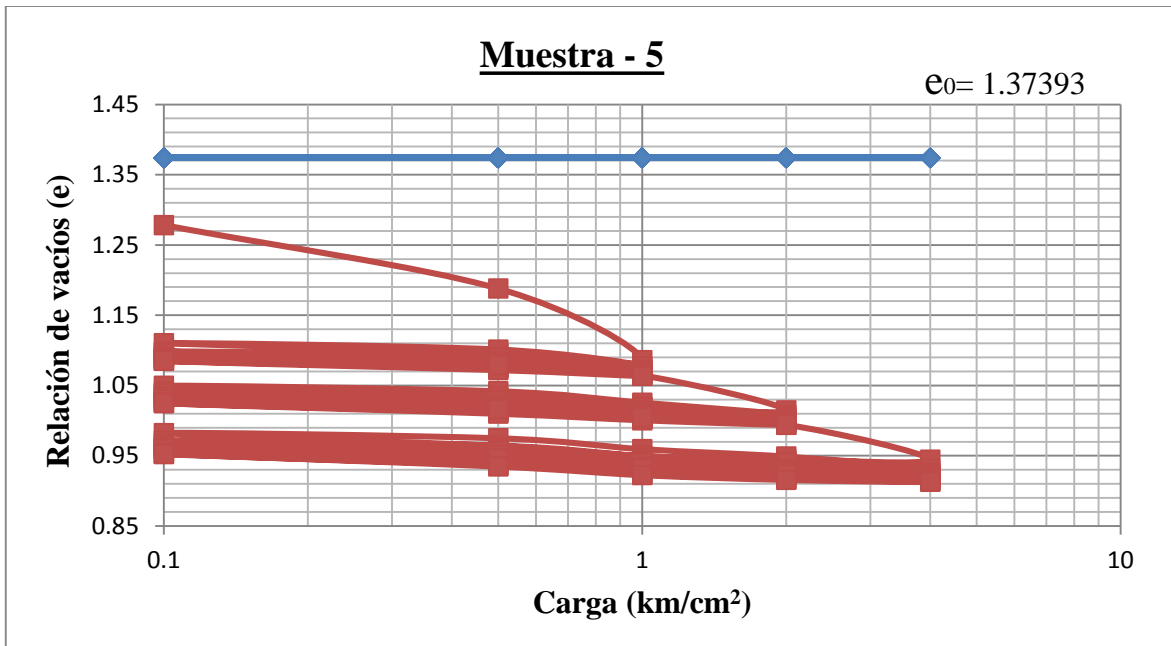
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.4: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga).



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.5: Relación de vacíos vs. $\log \sigma$ (ciclos de carga y descarga).



Fuente: Elaboración propia

V. RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1 Caracterización de la muestra

Se analizaron 5 suelos arcillosos que presentan una plasticidad media y provienen de distintas partes, principalmente sierra y selva del país, donde:

Cuadro 5.1: Lugar de procedencia de las muestras

Procedencia	Muestra
Distrito poblado de Barranquita (San Martín)	M - 1
	M - 2
Centro poblado La Unión (Huánuco)	M - 3
Distrito de San Ramón (Junín)	M - 4
Distrito de Huaráz (Ancash)	M - 5

En general son suelos que presentan una plasticidad media con un contenido de arcilla menor al 50 % del total de su peso y que presentan una consistencia media, como se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 5.2: Resultados del análisis de granulometría (Hidrómetro)

Composición Granulométrica	Muestras				
	M - 1	M - 2	M - 3	M - 4	M - 5
Material grueso					
Gravas (%)	0	0	0	0	0
Arenas (%)	0	0	0	14.8	0
Material fino					
Limos (%)	73.4	58.06	69.95	40.88	60.69
Arcillas (%)	26.6	41.94	30.05	44.32	39.31

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.3: Resultados del análisis de plasticidad, límite de contracción y gravedad específica

	M - 1	M - 2	M - 3	M - 4	M - 5
Plasticidad					
Límite líquido (%)	40	49	44	40	45
Límite plástico (%)	18	24	22	19	30
Índice de plasticidad	22	25	22	21	15
Límite de contracción	12.01	14.13	12	15.21	29
Gravedad específica	2.734	2.765	2.741	2.747	2.753
Clasificación SUCS	CL	CL	CL	CL	CL

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en el cuadro 5.3, se obtuvieron arcillas con un límite líquido que varía entre 40 – 50 % y una clasificación SUCS de CL para todas las muestras.

5.2 Ensayos de Consolidación

Las muestras se saturaron totalmente por varios días previos a la consolidación. Cuando las muestras presentaron una humedad igual al obtenido en el ensayo de límite líquido se efectuó la consolidación con el objetivo de determinar las deformaciones totales en cada carga aplicada siguiendo la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi.

La consolidación se realizó con ciclos de carga y descarga para las cargas de 1 kg/cm², 2 kg/cm² y 4 kg/cm². Con estos valores se buscó primero la corrección de la altura de vacíos (H_v) de todas las muestras, debido a que en algunos parámetros no son reales, como es el caso del grado de saturación “S” que es mayor a 1 y esto se debe a que la altura inicial a variado y es mayor, por lo tanto varía la relación de vacíos inicial.

Cuadro 5.4: Valores iniciales de la saturación y relación de vacíos

Muestra	S	H _v	e ₀
M - 1	1.001	0.8977	0.9949
M - 2	1.051	0.9724	1.1749
M - 3	1.193	0.8641	0.9234
M - 4	0.984	0.9588	1.1398
M - 5	1.034	1.0272	1.3291

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.5: Valores corregidos de H_v y e_0 cuando $S=1$.

Muestra	S	H_v	e_0
M - 1	1.000	0.8982	0.9955
M - 2	1.000	1.0215	1.2343
M - 3	1.000	1.0308	1.1014
M - 4	0.984	0.9588	1.1398
M - 5	1.000	1.0618	1.3739

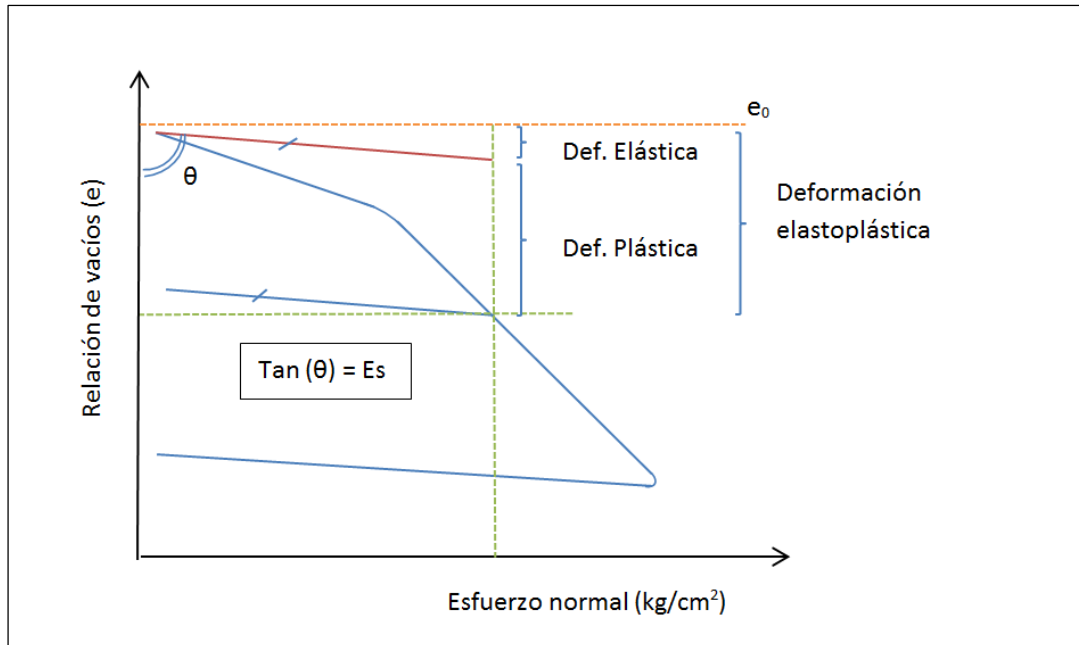
Fuente: Elaboración propia

Aquí se observa que el valor de “S” de la muestra 4 no sufre corrección debido a que presenta un grado de saturación menor que la unidad.

5.2.1 Determinación de la deformación elástica

Con los ciclos de carga y descarga se buscó obtener una histéresis que con el tiempo se convirtió en una recta, lo cual se debió al rebote elástico (comportamiento elástico de las arcillas). Para la obtención de la deformación elástica se efectuaron artificios, como se muestra en la figura 5.1.

Figura 5.1: Deformación elástica y módulo de elasticidad.

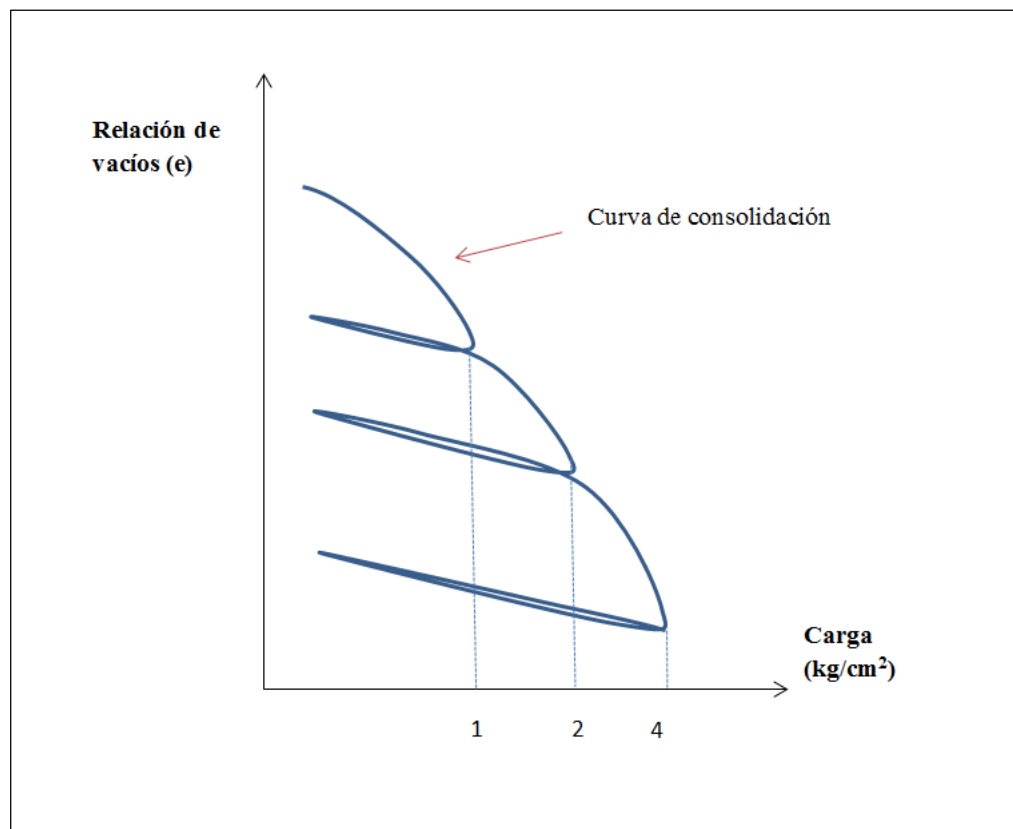


Este artificio consistió en trazar una paralela en el origen de la curva de consolidación, la cual se convierte en la tangente a la curva de origen. Para conocer la magnitud de la deformación elástica se trazó una recta vertical q que pasa por cargas específicas y corta a la recta horizontal relación de vacíos inicial (e_0).

El artificio solo se aplicó a las cargas donde se obtuvieron las histéresis (cargas de 1 kg/cm^2 , 2 kg/cm^2 y 4 kg/cm^2) debido a que solo en ellas se realizaron los ciclos de carga y descarga (figura 5.2).

En el cuadro 5.6 se observa los valores obtenidos de las deformaciones elásticas y plásticas en todas las muestras.

Figura 5.2: Ciclos de carga y descarga para de 1 kg/cm^2 , 2 kg/cm^2 y 4 kg/cm^2 .



Cuadro 5.6: Valores de deformación plástica y elástica.

Muestra	Cargas (kg/cm²)	Deformación elástica	Deformación plástica
M - 1	1	0.0907	0.2441
	2	0.0896	0.3015
	4	0.0891	0.3851
M - 2	1	0.1296	0.2226
	2	0.1244	0.2888
	4	0.1111	0.3782
M - 3	1	0.0723	0.1728
	2	0.0702	0.2317
	4	0.0636	0.3102
M - 4	1	0.1206	0.3015
	2	0.1191	0.3926
	4	0.1183	0.4887
M - 5	1	0.1056	0.2081
	2	0.1038	0.2748
	4	0.1030	0.3528

Fuente: Elaboración propia

5.2.2 Determinación del módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad (E_s) se obtuvo calculando la tangente del ángulo formado por la recta tangente a la curva de consolidación y el eje de relación de vacíos como se observa en la figura 5.1. Los valores obtenidos del módulo de elasticidad se muestran en el cuadro 5.7.

Cuadro 5.7: Valores del módulo de elasticidad.

Muestra	Carga (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (Es)
M - 1	1	19.2094
	2	21.5243
	4	25.3390
M - 2	1	16.8817
	2	20.3012
	4	27.4021
M - 3	1	20.1580
	2	24.2641
	4	32.1783
M - 4	1	17.2906
	2	19.4051
	4	22.9038
M - 5	1	19.7403
	2	21.2050
	4	24.3675

Fuente: Elaboración propia

La densidad seca es un parámetro que influye y guarda una proporción directa con el módulo de elasticidad, por consiguiente se graficaron todos sus valores respecto a su densidad seca y para la cual se usaron las siguientes ecuaciones:

$$d = \frac{m}{v}$$

.....(Ecuación 5.1)

$$ds = \left(\frac{d}{1 + \omega\%} \right)$$

.....(Ecuación 5.2)

Donde: d = densidad húmeda del suelo

m = masa húmeda de la muestra

v = volumen de la muestra al inicio del ensayo

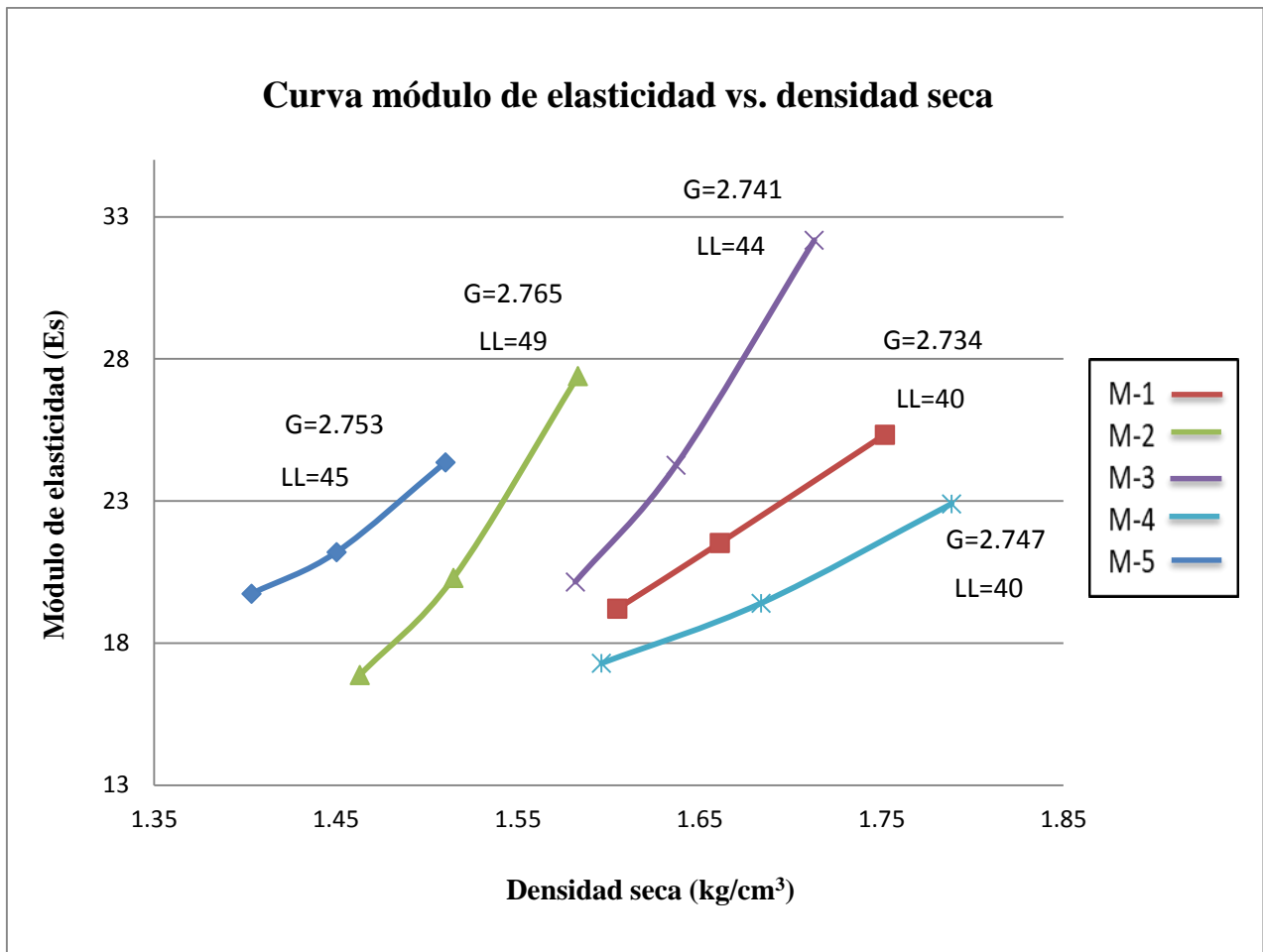
$\omega\%$ = Porcentaje de humedad

Cuadro 5.8: Valores de la densidad húmeda y la densidad seca en las muestras.

Muestra	Carga (kg/cm ²)	Densidad húmeda (d)	Densidad seca (d_s)
M - 1	1	2.02	1.605
	2	1.99	1.661
	4	1.96	1.752
M - 2	1	1.98	1.463
	2	1.95	1.515
	4	1.92	1.583
M - 3	1	2.20	1.582
	2	2.15	1.637
	4	1.12	1.713
M - 4	1	1.91	1.596
	2	1.88	1.684
	4	1.84	1.789
M - 5	1	1.93	1.404
	2	1.90	1.450
	4	1.89	1.510

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.3: Comparación del módulo de elasticidad en todas las muestras



Fuente: Elaboración propia

5.2.3 Investigaciones sobre el parámetro de módulo de elasticidad.

Debido a que el universo de suelos finos es muy grande se han venido realizando estudios para analizar y comprender mejor el comportamiento de algunas arcillas cuando estas son sometidas a ciertas condiciones de esfuerzo dependiendo del tipo de estudio y parámetro que se quiere analizar; por lo que los ensayos que se presentan a continuación se enfocan en la determinación del valor del módulo de elasticidad, indicando también una breve descripción del ensayo y algunas de las características que presentan sus muestras del suelo.

A continuación se presentan algunos trabajos de investigación respecto al módulo de elasticidad:

- **“Determinación de la deformación elástica y el módulo de elasticidad en suelos expansivos mediante ensayos de consolidación”**

(Autor: Erick Rosales, 2014)

Para este ensayo se analizaron suelos expansivos con un contenido de arcilla mayor al 57% y con un porcentaje de arcilla superior al 50% (plasticidad alta).

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 muestran a continuación:

Cuadro 5.9: 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, Es (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	0.07778	0.01194	41.882

(Rosales Asto, 2014)

- “Fenómeno de abultamiento en suelos limosos especiales”

(Autor: Annie Massiel, 2016)

Se seleccionaron 4 muestras de suelo, los cuales presentaron antecedentes negativos en cimentaciones y otras obras de tierra, y luego de hacer ensayos de identificación sólo se seleccionaron dos suelos que eran exclusivamente limosos.

En los suelos seleccionados se ejecutaron ensayos de Abultamiento para tres densidades secas en cada suelo. Después del proceso de abultamiento se ejecutó el Ensayo de Consolidación con la finalidad de determinar la carga que controla el abultamiento mediante ciclos de carga y descarga para un esfuerzo conocido en la curva de consolidación y posteriormente se calculó el módulo de elasticidad.

Cuadro 5.10: Resultados del módulo de elasticidad en la muestra M-1.

Muestra M-1 Diatomita					
Densidad seca = 0.52 gr/cm³		Densidad seca = 0.62 gr/cm³		Densidad seca = 0.6949 gr/cm³	
Carga (kg/cm²)	Módulo de elasticidad Es(kg/cm²)	Carga (kg/cm²)	Módulo de elasticidad Es(kg/cm²)	Carga (kg/cm²)	Módulo de elasticidad Es(kg/cm²)
0.1	2	0.25	1.7857	0.25	1.1363
0.25	1.4705	0.5	1.0416	0.5	1.4705
0.5	2	1	5.3475	1	0.9624

(Annie Massiel, 2016)

Cuadro 5.11: Resultados del módulo de elasticidad en la muestra M-4.

Muestra M-4 Toba Volcánica					
Densidad seca = 0.78 gr/cm³		Densidad seca = 0.82 gr/cm³		Densidad seca = 0.92 gr/cm³	
Carga (kg/cm²)	Módulo de elasticidad Es(kg/cm²)	Carga (kg/cm²)	Módulo de elasticidad Es(kg/cm²)	Carga (kg/cm²)	Módulo de elasticidad Es(kg/cm²)
0.1	0.4347	0.1	0.37037	0.25	2
0.25	1.4705	0.5	2	0.5	100
0.5	4	1	10	1	2.2727

(Annie Massiel, 2016)

VI. CONCLUSIONES

1. Las hipótesis planteadas fueron fundamentales para la obtención del módulo de elasticidad para ello se consideró que la deformación es unidimensional en dirección a la carga (Teoría de Terzaghi); ante la presencia de una deformación elastoplástica existe necesariamente una deformación elástica (Modelo de Saint Venant) y mediante ciclos de carga y descarga en la consolidación se obtiene una histéresis similar al rango elástico (Rebote Elástico).
2. Las muestras analizadas presentan valores de módulo de elasticidad comprendidas dentro del rango de valores propuestos por otros autores como Jiménez Salas (1975) y Casagrande A. (1948). Además no presentan una diferencia numérica grande entre cada curva debido a las características físicas propias del suelo como el límite líquido y la gravedad específica.
3. Las curvas del módulo de elasticidad siguen un cierto patrón lineal y además varían directamente en función a la carga aplicada sobre una misma sección de suelo, es decir mientras mayor sea el esfuerzo aplicado mayor será el valor del módulo de elasticidad.
4. Los valores obtenidos de la densidad seca se encuentran dentro del rango de valores y esta aumenta a medida que aumenta la carga, ello debido a que existe una disminución de espacios vacíos en el suelo y a un reacomodo de las partículas.

VII. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que al momento de obtener los valores de humedad de las muestras saturadas para iniciar la consolidación, éstas deben ser lo más cercanos al valor del límite líquido respectivo en cada muestra, debido a que ello influye directamente en los resultados.
2. Debido a que se tienen en las bibliografías valores de módulo de elasticidad con rangos muy amplios, se recomienda utilizar el procedimiento realizado en esta investigación, la cual es parte de una serie de estudios que se han venido realizando en diversos suelos finos con el objetivo de analizar su comportamiento y con ello reducir los rangos propuestos por los autores; para que cuando se tenga algún material arcilloso, esta sea identificada de manera fácil, rápida y sencilla, y no se estaría trabajando con valores estimados.
3. Es recomendable continuar con la presente investigación para calcular el Módulo de elasticidad en otros suelos como limos y arenas, de esa forma se obtendría un abanico de curvas más específicas para distintos tipos de suelos.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bowles Joseph E., (1978). “Propiedades Geofísicas de los Suelos”. Editorial McGraw – Hill. México.
- Braja M. Das., (2001). “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”. Traducción del libro *Fundamentals of Geotechnical engineering*. COPYRIGHT por International Thomsons Editores.
- Braja M. Das., (2011). “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”. Séptima edición Traducción del libro *Principles of Foundation Engineering*. Publicado por Cengage Learning.
- Casagrande, A., (1948). “Classification and identification of Soils”. Transactions ASCE.
- Crespo Villalaz, (2004). “Mecánica de suelos y cimentaciones”. Quinta edición. Editorial Limusa S.A. México.
- Gonzales de Vallejo, (2002). “Ingeniería Geológica”. Editorial Pearson Educación, Madrid.
- Gonzalo Duque y Carlos Enrique Escobar, (2002). “Mecánica de Suelos”. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.
- Instituto Mexicano del Transporte, (1998). “Aplicación de un modelo reológico al cálculo de deformaciones permanentes en suelos finos compactados”. Publicación Técnica N° 110. México.
- Juárez Badillo Eulalio, (2005). “Fundamentos de la Mecánica de Suelos”. Editorial Limusa S.A. México.
- Jiménez Salas José Antonio, (1975). “Geotecnia y Cimientos I”. Editorial Rueda. Madrid (España).

- Julián Gómez y Jhon Silva. Mecánica de Suelos. Compactación de Suelos (Fecha de acceso 09 de Noviembre de 2015). URL disponible en: <https://prezi.com/c84yudybtulh/copy-of-exposicion-mecanica-de-suelos-consolidacion/>
- Kinnear T. y Taylor J. (1998). Investigación de mercados. Un enfoque aplicado. (5ª edición). Colombia: McGraw-Hill.
- Roger Oriol Gibert Elías, (2009). “Parámetros geotécnicos para la caracterización elastoplástica de suelos”. GPO Ingeniería S.A. España.
- Rose Vincenty y Nicol Figueroa, (2011). “Muestreo por Conveniencia”. EDUC 8076 – Investigación por encuesta. Universidad de Puerto Rico.
- Sanger Agustina, (2005). “Las fuerzas y su medición: Ley de Hooke”. Escuela de enseñanza media N°221. Villa Eloisa, Santa Fé, Argentina.
- Sowers George B. (1986). “Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones”. Editorial Limusa S.A. México.
- Universidad Nacional del Rosario, (2011). Escuela de ingeniería Civil, Geología y Geotecnia. Argentina.
- William Lambe y Robert Whitman, (1976). “Mecánica de Suelos”. Editorial Limusa, México.

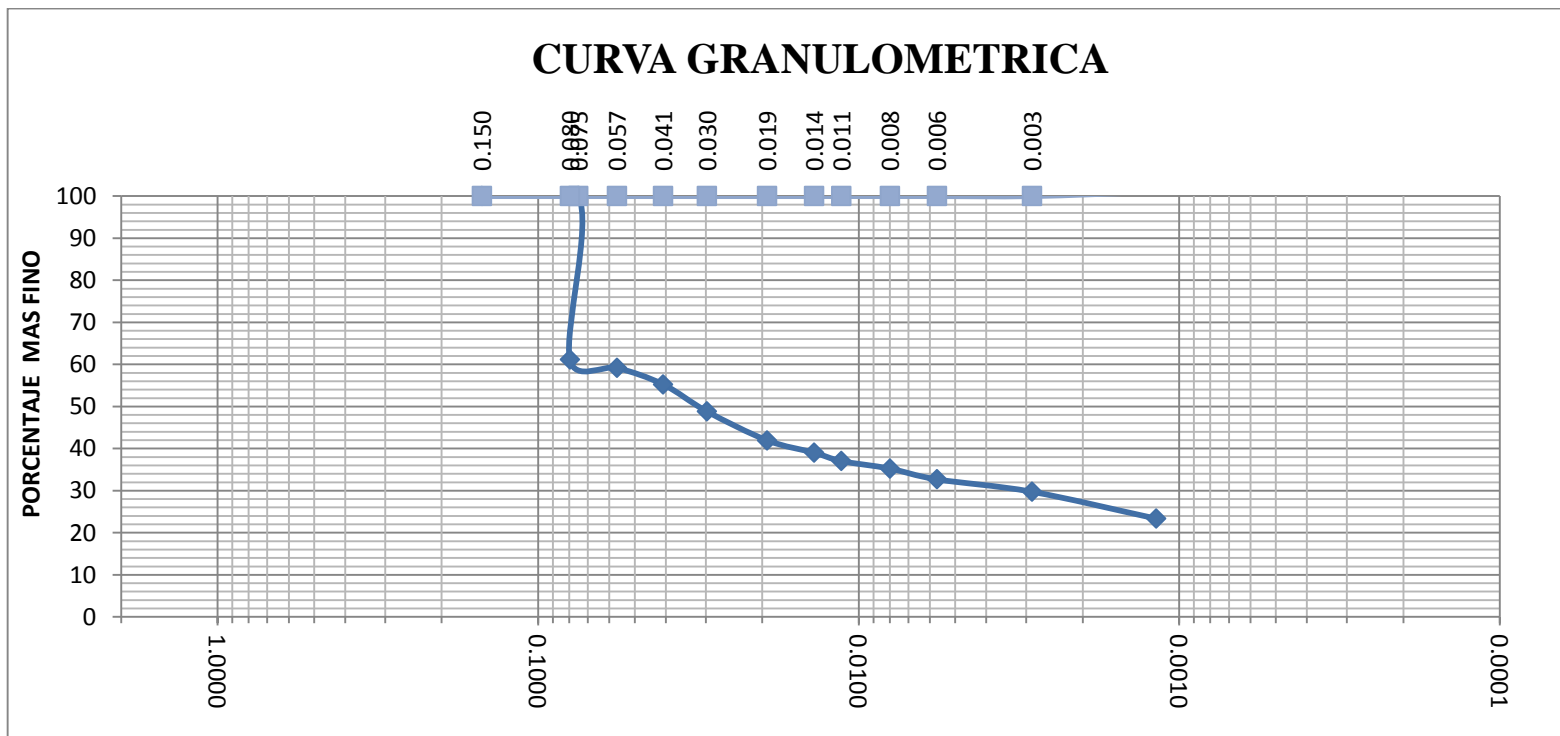
IX. ANEXOS

Anexo 1

Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 1

Tiempo (min)	Temperatura °C	Corrección por temperatura Ct	Lectura del Hidrómetro Rd	Lectura Hidrómetro Corregido Rc	Porcentaje más fino P (%)	Lect. Hidrómetro Corregido por menisco R	Longitud de Hidrómetro L (m)	L / tiempo (cm/min)	Constante K	Diámetro (mm)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
0	20	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
0.25	20	1.65	36	31.15	61.161	36.5	10.3	41.2	0.0124076	0.0796
0.50	20	1.65	35	30.15	59.198	35.5	10.5	21	0.0124076	0.0569
1	20	1.65	33	28.15	55.271	33.5	10.8	10.8	0.0124076	0.0408
2	20	1.37	30	24.87	48.831	30.5	11.3	5.65	0.0125196	0.0298
5	20	1.37	26.5	21.37	41.959	27	11.9	2.38	0.0125196	0.0193
10	20	1.37	25	19.87	39.014	25.5	12.1	1.21	0.0125196	0.0138
15	20	1.37	24	18.87	37.050	24.5	12.3	0.820	0.0125196	0.0113
30	20	1.65	22.8	17.95	35.244	23.3	12.47	0.41566667	0.0124076	0.0080
60	20	1.65	21.5	16.65	32.691	22	12.7	0.212	0.0124076	0.0057
240	23	1.65	20	15.15	29.746	20.5	12.95	0.054	0.0124076	0.0029
1440	20	2.40	16	11.90	23.365	16.5	13.6	0.0094	0.01216104	0.0012

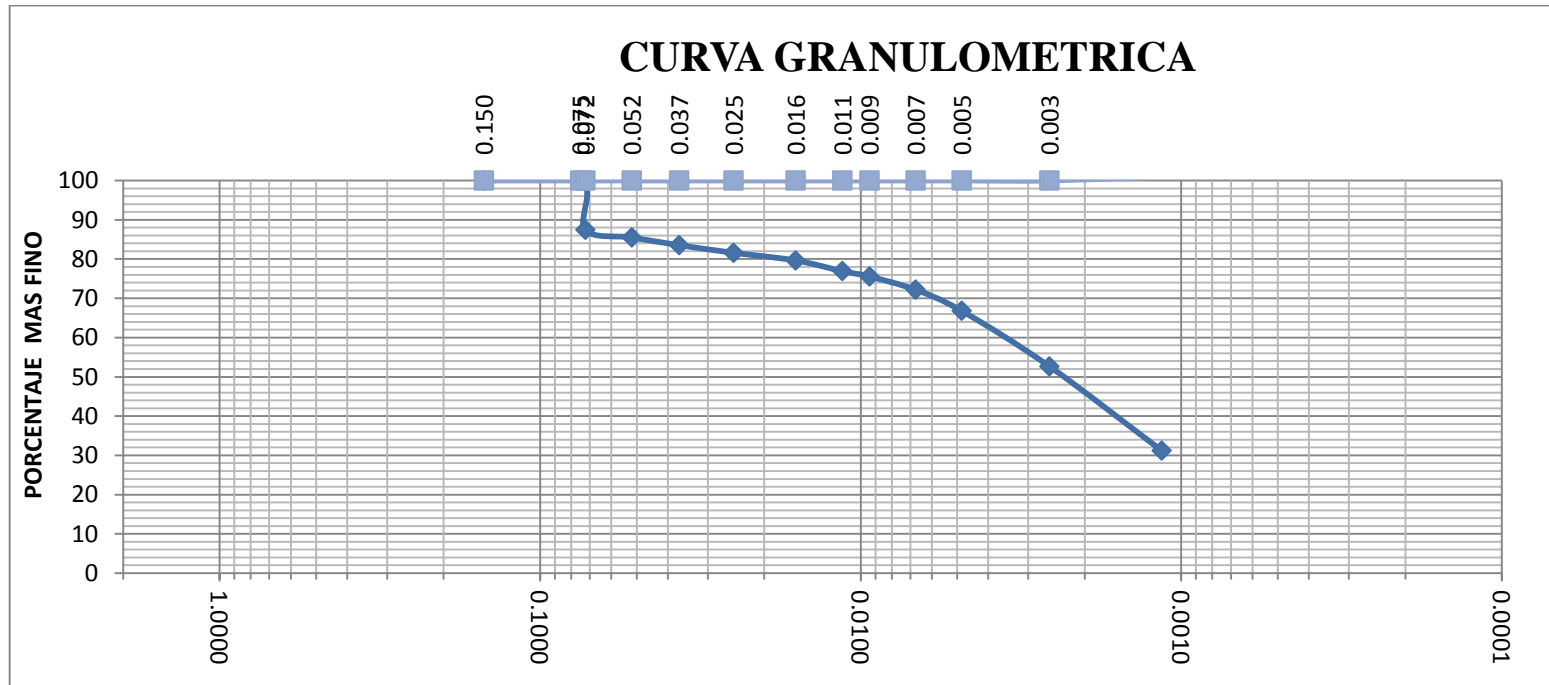
<u>Material:</u>		
-Arena	%	0.00
-Limos	%	73.40
-Arcillas	%	26.60



Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 2

Tiempo (min)	Temperatura °C	Corrección por temperatura Ct	Lectura del Hidrómetro Rd	Lectura Hidrómetro Corregido Rc	Porcentaje más fino P (%)	Lect. Hidrómetro Corregido por menisco R	Longitud de Hidrómetro L (m)	L / tiempo (cm/min)	Constante K	Diámetro (mm)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
0	26.5	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
0.25	26.5	1.83	51	44.83	87.446	53	7.6	30.4	0.0131242	0.0724
0.50	26.5	1.83	50	43.83	85.495	52	7.8	15.6	0.0131242	0.0518
1	26.5	1.83	49	42.83	83.544	51	7.9	7.9	0.0131242	0.0369
2	26.5	1.83	48	41.83	81.593	50	8.1	4.05	0.0123824	0.0249
5	26.5	1.83	47	40.83	79.642	49	8.3	1.66	0.0123824	0.0160
10	26.5	1.93	45.5	39.43	76.921	47.5	8.5	0.85	0.0123824	0.0114
15	26.5	1.93	44.8	38.73	75.555	46.8	8.64	0.576	0.0123824	0.0094
30	27	2.00	43	37.00	72.181	45	8.9	0.29666667	0.0123824	0.0067
60	27.5	2.25	40	34.25	66.816	42	9.4	0.157	0.0122424	0.0048
240	28	2.50	32.5	27.00	52.672	34.5	10.65	0.044	0.0122424	0.0026
1440	28	2.50	21.5	16.00	31.213	23.5	12.45	0.0086	0.0123824	0.0012

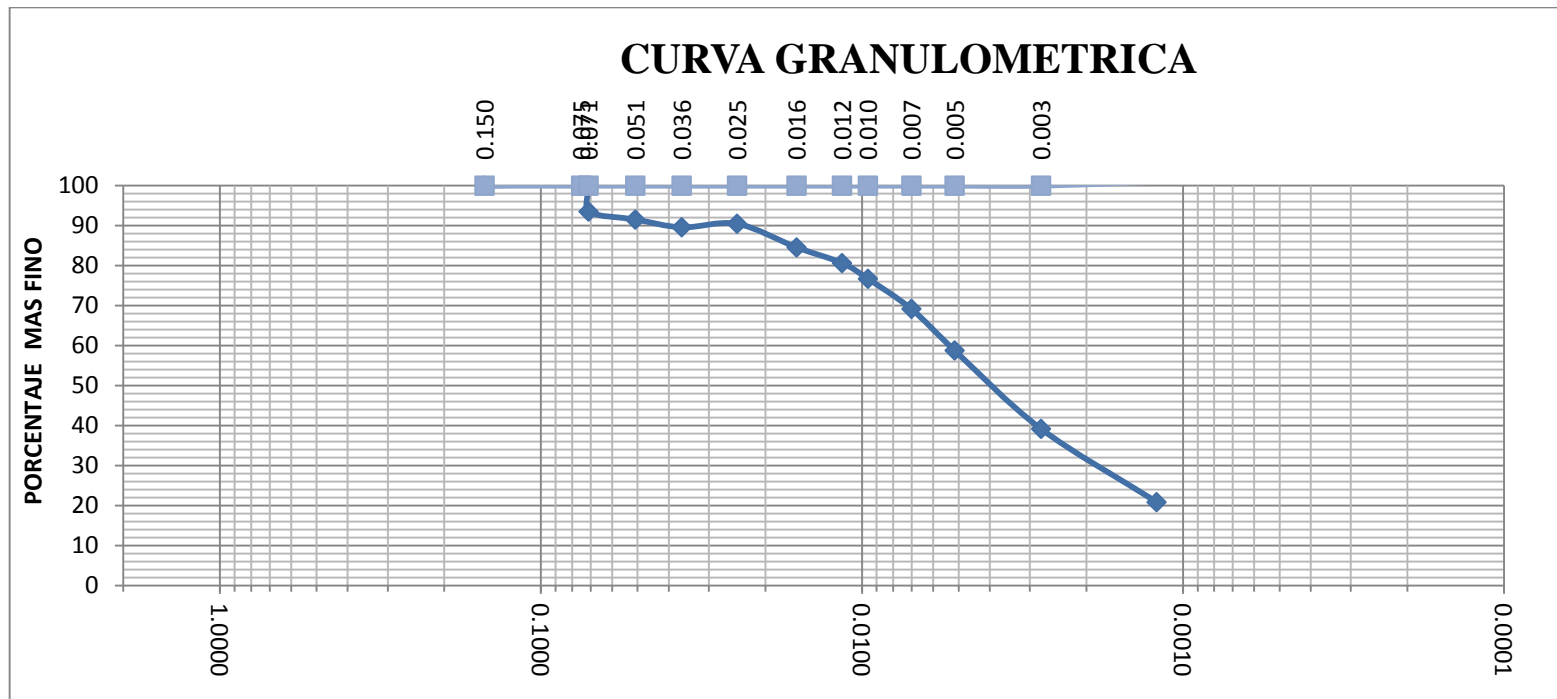
<u>Material:</u>		
-Arena	%	0.00
-Limos	%	58.06
-Arcillas	%	41.94



Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 3

Tiempo (min)	Temperatura °C	Corrección por temperatura Ct	Lectura del Hidrómetro Rd	Lectura Hidrómetro Corregido Rc	Porcentaje más fino P (%)	Lect. Hidrómetro Corregido por menisco R	Longitud de Hidrómetro L (m)	L / tiempo (cm/min)	Constante K	Diámetro (mm)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
0	21	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
0.25	21	0.20	54	47.70	93.518	54.5	7.35	29.4	0.0131242	0.0712
0.50	21	0.20	53	46.70	91.558	53.5	7.5	15	0.0131242	0.0508
1	21	0.20	52	45.70	89.597	52.5	7.7	7.7	0.0131242	0.0364
2	26	1.65	51	46.15	90.479	51.5	7.85	3.925	0.0123824	0.0245
5	26	1.65	48	43.15	84.598	48.5	8.35	1.67	0.0123824	0.0160
10	26	1.65	46	41.15	80.677	46.5	8.7	0.87	0.0123824	0.0115
15	26	1.65	44	39.15	76.756	44.5	9	0.600	0.0123824	0.0096
30	26.4	1.79	40	35.29	69.188	40.5	9.65	0.32166667	0.0123824	0.0070
60	27	2.00	34.5	30.00	58.817	35	10.6	0.177	0.0122424	0.0051
240	27	2.50	24	20.00	39.211	24.5	12.3	0.051	0.0122424	0.0028
1440	26	1.65	15.5	10.65	20.880	16	13.7	0.0095	0.0123824	0.0012

<u>Material:</u>		
-Arena	%	0.00
-Limos	%	69.95
-Arcillas	%	30.05

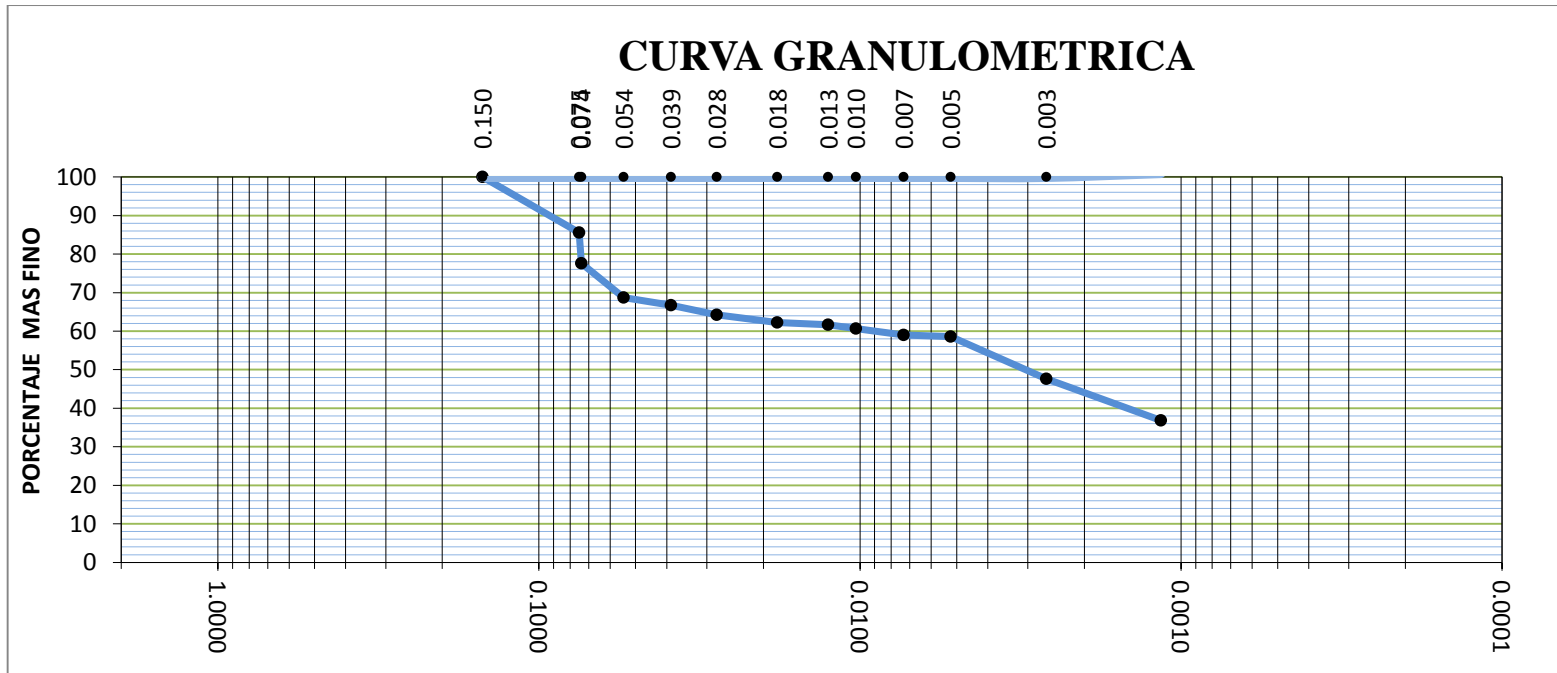


Análisis Granulométrico por el método del hidrómetro – Muestra 4

Tiempo (min)	Temperatura °C	Corrección por temperatura Ct	Lectura del Hidrómetro Rd	Lectura Hidrómetro Corregido Rc	Porcentaje más fino P (%)	Lect. Hidrómetro Corregido por menisco R	Longitud de Hidrómetro L (m)	L / tiempo (cm/min)	Constante K	Diámetro (mm)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
0	26	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
0.25	26	1.65	44.5	39.65	77.638	45	8.9	35.6	0.0123608	0.0738
0.50	25.8	1.58	40	35.08	68.690	40.5	9.65	19.3	0.0123888	0.0544
1	25.8	1.58	39	34.08	66.732	39.5	9.8	9.8	0.0123888	0.0388
2	25	1.30	38	32.80	64.226	38.5	10	5	0.0125008	0.0280
5	25	1.30	37	31.80	62.267	37.5	10.5	2.1	0.0125008	0.0181
10	25.5	1.48	36.5	31.48	61.631	37	10.2	1.02	0.0124308	0.0126
15	25.5	1.48	36	30.98	60.652	36.5	10.3	0.687	0.0124308	0.0103
30	26	1.65	35	30.15	59.037	35.5	10.5	0.35	0.0123608	0.0073
60	26.8	1.93	34.5	29.93	58.606	35	10.6	0.177	0.0124076	0.0052
240	28.5	1.83	29	24.33	47.631	29.5	11.45	0.048	0.0120252	0.0026
1440	25	1.30	24	18.80	36.812	24.5	12.3	0.0085	0.0125008	0.0012

Material:

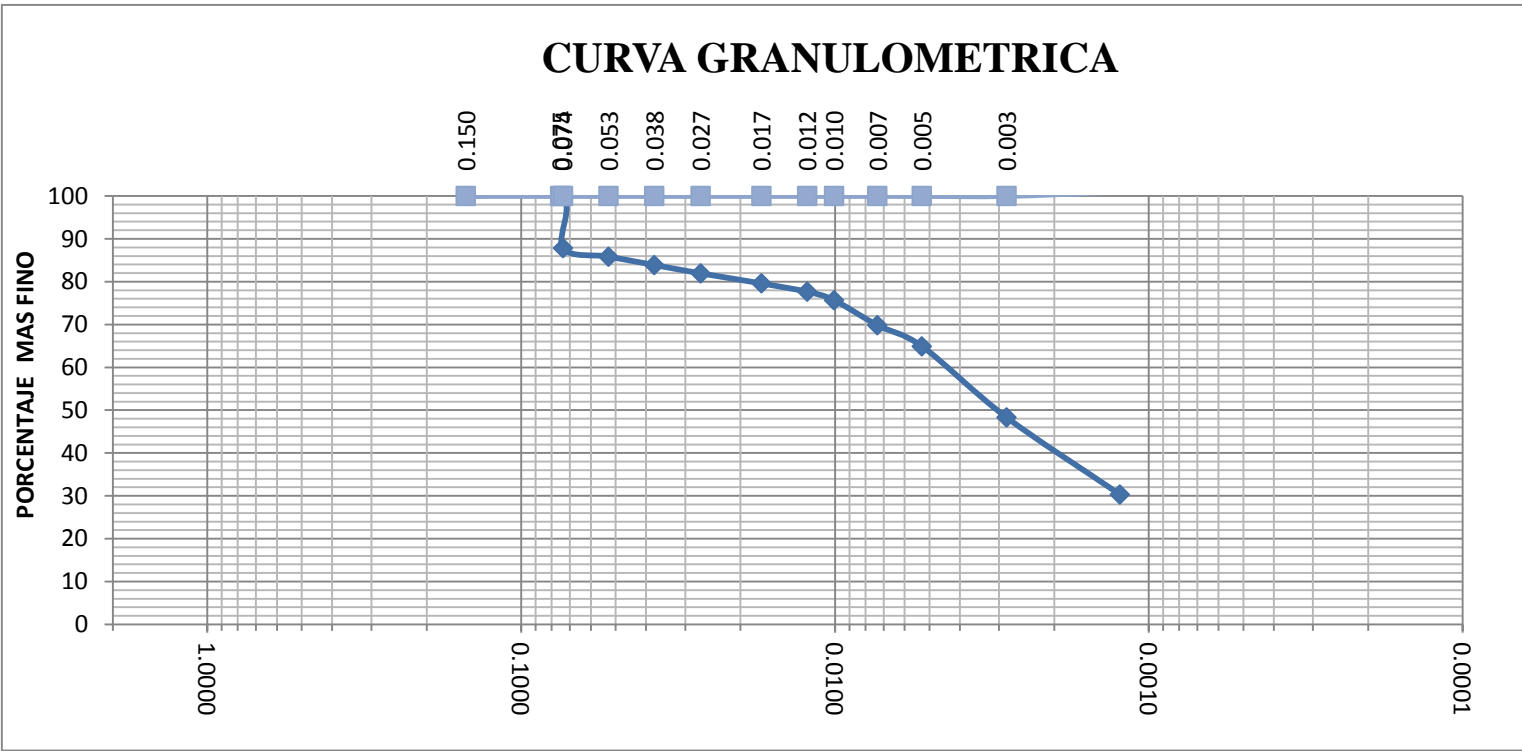
-Arena	%	14.80
-Limos	%	40.88
-Arcillas	%	44.32



Tiempo (min)	Temperatura °C	Corrección por temperatura Ct	Lectura del Hidrómetro Rd	Lectura Hidrómetro Corregido Rc	Porcentaje más fino P (%)	Lect. Hidrómetro Corregido por menisco R	Longitud de Hidrómetro L (m)	L / tiempo (cm/min)	Constante K	Diámetro (mm)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
0	22	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
0.25	22	0.40	51	44.90	87.809	51	7.9	31.6	0.0130792	0.0735
0.50	22	0.40	50	43.90	85.853	50	8.1	16.2	0.0130792	0.0526
1	22	0.40	49	42.90	83.898	49	8.3	8.3	0.0130792	0.0377
2	22	0.40	48	41.90	81.942	48	8.4	4.2	0.0130792	0.0268
5	21	0.20	47	40.70	79.595	47	8.6	1.72	0.0130792	0.0172
10	21	0.20	46	39.70	77.640	46	8.8	0.88	0.0130792	0.0123
15	21	0.20	45	38.70	75.684	45	8.9	0.593	0.0130792	0.0101
30	21	0.20	42	35.70	69.817	42	9.4	0.31333333	0.0130792	0.0073
60	21	0.20	39.5	33.20	64.928	39.5	9.8	0.163	0.0130792	0.0053
240	23	0.70	30.5	24.70	48.305	30.5	11.3	0.047	0.0130792	0.0028
1440	20	0.00	22	15.50	30.313	22	12.7	0.0088	0.0131592	0.0012

<i>Material:</i>		
-Arena	%	0.00
-Limos	%	60.69
-Arcillas	%	39.31

CURVA GRANULOMETRICA



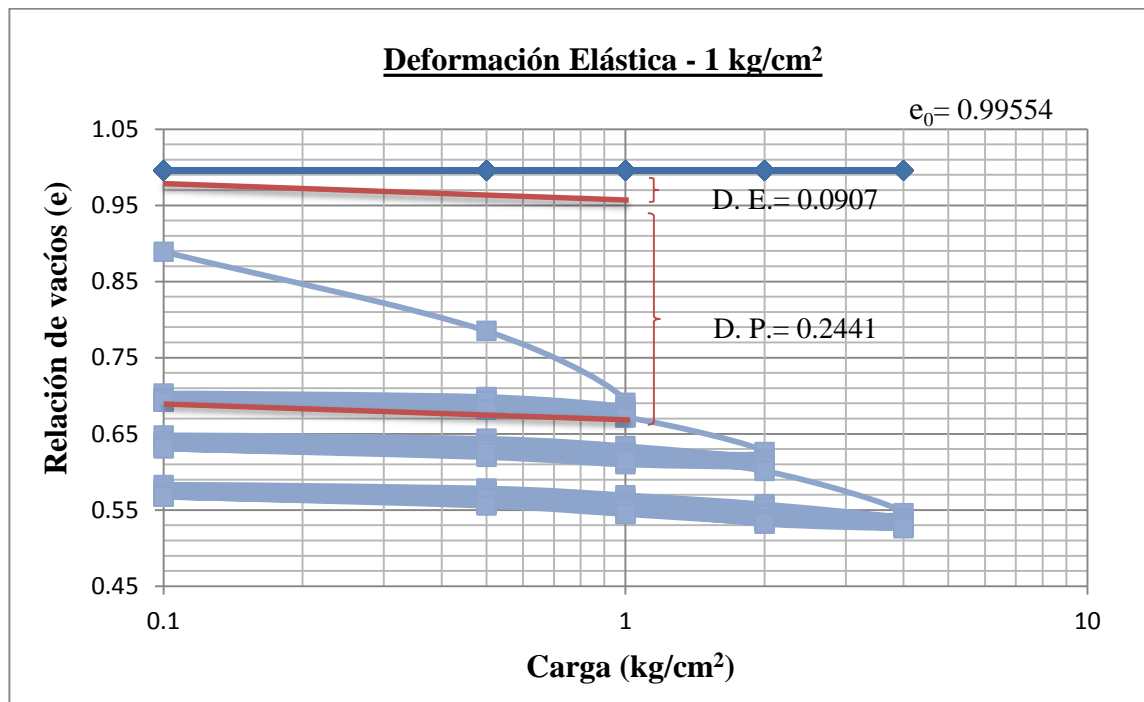
Anexo 2: Resumen de la caracterización de las muestras

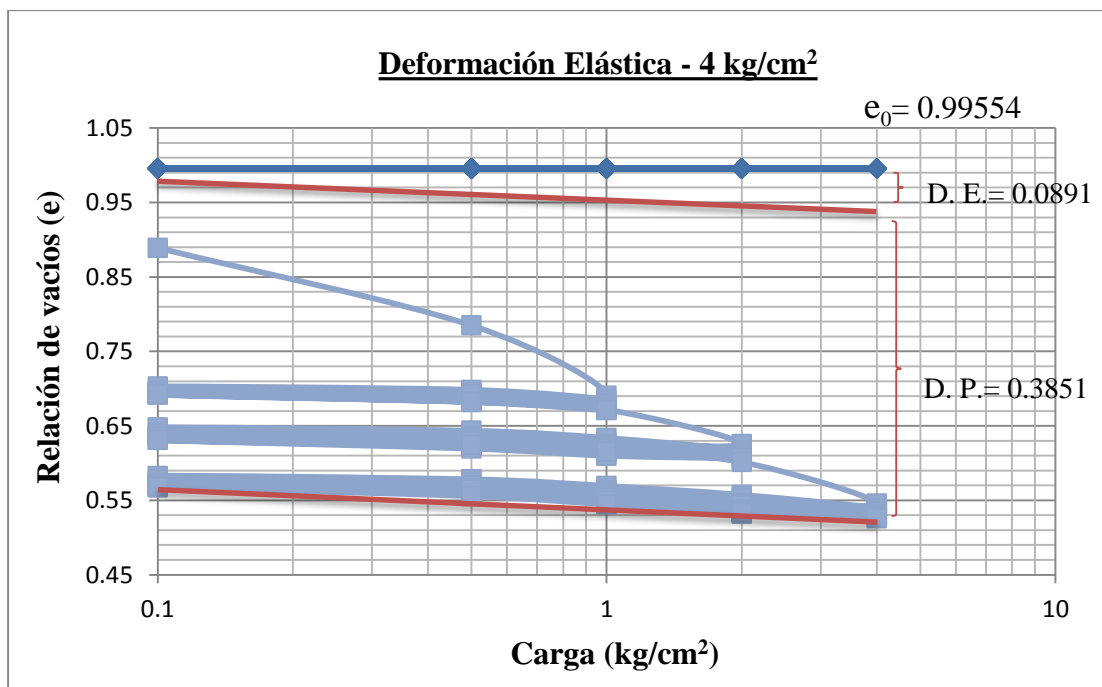
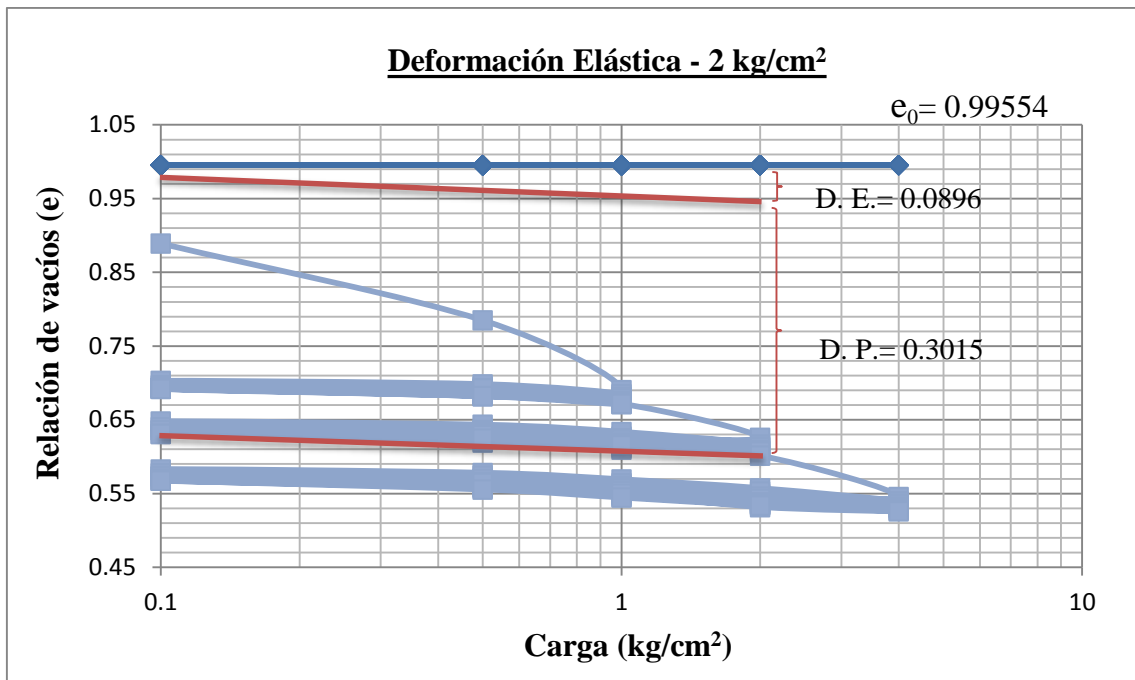
	M - 1	M - 2	M - 3	M - 4	M - 5
Plasticidad					
Limite líquido (%)	40	49	44	40	45
Limite plástico (%)	18	24	22	19	30
Índice de plasticidad	22	25	22	21	15
Límite de contracción	12.01	14.13	12	15.21	29
Gravedad específica	2.734	2.765	2.741	2.747	2.753
Clasificación SUCS	CL	CL	CL	CL	CL

Anexo 3: Ensayo de consolidación

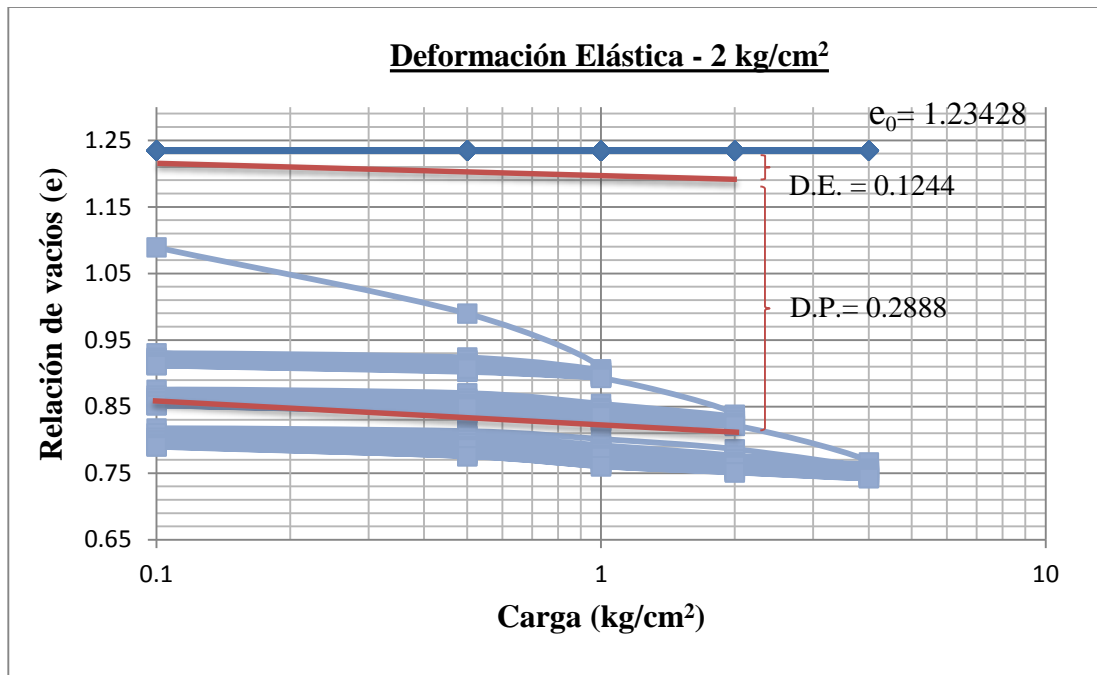
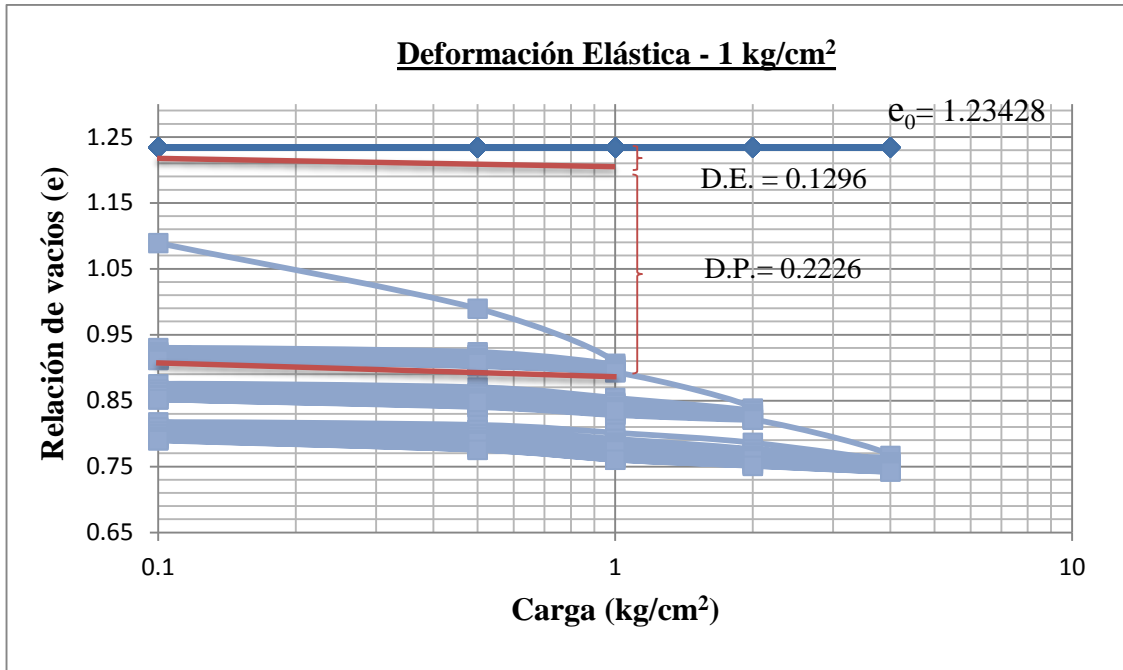
3.1 Resultados del ensayo de consolidación – Deformación elástica y plástica

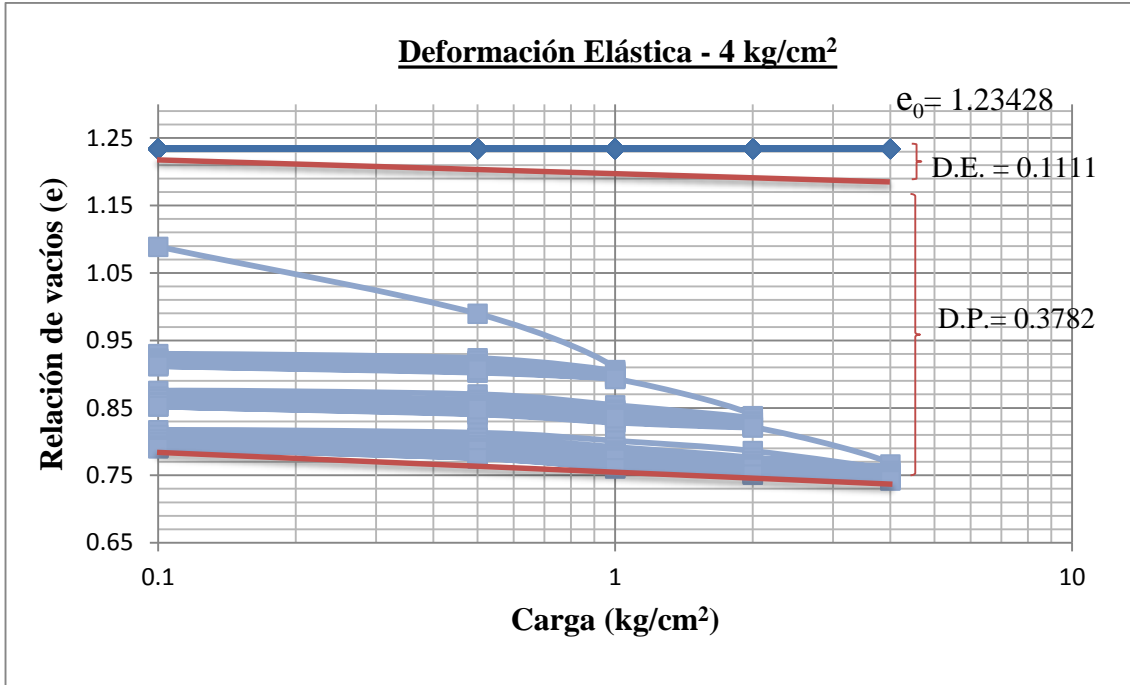
a. Muestra – 1



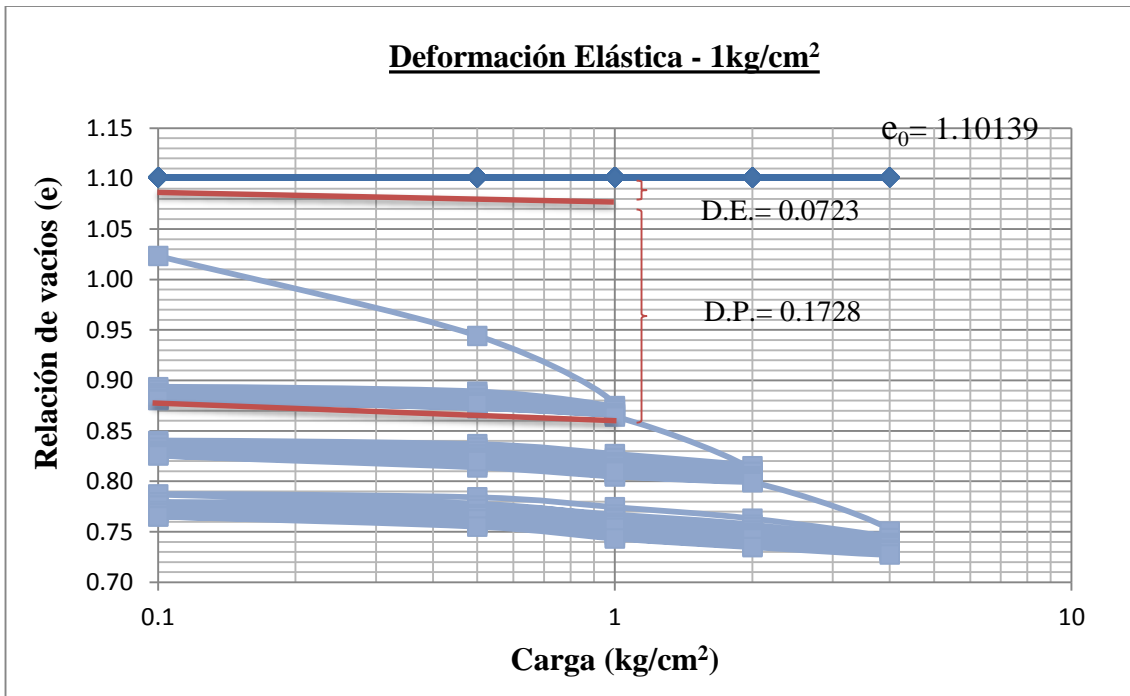


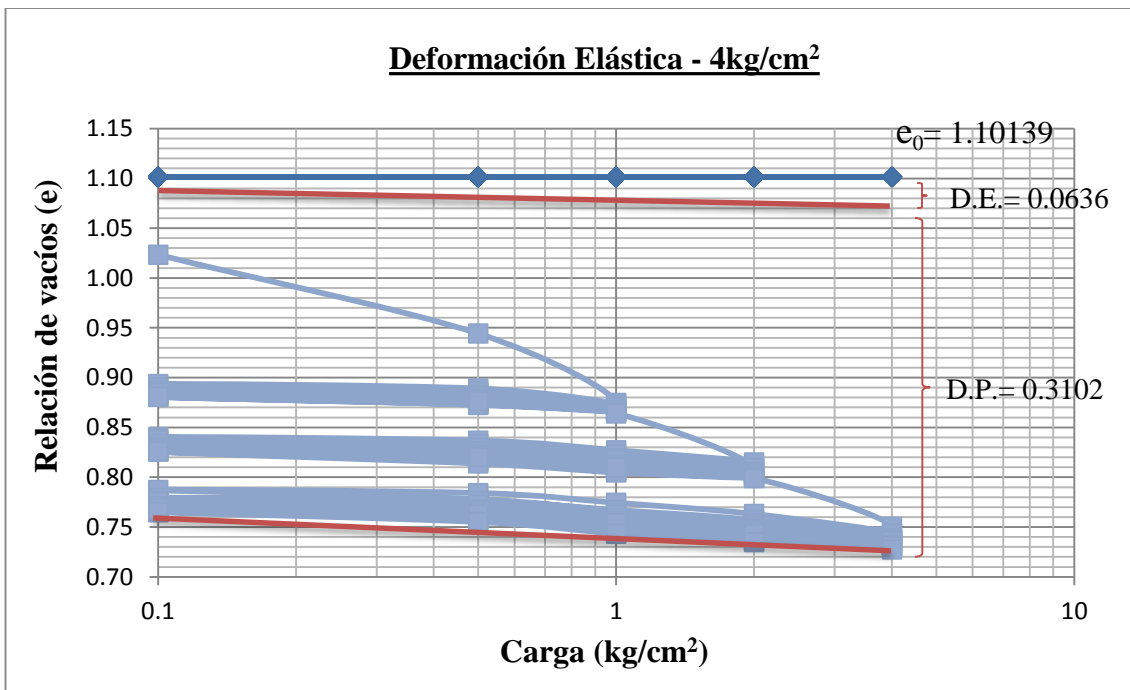
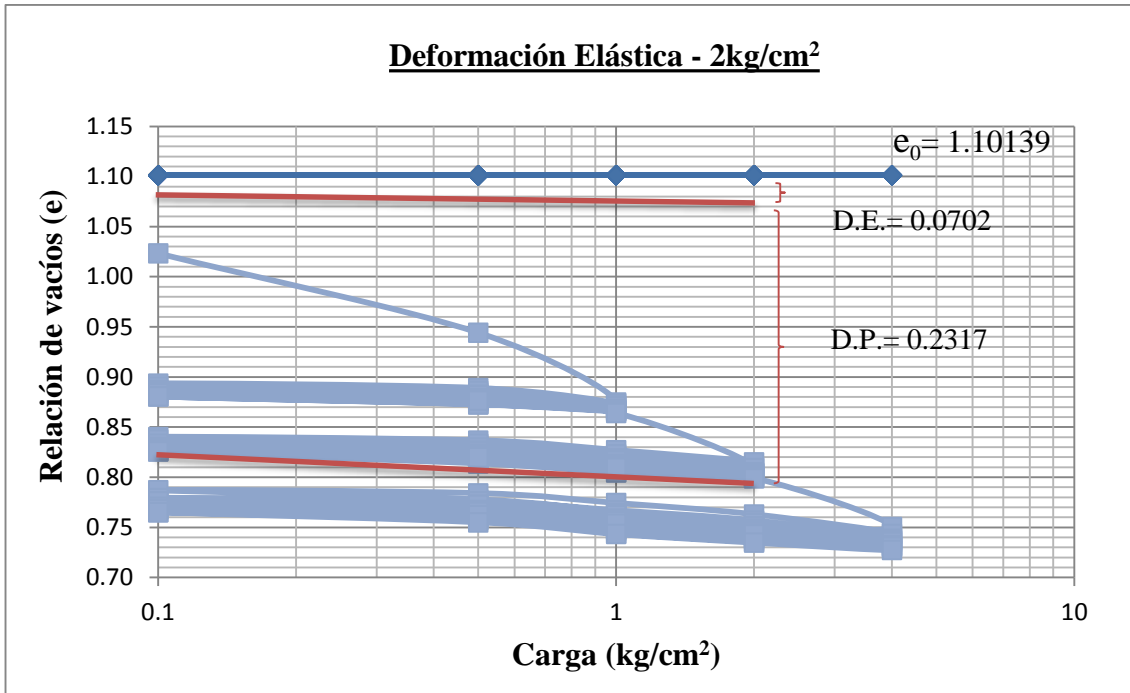
b. Muestra - 2



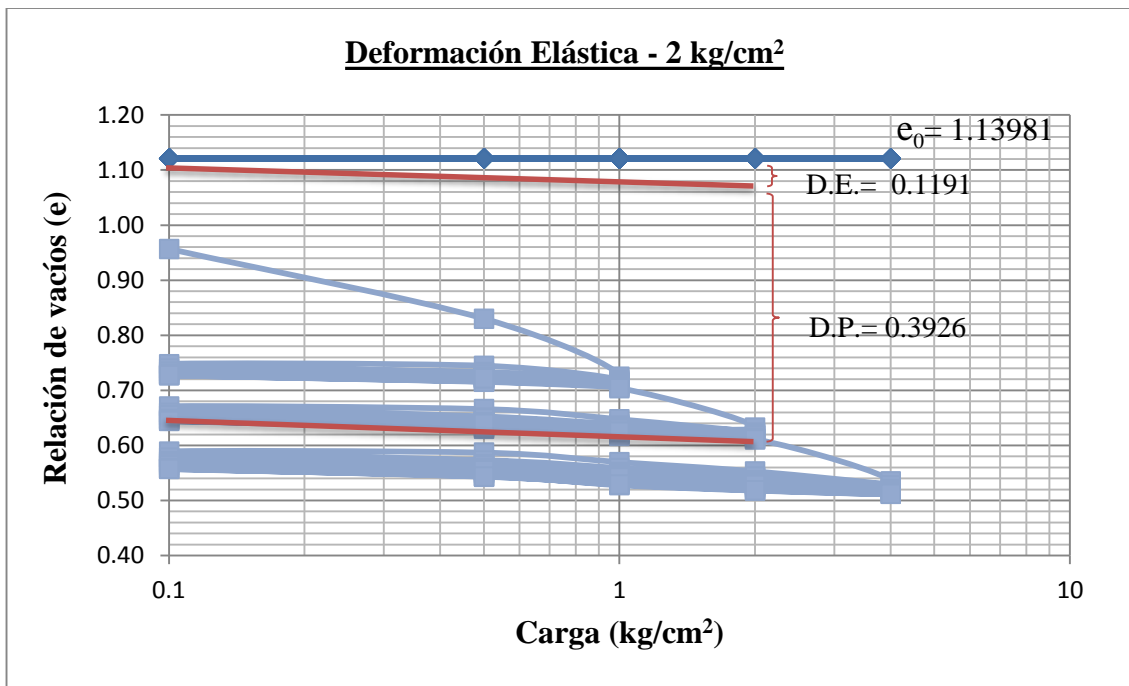
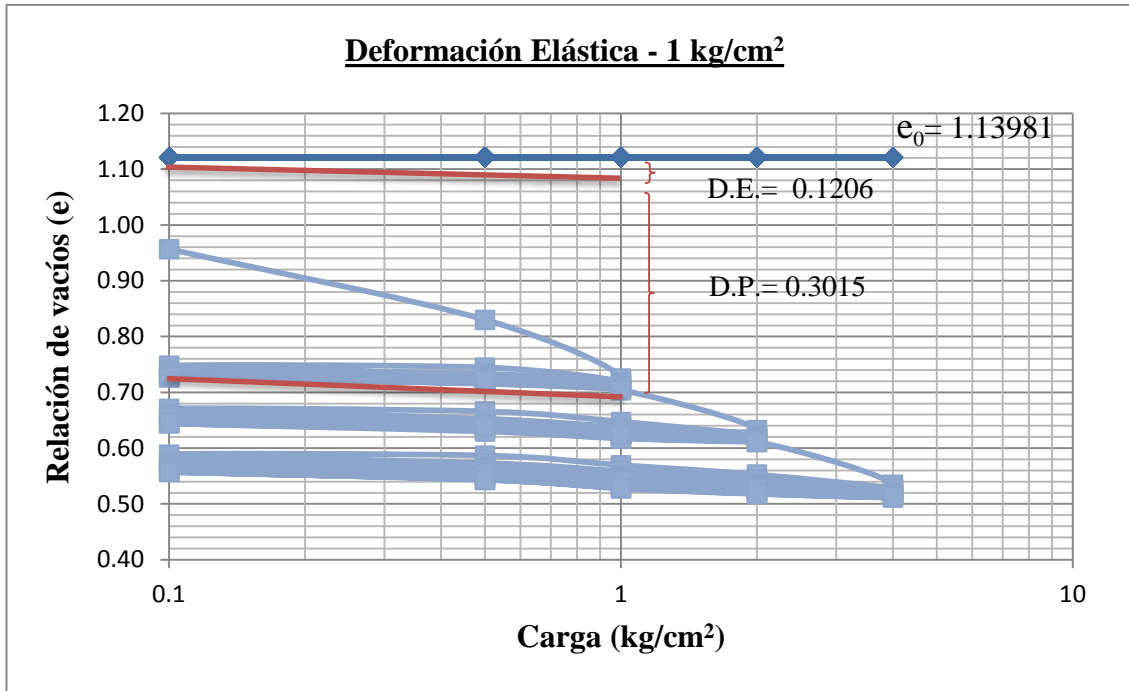


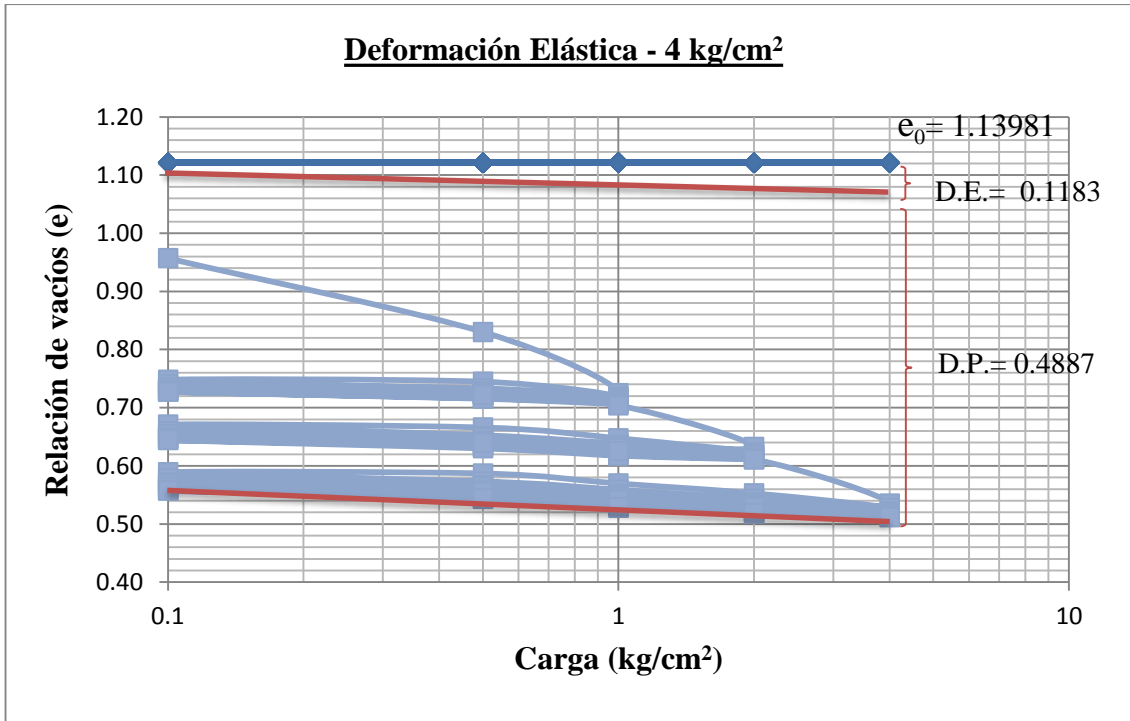
c. Muestra - 3



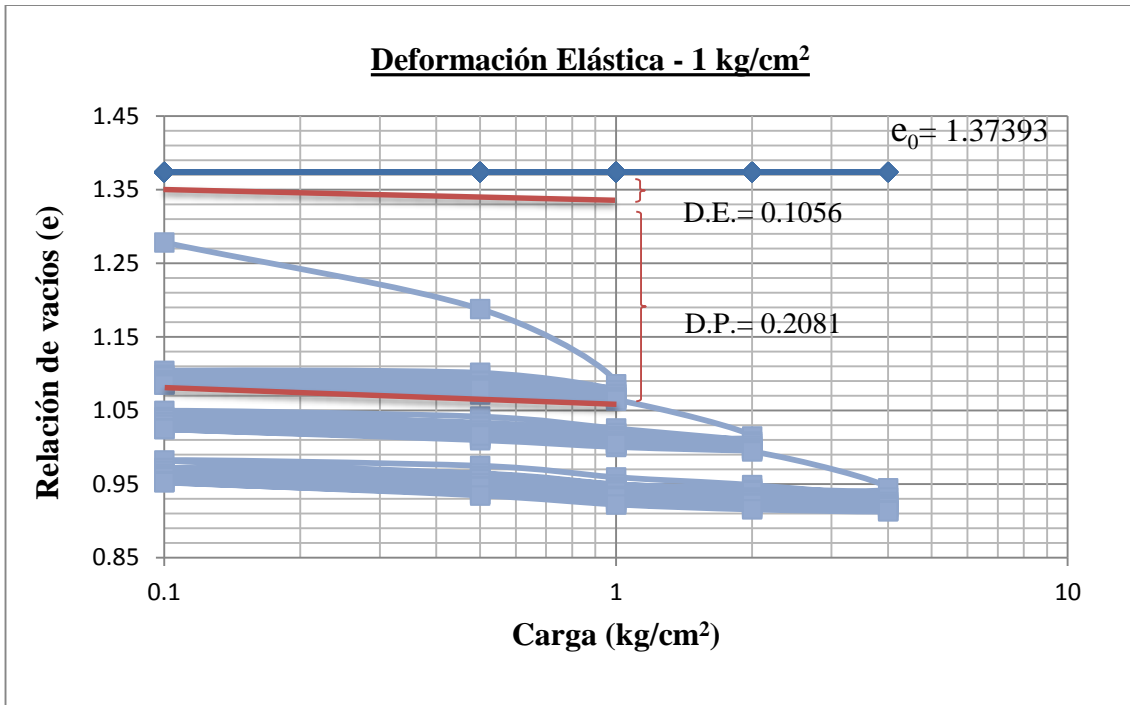


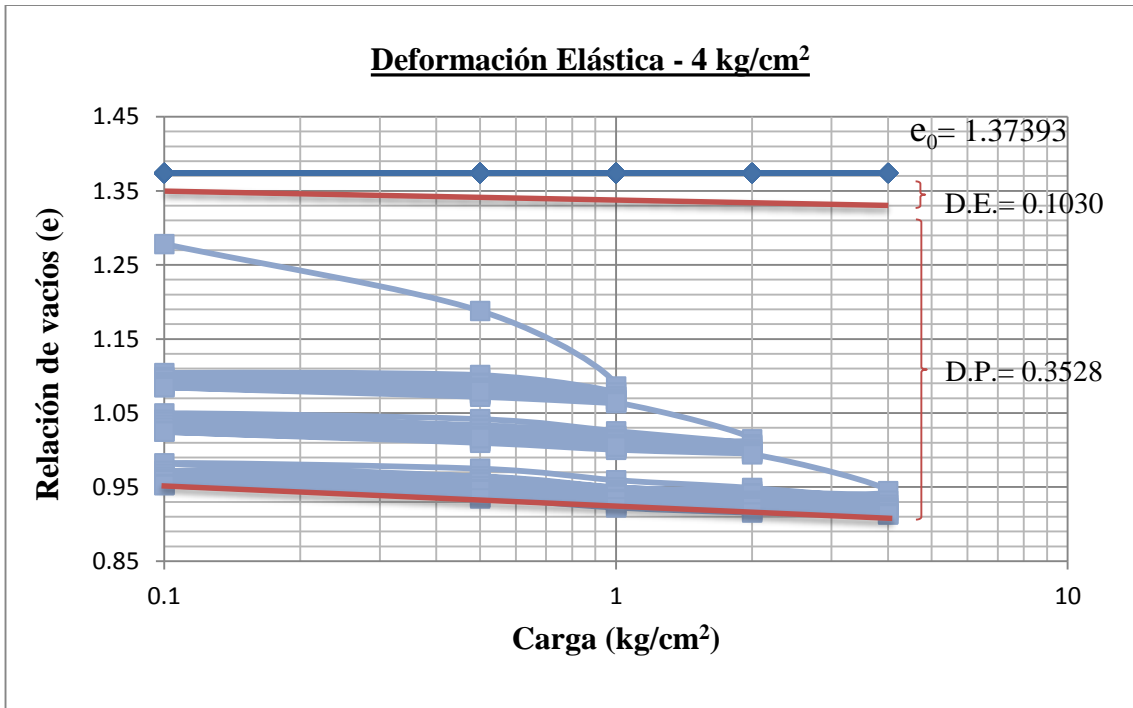
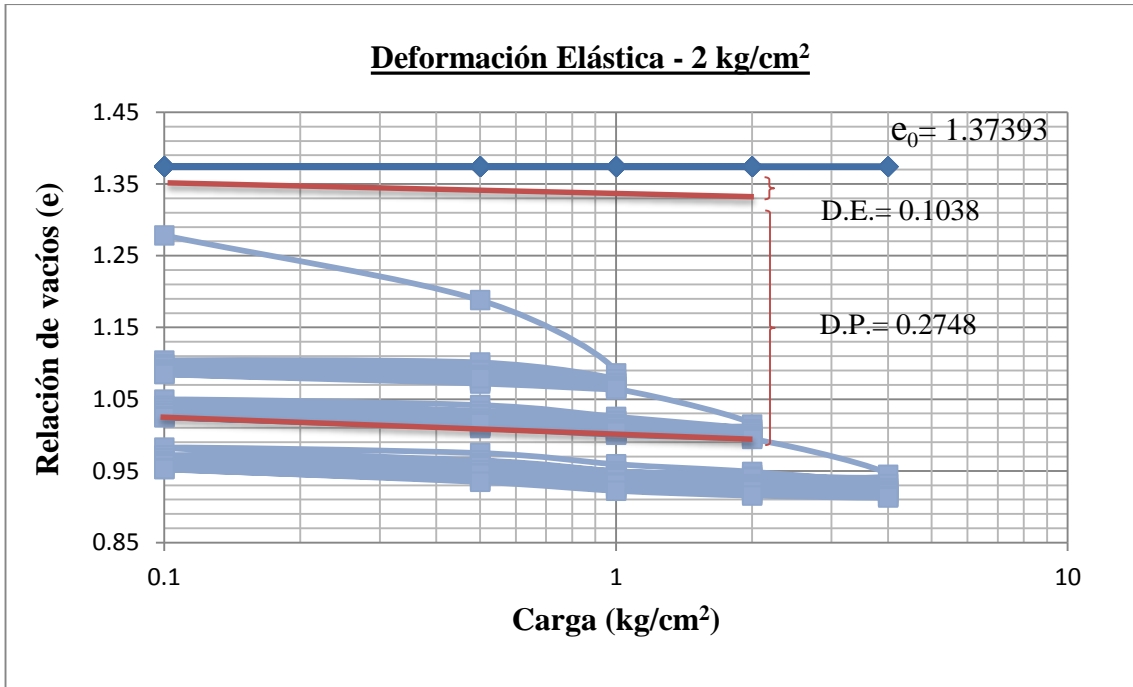
d. Muestra - 4





e. Muestra - 5





3.2 Resultados del ensayo de consolidación – Módulo de elasticidad.

Muestra	Carga (kg/cm ²)	Ángulo θ	Módulo de elasticidad (tan θ)
M - 1	1	87.02 °	19.2094
	2	87.34 °	21.5243
	4	87.74 °	25.3390
M - 2	1	86.61 °	16.8817
	2	87.18 °	20.3012
	4	87.91 °	27.4021
M - 3	1	87.16 °	20.1570
	2	87.64 °	24.2641
	4	88.22 °	32.1783
M - 4	1	86.69 °	17.2906
	2	87.05 °	19.4041
	4	87.50 °	22.9038
M - 5	1	89.64 °	19.7403
	2	87.10 °	21.2050
	4	87.65 °	24.3675

El ángulo θ es aquel formado por la recta tangente a la curva de consolidación y el eje de relación de vacíos tal como se observa en la figura 5.1

Anexo 4: Resultados de la densidad seca de las muestras

Muestra	Carga (kg/cm ²)	Masa (gr)	Radio (cm)	Altura (cm)	Densidad húmeda (<i>d</i>)	Densidad seca (<i>ds</i>)
M - 1	1	152.66	3.8	1.50	2.25	1.605
	2			1.45	2.33	1.661
	4			1.37	2.45	1.752
M - 2	1	149.28	3.8	1.51	2.18	1.463
	2			1.46	2.26	1.515
	4			1.40	2.36	1.583
M - 3	1	162.27	3.8	1.57	2.28	1.582
	2			1.52	2.36	1.637
	4			1.45	2.47	1.713
M - 4	1	146.46	3.8	1.44	2.23	1.596
	2			1.37	2.36	1.684
	4			1.29	2.50	1.789
M - 5	1	143.81	3.8	1.56	2.04	1.404
	2			1.51	2.10	1.450
	4			1.45	2.19	1.510

Anexo 5: Álbum fotográfico

5.1: Frascos volumétricos donde se realizarán el ensayo de gravedad específica.



5.2: Mezcla de la muestra con el agua destilada en reposo después de 24 hrs.



5.3: Lectura de temperatura de la mezcla pasada las 24 hrs.



5.4: Muestras en reposo después de ser mezcladas con 125ml de solución al 4% de NaPO_3 para el ensayo del hidrómetro.



5.5: Hidrómetro sumergido en el cilindro de cimentación (probeta) para su posterior lectura.



5.6: Expansión de las muestras en el ensayo de límite de contracción.



5.7: Equipo de consolidación.



5.8: Extensómetro indicando la lectura de la deformación de la muestra producto de cargas puntuales.

