

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

**ESTUDIO COMPARATIVO DE ESTABILIZACION DE UN SUELO ARCILLOSO
ALTAMENTE EXPANSIVO, UTILIZANDO UN CO-POLIMERO
MULTIENZIMATICO.**

Que para obtener el título de; Maestro en Ingeniería.

PRESENTA:

Carlos Aurelio Valdez Guzmán

Asesor de tesis:

Dr. Carlos Chávez Negrete

Morelia, Michoacán, México. Junio, 2008.

Índice.

Agradecimientos.	6
Objetivo de la tesis.	7
Introducción.	9
Capítulo I. Estabilización de suelos.	
1.1 El suelo.	13
1.2 Estabilización de suelos.	16
1.2.1 Tipos de estabilización de suelos.	17
1.2.1.1 Estabilización física.	17
1.2.1.2 Estabilización química.	19
1.2.1.2 Estabilización eléctrica.	21
1.2.1.2 Estabilización térmica.	22
1.2.2 Parámetros para la estabilización de suelos.	23
1.2.3 Clasificación de suelos con fines de estabilización.	29
Capítulo II. Descripción del proceso de interacción agua - aditivo - arcilla.	
2.1 Descripción del agua.	34
2.2 Descripción de las arcillas.	41
2.2.1 Físicoquímica de las arcillas.	44
2.3 Interacción de la matriz agua - arcilla.	49
2.3.1 Caolinitas.	50

2.3.2 Montmorilonitas.	51
2.3.3 Illitas.	52
2.4 Estabilización mediante procesos químicos (enzimas).	54
2.5 Descripción del aditivo químico.	56

Capítulo III. Normativa.

3.1 Determinación de los parámetros del agua.	58
3.2 Muestreo de materiales.	65
3.3 Clasificación del suelo.	68
3.4 Secado, disgregado y cuarteo de muestras.	70
3.5 Contenido de humedad.	72
3.6 Granulometría.	74
3.7 Gravedad específica (Ss).	77
3.8 Límites de consistencia.	79
3.9 Peso volumétrico seco máximo (AASHTO).	82
3.10 Valor de soporte de California (CBR) y expansión.	85
3.11 Compresión simple.	86
3.11.1 Fundamentación de la resistencia cortante de los suelos (fricción entre dos superficies).	89
3.12 Compresión triaxial.	92
3.11.1 Fundamentación del esfuerzo en un punto – círculo de Mohr.	94
3.13 Presión de expansión.	99
3.14 Consolidación.	102
3.15 Equipo adicional y proceso de instrumentación.	105

Capítulo IV. Ensayes.

4.1 Ensayes del agua.	111
4.1.1 Descripción.	111
4.1.2 Ensayes.	111
4.2 Ensayes del material 1.	113
4.2.1 Descripción.	113
4.2.2 Ensayes.	114
4.2.2.1 Pruebas índices.	115
4.2.2.1 Pruebas mecánicas.	116
4.2.2.3 Resumen.	126
4.3 Ensayes del material 2.	128
4.3.1 Descripción.	128
4.3.2 Ensayes.	128
4.3.2.1 Pruebas índices.	129
4.3.2.1 Pruebas mecánicas.	130
4.3.2.3 Resumen.	140
4.4 Ensayes del material 3.	142
4.4.1 Descripción.	142
4.4.2 Ensayes.	143
4.4.2.1 Pruebas índices.	144
4.4.2.1 Pruebas mecánicas.	145
4.4.2.3 Resumen.	155

Capítulo V. Conclusiones.

5.1 Conclusiones.	157
5.1.1 Conclusiones del material 1.	157
5.1.2 Conclusiones del material 2.	158
5.1.3 Conclusiones del material 3.	159
5.1.4 Conclusiones generales.	160
5.2 Líneas futuras de investigación.	162

Bibliografía.	163
----------------------	-----

Agradecimientos.

Agradezco la beca otorgada por la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, al Dr. Carlos Chávez Negrete por su apoyo, dirección y paciencia, a mi madre por su incesante espíritu de lucha, a mi familia, a mis profesores y a mis amigos.

También quiero agradecer Al Dr. José Carlos Rubio Avalos por sus sugerencias al tratar con el aditivo químico; al técnico Jaime Chora por compartir su tiempo y experiencia en la realización de las pruebas en el laboratorio; a la Bióloga Nancy Cortes Espinoza por sus conocimientos en el área química; finalmente al Ing. Damián Martínez Vargas, Ing. Ricardo, Ing. Hugo, Ing. Antonio Hurtado Hernández y al Ing. Erick Oliver por su apoyo en la realización de las pruebas y por hacer menos tortuoso la soledad obligada de todo practicante de esta rama de la ciencia.

En resumen agradecer es muy poco para poder entender los mundos que me facilitaron el poder llevar a cabo esta investigación; en esta, se me ha dado oportunidad de establecer un vínculo más técnico, entre mi mundo y mi persona, gracias.

Objetivo.

El objetivo de esta tesis es definir cualitativa y cuantitativamente las propiedades índices y mecánicas de tres diferentes tipos de suelos arcillosos siendo similares sus Límites Líquidos (entre 40 y 65), adicionando un aditivo químico (Co-polímero Multienzimático) para lograr su estabilización.

Esta tesis está elaborada siguiendo la normativa del Instituto Mexicano del transporte de México (IMT), aunque también se aplica la normativa de la American Standard Testing Materials (ASTM) de Estados Unidos de Norteamérica (ensaye de consolidación), y la normativa (UNE) de España (ensaye de presión de expansión), sin embargo estas normas no son equivalentes en lo que respecta a la normativa mexicana pero de gran apoyo para esta investigación.

El material arcilloso propuesto a estabilizar está definido en adelante como material No. 1, No. 2 y No. 3; por su parte las diferentes dosificaciones estarán establecidas como sin dosificación (SD), primera dosificación (A), segunda dosificación (B) y tercera dosificación (C). En lo que respecta al aditivo químico denominado Co-Polímero Multienzimático (CPME) nos remitiremos a su utilización (manejo, dosificación y conservación, según recomendaciones del fabricante).

Las dosificaciones recomendadas por el fabricante son de acuerdo al porcentaje en peso por material arcilloso, sin embargo para efectos de esta investigación la cantidad del aditivo está en función de la cantidad de agua que se adicionara al material arcilloso. Los porcentajes son los siguientes:

- I) Sin Dosificación.
- II) Dosificación (A) al 0.0067 %.

- III) Dosificación (B) al 0.0084 %.
- IV) Dosificación (C) al 0.01 %.

Tipo de Investigación.

Experimental.

Lugar de la experimentación.

Laboratorio de Materiales "Ing. Jesús Silva Ruelas" de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en el Departamento de Mecánica de Suelos. Morelia, Michoacán, México.

Introducción.

Los técnicos de la construcción desde los inicios de la civilización, nos hemos enfrentado a diversos problemas planteados por el terreno, sobre el cual cimentamos nuestros caminos, puentes y edificaciones, en donde la utilización del terreno es visto como material de construcción y este material de construcción es conocido hoy día, como suelo. El suelo, como material para la construcción, ha sido el de mayor uso y proporción por el hombre en las obras de infraestructura, esto se observa desde en los caminos y puentes Romanos (ver imagen 1), en la gran muralla China (Fernandez Loaiza, 1982) y en los mayas quienes lograron la construcción de terrazas para contener la erosión del suelo (caminos), secaron pantanos mediante la apertura de zanjas (drenes) y utilizaron el suelo excavado para conformar campos de tierra elevados (plataformas). Lo anterior sugiere, que desde hace ya bastante tiempo se comprendió que el terreno (o suelo) cercano a las obras, no siempre cumple los requisitos necesarios para utilizarse en dichas obras. Por lo tanto, fue necesario utilizar diversas técnicas de mejoramiento o estabilización de un suelo, para modificar las características del mismo y adecuarlo a sus necesidades.



Imagen 1 Camino construido por los romanos, vía Apia.

Los métodos empleados en la antigüedad para mejorar los suelos eran empíricos, y como las demás actividades, tendían a ser de carácter artesanal, por lo tanto se transmitían de generación en generación. Estos conocimientos son muy limitados en la actualidad, porque las obras se necesitan con mucho más rapidez y calidad; es por esto que se busca optimizar estas técnicas, realizando principalmente estudios, con fundamentación científica y mediante la corroboración experimental.

Cuando un suelo presenta resistencia suficiente para no sufrir deformaciones, ni desgastes inadmisibles por la acción del uso o de los agentes atmosféricos y conserva además esta condición bajo los efectos climatológicos normales en la localidad, se dice que el suelo es estable (Fernandez Loaiza, 1982).

Entonces; podemos definir a un suelo estabilizado como una mezcla homogénea y uniforme de ese mismo suelo con uno o varios agentes estabilizantes o estabilizadores, los cuales harán posible la conformación de una capa de suelo estable la cual, convenientemente compactada, tiene por objeto disminuir la susceptibilidad al agua del suelo y aumentar ciertas características mecánicas.

Los métodos de estabilización de suelos pueden clasificarse según las diversas formas, de acuerdo con la naturaleza del proceso aplicado, según el material añadido, dependiendo del resultado deseado, etc. Por ejemplo, según el proceso, existe la estabilización mecánica, química, térmica y eléctrica (Lambe, y otros, 2006).

Uno de los principales tratamientos empleados en el mejoramiento o estabilización de suelos en las vías terrestres, es el conseguido mediante la unión de los granos del suelo con un material cementante (por

ejemplo, cemento, cal, asfalto), a este tratamiento se puede clasificar como químico aunque en otras clasificaciones solo la incorporación de un agente estabilizador (por ejemplo, sales y enzimas) se le conoce como estabilización química. A la estabilización que consiste en la incorporación de elementos prefabricados (geomallas y tierra armada), a la estabilización por compactación y a la estabilización lograda con la mezcla de dos o más suelos se le conoce como estabilización física o mecánica. Además, existe otro tipo de estabilización conocida como estabilización electrosmótica, pero esta es muy raramente usada.

En general, aplicando las técnicas químicas o físicas, puede decirse que todos los suelos pueden ser estabilizados, pero deberá de tomarse en cuenta el objetivo de la obra, el procedimiento constructivo y el costo, ya puede resultar demasiado alto si el suelo que se trata de corregir, no posee determinadas condiciones iniciales.



Imagen 2 Proceso de estabilización química (enzimas) de un camino (TECNOCAM).

Hoy en día las limitantes más importantes en el diseño de estructuras para caminos y carreteras, han sido el aspecto económico y cuidado del medio ambiente. Las soluciones tienden, con cada vez más

frecuencia, al uso de tecnologías y métodos de probada eficiencia. Sin menospreciar los demás tipos de estabilización consideramos que el uso del material del lugar modificando sus propiedades conforme al proyecto, puede lograrse por diversos métodos, pero solo uno proporcionara una solución de largo plazo, el cambio en las propiedades químicas de sus elementos. Las características alcanzadas por medios químicos permanecerán (en algunos casos) inalterables e incluso mejoraran con el tiempo.

1.1 El suelo.

Suelo o Terase (del griego) o solum (del latín) se le denomina al conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de las rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales que no pueden ser olvidadas por quienes pretendan comprender su comportamiento ingenieril (Rico Rodriguez, 2005):

- El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.
- El agua tiene continuidad dentro de la organización de las partículas de suelo de tal forma que se obtiene una distribución de presiones por este hecho. Lo anterior corresponde a que el agua no ocupa huecos aislados, sino intercomunicación; sino que se llenan todos los poros que dejan entre sí, las partículas minerales y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

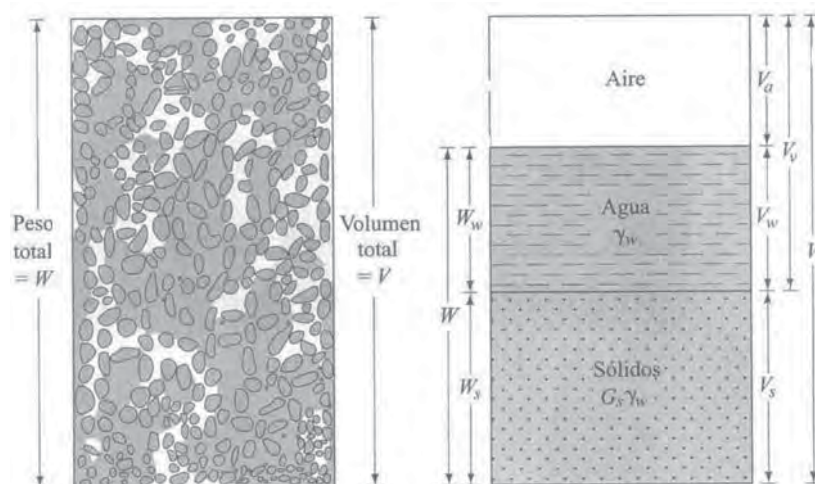


Ilustración 1. 1 Distribución de la estructura del suelo en estado natural (izq.) y la representación de las tres fases del suelo (der.).

Los suelos pueden ser residuales o transportados según se les encuentra en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por agua y aire y la sedimentación en esos dos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructuración y la “distribución interna” de las propiedades tiene que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados (ver imagen 1.1) y depositados en aire o agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición, características y condiciones iniciales de la roca original (Rico Rodriguez, 2005).



Imagen 1. 1 Suelos transportados por avalanchas y depositado en el pie monte (fragmentos de gravas, arenas y limos).

En México existen muchos tipos de suelos que en su estado natural no son adecuados para la construcción por no reunir los requisitos especificados. En estos casos el ingeniero deberá de tomar una de las tres decisiones siguientes (Fernandez Loaiza, 1982):

a) Aceptar el material tal y como está y efectuar el diseño de acuerdo con las restricciones impuestas por la calidad del material.

b) Remover y desechar el suelo del lugar y sustituirlo por un suelo de las características adecuadas.

c) Alterar o cambiar las propiedades del material existente de tal manera que se obtenga un material que reúna a mejor forma los requisitos impuestos, o cuando menos que la calidad obtenida sea adecuada.

Obviamente para fines de este proyecto nos enfocaremos a la última opción (c).

1.2 Estabilización de suelos.

Ya se comentó anteriormente que la estabilización o mejoramiento de suelos es un conjunto de técnicas que buscan incrementar el desempeño mecánico y la durabilidad de materiales, y que son usadas en múltiples actividades en la ingeniería. Entre las aplicaciones que se destacan encontramos: la construcción de plataformas de cimentación, el mejoramiento del terreno natural, de sub-rasantes, de sub-base, de bases y de pavimentos.

Actualmente existe una gran variedad de productos y sus respectivos procesos ofrecen un tratamiento químico y/o físico a los materiales. El uso de ellos en el caso de estructuras de pavimentos, depende de factores propios a los materiales a estabilizar, del aditivo ofrecido, del proceso a constructivo implementar, de la función de la capa estabilizada en la estructura de pavimento y del uso que se pretende de acuerdo al tránsito vehicular.

Cuando las capas estabilizadas en una vía terrestre tienen un buen desempeño se pueden obtener beneficios tanto técnicos como económicos, por reducción de tiempos en los procesos constructivos, disminución del impacto ambiental, disminución de costos de mantenimiento y formulación de nuevas alternativas de construcción y rehabilitación estructural de los pavimentos.

¿Arcilla? ¡No hay problema hombre!

Ponle 4 % de cal y te va a quedar muy bien ese pavimento.

¡Pero oye!, yo sé que la cal adicionada a la arcilla presenta problemas de "reversibilidad", pues el ingeniero me dijo que según su

experiencia, la cal no funciona. Pues no sé porque dirá eso el ingeniero, pero si se que a mí me dio buenos resultados (Fernandez Loaiza, 1982).

El texto anterior hace hincapié en la falta de investigación sobre las reacciones que tiene la aplicación de un estabilizador químico sobre un suelo, también podemos suponer que una cierta experiencia nos indicara las aplicaciones específicas de de los diferentes procedimientos de estabilización, procedimientos que sin embargo debieran considerar y realizar un reconocimiento preliminar de los suelos a estabilizar. Por ejemplo ahora se tiene por costumbre, utilizar cementos Portland para arenas y cal para las arcillas, y aunque esto tiene validez no toma en cuenta muchos otros procedimientos de estabilización que puedan resultar más efectivos y económicos.

1.2.1 Tipos de estabilización.

1.2.1.1 Estabilización Física.

Este método se utiliza para mejorar el suelo produciendo cambios físicos en el mismo, sin que se produzcan reacciones químicas de importancia. Hay varios métodos como lo son:

- a) Estabilización por compactación. Consiste en comprimir los granos entre sí aumentando así su fricción interna (compacidad), lo que incrementa su poder soportante. Aunque mejora la calidad de los suelos, ella por sí sola no proporciona la resistencia y durabilidad que necesitan las capas del suelo, ya que estas se ven afectadas por cambios de humedad y por el desgaste del tránsito. Esta técnica se divide en 3 modalidades:
 - a. Compactación.
 - b. Precarga.

c. Drenaje.

- b) Estabilización empleando la mezcla de suelos. Es de amplio uso pero por si sola no logra reducir los efectos deseados, necesitándose siempre de por lo menos la compactación como complemento. Por ejemplo, los suelos de grano grueso como las grava o arenas tienen una alta fricción interna lo que lo hacen soportar grandes esfuerzos, pero esta cualidad no hace que sea estable como para ser la superficie de rodamiento de una carretera ya que al no tener cohesión sus partículas se mueven libremente y con el paso de los vehículos se pueden separar e incluso salirse del camino. Las arcillas, por el contrario, tienen una gran cohesión y muy poca fricción lo que provoca que pierdan estabilidad cuando hay mucha humedad. La mezcla adecuada de estos dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se puede aprovechar la gran fricción interna de uno y la cohesión del otro para que las partículas se mantengan unidas.
- c) Elementos prefabricados. Consiste en la incorporación de elementos prefabricados como geomallas y/o tierra armada, los cuales actúan incrementando la cohesión y el ángulo de fricción del material, aumentando su capacidad portante. Este método es muy rápido pero costoso.
- d) Vibroflotación. Aplicable en arenas o suelos con alta permeabilidad y consiste en la inserción de un dispositivo vibratorio, capaz de aplicar un chiflón de agua simultáneamente con el vibrado, de tal manera que al encontrarse dicho dispositivo dentro del suelo inyectando agua y vibrando se produce la licuación de la arena logrando con ello su compactación.

1.2.1.2 Estabilización Química.

Se refiere principalmente a la utilización de ciertas sustancias químicas patentizadas y cuyo uso involucra la sustitución de iones metálicos y cambios en la constitución de los suelos involucrados en el proceso. Hay varios métodos como lo son:

- a) Cal. Utilizada generalmente para disminuir la plasticidad y consecuentemente también los cambios volumétricos de un material arcilloso, la forma de más uso es cal hidratada, óxidos o hidróxidos. Es técnicamente muy sencilla y bastante económica.
- b) Cemento Pórtland. Utilizado generalmente para suelos arenosos o gravas finas, la mayor ventaja es el incremento de la resistencia, también se puede usar para suelos arcillosos pero implica mayor porcentaje de este.
- c) Acido fosfórico y fosfatos. Para suelos ácidos y no son efectivos en los alcalinos, en limos y arenas, funciona en cloritas y tiene una considerable y benéfica acción en el peso volumétrico seco de la mezcla a la que se llega.
- d) Cloruro de sodio o de calcio (sales). Para arcillas y limos, ayudan en la compactación, impermeabilizan, disminuyen los polvos, benefician la resistencia del suelo y el comportamiento de estos ante la congelación, mas sin embargo como la sal es muy soluble es considerada como muy poco durable.
- e) Hidróxido de sodio (sosa caustica). Algunos éxitos se obtuvieron en la India sobre suelos lateríticos, ayuda en la compactación pero tiene el riesgo de ser toxico.

f) Polímeros y Resinas. Son cadenas muy largas de moléculas formadas por unión de componentes orgánicos, a los que se denomina monómeros. Los polímeros naturales tienen la forma de resinas. La incorporación de polímeros a los suelos se hace de dos maneras; o se añaden los monómeros junto con un sistema catalizador que produce la polimerización posterior o el polímero se añade ya formado, sólido, en solución o en emulsión. Únicamente pueden usarse en suelos ácidos (Los suelos ácidos se encuentran fundamentalmente en regiones de pluviosidad elevada; en las regiones áridas, los suelos son normalmente alcalinos), otra desventaja importante del producto es la degradación bacteriana, que limita su vida. Los polímeros pueden ser catiónicos, aniónicos y no aniónicos. Los catiónicos poseen cargas positivas que crea nexos eléctricos muy fuertes con las negatividades de las partículas de arcilla; por este mecanismo pueden aumentar la resistencia del suelo. Los polímeros aniónicos tienen la misma carga eléctrica que los minerales de arcilla, por lo que incorporación más bien tiende a disminuir la resistencia de los suelos tratados; correspondientemente favorecen la compactación. Los polímeros no iónicos generan nexos de hidrogeno importantes entre las partículas de arcilla, asociando sus grupos OH con el oxígeno de aquellas.

Los estabilizantes químicos pueden ser todavía de naturaleza orgánica o inorgánica. Los primeros suelen estar afectados por menos problemas de patentes y otras restricciones comerciales, y todavía pueden subdividirse en estabilizantes de tipo ácido, de tipo neutral y de tipo alcalino. El primero y el tercero de estos grupos actúan atacando químicamente los

componentes del suelo, especialmente los minerales de arcilla, produciéndose en la reacción nuevos compuestos de naturaleza cementante. Los estabilizantes neutros principalmente alteran las propiedades físicas del suelo, como peso volumétrico (Rico Rodriguez, 2005).

Todos estos productos o aditivos (excepto la cal y el cemento Portland), podemos decir que son pocamente utilizados debido a la falta de experimentación con los mismos, esto es sin duda es el mayor pretexto para la elaboración de esta investigación.

La experiencia, muy orientada por factores económicos, ha demostrado que los tratamientos químicos son útiles, sobre todo para arcillas ubicadas cerca de la superficie del terreno, en tanto que los tratamientos térmicos se han aplicado más bien a arcillas profundas (Rico Rodriguez, 2005).

Dentro de todo esto resulta un tanto evidente que los procedimientos que sirvan para mantener a un suelo sin que se produzcan cambios volumétricos importantes, son también adecuados para mantener la resistencia en el suelo; como es la adición de agentes (químicos) que transforman a un suelo fino en una masa rígida o granular.

1.2.1.3 Estabilización Eléctrica.

Se refiere principalmente a la utilización de ciertos procesos fisicoquímicos.

- a) Electrólisis. Denominada también como electrolisis, consiste en aplicar al suelo, combinadamente, una corriente eléctrica que origina una serie de fenómenos de naturaleza

fisicoquímicos y la acción de dispositivos de bombeo. Técnica utilizada en la estabilización de suelos blandos.

1.2.1.4 Estabilización Térmica.

Se refiere principalmente a la utilización de procesos donde se ve involucrado el calor, el cual transforma cualquier arcilla en un ladrillo resistente.

- a) Por calentamiento. En la práctica y para estos problemas resulta suficiente llegar a la temperatura en la que la rehidratación de la arcilla se torne imposible (200 a 400 °C). La influencia de un punto de calentamiento no se extiende mucha más allá de un par de metros en torno a él. Este método es útil para poder reducir el potencial de expansión del material arcilloso.
- b) Por enfriamiento. Esta técnica es mucho más complicada que la anterior ya que el enfriamiento produce la disminución de la resistencia de los suelos finos al aumentar la repulsión entre las partículas y causa el movimiento del agua intersticial por efecto del gradiente térmico. Por estas razones, todos los métodos de estabilización por enfriamiento llegan a la congelación. En suelos arenosos el agua se congela con temperaturas del orden de los 0°C, pero los arcillosos pueden requerirse temperaturas bastantes menores.

1.2.2 Parámetros para la estabilización de suelos.

Las principales propiedades a mejorar en un suelo son las siguientes (Fernandez Loaiza, 1982) y (Rico Rodriguez, 2005):

- a) Estabilidad volumétrica. En este caso consistiría en modificar a la arcilla expansiva transformándola en una masa rígida o granular cuyas partículas estén lo suficientemente ligadas para resistir la presión expansiva interna de la arcilla lo cual puede lograrse por medios químicos o físicos (geomembranas). Los problemas que presenta este parámetro son los siguientes:
- 1) Si se estabiliza una capa el suelo inferior muy probablemente se seguirá deformando pero no importará mucho si la capa estabilizada se deforma en conjunto con la subyacente.
 - 2) Los productos químicos penetran poco en el material arcilloso (por ejemplo, el asfalto).
 - 3) Al tratar de aumentar la impermeabilidad y poder reducir la velocidad de los cambios volumétricos de una arcilla compactándola a pesos volumétricos altos existe la contingencia de que cuando dicha arcilla se sature alcanzara presiones de expansión más altas a medida que se haya compactado con menor humedad (ver ilustración 1.2), por eso hay que tener en cuenta la estación en que se realiza el proceso de construcción para comprobar si la impermeabilización será suficientemente buena para evitar el exceso de agua provocado en la época de lluvias.

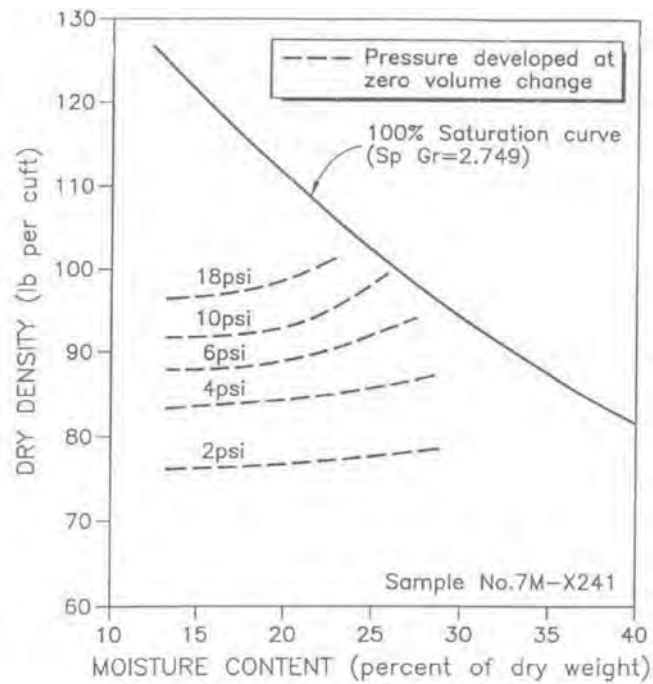


Ilustración 1. 2 Relación de la presión de expansión y la compactación (Holtz W. G. and Gibbs H. J. Engineering properties of expansive clays. ASCE, 19556).

b) Resistencia mecánica. La resistencia de los suelos arcillosos generalmente es mayor en estado seco que en estado húmedo. Aunque en algunos casos dicha resistencia también se ha disminuido en función de la disminución de humedad ya que el material se comporta como un suelo friccionante provocando deslizamientos de laderas o taludes. Es muy importante el considerar también si el suelo se estabilizara tal y como está en campo, por lo que en este caso, las pruebas, sobre el material podrán ser remodeladas del mismo. Los problemas que presenta este parámetro son los siguientes:

- 1) El incremento del peso volumétrico, de un suelo orgánico mediante la compactación, se ha considerado, en general, como un incremento en la resistencia, pero esta disminuye por ejemplo, cuando se crean presiones de poro en exceso de la hidrostática.

- 2) Algunas veces la resistencia de un suelo es menos importante que su deformabilidad bajo carga como es en el caso de suelos resilientes.
 - 3) El contenido de material orgánico deberá ser menor que el 10 % en peso ya que un contenido mayor inhibirá la reacción del aditivo.
 - 4) En los suelos finos tiene una importancia decisiva la forma de aplicación de la energía de compactación, por ejemplo, la energía aplicada por impactos puede ocasionar que un suelo compactado del lado húmedo presente resistencias del orden de cuatro veces menor que la resistencia que en igualdad de circunstancias, presente el mismo suelo compactado estáticamente.
- c) Permeabilidad. Dos problemas básicos; la disipación de las presiones y el relacionado con el flujo del agua a través del suelo. El tener presiones de poro excesivas puede originar deslizamientos en terracerías y el flujo de agua puede originar tubificaciones y arrastres. Los problemas que presenta este parámetro son los siguientes:
- 1) Si se compacta un suelo arcilloso con humedades bajas la permeabilidad será alta, debido a la falta de desintegración de los grumos que al no disgregarlos se producen grandes vacíos intersticiales; por lo tanto mientras más altas sean las humedades más se reducirá la permeabilidad.
 - 2) En la ilustración 1.2 se muestra la variación de la permeabilidad para diferentes humedades de compactación, en la parte superior de la figura se muestra dicha variación. En la parte inferior, se ilustra la variación del peso volumétrico contra la humedad correspondiendo a los

puntos blancos a los datos obtenidos después de la compactación de los especímenes a los puntos negros a los datos obtenidos después de la saturación conservando a los especímenes, en tal forma que se restringió su expansión volumétrica. Una vez saturado los especímenes y estableciendo un flujo constante de agua, se midió su permeabilidad.

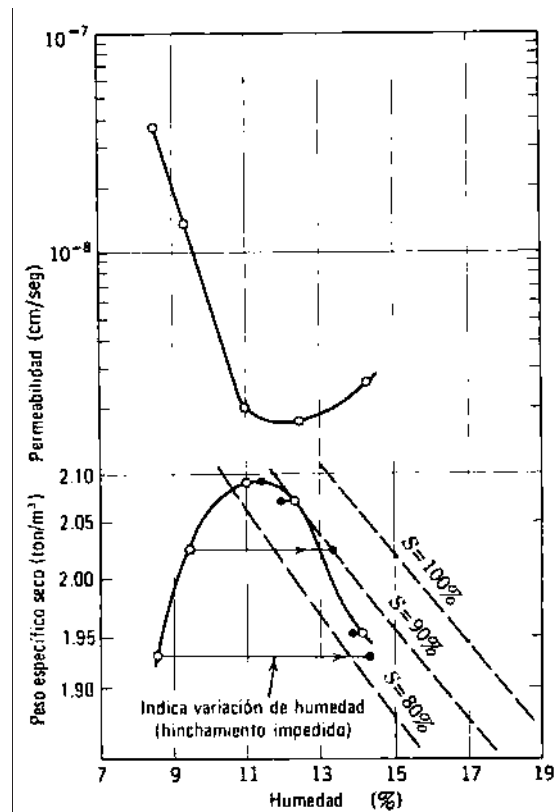


Ilustración 1. 3 Pruebas de compactación y permeabilidad en arcillas de Siburua (Leonards G.

Foudation Engineering. Mc. Graw Hill).

- 3) Las variaciones de succión o potencial capilar en un suelo originan el movimiento de la humedad de zonas de baja succión a zonas de alta succión por lo cual la humedad sufre redistribuciones, hasta que se alcanza un nuevo estado de equilibrio que involucra una distribución no uniforme de la humedad.

4) Los métodos de estabilización para modificar la permeabilidad del suelo no necesariamente mejoran su estabilidad volumétrica o su resistencia mecánica y en algunos casos resulta contraproducente.

d) Durabilidad. Sin lugar a dudas es algo muy buscado en todos los materiales de construcción y muy deseable en los suelos estabilizados. Este parámetro está muy relacionado con las capas superficiales del pavimento en la formación de baches o disgregaciones, erosiones en los taludes y cortes y cambios en la textura de los agregados de la carpeta. Los problemas que presenta este parámetro son los siguientes:

1) Una baja durabilidad se debe a un deficiente diseño, o a la cantidad insuficiente del mismo estabilizante o por ejemplo porque se agrega cemento en una zona salina o cal a un tipo de arcilla con la cual no reacciona favorablemente.

2) Las pruebas de intemperismo resultan a veces muy poco reproducibles en el sentido que no se realizan de forma cómo pasan en campo.

3) La generación de polvos sueltos en el camino.

e) Compresibilidad. Los cambios en volumen o compresibilidad, tienen una importante influencia en las propiedades ingenieriles de los suelos, pues modifica la permeabilidad, se alteran las fuerzas existentes entre las partículas tanto en magnitud como en sentido, lo que tiene una importancia decisiva en la modificación de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y además, se provocan desplazamientos. La compactación es una forma rutinaria de estabilización que modifica fuertemente la compresibilidad de los suelos; en el caso de arcillas saturadas, si no se permite el drenaje y se aplican esfuerzos, estos serán tomados por el agua; ahora bien

al permitirse el drenaje, se transmiten los esfuerzos que en parte soportaba el agua gradualmente al esqueleto formado por el material (fenómeno también conocido como consolidación).

Los problemas que presenta este parámetro son los siguientes:

- 1) La compresibilidad de un suelo puede presentar variaciones dependiendo de algunos factores como; Relación de la carga respecto a la que soportaba anteriormente, tiempo de aplicación de la carga una vez que se ha disipado la presión en exceso de la hidrostática, naturaleza química del líquido intersticial, variaciones en el muestreo, sensibilidad o tixotropía del suelo y hasta la forma de ejecutar la prueba de consolidación.
- 2) La humedad de compactación tiene mucho que ver; pues si se compactan dos especímenes al mismo peso volumétrico pero uno del lado seco y otro del lado húmedo; se tendrá que para presiones de consolidación bajas el espécimen compactado del lado húmedo será, mas compresible debido a su estructura más dispersa, pero para grandes presiones se tienen colapsos y reorientaciones en la estructura del espécimen del lado seco, lo cual provoca que este sea más compresible. Bajo presiones muy altas ambos especímenes llegan a la misma relación de vacíos ya que llega a una orientación similar.

En resumen; el diseño de estabilizaciones utilizando cualquier método, consiste en primer término, en llevar a cabo una adecuada clasificación del suelo, con lo cual se determina el tipo de tratamiento, la cantidad de aditivo químico (en todos excepto el mecánico) y el procedimiento constructivo para efectuar la estabilización.

La dificultad al tratar de estabilizar un suelo se tiene al momento en que se trata de juzgar adecuadamente los efectos inmediatos y permanentes que se producirán en el suelo, por ejemplo el cemento rigidiza un suelo y el asfalto lo hace más flexible(Fernandez Loaiza, 1982).

Los autores consultados para esta tesis no se inclinan hacia los métodos anteriormente mencionados, porque consideran que la estabilización debiese ser práctica, sencilla y con un cierto conocimiento. En atención a esto, resulta algo contradictorio ya generalmente se tienen "recetas de cocina" para tratar los diferentes tipos de suelos, que pueden ser utilizadas en un país, e impracticables en otro. Es obvio que la falta de preparación técnica en este campo es el factor más fuerte para realizar una "óptima estabilización".

1.2.3 Clasificación de suelos con fines de estabilización.

El sistema Unificado de clasificación de suelos (SUCS) tiene un uso universal, sin embargo, es un hecho que ignora o por lo menos, no destaca suficientemente algunas características de los suelos, que tienen una importancia especial en los problemas de estabilización (ver tabla 1.1); sobre todo en la estabilización química (Rico Rodriguez, 2005).

Tabla 1. 1 Problemas típicos y posibilidades de estabilización de algunos suelos comunes (Rico Rodríguez, 2005).

Tipo de suelo	Problemas y medios de estabilización usuales
Suelos arenosos.	Cuando la granulometría es uniforme puede convenir la estabilización con mezcla de otros suelos. Las arenas limpias pueden mejorar sus características con cemento o asfalto.
Suelos limosos con algo de arcilla.	En general, el único tratamiento económico al que son susceptibles es la compactación.
Suelos limosos con muy poca o ninguna arcilla.	No existen tratamientos económicos. Debe evitarse su uso en superficies expuestas, por los polvos que se producen cuando se secan.
Suelos arcillosos agrietados.	Responden a la estabilización con cal.
Suelos arcillosos no agrietados y de textura abierta.	Responden muy bien a la compactación.
Arcillas suaves.	Susceptibles a la estabilización con sal.

Algunos de estos factores son la composición mineralógica del suelo a tratar, la influencia de las condiciones locales, tales como el clima, la vegetación, cercanía de aguas cargadas de sales, ácidos orgánicos y la historia geológica previa, especialmente en lo que se refiere a suelos finos (Rico Rodríguez, 2005).

El reconocimiento visual es el primer paso para la determinación de la composición y propiedades esperadas en un suelo, el segundo paso es la determinación del tipo de minerales que contiene el suelo (ver tabla 1.3 y 1.4), pues de ellos depende en forma directa la estabilidad volumétrica, la cohesión y, en especial la reactividad a la estabilización. La determinación del tipo de mineral, cuando de estabilizaciones se trata, es una herramienta de mayor utilidad que por ejemplo la plasticidad estimada con los límites de consistencia (Fernandez Loaiza, 1982).

Existen muchos métodos para determinar los tipos de minerales como lo son; mediante el empleo de microscópicos electrónicos, difracción de rayos "X", espectrometría con rayos infrarrojos y análisis químicos; sin embargo en esta investigación se considero como factible inferir el tipo de mineral mediante la observación de campo.

El método empleado para realizar el reconocimiento de los minerales es el método australiano, el cual se basa en estas tres premisas:

- a) Observaciones generales (utilizando la tabla 1.2) del lugar y del perfil de suelos. Para llevar a cabo esto es necesario efectuar, de preferencia, pozos a cielo abierto o bien extraer muestra inalteradas. Se podría también aprovechar la existencia d cortes en la región o bien realizar la extracción de muestras alteradas estructuralmente. Utilizando las tablas 1.3 Y 1.4 se podrá inferir los minerales arcillosos existentes.

Tabla 1. 2 Observaciones generales.

Parámetro	Observación
Profundidad a partir de la superficie.	
Color. Cuando se presenten motas, anotar sus coloraciones.	
Inclusiones. Indicar si se trata de carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica, etc.	
Textura y consistencia.	
Dispersión en agua.	
Tipo de perfil.	
Geología. Tipo de rocas o formación en la región.	
Aguas superficiales. Coloración, turbidez, etc.	
Erosión. Tipo de erosión.	
Presencia de deslizamientos.	
Microrelieve en los suelos.	
Mineral inferido.	

Tabla 1. 3 Información cualitativa sobre composición mineralógica a partir de la observación del entorno del perfil de suelos.

Perfil observado	Componente arcillosos dominante
Aguas turbias de coloración amarillo-café a rojo-café.	Montmorilonitas, Illitas y salinidad de suelos.
Aguas claras.	Calcio, magnesio o suelo rico en hierro, suelos altamente ácidos, arenas.
Aguas claras con tonos azules.	Caolines no salinos.
Zanjas de erosión o tubificaciones en el suelo natural.	Arcillas salinas, usualmente Montmorilonitas.
Ligeras erosiones o tubificaciones en el suelo natural.	Caolinitas.
Desprendimiento de suelos.	Caolinitas y cloritas.
Micro relieves superficiales.	Montmorilonitas.
Formaciones rocosas graníticas.	Colinitas, micas.
Formaciones rocosas basálticas, topografía con drenaje pobre.	Montmorilonitas.
Formaciones rocosas basálticas, topografía con buen drenaje.	Caolinitas.
Formaciones rocosas de areniscas.	Caolinitas.
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras.	Montmorilonitas.
Formaciones rocosas calizas	Montmorilonitas.
Formaciones recientes de piroclásticos.	

Tabla 1. 4 Información cualitativa sobre composición mineralógica a partir de la observación del perfil de suelos.

Perfil observado	Componente arcillosos dominante
Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones rojo, naranja o blanco.	Caolinitas.
Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones amarillas, naranjas o gris.	Montmorilonitas.
Arcillas negras o gris obscuro.	Montmorilonitas.
Arcilla café y café – rojizas.	Illitas o con algo de Montmorilonitas.
Arcillas blancas o gris claro.	Caolinitas y bauxitas.
Partículas pequeñas de alta refracción o micas.	Micas.
Cristales pequeños, fácilmente disgregables.	Yesos.
Nódulos suaves, diseminados y solubles en ácido.	Carbonatos.
Nódulos duros, café – rojizo.	Minerales de hierro, lateritas.
Agrietamiento intenso, ancho, profundo y espaciado (5 o 6 centímetros o menos).	Illita ricas en calcio o Montmorilonitas.
Igual que el anterior, pero con las grietas espaciadas 30 centímetros o más.	Illita.
Suelos disgregables de textura abierta y con apreciable contenido de arcilla.	Generalmente carbonatos y caolín. Nunca Montmorilonitas y rara vez illita.
Suelos disgregables, de textura abierta, negros y con apreciable contenido de arcilla, de color negro.	Suelos orgánicos o turbas.
Suelos disgregables, de textura abierta, con bajo contenido de arcilla.	Carbonatos. Arenas y limos.
Suelos de apariencia rugosa cuando presentan superficies expuestas al intemperismo.	Montmorilonitas con salinidad en suelos.
Horizontes delgados de suelos blancuzcos, a menos de 60 centímetros de la superficie.	Arriba de los horizontes blancuzcos limos finos. Abajo de estos, arcillas inestables. Probablemente pueden existir aguas suspendidas en los horizontes blancuzcos.

- b) **Apreciación de la textura del suelo.** La textura del suelo se deberá estimar con la ayuda de agua de lluvia o destilada. Con un poco de experiencia se pueden estimar las relativas proporciones de arenas, limos o arcillas existentes en una muestra. Una textura arenosa en el suelo amasado con agua, indicaría la presencia de arena, una textura pastosa la presencia de arcilla y la ausencia de ambas indicaría limos. Si se permite que el suelo se seque en los dedos, el suelo arenoso no se adherirá a ellos, el limo se desprenderá fácilmente y la arcilla se adherirá fuertemente a ellos.
- c) **Inmersión del espécimen del suelo, completamente en agua de lluvia o destilada.** El procedimiento recomendable se ha designado como "prueba de grumo". Es necesario que en esta prueba se utilice agua destilada o de lluvia de buena calidad. No deberán agregarse agentes dispersantes, ni humedecedores. El procedimiento consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire (como del tamaño de un frijol), dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua. Es muy importante no alterar de ninguna forma el material antes de su inmersión. Se observa el comportamiento del grumo durante 10 minutos (después de la inmersión) y se toma en cuenta el esquema de la ilustración 1.4.

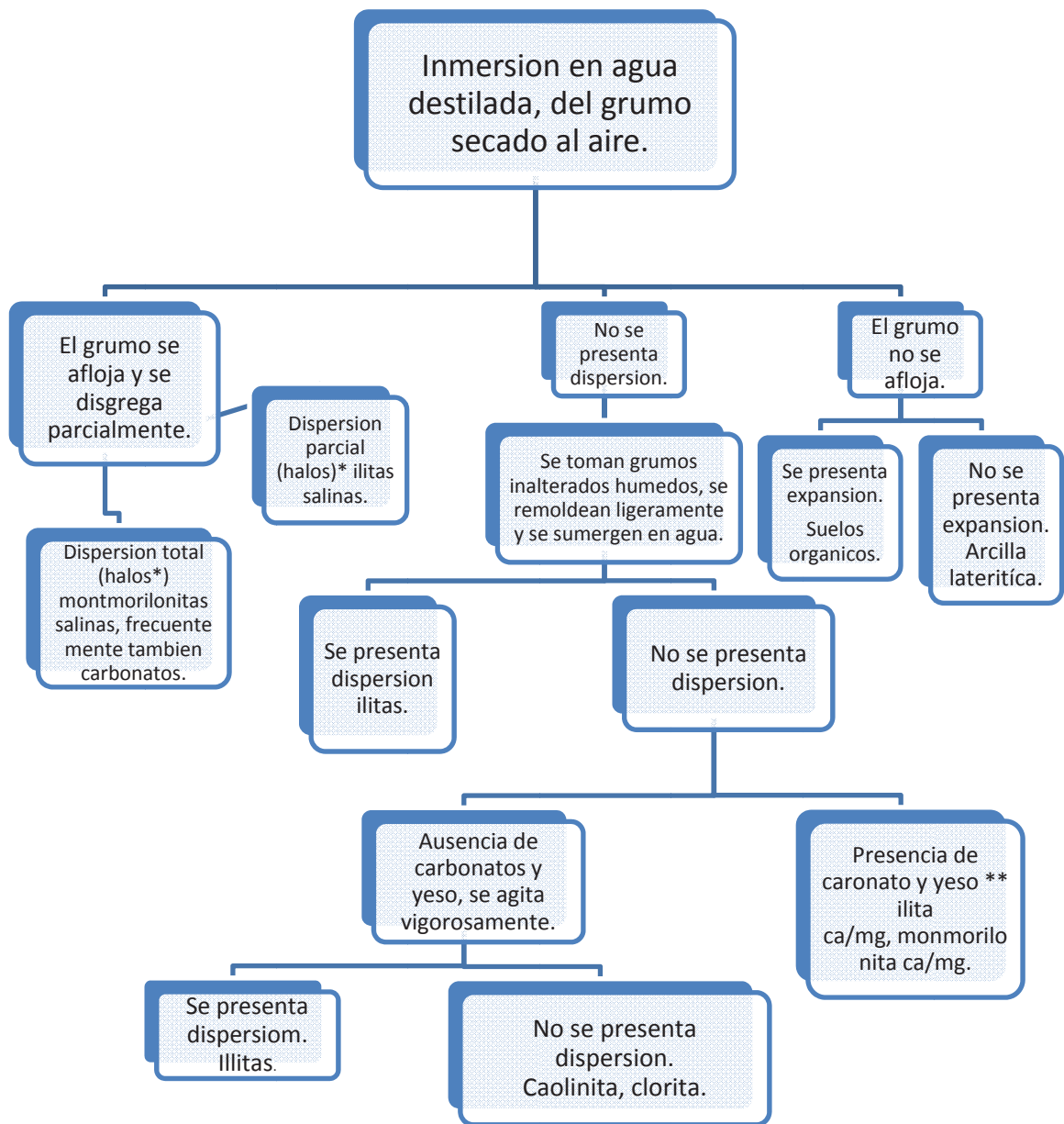


Ilustración 1. 4 Esquema de la prueba de inmersión del grumo en agua (método australiano).

* La dispersión se detecta mediante la formación de halos alrededor de cada grumo. Fácilmente visibles contra el fondo oscuro, mientras más pronunciados sean los halos, mas alta será la dispersión. El asentamiento del suelo en el líquido que permanece claro durante menos de 10 minutos será signo de la ausencia de dispersión.

* * Si no se reconoce fácilmente la presencia de carbonatos, esta se puede verificar mediante la efervescencia del suelo al colocar una gota de ácido a este. (El ácido de una batería puede ser suficiente).

Tabla 1. 5 Respuesta a la estabilización de los principales tipos de suelos.

Componente dominante	Estabilizante recomendado	Objetivos
Arenas.	Arcilla de baja plasticidad.	Para estabilización mecánica.
	Cemento Portland.	Incrementar el peso volumétrico y la cohesión.
	Asfaltos	Incrementar la cohesión.
Limos.	Dependerá del tipo de mineral que contenga.	-----
Alófanos.	Cal.	Acción puzolánica e incremento en el peso volumétrico.
Caolín.	Arena.	Para estabilización mecánica.
	Cemento.	Para resistencias tempranas.
	Cal.	Trabajabilidad y resistencia tardía.
Ilita.	Cemento.	Para estabilización mecánica.
	Cal.	Trabajabilidad y resistencia tardía.
Montmorilonita.	Cal.	Trabajabilidad y resistencia. Reducción de expansiones y contracciones.

Aunque en la tabla 1.1 y 1.5 indica que el material arcilloso solo se puede tratar con cal en la mayoría de los casos; en esta investigación se utilizó un producto de origen químico orgánico degradable (Tecnocam), además lo consideramos neutro, porque no afecta químicamente el interior de los minerales de arcilla sino que empata las necesidades polares de la misma partícula.

2.1 Descripción del agua.

El agua es una sustancia química formada por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno (ver ilustración 2.1) su fórmula molecular es H_2O .

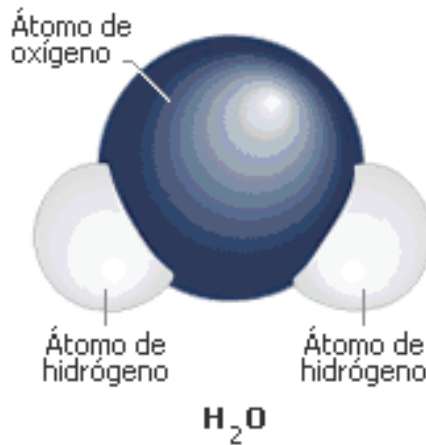


Ilustración 2. 1 Molécula de agua.

El agua es una molécula polar porque presenta polaridad eléctrica, con un exceso de carga negativa junto al oxígeno compensado por otra positiva repartida entre los dos átomos de hidrógeno; los dos enlaces entre hidrógeno y oxígeno no ocupan una posición simétrica, sino que forman un ángulo aproximado de 105° (ver ilustración 2.2).

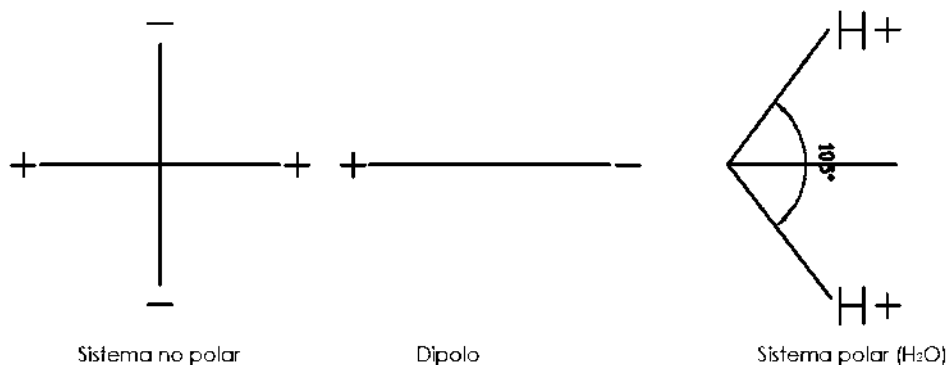


Ilustración 2. 2 Polaridad en las partículas o moléculas.

Es precisamente esta polaridad que presenta el agua líquida, la que le permite disolver muchos compuestos, es decir la formación de una mezcla homogénea entre la sustancia que se disuelve, soluto (en este caso es el aditivo), y el agua que la disuelve, disolvente.

Desde el punto de vista energético, para que la disolución sea posible se requiere que la energía de atracción entre los componentes soluto-disolvente sea mayor que la energía que existe entre soluto-soluto y disolvente-disolvente.

Cuando se disuelve un sólido iónico en agua, como lo es el cloruro de sodio, se produce la disociación de los cationes (ion positivo) sodio y aniones (ion negativo) cloruro, los cuales atraen a las moléculas de agua. La parte positiva o polo positivo del agua es atraído por los aniones y el polo negativo por los cationes.

Consecuencia de esta atracción es el rodeamiento de moléculas de agua entorno a cationes y aniones. Este proceso se denomina hidratación (ver ilustración 2.3). La hidratación permite que aniones y cationes, que en el estado sólido se encontraban unidos por enlaces iónicos, en disolución permanezcan separados o dicho de otro modo, estos queden disueltos. El proceso se debe a que la energía de las uniones ión (cloruro de sodio)-dipolo (agua) es mayor que la suma de las energías enlace iónico de la sal y dipolo-dipolo del agua.

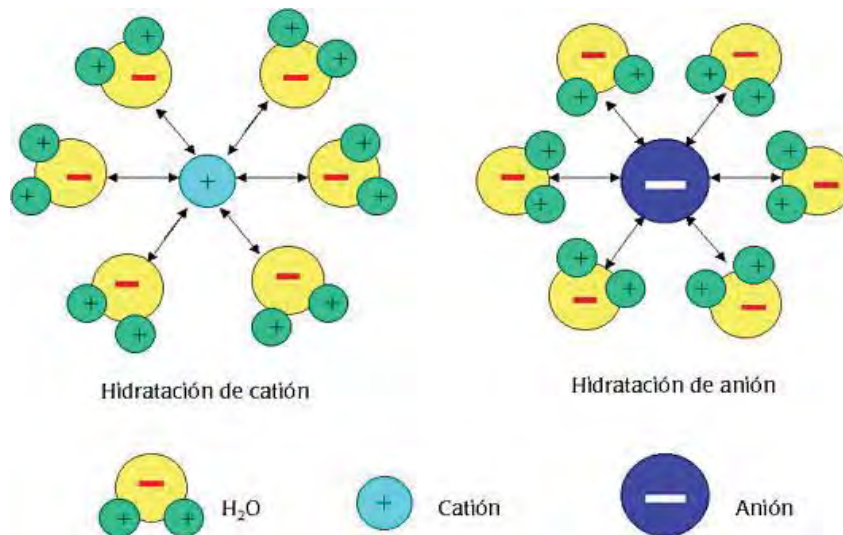


Ilustración 2. 3 Hidratación de la molécula de agua.

El agua no sólo es capaz de disolver sustancias iónicas sino muchas otras con las cuales puede interactuar mediante formación de enlaces de hidrógeno, con sustancias que lo permitan, o sustancias polares con las que forma interacciones dipolo-dipolo.

Como ejemplo de lo anterior, tenemos que las arcillas son partículas muy pequeñas en cuya superficie específica existe una carga residual negativa, por lo cual pueden envolverse por el polo positivo de las moléculas de agua. Si bien no forman una solución, porque no se disgregan, permanecen en agua sin precipitarse y sin aglomerarse debido a interacciones dipolo-dipolo (molécula-molécula) con las moléculas de agua.

2.2 Descripción de las arcillas.

Las arcillas se forman por intemperismo o alteración hidrotermal de las rocas, ricas principalmente en silicatos de aluminio. Las arcillas transportadas y depositadas forman estratos tabulares o lentes.

De esta manera el término mineral arcilloso se emplea comúnmente para referirse a los minerales que poseen las estructuras de silicatos hidratados de aluminio, en forma de hojas de filosilicatos. Las partículas de arcilla son en su mayoría de tamaño coloidal $< 1\mu$ con 2μ como límite superior.

Atendiendo a su formación existen dos tipos o clases de arcilla: primarias y secundarias pero según su lugar de descubrimiento existen tres tipos: La arcilla Montmorilonitas (descubierta en Francia) o esméctitas (bentonita es el nombre comercial), la Caolinita (descubierta en China), mayormente se produce por la descomposición de feldespatos y la Illita (descubierta en Estados Unidos de Norteamérica).

Existen dos bloques fundamentales en las estructuras de los minerales arcillosos. Uno de ellos es un acomodo en dos dimensiones de tetraedros de sílice-oxígeno (Si-O), constituida por 4 átomos de oxígeno equidistantes de un átomo de silicio (ver ilustración 2.4, a). Esta unidad tetraédrica se puede combinar para formar una lámina conocida como lamina silícica (ver ilustración 2.4, b) (Fernandez Loaiza 1982) y (Júarez Badillo 2006).

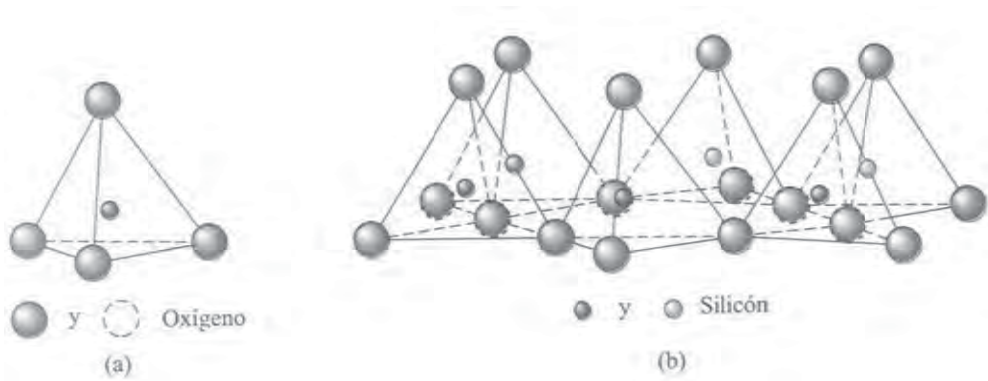


Ilustración 2. 4 Tetraedro de sílice (a), lamina de sílice (b).

El segundo es un arreglo en dos dimensiones de cationes, generalmente Al^{3+} , en coordinación octaédrica con 6 aniones oxígeno o hidroxilo (ver ilustración 2.5, a). La combinación de estas unidades forma una lámina conocida como gibsita (ver ilustración 2.5, b). Las hojas tetraédrica y octaédrica se enlazan mediante una capa de oxígenos que comparten ambas (ver ilustración 2.6).

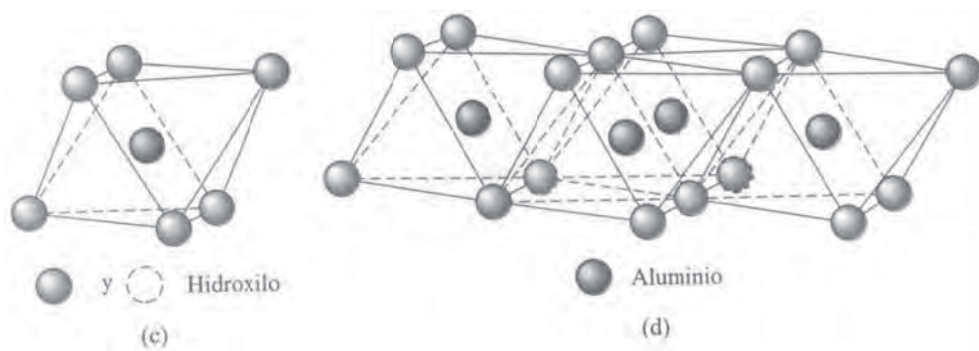


Ilustración 2. 5 Octaedro de aluminio (a), lámina octaédrica o gibsita (b).

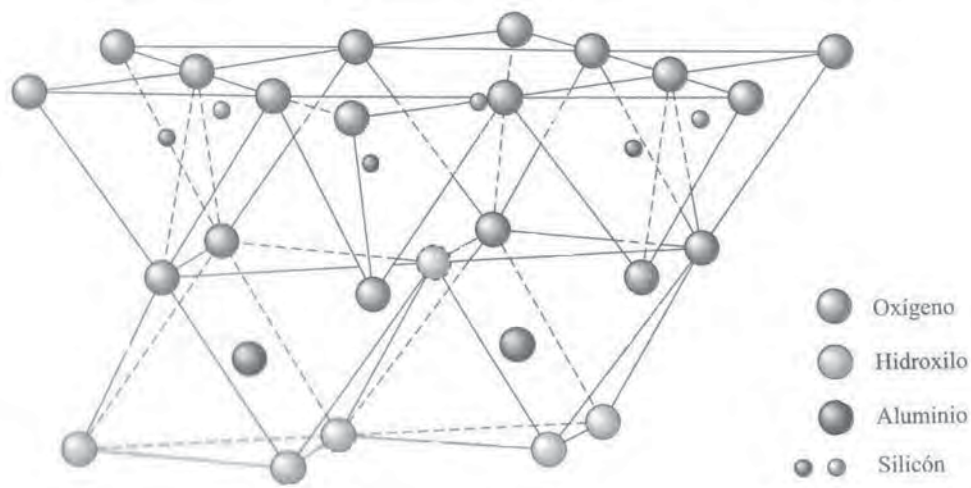


Ilustración 2. 6 Lamina elemental de silice-gibbsita.

Estos dos bloques fundamentales se pueden combinar en proporciones 1:1 o 2:1. Los silicatos laminares conocidos como 1:1 pertenecen al grupo de los caolines, donde una hoja tetraédrica se superpone sobre una octaédrica (ver ilustración 2.7, a).

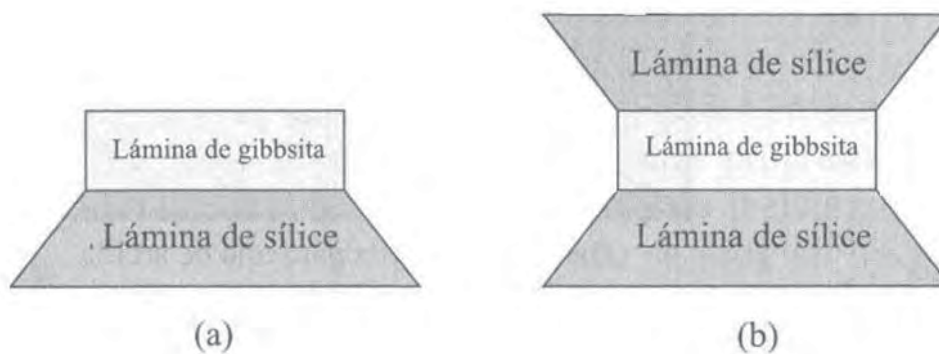


Ilustración 2. 7 Bloque 1:1 (a) y bloque 2:1 (b).

En los silicatos laminares 2:1, la capa unitaria es una hoja octaédrica entre dos hojas tetraédricas que comparte átomos de oxígeno con ellas. Luego las capas unitarias se apilan paralelamente entre sí (ver ilustración 2.7, b).

2.2.1 Fisicoquímica de las arcillas.

Para entender el comportamiento de los suelos finos, es necesario conocer ciertas características químicas, así como las fuerzas actuantes que se presentan en dichas partículas arcillosas.

Se distinguen dos tipos de fuerzas de unión, aquellas que logran la unión entre átomos y las que unen a una molécula con otra (Júarez Badillo 2006). Las fuerzas de unión entre átomos para formar moléculas se conocen como fuerzas de valencia primaria, mientras que las fuerzas de unión entre moléculas se conocen como fuerzas de valencia secundaria:

Fuerzas de valencia primarias. Estas uniones se deben a que los átomos comparten o intercambian los electrones de sus órbitas exteriores y son lo suficientemente fuertes como para no romperlas con la aplicación de los esfuerzos usuales en ingeniería (Fernandez Loaiza 1982). De estos tipos de fuerzas de unión primaria, los que ocurren entre los átomos de un cristal de arcilla son, principalmente:

La unión iónica que se establece entre dos átomos que tengan incompleto el número de electrones en sus órbitas más exteriores. Así, un átomo pierde los electrones de su órbita externa, que pasan a ocupar los lugares de los electrones faltantes en la órbita externa del otro. Los átomos que pierden o ganan uno o más electrones por este tipo de mecanismo se denominan iones y poseen carga eléctrica no balanceada (no tienen el mismo número de electrones que de protones), positiva o negativa según hayan perdido (catión) o ganado (anión) electrones. Asimismo, el enlace iónico es debido precisamente a las fuerzas electrostáticas generadas por el desbalance de cargas (Júarez Badillo 2006). De esta manera, un átomo eléctricamente neutro

tiene el mismo número de electrones que de protones, en el momento en que dos átomos se unen entre sí, estos se ionizan y adquieren una carga eléctrica de acuerdo a su valencia (valor que expresa el número de electrones que un átomo o radical puede ceder o aceptar de otro) positiva o negativa.

La unión covalente entre dos átomos consiste en que a cada átomo le falta uno o más electrones en sus órbitas extremas. Dichos átomos pueden combinarse para compartir un par o más de electrones. Por lo que un átomo suple con algunos de sus electrones la deficiencia del vecino, en tanto que éste completo al primero compartiendo con él algunos de sus electrones propios.

El Puente de hidrogeno es otra de las fuerzas de valencia primaria que se presenta en los átomos de arcillas. En la cual, el átomo de hidrógeno (H^+) es atraído con la misma fuerza a otros dos átomos formando un puente entre ellos. Por ejemplo esto ocurre debido a que cuando un átomo de hidrógeno se combina con un átomo de oxígeno; el hidrógeno cede su único electrón al átomo más pesado (el oxígeno); de esta manera, el núcleo del átomo de hidrógeno con su carga positiva, puede ejercer fuerzas de cierta consideración sobre los átomos, iones o moléculas vecinos.

Esta unión es mucho más débil que la iónica o la covalente y cuando se establecen entre dos láminas de un cristal de arcilla, producen nexos de uniones relativamente débiles y no muy estables (Júarez Badillo 2006).

Fuerzas de valencia secundarias. Cuando se unen los átomos de una molécula a los átomos de otra molécula, se tiene lo que se conoce como uniones de valencia secundaria; de las cuales las más

importantes, son las llamadas fuerzas de Van Der Waals. Estas se deben a la interacción entre moléculas bipolares (o dipolares) y otros dipolos o campos eléctricos. Un dipolo es una partícula cargada en la cual los centros de acción de las cargas positivas y negativas no coinciden; por ejemplo, en la molécula del agua (ver ilustración 2.1) (Fernandez Loaiza 1982). De esta manera cuando dos moléculas polares se encuentran próximas, el campo de cada una orienta a la otra de modo que el centro de carga positiva de una, queda próximo al contrario de la otra, ejerciéndose entre ambas una fuerza de atracción.

Finalmente, entre los cristales del suelo y el agua o cualquier otro ion disuelto en el agua del suelo, se distingue otro tipo de nexo molecular, llamado eléctrico. Según el cual, las partes planas del cristal cargadas negativamente pueden captar iones positivos o moléculas de agua polarizadas, e incorporarlos a su atmósfera de absorción. (Júarez Badillo 2006).

En los suelos finos predominan las fuerzas eléctricas. Los cuales están compuestos principalmente por minerales cristalinos, cuya actividad superficial es tal que genera por ejemplo cohesión y plasticidad (Fernandez Loaiza 1982).

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, por lo menos es sus partes planas (por el contrario parece haber evidencia de concentraciones de carga positiva en las aristas). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla (previamente visto en este capítulo). En arcillas secas, la carga negativa es balanceada por cationes intercambiables, como Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Al^{3+} , Fe^{3+} , etc. que rodean a las partículas mantenidas juntas por atracción electroestática. Cuando se agrega agua a la arcilla, esos cationes y algunos aniones flotan alrededor de las

partículas de arcilla. A esto se le llama doble capa difusa (ver ilustración 2.8) y toda el agua mantenida unida a las partículas de arcilla por atracción se conoce como agua de doble capa. Así, la partícula atrae a los iones positivos del agua que la rodea (H^+) y a cationes libres (iones positivos) del suelo seco. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de partículas de agua orientadas de forma definida y ligadas a su estructura muy fuertemente, conocida como agua absorbida y que corresponde a la capa interior del agua de doble capa; cuando la partícula atrae cationes de otros elementos químicos, estos atraen a su vez otras moléculas de agua orientadas, por lo que el espesor de la película de agua absorbida por el cristal de arcilla es función no solo de la naturaleza del mismo (según su estructura, ver ilustraciones 2.4 y 2.5), sino también del tipo de los cationes atraídos.

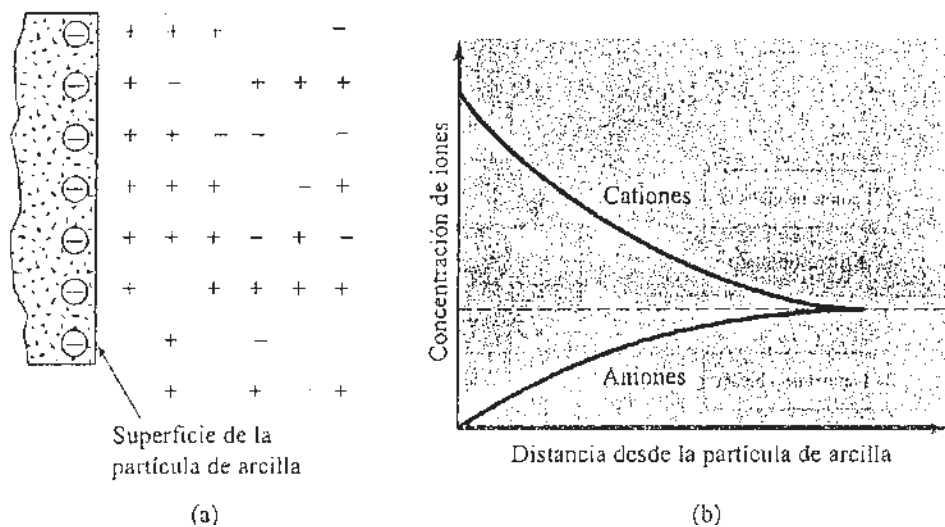


Ilustración 2. 8 Doble capa difusa.

Dada la superficie específica a veces enorme de los cristales de arcilla, las fuerzas eléctricas de superficie juegan un papel mucho más importante que la acción gravitacional. Además, entre los cristales propiamente dichos del suelo fino, las capas de absorción proporcionan

un contacto "sui generis" que ayuda a entender y explicar propiedades macro físicas familiares al ingeniero, tales como la plasticidad, la resistencia al esfuerzo cortante y la permeabilidad.

De lo anterior podemos afirmar que las propiedades mecánicas de una arcilla podrán cambiar, si se hacen variar los cationes contenidos en sus complejos de absorción (doble capa difusa), de manera que variando estos puedan tenerse propiedades mecánicas diferentes en la arcilla original. Esto justifica la finalidad de esta obra y abre posibilidades enormes para continuar investigando al respecto.

2.3 Interacción de la matriz agua – arcilla.

Ahora, si bien podemos afirmar que las arcillas son partículas finas, alargadas y planas con una carga eléctrica la cual hace que se unan entre sí, y sabiendo que existen diferentes tipos de arcilla, la interacción de estas con el agua será distinta para cada una de ellas.

Todos los materiales arcillosos están compuestos de capas de sílice y alúmina, estos tienen espacios entre las capas que pueden absorber agua, ocasionando que se expandan. Es por esto que una cierta clase de estas son conocidas como arcillas expansivas, cuya característica principal es la de producir movimientos como consecuencia de la expansión y contracción del subsuelo sobre el cual se apoyan la estructuras.

Cuando una partícula cristalina de arcilla queda rodeada de agua, los átomos de oxígeno del cristal quedan en la superficie de estos (esto es lo que origina la carga negativa en la superficie de la partícula de arcilla), como consecuencia de su constitución interna. Si el cristal se considerase como un ente ideal sería eléctricamente neutro, con todas sus cargas eléctricas positivas y negativas balanceadas. Aunque en 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 en realidad se tiene, por lo menos en estas zonas, cargas no balanceadas. Las cargas negativas de los átomos de oxígeno en consecuencia, crean la polaridad de la superficie del cristal, que es un campo eléctrico hacia el exterior, con lo cual las moléculas del 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 (Juárez-Rico, 2006).

2.3.1 Caolinitas.

La unidad estructural del grupo de los caolines se forma por la superposición de una hoja tetraédrica sobre una octaédrica. A estos minerales se les conoce como silicatos laminares 1:1 (Fernandez Loaiza 1982). Y la unión de la hoja tetraédrica a una octaédrica ocurre debido a que las fuerzas de valencia de los átomos de oxígeno superiores, en la lámina de sílica, se encuentran insatisfechas. Así como al espaciamiento que guardan entre sí estos oxígenos. De esta manera dos grupos hidroxilo de cada unidad tetraédrica de la gibsita son sustituidos por dos hidrógenos de la lámina de sílica (ilustración 2.9), estableciéndose con ello una liga tanto de tipo iónico como de valencia, la cual es demasiado fuerte; obteniéndose así una lámina eléctricamente neutra y el mineral conocido como caolín. Estas láminas se pueden unir una sobre otra para formar cristales de caolín, conocidos como caolinita, mediante fuerzas del tipo hidrógeno que se presentan entre los iones oxígeno (O^{2-}) y los iones hidroxilo (OH^{-}). Esta unión, aunque más débil que la unión iónica, es lo suficientemente fuerte como para darle la estabilidad necesaria a los cristales de caolinita, de manera que el agua no pueda penetrar y separar las lámina individuales de caolín. Sin embargo, y a pesar de que la caolinita es un mineral eléctricamente neutro, bajo la presencia de agua se disocian algunos de los hidroxilos (OH^{-}) y pierden los iones hidrógeno (H^{+}), por lo que el cristal obtiene una carga residual negativa que se equilibra al atraer algunos de los cationes intercambiables presentes en el agua (Júarez Badillo 2006).

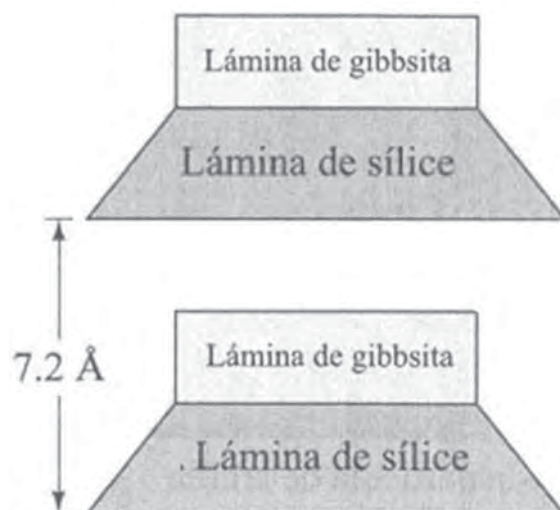


Ilustración 2. 9 Caolinita.

2.3.2 Montmorilonitas.

Mineral formado por unidades tetraédricas y octaédricas en relación 2:1. La unión de la lámina octaédrica aluminica (gibbsita) entre las dos láminas de sílica es semejante a la unión en el caolín y el mineral obtenido se conoce como pirofillita. Esta estructura presenta un equilibrio eléctrico, sin embargo, si se presenta una sustitución isomórfica (sustitución de un elemento, de la misma carga, por otro en los cristales iónicos sin cambiar su estructura), lo cual es muy común en la lámina de gibbsita, de un ion de aluminio (Al^{3+}) por un ion de hierro (Fe^{2+}) o magnesio (Mg^{2+}) se tendrá una carga residual negativa. De manera que si en el agua hay presencia de cationes tales como sodio (Na^{1+}), calcio (Ca^{2+}), potasio (K^{1+}) o similares, éstos son atraídos para satisfacer la carga negativa resultante de la sustitución isomórfica (ver ilustración 2.10). Sin embargo, estos cationes no quedan fijos, sino que pueden intercambiarse con facilidad. Así pues, la unión catiónica en la Montmorilonitas depende del tipo de catión que se tenga presente, pero en general es débil, por lo que las moléculas polares, como la del agua, pueden entrar fácilmente entre las láminas de Montmorilonitas,

ocasionando que se separen y por lo tanto se genere una expansión del mineral (Fernandez Loaiza 1982).

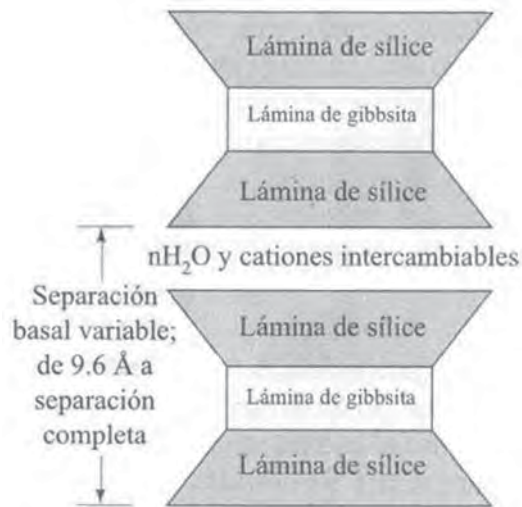


Ilustración 2. 10 Montmorillonita.

2.3.3 Illitas.

La unidad estructural de la Illita es muy semejante a la Montmorillonitas. Sin embargo en esta, siempre se presenta una sustitución isomorfa adicional de átomos de sílice (Si^{4+}) por átomos de aluminio (Al^{3+}) en la lámina de sílica, resultando por lo tanto, una carga residual negativa más alta que la de la lámina de Montmorillonitas. No obstante, una buena parte de esta carga residual negativa se equilibra con cationes de potasio (K^{1+}) no intercambiables, lo que provee una liga fuerte entre las láminas de Illita (ver ilustración 2.11). Estas ligas de K^{1+} no intercambiables son más débiles que las ligas de hidrógeno que unen a las unidades estructurales de caolinita, pero son mucho más fuertes que las ligas de los cationes intercambiables, que forman a los cristales de la Montmorillonitas. Debido esto, la estructura de la Illita no se expande por el paso del agua a través de sus láminas como sucede en la Montmorillonitas (Fernandez Loaiza 1982).

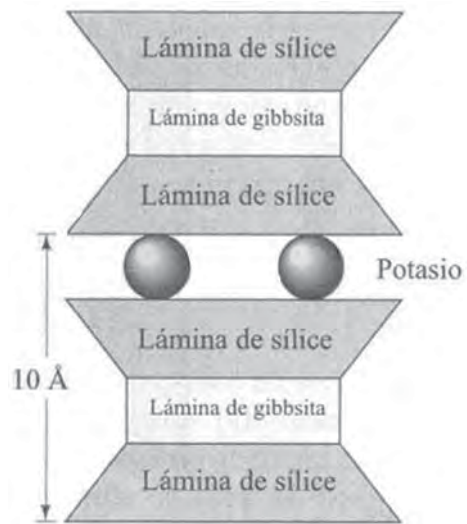


Ilustración 2. 11 lita.

2.4 Estabilización mediante procesos químicos (Enzimas).

Como ya se comentó anteriormente; la estabilización de suelos mediante los procesos químicos es una tecnología que se basa en la aplicación de un producto, genéricamente denominado estabilizador, el cual se debe mezclar íntima y homogéneamente con el suelo a tratar de acuerdo a especificaciones técnicas propias del producto.

Actualmente existe una gran variedad de productos cuyos respectivos procesos ofrecen un tratamiento químico, entre ellos se encuentran los estabilizadores a base de enzimas (nombre común) o co-poliméros multienzimáticos (nomenclatura específica).

Una enzima es por definición un catalizador de origen orgánico que acelera la velocidad de una reacción química, que de otra manera se realizaría muy lentamente, la enzima no se convierte ni forma parte del producto final sino que conserva sus características originales.

Los polímeros son macromoléculas formadas por la unión repetitiva de moléculas más pequeñas llamadas monómeros, mientras que un co-polimero es una macromolécula, generalmente sintética, compuesta por dos o más unidades repetitivas distintas, (monómeros), que se pueden unir de diferentes formas por medio de enlaces químicos. Por lo que un co-polimero multienzimático resulta en un compuesto constituido de dos o más enzimas sintéticas que forman parte de una unidad.

El uso de enzimas como estabilizadores no ha sido sujeto a ningún desarrollo o especificación técnica y su uso se lleva a cabo bajo datos empíricos basados en experiencias previas. No está claro exactamente bajo qué condiciones trabajan estos productos y debido a ello es muy

importante estudiar y determinar los efectos de las enzimas sobre la estructura de los diferentes tipos de suelos.

2.5 Descripción del aditivo químico.

El aditivo químico usado para esta investigación (según referencias del fabricante) es un Co-polimero Multienzimático. Este es un compuesto sintético reactivo que ejerce un intercambio iónico con las partículas básicas de las arcillas del suelo. Esto reduce la movilidad y el intercambio iónico con el agua y simultáneamente hace al material hidrófobo al evitar la absorción de agua, en resumen es un surfactante (un agente activo de superficie iónica).

Una explicación simple de su mecanismo de acción es; que los materiales arcillosos al tener una carga principalmente negativa o carga iónica negativa, causan que estos mismos atraigan fuertemente cualquier catión presente. Cationes o moléculas positivas son por lo tanto atraídos a los minerales negativos de arcilla como el hierro a un imán. En proximidad a la molécula de arcilla, la fuerza electrostática es mayor y por lo tanto los iones del Co-polimero Multienzimático se adhieren muy firmemente al contacto con las moléculas de arcilla.

Entonces la función principal del aditivo es, expulsar o prevenir la absorción de agua; si algunas moléculas positivas son suplidas, la capacidad de atracción de cargas negativas de los materiales de arcilla puede ser satisfecha y balanceada. Al mismo tiempo, cualquier catión débil puede ser desasociado y reemplazado, y se ocupan los lugares de iones vacantes en la superficie de la arcilla. Moléculas grandes, tales como sodio o agua, no pueden rellenar fácilmente estos espacios y son desasociados o reemplazados por cationes pequeños, que ocupan estos espacios vacíos.

Por lo tanto la carga negativa de la arcilla está en balance y los iones positivos no pueden ser removidos, dejando por lo tanto la arcilla

inerte al agua, esto probablemente variara dependiendo de la dosificación del aditivo en el suelo.

3.1 Determinación de los parámetros del agua.

Según la norma oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994 denominada "Salud ambiental, agua para uso y consumo humano - Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización" realizamos estas pruebas divididas en seis parámetros. Estas pruebas se realizaron en el laboratorio de Ingeniería Ambiental y Sanitaria (LISA) de la Facultad de Ingeniería Civil con la ayuda del propio personal del laboratorio.

El término calidad del agua es relativo, referido a la composición del agua en la medida en que esta es afectada por la concentración de sustancias producidas por procesos naturales y/o actividades humanas. Como tal, es un término neutral que no puede ser clasificado como bueno o malo sin hacer referencia al uso para el cual el agua es destinada. De acuerdo con lo anterior, tanto los criterios como los estándares y objetivos de calidad de agua variarán dependiendo de si se trata de agua para consumo humano, para uso agrícola o para la construcción (tabiques, concreto ó pavimentos)

Las características principales del agua utilizada para la construcción en lo que respecta a la elaboración del concreto están bien establecidos, pero en lo que respecta a la construcción de vías terrestres (y más aun en la utilización junto con productos químicos) está muy poco definida ahora en México, por esto nos basáremos en la normatividad de la American Standart Testing Materials (ASTM) el cual define algunos parámetros importantes para tomar en cuenta. Estos parámetros son los siguientes:

- a) El Potencial de hidrogeno deberá encontrarse entre cinco y medio y ocho (5.5 - 8.0), según la norma ASTM D-1293.

- b) El contenido de sulfatos, expresado como SO_4 , no podrá ser superior a un gramo por litro (1 g/L), según la norma ASTM D-516.

Para determinar siguientes los parámetros no apoyaremos con la normativa Mexicana (NOM-127-SSA1-1994). Lo anterior se toma en cuenta para esta investigación y aunque nunca fue planteado por el fabricante (del aditivo químico) tal vez sería bueno considerarlo en el manual técnico del mismo.

- a) Sabor. Muchas sustancias propias del agua en contacto con la naturaleza o con las aguas residuales pueden proporcionar un sabor perceptible, como son los minerales, metales y sales del suelo, productos de reacciones biológicas. Los materiales alcalinos proporcionan un sabor amargo al agua mientras que las sales metálicas pueden dar un sabor salado o amargo. La determinación será de manera organoléptica.
- b) Olor. El olor en el agua es causado por la presencia de compuestos volátiles disueltos. Una buena parte de estos compuestos tienen un origen biológico, al formarse a causa de la descomposición de biomasa, pero también existen compuestos naturales volátiles (H_2S , NH_3) que se generan gracias a procesos de reducción.

También debe señalarse como causa de malos olores la presencia de compuestos volátiles de olor desagradable, debido a vertidos industriales y de aguas residuales. Los compuestos organoclorados, generados en procesos de cloración de aguas, acostumbran a ser una fuente secundaria de olores. Los compuestos con olores típicos son las aminas, que producen el típico olor a pescado, las

diaminas, que huelen a carne putrefacta, el H_2S con un típico olor a huevos podridos, los compuestos órgano sulfurados, cuyo olor es parecido al desprendido por las coles podridas, etc. La determinación será de manera organoléptica.

- c) Color. Básicamente se considera como un parámetro sobre el contenido de sólidos o líquidos. La determinación será de manera organoléptica.
- d) Potencial de hidrogeno. Es la ionización del agua o concentración de iones de hidrógeno, el cual tiene una importancia directa en los diferentes usos del agua potable, siendo para ésta un rango de de 6.5 a 8.5 como permisible, para uso agrícola es de 6 a 9 y según la ASTM es de 5.5 a 8.

La determinación del pH en el agua es una medida de la tendencia de su acidez o de su alcalinidad (no mide el valor de la acidez o alcalinidad). La mayoría de las aguas naturales tienen un pH entre 4 y 9, aunque muchas de ellas tienen un pH ligeramente básico debido a la presencia de carbonatos y bicarbonatos. Un pH muy ácido o muy alcalino, puede ser indicio de una contaminación industrial. El valor del pH en el agua, es utilizado también cuando nos interesa conocer su tendencia corrosiva o incrustante en los diversos elementos de un sistema de agua potable.

La técnica de medición es por medio de métodos electrométrico y/o comparación calorimétrica. Un pH menor de 7.0 indica una tendencia hacia la acidez, mientras que un valor mayor de 7.0 muestra una tendencia hacia lo alcalino.

e) Temperatura. La temperatura es un parámetro que no se encuentra normado para aguas para uso y consumo humano y tampoco para la conformación de materiales para la construcción pero es un parámetro importante por su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas y velocidades de reacción y en la aplicabilidad del agua a usos útiles. Una temperatura más elevada, por ejemplo, puede producir un cambio en las especies piscícolas. Las temperaturas elevadas pueden dar lugar a crecimientos indeseables de plantas acuáticas y hongos (Metcalf - Eddy, 1994).

Por otro lado los parámetros físicos y químicos que tienen importancia sanitaria, tales como la densidad, la conductividad, el pH, etc., son influenciados por la temperatura. La técnica de determinación será por medio de termómetro con escala de -10 a 110 °C.

Procedimiento. El muestreo se realizó a las dos tomas posibles en el laboratorio, la muestra 1 corresponde al agua directa (M-1) y la muestra 2 corresponde al agua almacenada en el tinaco del laboratorio. Primeramente se dejó correr el agua de la llave durante 3 minutos (ver ilustración 3.1) para evitar muestrear el agua que se encuentra en la tubería la cual estará posiblemente alterada por la acumulación de sales (Calcio de Magnesio) provocando que esta sea más básica.



Imagen 3. 1 Muestreo del agua.

Las muestras fueron llevadas al (LISA) en donde se aplicara el método electrométrico para determinar el potencial de hidrogeno. El potenciómetro se calibra utilizando 3 líquidos, uno básico, uno ácido y agua destilada la cual representa el neutro (ver imagen 3.2).



Imagen 3. 2 Proceso de calibración del potenciómetro, utilizando líquidos tipo.

Después de calibrar el electrodo el agua muestreada se deposita en un matraz y se procede a medir el Potencial de Hidrogeno y la temperatura (ver imagen 3.3). Los resultados obtenidos de las dos muestras se promediaron ya que la variación solo es del 7% con respecto al PH y la variación de la temperatura fue solo del 2%.



Imagen 3. 3 Medición del Potencial de Hidrogeno,

En los terraplenes, el contenido de sulfatos en el agua resulta importante ya que en contenidos altos reacciona con el material expansivo (Metcalf, 1994). Para determinar el contenido de sulfatos se colocaron las muestras en matraces donde a cada uno se le agrego una solución patrón (alcohol, glicerina y acido sulfúrico) la cual modifica la viscosidad (ver imagen 3.4).



Imagen 3. 4 Incorporación de la solución patrón.

Posteriormente se le agrego cloruro de bario (ver imagen 3.5), enseguida se coloco dentro de un Espectrofotómetro programado (rutina núm. 585) a la longitud de onda (450 nm) correspondiente para determinar $(SO_4)^{2-}$.



Imagen 3. 5 Proceso de medición, mediante un Espectrofotómetro.

3.2 Muestreo de materiales.

Según la norma M-MMP-1-01/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). El muestreo consiste en obtener una porción representativa del material con el que se pretende construir una terracería o bien del material que ya forma parte de la misma. El muestreo incluye además las operaciones de envase, identificación y transporte de las muestras.

Procedimiento. Primeramente en el sitio de extracción de material se despaldo (aproximadamente 20 centímetros) la capa vegetal (ver imagen 3.6), enseguida se excavo un pozo a cielo abierto de un diámetro (aproximadamente 80 centímetros), del material al descubierto se tomara enseguida y se depositara en costales harineros (aproximadamente 40 kilogramos por costal).



Imagen 3. 6 Despalme de la capa vegetal (material 1).

Este tipo de muestra se considera como una muestra alterada ya que está constituida por el material semi-disgregado y en terrones. Es muy importante conservar el contenido de humedad mediante bolsas

de lona ahulado para conservar el contenido de humedad (aproximadamente 2 kilogramos). Posteriormente se transportó el material hacia en el laboratorio.



Imagen 3. 7 Muestreo del material en costales (material 3).

El procedimiento anterior de muestreo se realizó para el material 1 y 2 para el caso del muestreo del material 3 (ver ilustración 3.7) se realizó de acuerdo al procedimiento para muestras en talud. En este caso se realizó el despalme y limpieza del frente de ataque para enseguida construir un canal vertical de donde se tomara el material que caiga de la construcción del mismo. El manejo y transporte fue el mismo que en los demás muestreos.

Consideraciones. Sin lugar a dudas el análisis del suelo en forma inalterada es con mucho una aproximación más exacta a la realidad, en comparación con una muestra remodelada. Sin embargo, para efectos de esta obra es imperante hacerlo de este modo ya que solo así se puede incorporar de manera homogénea el aditivo, así como generar la compactación deseada. El proceso anterior se ve reflejado en un concepto denominado "tixotropía" el cual consiste en que

cuando sucede un amasamiento del material rompe las ligaduras fisicoquímicas existentes. Sin embargo, la mayoría de las arcillas vuelven más o menos lentamente a sus propiedades originales.

3.3 Clasificación del suelo.

Según la norma M-MMP-1-02/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). La clasificación de los materiales considerados como suelos finos se realizara mediante pruebas índices las cuales permiten estimar algunas de las propiedades físicas y mecánicas del material. Con base en estas, se podrá determinar su tipo de suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Limo (M). El suelo fino se clasifica como fino cuando su límite líquido (wl) y su índice plástico (Ip), definen un punto ubicado en las zonas I o III de la carta de plasticidad y se identifica con el símbolo M (del sueco mo y mjala). Si dicho punto se aloja en la zona I (ver ilustración 3.3), el material se clasifica como limo de baja compresibilidad y se identifica con el símbolo ML; si se ubica en la zona III, se clasifica como limo de alta compresibilidad y se identifica con el símbolo MH.

Si el material contiene una cantidad apreciable de materia orgánica y el punto definido por su límite líquido (wl) y su índice plástico (Ip) se ubica cercano y por debajo de la línea A de la carta de plasticidad, se clasifica como limo orgánico de baja compresibilidad si su límite líquido (wl) es menor de 50 % y se identifica con el símbolo OL, o como limo orgánico de alta compresibilidad si su Límite Líquido (wl) el mayor y se identifica con el símbolo OH.

Arcilla (C). El suelo fino se clasifica como arcilla cuando su límite líquido (wl) y su índice plástico (Ip), definen un punto ubicado en las zonas II o IV de la carta de plasticidad y se identifica con el símbolo C (clay) si dicho punto se aloja en la zona II. El material se clasifica como arcilla de baja compresibilidad y se identifica con el símbolo CL, si se

ubica en la zona IV, se clasifica como arcilla de alta compresibilidad y se identifica con el símbolo CH.

Altamente orgánico (pt). El suelo fino se clasifica como altamente orgánico cuando se identifica por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa; se le denomina turba y se identifica con el símbolo Pt.

Consideraciones. Para fines de este proyecto el material buscado obviamente había de satisfacer la clasificación de una arcilla altamente expansiva (CH).

Consideraciones. Una vez realizado los ensayos de Límites de consistencia, utilizamos la carta de plasticidad en donde el límite líquido e Índice plástico nos servirá para clasificar el tipo de suelo en base a la ilustración 3. A continuación explicamos la nomenclatura de la dicha ilustración en donde los suelos finos se clasifican según sus características de plasticidad:

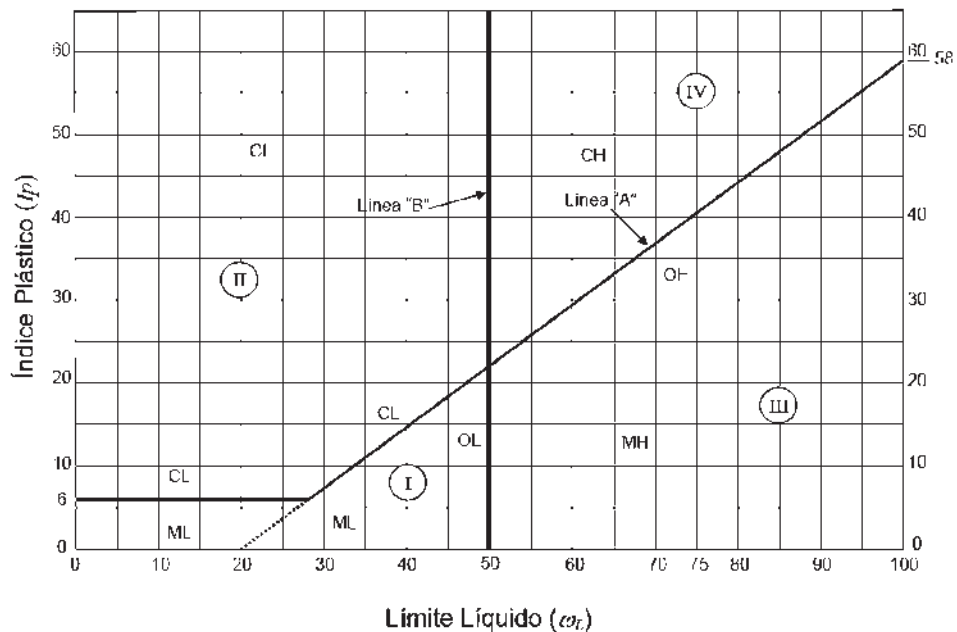


Ilustración 3. 1 Carta de Plasticidad (Normativa SCT).

3.4 Secado, disgregado y cuarteo de muestras.

Según la norma M-MMP-1-03/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Estos procedimientos permiten la separación de las muestras representativas de los materiales para terracerías, mediante su secado, disgregado y cuarteo, con el propósito de obtener las porciones representativas para efectuar las pruebas de laboratorio necesarias. Debe recordarse que dicha representatividad puede perderse en algunos de los suelos (arcillas), especialmente los finos estructurados, al secárseles en el laboratorio (utilizando calor artificial), por lo que en estos casos se evitara su secado.

Secado. Se realiza con el objeto de facilitar la disgregación y manejo de las muestras, cuando su contenido de agua es tal, que no se pueden disgregar fácilmente. En este caso el secado se realizara al aire o al sol a temperatura ambiente (ver imagen 3.8).



Imagen 3. 8 Secado del material al aire libre en el laboratorio.

Disgregado. Se realiza con el objeto de separar las diferentes partículas aglomeradas que constituyen la muestra. En este caso la

disgregación se realizara con mazo de concreto para el material en greña, previamente seco.

Cuarteo. Se realizara con el objeto de obtener una muestra, porciones representativas de tamaño adecuado para efectuar las pruebas de laboratorio que se requieran.

3.5 Contenido de humedad.

Según la norma M-MMP-1-04/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Esta prueba permite determinar su contenido de agua en los materiales para terracerías, con el fin de obtener una idea cualitativa de su consistencia o de su probable comportamiento. La prueba consiste en secar una muestra del material en el horno y determinar el porcentaje de la masa del agua, con relación a la masa de los sólidos. En este caso la determinación del contenido de agua se realizara mediante el procedimiento estándar (mediante la utilización de un horno con una temperatura controlada) o mediante el procedimiento rápido (secado del material con una fuente de calor sin control de la temperatura, con una estufa ver ilustración), lo anterior según sea conveniente para cada ensaye.



Imagen 3. 9 Secado mediante el procedimiento de secado rápido (material 3).

La importancia de la humedad en las pruebas es vital ya que una variación de ésta en un espécimen para un mismo ensaye con respecto a otro espécimen será una gran afectación. Por ejemplo para el caso de las pruebas triaxial rápida (más adelante se explica este tipo de

ensaye) una humedad distinta, generara un incremento o decremento de la resistencia máxima del espécimen respecto a otro, lo cual obviamente será factor de un resultado erróneo.

3.6 Granulometría.

Según la norma M-MMP-1-06/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Esta prueba permite determinar la composición por tamaños (granulometría) de las partículas que integran los materiales empleados para terracerías, mediante su paso por una serie de mallas con aberturas determinadas. El paso del material se hace primero a través de las mallas con la abertura más grande, hasta llegar hasta las más cerradas (ver imagen 3.11), de tal forma que los tamaños mayores se van reteniendo, para así obtener la masa que se retiene en cada malla, calcular su porcentaje respecto al total y determinar el porcentaje de la masa que pasa.

Procedimiento. En este caso como la totalidad de la muestra de material pasa la malla No. 4 se empleara el procedimiento descrito para este caso.

Unidades en mm

Fracción	Malla		Variación permisible de la abertura promedio con respecto a la denominación de la malla	Abertura máxima permisible para no más del 5% de las aberturas de la malla	Abertura máxima individual permisible	Diámetro nominal del alambre ^[1]
	Designación	Abertura nominal				
Grava	3"	75,0	± 2,2	78,1	78,7	5,80
	2"	50,0	± 1,5	52,1	52,6	5,05
	1½"	37,5	± 1,1	39,1	39,5	4,59
	1"	25,0	± 0,8	26,1	26,4	3,80
	¾"	19,0	± 0,6	19,9	20,1	3,30
	½"	12,5	± 0,39	13,10	13,31	2,67
	⅜"	9,5	± 0,30	9,97	10,16	2,27
	¼"	6,3	± 0,20	6,64	6,78	1,82
Arena con finos	Nº4	4,75	± 0,15	5,02	5,14	1,54
	Nº10	2,0	± 0,070	2,135	2,215	0,900
	Nº20	0,850	± 0,035	0,925	0,970	0,510
	Nº40	0,425	± 0,019	0,471	0,502	0,290
	Nº60	0,250	± 0,012	0,283	0,306	0,180
	Nº100	0,150	± 0,008	0,174	0,192	0,110
	Nº200	0,075	± 0,005	0,091	0,103	0,053

[1] El diámetro promedio de los alambres que forman cualquier malla, considerados separadamente en cada una de sus dos direcciones, no variará de los valores nominales en más de lo siguiente:

- 5% para mallas con aberturas mayores de 0,6 mm
- 7,5% para mallas con aberturas de 0,6 mm a 0,125 mm
- 10% para mallas con aberturas menores de 0,125 mm

Ilustración 3. 2 Juego de mallas (Normativa SCT).



Imagen 3. 10 Procedimiento de lavado del material, tamizándolo por la malla No. 200.



Imagen 3. 11 Cribado del material lavado (después de secado) en el agitador mecánico (mallas No. 10, 20, 40, 60, 100 y 200 en forma descendente vertical).

Consideraciones. Las propiedades mecánicas e hidráulicas en los suelos finos dependen de su estructuración e historia geológica por lo que la determinación de la granulometría de los materiales (en estado

alterado) se considera no aplicable para esta obra. Por ejemplo el polvo de roca, con partículas más finas que 0.002 mm, se comporta como una arena fina, mientras que otros suelos con menos del 50% de partículas menores que 0.002 mm tienen propiedades semejantes a la arcilla. Por lo tanto, en el diseño de cimentaciones es muy raro realizar análisis granulométricos para suelos cohesivos; cuando éstos se realizan es para determinar el porcentaje más fino que 0.002 mm (fracción arcillosa).

3.7 Gravedad específica o peso específico relativo de los sólidos (S_s).

Según la norma M-MMP-1-07/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Esta prueba permite determinar las masas volumétricas de los materiales para terracerías, es decir, las relaciones masa-volumen en diferentes estados o condiciones de acomodo, ya sean naturales o artificiales, así como los coeficientes de variación volumétrica al pasar de un estado a otro. La gravedad específica de un suelo es la razón del peso en el aire de un volumen dado de partículas de la muestra de suelo, al peso de un volumen igual al agua destilada a la temperatura de 4 °C. La gravedad específica de un suelo se usa frecuentemente para relacionar el peso del suelo con el volumen; así conociendo la relación de vacíos (e), el grado de saturación (G_w) y la gravedad específica (S_s) puede calcularse, utilizando la fórmula correspondiente, el peso volumétrico del suelo. El peso volumétrico de un suelo es necesario en todos aquellos problemas relacionados con empujes, hundimientos y estabilidad de taludes.



Imagen 3. 12 Proceso de pesaje y medición de la temperatura (material 3).

Consideraciones. La gravedad específica se emplea en la identificación de minerales, aunque su valor es limitado para fines de identificación de suelos debido a que su valor está comprendido dentro de un pequeño intervalo.

3.8 Límites de consistencia.

Según la norma M-MMP-1-07/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Estas pruebas permiten conocer las características de plasticidad de la porción de los materiales para terracerías que pasan la malla No. 40. Estos resultados se utilizan principalmente para la identificación y clasificación de los suelos.

Procedimiento. Las pruebas consisten en determinar, el límite líquido, que se define como el contenido de agua para el cual un suelo plástico adquiere una resistencia al corte de 2.45 kPa (25 g/cm²); este se considera como la frontera entre los estados semilíquido y plástico. El límite plástico o el contenido de agua para el cual un rollito se rompe en tres partes al alcanzar un diámetro de 3 mm; este se considera como la frontera entre los estados plásticos y semisólido. El índice plástico se calculó como la diferencia entre los límites líquido y plástico.



Imagen 3. 13 Equipo para la determinación de los Límites de consistencia.

Consideraciones. Uno de los objetivos que se pretende es modificar el Límite Líquido del mismo suelo ya que eso implicaría (por correlación)

una variación con respecto a la Compresibilidad (C_c), ya en la práctica de laboratorio se ha corroborado que la compresibilidad de los suelos, a igual carga de preconsolidación, es aproximadamente proporcional al Limite Líquido, de manera que dos suelos con el mismo Limite Líquido son similarmente compresibles (Júarez Badillo, 2006).

Tabla 3. 1 Comportamiento de los suelos al variar sus características de plasticidad (Júarez Badillo, 2006).

Característica	Límite Líquido constante, pero Índice Plástico creciente	Índice Plástico constante pero Limite Líquido creciente
Compresibilidad	Prácticamente la misma	Crece
Permeabilidad	Decrece	Crece
Razón de variación volumétrica	Decrece	-----
Tenacidad	Crece	Decrece
Resistencia en estado seco	Crece	Decrece

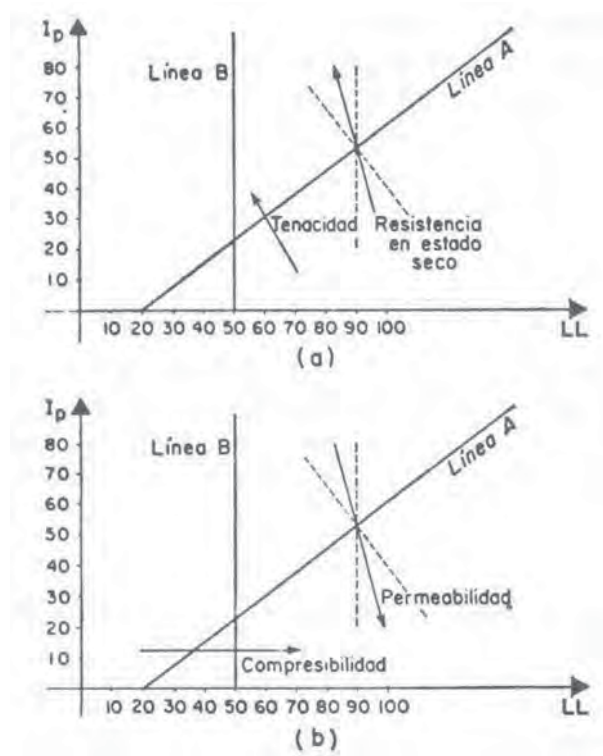


Ilustración 3. 3 Dirección de variación de algunas propiedades físicas de los suelos en la Carta de plasticidad (Júarez Badillo, 2006).

3.9 Peso volumétrico seco máximo (compactación AASHTO).

Según la norma M-MMP-1-09/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Esta prueba permite determinar la curva de compactación de los materiales para terracerías y a partir de esta inferir su peso volumétrico seco máxima y su contenido de agua óptimo.

Procedimiento. Consisten en determinar los pesos volumétricos secos de un material compacto con diferentes contenidos de agua (ver imagen 3.14), mediante la aplicación de una misma energía de compactación en prueba dinámica y graficando los puntos correspondientes a cada determinación, trazar la curva de compactación del material. En este caso la compactación se realizó con la energía de la prueba Próctor estándar.



Imagen 3. 14 Adición de agua al material (material 3).



Imagen 3. 15 Enrase del material en el molde Próctor (material 3).

Consideraciones. En los suelos finos por su estructuración inicial especial, la forma de las partículas tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla, en su mayor parte adoptan la forma laminar. Al tener una superficie específica mayor de contacto entre las partículas (ver tabla 3.2), estas mismas generan una mayor atracción entre las mismas (de acuerdo a la hipótesis de las estructuras compuestas (Júarez Badillo, 2006)). Esto describe que la forma de la partícula de arcilla es más importante que el tamaño de la misma.

Tabla 3. 2 Superficie específica de la partícula de arcilla.

Tipo de arcilla	Metros cuadrados de área superficial por gramo de peso
Caolinitas	10
Ilitas	80
Montmorilonitas	800

El tipo de suelo, su granulometría, la forma de los granos del suelo, la densidad de sólidos del suelo y la cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes, tiene una gran influencia en el peso específico seco máximo y en el contenido de agua óptimo (ver ilustración 3.4).

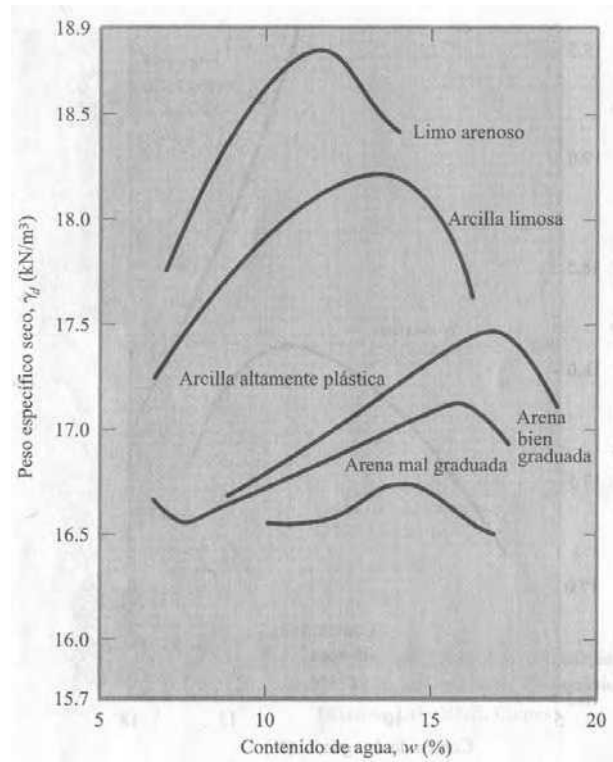


Ilustración 3. 4 Curvas típicas de compactación par cinco suelos diferentes (D-689 de la ASTM).

3.10 Valor Soporte de California (CBR) y expansión en Laboratorio.

Según la norma M-MMP-1-11 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Esta prueba permite determinar la calidad de los suelos en cuanto a su valor de soporte midiendo la resistencia a la penetración del suelo compactado (comparándolo con otro) y sujeto a un determinado periodo de saturación.

Procedimiento. Consiste en determinar la resistencia a la penetración de un espécimen compactado cerca de su Peso Volumétrico Seco Máximo obtenido bajo una carga estática de 140.6 Kg/cm² y fabricado en el molde Porter. El espécimen se penetra después de haber sido saturado en agua (ver imagen 3.16) hasta lograr su máxima expansión, generalmente de 15 a 25 días para este tipo de material.



Imagen 3. 16 Saturación del material.

Consideraciones. Este tipo de prueba muestra cierto comportamiento que para los actuales diseños de pavimentos es relevante aunque su representatividad sea baja.

3.11 Compresión Simple.

Se utiliza para determinar los parámetros de la resistencia cortante de una masa de suelo, es decir la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Esta prueba se considera confiable por las siguientes razones:

- a) Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo - deformación unitaria del suelo.
- b) Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo (respecto a la prueba de corte directo) con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
- c) Las características de esfuerzo - deformación se registran bajo una presión de confinamiento nula.

Procedimiento. El material a utilizar deberá ser el que pasa la malla No. 10 (por problemas de la existencia de grumos por una mala disgregación y homogeneidad en la saturación del material), enseguida se conformara un espécimen en un molde Porter al grado de compactación elegido (90%), debido a la dificultad para labrar los especímenes (ver imagen 3.17) a una más alta compactación en función de su peso volumétrico seco máximo. Posteriormente se labraron especímenes de aproximadamente 3.6 cm de diámetro y 9.0 centímetros de altura, manteniendo una relación altura- ancho de 2.5:1y se protegieron con papel celofán, para conservar la humedad antes de ensayarlos (ver imagen 3.18). Posteriormente para generar la falla cortante en el espécimen, se aplica un esfuerzo axial a través de un embolo vertical de carga (esfuerzo desviador). El esfuerzo se sumara en este caso mediante la aplicación de deformación axial a razón

constante por medio de una prensa de carga hidráulica (ver imagen 3.21), prueba por deformación unitaria controlada).

La carga axial aplicada por el embolo de carga es correspondiente a una deformación axial, ambas son medidas mediante una celda de carga unida al embolo. La velocidad de carga de 0.4 mm/min hasta que este falle.



Imagen 3. 17 Labrado del espécimen (material 2).



Imagen 3. 18 Protección del espécimen para conservar la humedad (material 2).

Consideraciones. Como se ha comentado anteriormente, la humedad es importantísima en este caso ya que la variación de ésta entre los especímenes para un mismo material puede conducir a conclusiones equivocadas en el experimento. El labrado de los especímenes ha sido en un cuarto húmedo con una temperatura controlada (aproximadamente a 18°C).



Imagen 3. 19 Espécimen (montado) después de ensayarlo, nótese el plano de falla (material 3).

3.11.1 Fundamentación de la resistencia cortante de los suelos (fricción entre dos superficies de contacto).

Es conveniente considerar un modelo simple al comenzar la discusión de la resistencia cortante de los suelos. La ilustración 3.5 presenta un bloque descansando en una superficie plana. El bloque está sujeto a una fuerza normal N , que actúa perpendicularmente a la superficie plana.

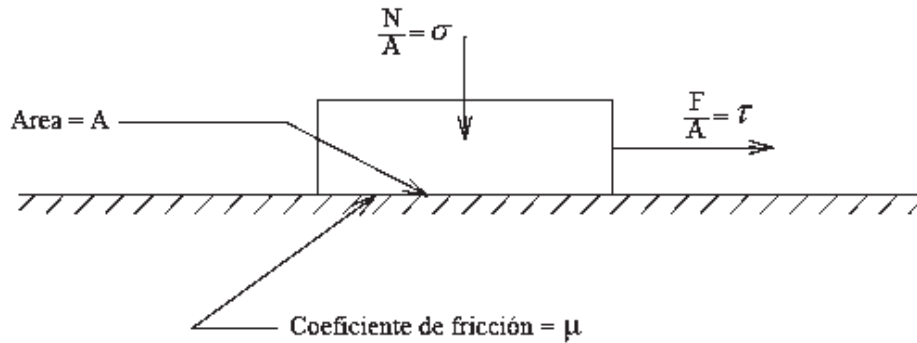


Ilustración 3. 5 Bloque deslizando en un plano.

Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte F , el bloque se deslizará cuando:

$$F = N \times \mu \quad (1)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción entre el bloque y el plano. Dividiendo los dos términos por el área de contacto A , se obtiene:

$$\left(\frac{F}{A}\right) = \left(\frac{N}{A}\right) \mu \quad (2) \quad \text{ó} \quad \tau = \sigma \mu \quad (3)$$

Donde τ es el esfuerzo cortante y σ es el esfuerzo normal en el plano de deslizamiento. Si la oblicuidad del esfuerzo resultante en el plano de deslizamiento (plano de falla) se denomina φ , como se indica en la ilustración 3.6, la ecuación (3) puede escribirse como:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (4)$$

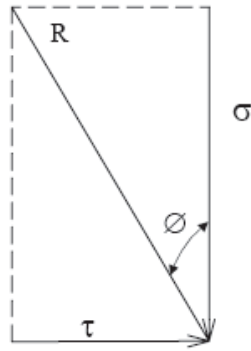


Ilustración 3. 6 Oblicuidad del esfuerzo resultante.

Esta ecuación indica que el esfuerzo cortante que se puede aplicar es proporcional al esfuerzo normal aplicado, y que se puede graficar la relación entre estos esfuerzos como una línea recta con una inclinación de φ (ilustración 3.7).

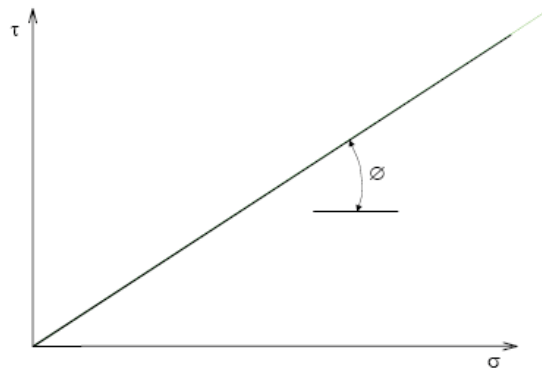


Ilustración 3. 7 Diagrama de esfuerzo para un bloque deslizando en un plano.

3.12 Compresión Triaxial.

Consiste en determinar las características de esfuerzo – deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes al aplicar una carga axial a una muestra representativa mientras se genera una presión de confinamiento mediante un fluido (agua).

Procedimiento. El material a utilizar deberá ser el que pasa la malla No. 10 (por problemas de la existencia de grumos por una mala disgregación y homogeneidad en la saturación del material), enseguida se conformara un espécimen en un molde Porter al grado de compactación elegido (90%, debido a la dificultad para labrar los especímenes a una más alta compactación) en función de su Peso Volumétrico seco Máximo. Posteriormente se labraron especímenes de aproximadamente 3.6 cm de diámetro y 9.0 centímetros de altura, manteniendo una relación altura- ancho de 2.5:1. Dichos especímenes se someterán a carga en un marco de carga (ver imagen 3.21), el cual someterá al espécimen a una velocidad de carga de 0.4 mm/min hasta que este falle. El proceso del ensaye es el siguiente:

En la cámara triaxial de lutita el espécimen del suelo se coloca entre la base y el cabezal y está confinado por una membrana delgada (membrana de látex estándar comercial) flexible e impermeable.

La presión de la cámara actuara uniformemente alrededor del espécimen del suelo (esfuerzo hidrostático). La membrana de látex por su parte es muy flexible para poder soportar esfuerzos de corte. De este modo, la superficie vertical exterior del espécimen de suelo es una superficie principal. Se asumirá que todas las superficies verticales a través del espécimen de suelo es una superficie principal. Si todas las superficies verticales son superficies principales, entonces las superficies

horizontales son también superficies principales. Si se aplica un esfuerzo de compresión axial por medio del pistón de carga, el esfuerzo en planos horizontales es el esfuerzo principal máximo (σ_1) y el esfuerzo en planos verticales es el esfuerzo principal mínimo (σ_3). En este caso, el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor, es decir $\sigma_2 = \sigma_3$. El esfuerzo aplicado al espécimen de suelo por el pistón de carga es ($\sigma_1 - \sigma_3$) y se denomina esfuerzo desviador.

El ensaye se realiza en dos etapas. En la primera el espécimen se somete a un estado inicial de esfuerzo aplicando una presión hidrostática (igual en todas partes del espécimen) la cual no generara una consolidación del espécimen por la rapidez del mismo ensaye.

En la segunda se somete al espécimen a la etapa de corte, incrementando la carga axial en el pistón; en esta etapa tampoco se realiza ningún drenaje, el ensaye se dará por terminado cuando el espécimen falle (ver imagen 3.20).



Imagen 3. 20 Ensaye de compresión triaxial en el punto de falla.

Esta prueba no consolidada – no drenada (prueba rápida) se considera generalmente para especímenes de arcilla. Teóricamente al someter una muestra consolidada en la naturaleza a una presión (X), a esa misma presión con el agua de la cámara, la estructura del suelo tomara toda esa presión ya que el suelo ya había sido consolidado. Por otra parte, si la presión ejercida con el agua es mayor que la presión que tenía el suelo en la naturaleza (en este caso remodelado) todo el exceso lo tomara el agua contenida en la muestra, evitando así, que se modifique la magnitud de los esfuerzos efectivos y ello independientemente del valor de la presión aplicada en la cámara. Por esto la resistencia mostrada el suelo es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial. La explicación anterior está referida a la comparativa de un mismo suelo compactado al 90 de su peso volumétrico Seco Suelto con el mismo suelo pero afectado por la matriz agua – arcilla –aditivo.

3.12.1 Fundamentación del esfuerzos en un punto – Círculos de Mohr.

La teoría de esfuerzos de Mohr se utiliza mucho en mecánica de suelos y se requiere conocerla para poder interpretar el ensayo de corte triaxial (siguiente ensaye). Es por lo tanto conveniente revisar rápidamente el estado de esfuerzos en un punto y los fundamentos de la mecánica de sólidos. En los problemas de mecánica de suelos, los esfuerzos son de compresión (el suelo tiene muy poca o nula resistencia a la tensión), por lo que la convención es esfuerzo de compresión positivo. Los esfuerzos de corte son positivos cuando tienden a producir una rotación contra las agujas del reloj. Esta es la nomenclatura que se utilizará:

σ es la componente de esfuerzo actuando normalmente a un plano seleccionado (esfuerzo normal). τ es la componente de esfuerzo

actuando paralelamente al plano (esfuerzo cortante). σ_1 es el esfuerzo normal máximo en cualquier plano a través del punto en consideración. No existe esfuerzo cortante en este plano. σ_3 es el esfuerzo normal mínimo en cualquier plano a través del punto en consideración. No existe esfuerzo cortante en este plano. σ_2 es el esfuerzo normal actuando en el plano a ángulos rectos a los planos en donde σ_1 y σ_3 actúan. Tampoco existen esfuerzos cortantes en este plano.

σ_1 , σ_2 , σ_3 se denominan esfuerzos principales. Una barra utilizada sobre estos símbolos significa que son los esfuerzos efectivos. σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 es el menor, σ_2 es menor o igual a σ_1 y mayor o igual a σ_3 , por lo que se le denomina esfuerzo principal intermedio.

Considere los esfuerzos actuantes en el elemento de suelo de la ilustración 3.8. Se desea determinar los esfuerzos normal y cortante en un plano que tiene un ángulo α con el plano en donde actúa el esfuerzo principal mayor, y expresar los esfuerzos en este plano en función de σ_1 , σ_3 y α . Se asume que el elemento está en equilibrio estático, esto es, las sumatorias de esfuerzos verticales y horizontales son iguales a cero. Las dos ecuaciones resultantes pueden resolverse simultáneamente para determinar expresiones de los esfuerzos normal y cortante σ y τ en cualquier plano.

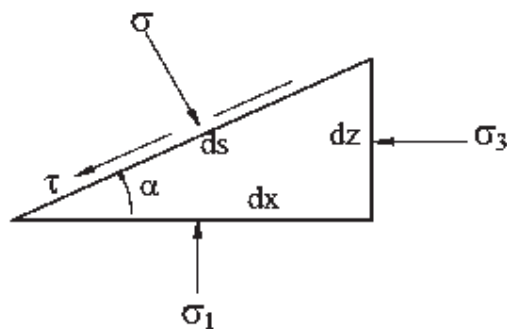


Ilustración 3. 8 Esfuerzos actuantes en un elemento diferencial de un suelo.

En la ilustración 3.8 todos los esfuerzos son positivos y el ángulo α se mide en sentido contrario a las agujas del reloj.

$$\Sigma H = \sigma_3 dz = \sigma \cdot \text{sen} \alpha \cdot ds - \tau \cdot \text{cos} \alpha \cdot ds \quad (5)$$

$$\Sigma V = \sigma_1 dx = \sigma \cdot \text{cos} \alpha \cdot ds + \tau \cdot \text{sen} \alpha \cdot ds \quad (6)$$

Pero:

$$dx = ds \cdot \text{cos} \alpha ; dz = ds \cdot \text{sen} \alpha$$

Sustituyendo estas expresiones y resolviendo:

$$\tau = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \text{sen} 2\alpha \quad (7)$$

$$\sigma = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_3) + 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \text{cos} 2\alpha \quad (8)$$

Con las ecuaciones (7) y (8) se pueden calcular los esfuerzos normal y cortante en cualquier plano perpendicular al plano donde actúa σ_2 , si se conocen los esfuerzos principales mayor y menor. Esto es, se pueden calcular los esfuerzos que actúan en cualquier plano perpendicular al plano de la página en la ilustración 3.8. El mismo tipo de cálculo puede aplicarse a los estados de esfuerzo en los planos a ángulos de 90° a los planos en donde actúan σ_1 y σ_3 , si se conoce σ_2 . Sin embargo, en los problemas prácticos de mecánica de suelos se puede omitir la influencia de σ_2 cuando se describe el estado de esfuerzos y la resistencia cortante del suelo, sin perjuicio de la precisión. Por esta razón solo se considerará los esfuerzos en dos dimensiones, en los planos perpendiculares al plano donde actúa σ_2 .

Se puede mostrar fácilmente que el círculo de esfuerzos de Mohr mostrado en la ilustración 3.9, es la representación gráfica de las ecuaciones (7) y (8). Cada punto de este círculo representa los valores

de esfuerzo cortante (τ) y esfuerzo normal (σ) en un plano específico, perpendicular al plano donde σ_2 actúa. En la mecánica de suelos se acostumbra graficar solamente la parte superior del círculo de esfuerzos.

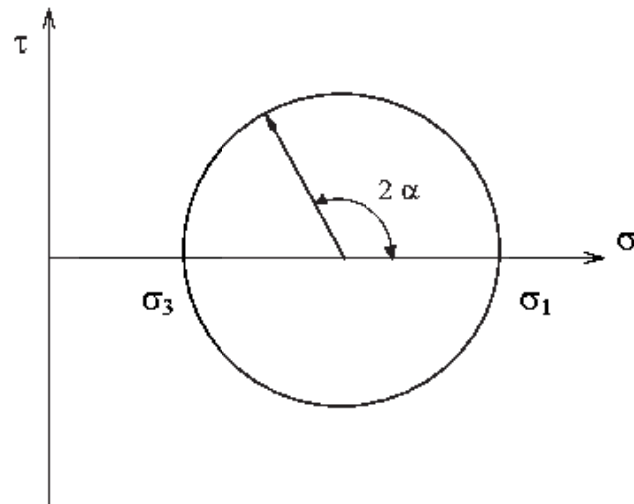


Ilustración 3. 9 Círculo de Mohr.



Imagen 3. 21 Equipo utilizado para las pruebas triaxiales.



Imagen 3. 22 Ensaye de compresión triaxial en operación.

Consideraciones. En la Imagen 3.21 se observa el marco de carga (donde se coloca la cámara triaxial), el panel de control (para controlar la incorporación del medio de confinamiento y la presión sobre el mismo) y el dispositivo de interface humano (computadora). En la imagen 3.22 se observa el espécimen montado dentro de la cámara triaxial en plena ejecución del ensaye.

3.13 Presión de expansión.

Se denomina presión de expansión o de hinchamiento, a la presión vertical necesaria para mantener sin cambio de volumen, una probeta confinada lateralmente cuando se inunda de agua. La presión de expansión medible será la máxima presión representada a lo largo de un tiempo específico (en horas).

Procedimiento. El material a utilizar deberá ser el que pasa la malla No. 10, enseguida se conformara un espécimen en un molde Porter al grado de compactación elegido (90%) en función de su peso volumétrico seco máximo. Posteriormente se labraran especímenes en forma de pastilla según las dimensiones del equipo que habrá de utilizar en este ensaye (ver imagen 3.23). Enseguida se montara en la cazuela dicho espécimen para posteriormente, enseguida se colocara en un marco (ver imagen 3.24) y se llegara a tope en forma vertical, después será inundada en agua, la prueba terminara cuando el espécimen deje de incrementar la presión misma. En caso de que el contenido de agua disminuya y el espécimen se siga expandiendo será necesaria mantener saturado el mismo (imagen 3.25).



Imagen 3. 23 Equipo necesario para el ensaye de presión de expansión.



Imagen 3. 24 Marco de compresión simple para el ensaye de presión de expansión.



Imagen 3. 25 Saturación de la muestra para el ensaye de presión de expansión (material 3).

3.14 Consolidación.

Consiste en medir el decremento de volumen y la velocidad con que éste se produce, en un espécimen de suelo confinado lateralmente en un anillo y sujeto a una carga axial.

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente. En el caso de los suelos arcillosos el drenaje dentro del mismo es muy despacio por lo que la permeabilidad es baja (en comparación con las arenas).

La compresión causada por el incremento de cargas (representada en el laboratorio) es causada por: la deformación de las partículas, el reacomodo del suelo y por la expulsión de agua o aire de los espacios vacíos.

Procedimiento. El material a utilizar deberá ser el que pasa la malla No. 10, enseguida se conformara un espécimen en un molde Porter al grado de compactación elegido (90%) en función de su Peso Volumétrico seco Máximo, posteriormente se labraran especímenes en forma de pastilla según el anillo que se habrá de utilizar en este ensaye, dicho espécimen se someterán a carga en un banco de consolidación (ver imagen 3.26) en condiciones de saturación. La preparación del espécimen en lo que respecta al labrado, montado e inundado (ver imagen 3.27) es similar que en el ensaye de presión de expansión, solo que en este caso en donde se habrán de aplicar diferentes cargas de consolidación según el diseño de la prueba (cuatro cargas, aproximadamente una cada 24 horas) y posteriormente se realizara una descarga total de las mismas.

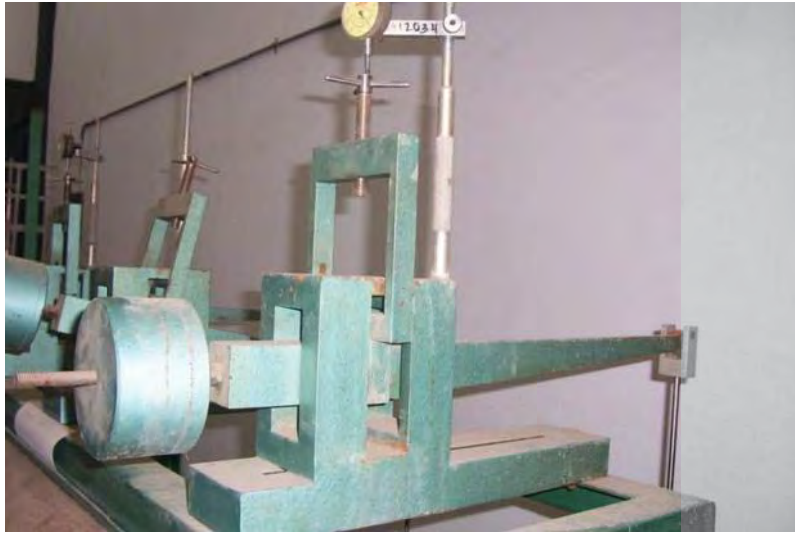


Imagen 3. 26 Banco de consolidación.



Imagen 3. 27 Ensaye de consolidación en marcha.

Consideraciones. Existen algunas correlaciones entre el Límite Líquido y el Índice de Compresión (Cc) como las de Terzaghi y Peck (1967) para arcillas inalteradas y remodeladas, de Redon-Herrero (1983) y la de Nagaraj y Murty (1985) sin embargo estas solo serán consideradas como una aproximación.

3.15 Equipo adicional y proceso de instrumentación.

El equipo adicional fue puesto en marcha por el Cuerpo Técnico del Laboratorio de Mecánica de Suelos, éste consiste principalmente en la instrumentación del panel de control (hecho y diseñado también para una tesis), sincronización del marco de carga con el mismo (realizado para esta tesis), instalación del software del marco de carga en una computadora (realizado para esta tesis). La descripción del es la siguiente:

Marco de Carga (ver ilustración 3.28). El manejo de la aplicación de carga a un espécimen en estudio es realizado por medio del marco de carga digital para pruebas de compresión Máster Loader HM-3000 de la compañía Humboldt. Esta máquina consta de un control de velocidad del motor el cual puede manejarse desde la misma máquina o por medio de su software con la computadora con un rango de velocidad de 0.000001 a 75mm/min., el marco de carga es neumático en el sentido vertical en donde el plato es el que se desplaza hacia arriba, haciendo presión contra el marco el cual puede ajustarse a la altura deseada.



Imagen 3. 28 Marco de carga digital Máster Loader HM-3000 marca Humboldt.

Sensor de Desplazamiento (ver ilustración 3.29). Los cambios de deformación axial que sufre el espécimen tras someterlo a un esfuerzo desviador, son tomados por medio del sensor de desplazamiento el cual tiene una deformación máxima de 25 milímetros dando una gran confiabilidad y precisión en las lecturas, está ubicado en la parte superior del marco de carga sostenido por una abrazadera por el vástago de carga. Primeramente se incorpora el espécimen en la cámara triaxial en el marco de carga, y este se acomoda para empezar la prueba entonces es conveniente ajustar este sensor para que tenga el máximo recorrido posible, ya que el desplazamiento del plato se verá reflejado en este sensor.



Imagen 3. 29 Sensor de desplazamiento.

Celda de carga (imagen 3.30). Este aditamento es junto con el sensor de desplazamiento es importantísimo ya que es el que mide la carga axial que se aplica en el espécimen, la celda tiene una capacidad de carga de 5 KN.



Imagen 3. 30 Celda de Carga.

Panel de control (ver imagen 3.31). Este equipo fue diseñado y hecho por el Departamento de Mecánica de Suelos, la función principal del panel de control es la de controlar el paso del aire y del agua provenientes de los sistemas de alimentación de aire y agua para así aplicar las presiones deseadas al espécimen.



Imagen 3. 31 Panel de control (vista frontal).

En el interior del panel de control (ver imagen 3.32) se observa cómo están conectados los manómetros (con manguera tipo Pun-6x1) y válvulas con el sistema de abastecimiento de agua y de aire.



Imagen 3. 32 Panel de control (vista interna).

Sistema de Alimentación de Aire (ver imagen 3.33). El abastecimiento de la presión de confinamiento necesaria para la realización de la prueba es generado por este tipo de compresor, con las siguientes características.

Para que el compresor trabaje consta de un motor de 6Hp automático que se encarga del llenado del tanque el cual trabaja con una fuente de 120 volts, a su vez este motor tiene un switch de encendido y apagado (S) para lo cual cuando el motor ha sido conectado y colocado el switch en encendido el motor inicia la saturación del tanque el cual tiene capacidad para una presión máxima de trabajo de hasta 125 PSI el cual al llegar hasta esta presión detiene el llenado del tanque y para conocer la presión del tanque cuenta con un Manómetro (MT). Además el tanque tiene un regulador de presión (RC) el cual al ser abierto permite el paso del aire por medio de una manguera de 10mm de diámetro con 1.5mm de espesor (Pun-6x1) al panel de control y a su vez pasa por un manómetro (MC) para conocer la presión que está enviando el compresor de aire al panel de control, cuando el regulador permite el paso de aire el tanque inicia un

vaciado el cual al llegar a una presión de 95 PSI inicia automáticamente su llenado.



Imagen 3. 33 Compresor neumático.

Abastecimiento de agua (ver ilustración 3.34). Este sistema tiene como función proporcionar el agua medio de confinamiento), el cual una vez alrededor del espécimen es presionado por el aire inyectado por el anterior equipo. Para lograr realizar dicha alimentación el sistema está conformado por un recipiente almacenaje (garrafón), ubicado por encima del nivel hidrostático de la cámara triaxial.



Imagen 3. 34 Abastecimiento de agua.

4.1 Ensayes del agua.

4.1.1 Descripción.

El agua utilizada para estos ensayos fue obtenida en el laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la U.M.S.N.H., aunque el agua utilizada en la construcción de caminos no necesariamente corresponde a este mismo tipo de agua, consideramos que la variabilidad de esta es mínima, pero aun así deberemos considerar ciertos parámetros para disminuir las variables que afectan en esta investigación. En la imagen 4.1 se puede apreciar parte de un ensaye, al que está sometida el elemento liquido.



Imagen 4. 1 Ensaye para el agua.

4.1.2 Ensayes.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Tabla 4. 1 Parámetros del muestro del agua.

Parámetro	Valor obtenido ^x
Sabor	Sin sabor
Olor	Agradable/Sin olor
Color	Ausente/Transparente
Potencial de hidrogeno	6.44 *
Temperatura	19.2 °C *
Sulfatos (SO ₄) ²⁻	10 ml/lit *

(*) Valor promediado

En la tabla 4.1 los parámetros de campo sabor, olor y color (fueron determinados de forma organoléptica), nos muestra que el agua utilizada en el muestreo no contiene en una cantidad detectable ni minerales, ni metales o sales, por lo tanto la consideramos insípida. En el caso del olor este es fácilmente detectable e indicaría la presencia de compuestos volátiles, sin embargo por la ausencia de olor la consideramos como inodora (carente de olor). Es incolora ya que es totalmente transparente.

En lo que respecta en los parámetros de PH podemos decir que el agua tiene una tendencia hacia la acidez, pero la podemos equiparar al PH del agua de lluvia y además está dentro del rango establecido por la norma ASTM D-1293 (ver capítulo III). La temperatura no tiene una gran variación pero debemos de recordar que los parámetros físicos y químicos tales como la densidad, la conductividad, el pH, etc., son influenciados por la temperatura. En el caso del parámetro de contenido de sulfatos podemos concluir que no aporta gran variación debido a que está muy por abajo de la norma ASTM D-516.

4.2 Ensayes del material 1.

4.2.1 Descripción.

El material utilizado en esta serie de ensayos es el obtenido en la Unidad Deportiva de la Ciudad Universitaria de la U.M.S.N.H. (ver imagen 4.2). En la imagen 4.3 se puede apreciar que el tipo del material es arcilloso por su consistencia y su dificultad para poder excavarlo.



Imagen 4. 2 Ubicación del material 1.



Imagen 4. 3 Sondeo del material 1.

En la Tabla 4.2 se encuentra una descripción general del muestreo del material. Se consideró utilizar éste material por su cercanía y por presentar características visuales muy plásticas en épocas de lluvia y una gran contracción volumétrica en épocas de secas.

Tabla 4. 2 Parámetros del muestreo del material 1.

Ubicación	Ciudad Universitaria, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Morelia, Michoacán.
Tipo de muestreo	Pozo a cielo abierto Extracción lateral de talud previamente excavado.
Profundidad	1.5 metros
Observaciones	Los primeros 20 centímetros era material orgánico la siguiente capa consistía en un limo arcilloso color café con un espesor de 35 centímetros posteriormente encontramos el estrato arcilloso en cuestión.
Humedad natural	7.7 %
Porcentaje de compactación en campo	84 %
Clasificación	Arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH)) de color negro.

4.2.2 Ensayes.

En esta sección se muestran los resultados de los ensayos índice y mecánicos que se realizaron al material 1.

4.2.2.1 Pruebas Índices.

En la figura 4.1 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en las pruebas índices del material 1.

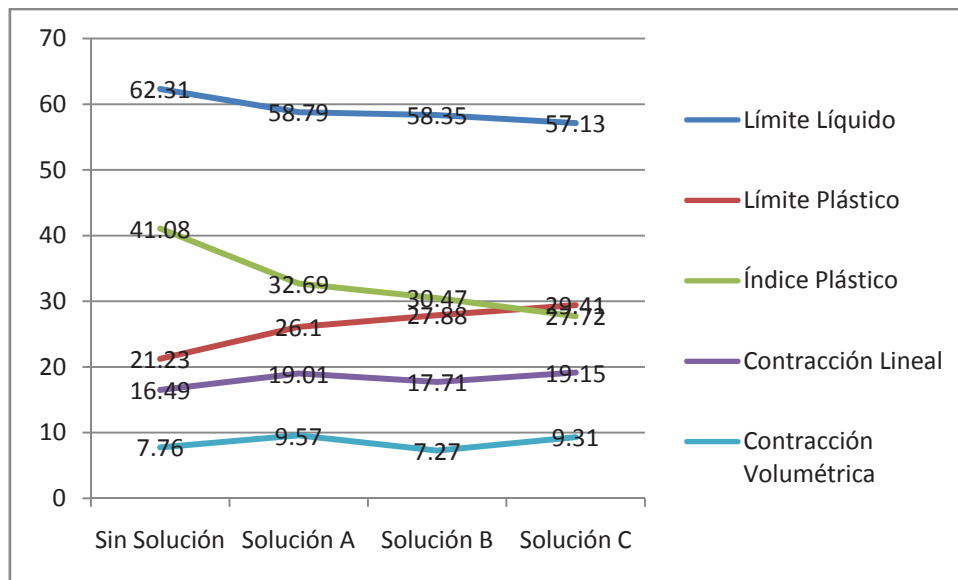


Figura 4. 1 Comparativa gráfica de los límites de consistencia.

Tomando como referencia material sin agregarle el Co-Polímero multienzimático el comportamiento del Límite Líquido con la dosificación A se ha logrado disminuir un 3.52%, con la dosificación B un 3.96% y con la dosificación C un 5.18%. El Límite plástico con la dosificación A aumentó un 4.87%, con la dosificación B un 6.655y con la dosificación C un 8.18. El índice Plástico disminuyó un 8.39%, con la dosificación B un 8.39% y con la dosificación C un 13.36%. La contracción lineal aumentó 2.52%, con la dosificación B un 1.22% y con la dosificación C un 2.66%. La contracción volumétrica con la dosificación A aumentó un 1.81%, con la dosificación B un 0.49% y con la dosificación C un 1.55%. La clasificación de la arcilla según la clasificación SUCS permaneció como una arcilla inorgánica altamente

de alta plasticidad (CH), por otro lado el rango plástico se ve disminuido.

En lo que respecta a la contracción lineal y volumétrica, ambas presentaron variaciones inconsistentes y pequeñas, que en principio se pueden atribuirse a el error experimental (ver anexo 4.2.2.1).

4.2.2.2 Pruebas mecánicas.

En la figura 4.2 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de valor relativo de soporte del material 1.

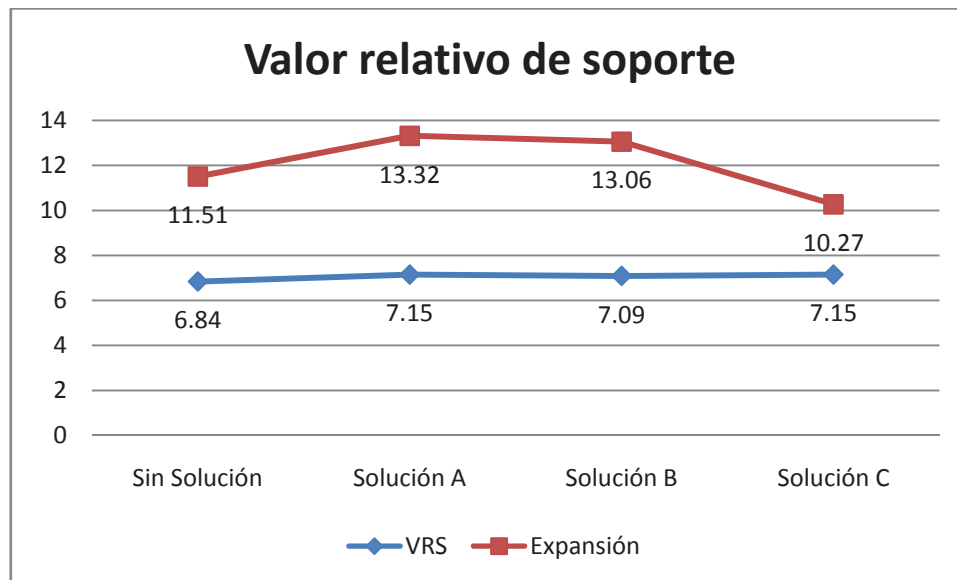


Figura 4. 2 Comparativa del valor relativo de soporte.

Aplicando la dosificación A con respecto al terreno natural el valor relativo de soporte aumentó un 1.81%, aplicando la dosificación B aumentó un 1.55% y aplicando la dosificación C disminuyó un 1.24%. La solución A y B propiciaron un ligero aumento en el VRS muy similar, en cambio la dosificación C disminuyó. Sin embargo, el incremento permaneció en un rango mínimo de cambio que puede ser atribuible al margen de error de cada prueba. La expansión medida en este ensaye

también con respecto al terreno natural aumentó un 1.81% en la dosificación A, aumentó un 1.55% en la dosificación B y aumentó un 1.24%.

Con la dosificación C como se observa la expansión del material con la primera dosificación aumentó pero en las dos siguientes bajo constantemente pero no representó un cambio significativo (ver anexo 4.2.2.2).

En la figura 4.3 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba Proctor del material 1.

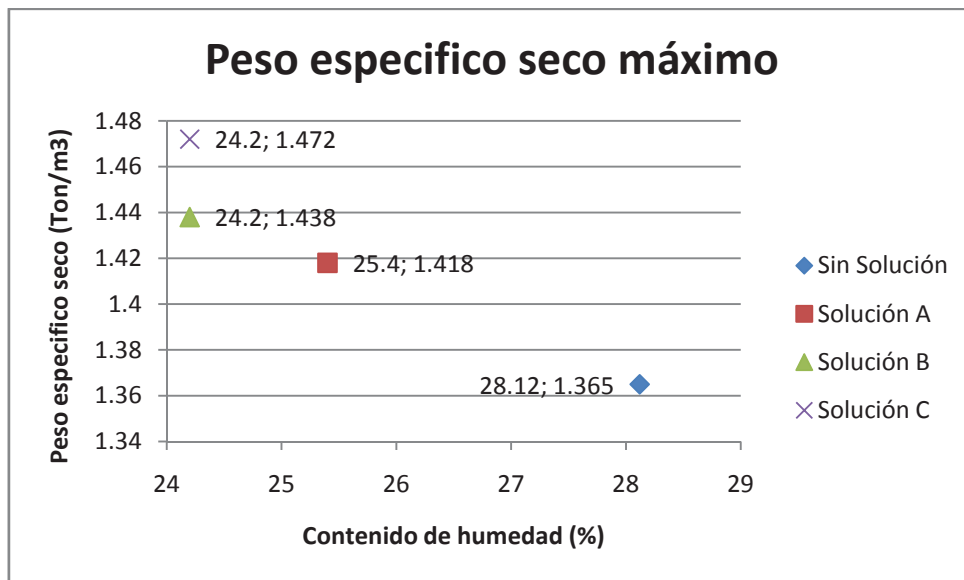


Figura 4. 3 Comparativa gráfica del peso volumétrico seco máximo.

Con respecto al terreno natural se observó que el peso específico seco aumentó un 3.88% y disminuyó la humedad óptima un 9.67% aplicando la dosificación A, aumento el peso específico seco un 5.35% y disminuyó la humedad un 13.94% aplicando la dosificación B, mientras que aplicando la dosificación C aumentó 7.84% y disminuyó la humedad un 13.94%. El peso específico seco del material aumentó desde la primera dosificación y al mismo tiempo la humedad fue

bajando, por lo que podemos concluir que el material se densificó más que en el estado natural (ver anexo 4.2.2.2).

En la figura 4.4 y en la tabla 4.3 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión simple.

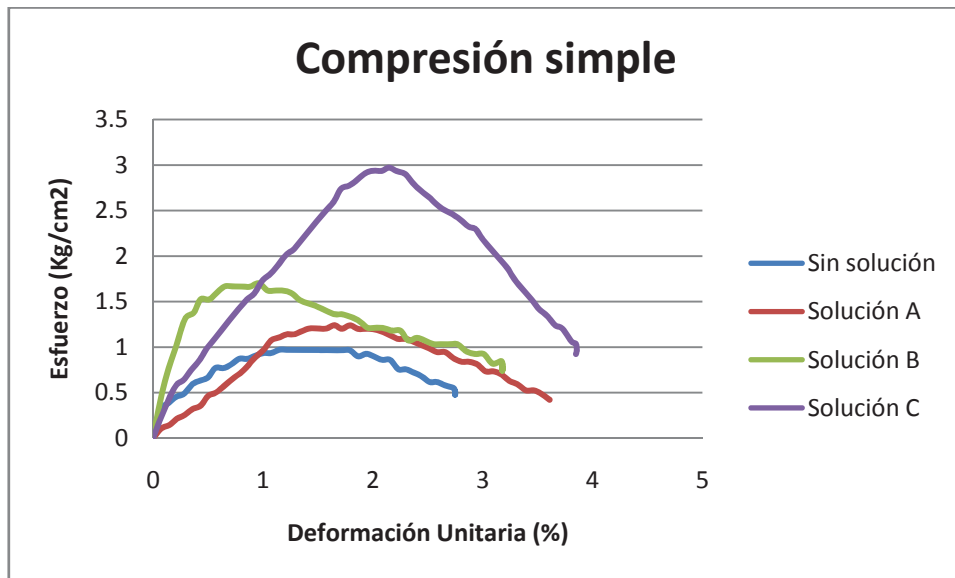


Figura 4. 4 Comparativa gráfica de la compresión simple.

Tabla 4. 3 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión simple.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	0.9712	25.03
Solución A	1.2414	21.52
Solución B	1.7012	22.16
Solución C	2.9720	15.73

Se puede observar que el material con dosificación A deformó más que el material sin dosificación, pero incrementó el esfuerzo desviador. Con la dosificación B el material tiene una deformación mínima y el

esfuerzo desviador incrementó. En la tercera dosificación la deformación del material tiene la misma pendiente que el material con dosificación A pero el esfuerzo desviador es un poco más que el doble. En general se puede ver que la solución aumenta la rigidez inicial del suelo (Ver anexo 4.2.2.2).

Tabla 4. 4 Parámetros de la compresión simple del material 1.

Solución	Cohesión (C)
Sin Solución	0.4856
Solución A	0.6207
Solución B	0.8506
Solución C	1.4826

La tabla 4.4 describe que el parámetro cohesión va incrementando en base al aumento de la dosificación en el material.

En la figura 4.5 y en la tabla 4.5 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.3 kg/cm² del material 1.

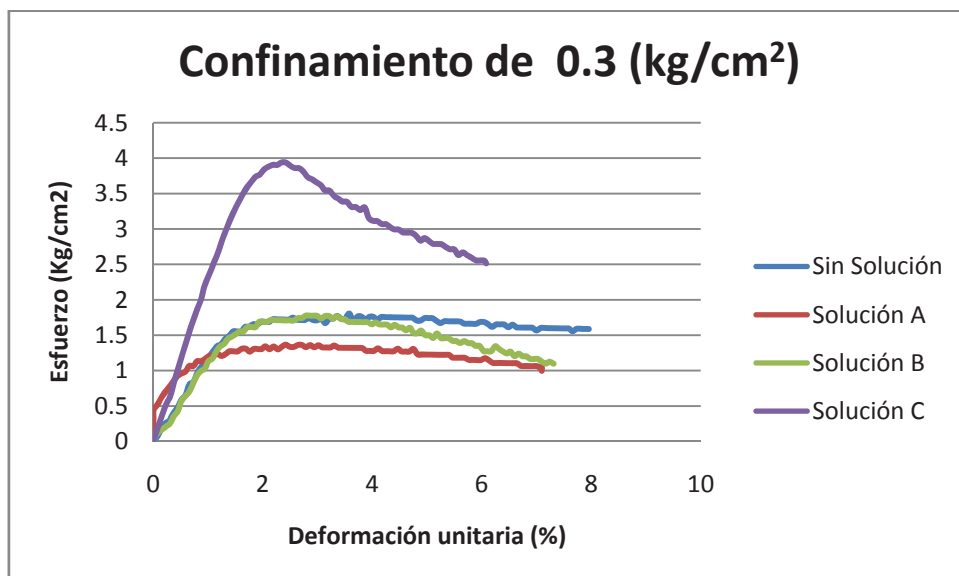


Figura 4. 5 Comparativa gráfica de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 5 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	1.8048	24.26
Solución A	1.3662	23.56
Solución B	1.7770	21.77
Solución C	3.9404	16.02

Se puede observar que en la primera dosificación se deformó inclusive mucho más que el material sin solución y el esfuerzo desviador es menor. Con la segunda dosificación el material tiene una deformación igual que el material sin dosificación y el esfuerzo desviador aproximadamente igual. En la tercera dosificación la deformación del material es mínima y el esfuerzo desviador se incrementó ampliamente con respecto al material sin y con dosificación. En general se puede ver que la solución aumenta la rigidez inicial del suelo (Ver anexo 4.2.2.2).

En la figura 4.6 y en la tabla 4.6 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.6 kg/cm².

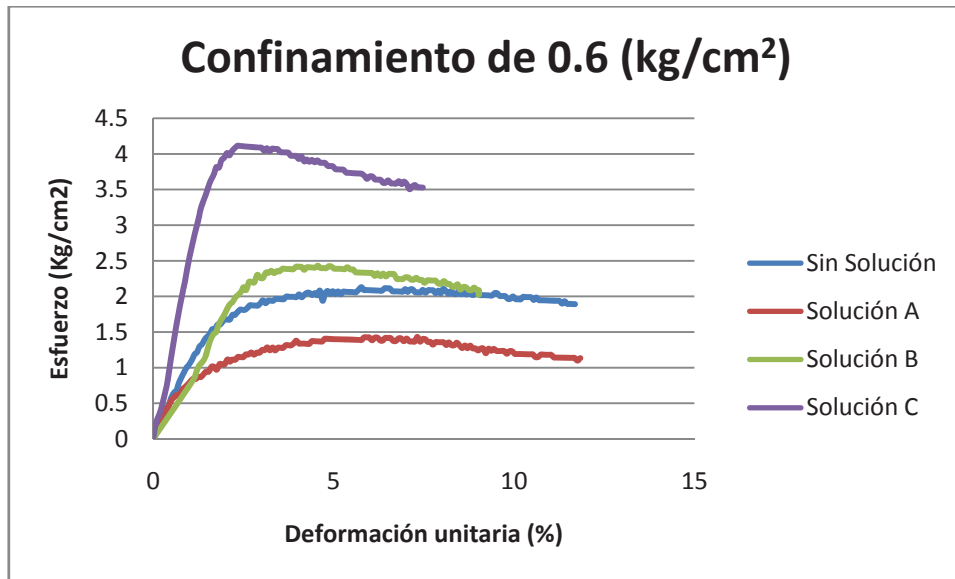


Figura 4. 6 Comparativa gráfica de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 6 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	2.1309	23.5
Solución A	1.4311	22.62
Solución B	2.4310	21.24
Solución C	4.1151	16.53

Se puede observar que en la primera dosificación se deformó inclusive mucho más que el material sin solución y el esfuerzo desviador es menor. Con la segunda dosificación el material tiene una deformación mayor que cualquier otro, pero el esfuerzo desviador es mayor que el del material sin solución. En la tercera dosificación la deformación del material es mínima y el esfuerzo desviador se incrementó ampliamente con respecto al material sin y con dosificación. En general se puede ver que la solución aumenta la rigidez inicial del suelo, a excepción (Ver anexo 4.2.2.2).

En la figura 4.7 y en la tabla 4.7 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.9 kg/cm².

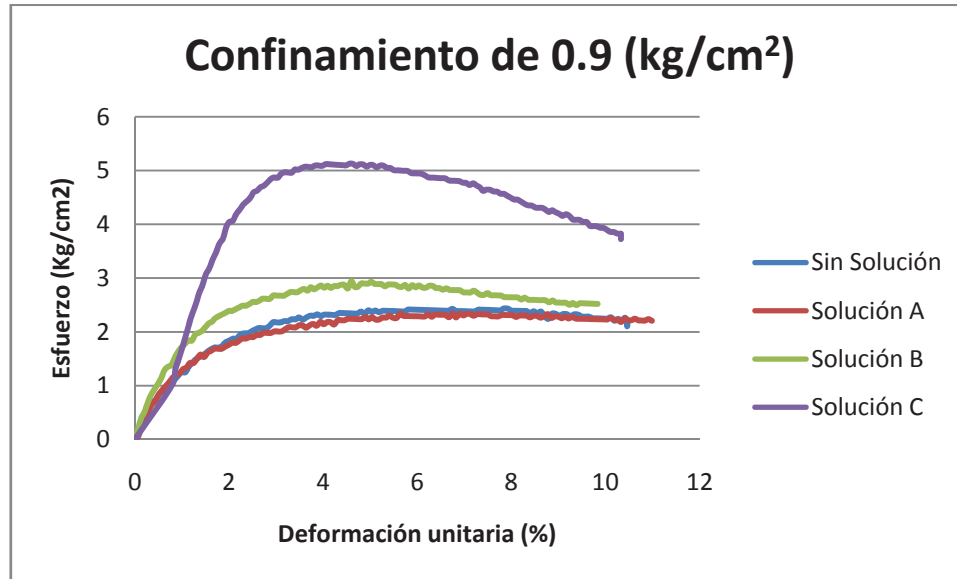


Figura 4. 7 Comparativa gráfica de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 7 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	2.4355	25.06
Solución A	2.3412	23.39
Solución B	2.9447	21.02
Solución C	5.1209	16.74

Se puede observar que en la primera dosificación tiene una deformación y esfuerzo desviador casi exactamente igual que el material sin dosificación. Con la segunda dosificación el material tiene una deformación un poco menor y un esfuerzo desviador un poco mayor que la primera dosificación. En la tercera dosificación la deformación del material al inicio es un poco mayor a las anteriores, pero enseguida tiene un comportamiento muy rígido que incrementa el

esfuerzo desviador a casi el doble con respecto a cualquiera de las anteriores dosificaciones. En general se puede ver que la solución aumenta la rigidez inicial del suelo (Ver anexo 4.2.2.2).

Tabla 4. 8 Parámetros de la compresión triaxial del material 1.

Solución	Cohesión (C)	Angulo de fricción (ϕ)
Sin Solución	0.5217	20
Solución A	0.2667	27
Solución B	0.3491	29
Solución C	0.9085	29

Los resultados de la tabla 4.8 muestran el comportamiento del material con respecto a la dosificación del aditivo, mediante los parámetros de cohesión y ángulo de fricción. Con la primera dosificación disminuyó la cohesión pero aumentó el ángulo de fricción. Con la segunda dosificación se aumentó la cohesión pero no al grado de alcanzar la cohesión dada por el material en estado natural y siguió incrementando el ángulo de fricción. En la tercera dosificación la cohesión aumento ampliamente superando las dos anteriores y la cohesión obtenida en el material natural y el ángulo de fricción se mantuvo igual que la anterior dosificación (Ver anexo 4.2.2.2).

En la figura 4.8 y en la tabla 4.9 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de presión de expansión del material 1.

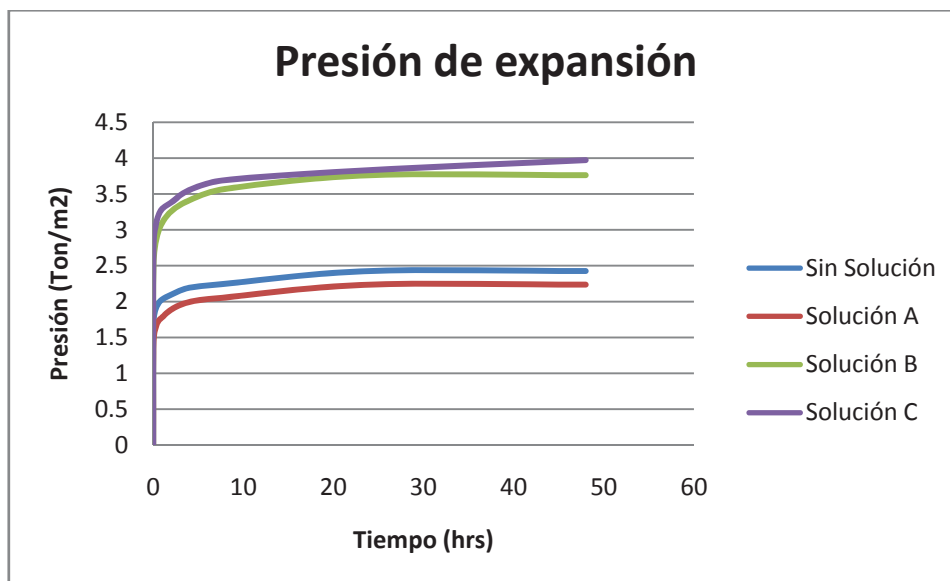


Figura 4. 8 Comparativa gráfica de la presión de expansión.

Tabla 4. 9 Parámetros de la gráfica comparativa de la presión de expansión.

Solución	Presión máxima (ton/m2)
Sin Solución	2.43
Solución A	2.24
Solución B	3.76
Solución C	3.97

La tabla 4.9 muestra los parámetros comparativos de la presión de expansión del material 1 donde; La primera dosificación disminuyó un 7.82% la presión de expansión pero se mantuvo muy similar al material en estado natural. En la segunda dosificación se incrementó un 54.73% la presión de expansión. En la tercera dosificación se incrementó un 63.37% la presión de expansión. Lo anterior prácticamente relata que el incremento de la dosificación solo acrecentó la presión de expansión del material (Ver anexo 4.2.2.2), lo anterior es debido a la densificación mayor que se logró en el material.

En la tabla 4.10 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de consolidación unidimensional del material 1.

Tabla 4. 10 parámetros de la consolidación unidimensional del material 1.

Solución	Compresibilidad (Cc)	Permeabilidad (K) (cm/seg)
Sin Solución	0.3198	6.20709E-09
Solución A	0.3287	1.394E-08
Solución B	0.2879	1.84051E-08
Solución C	0.3304	1.19299E-08

Aplicando la dosificación A prácticamente la compresibilidad del material fue igual al de estado natural, sin embargo la permeabilidad aumentó. En la dosificación B se observa que la compresibilidad del material disminuyó y la permeabilidad aumentó un poco. Con la dosificación la compresibilidad del material aumento más que en cualquiera de las otras dosificaciones e inclusive que en el material en estado natural, pero la permeabilidad bajo un poco el caso del material un poco.

4.2.3 Resumen.

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los principales resultados obtenidos en la experimentación.

Tabla 4. 11 Parámetros generales del material 1.

Ensaye	Sin Solución	Solución A	Solución B	Solución C
LL (%)	62.31	58.79	58.35	57.13
IP (%)	41.08	32.69	30.47	27.72
PVSM (ton/m ³)/ H. opt. (%)	1.365/28.12	1.418/25.4	1.438/24.2	1.472/24.2
C. c. simple (ton/m ²)	0.4856	0.6207	0.8506	1.4826
C. c. triaxial (ton/m ²)	0.5217	0.2667	0.3491	0.9085
φ	20	27	29	29
P. e. (ton/m ²)	2.43	2.24	3.76	3.97
Cc	0.3198	0.3287	0.2879	0.3304
K (cm/seg)	6.20709E-09	1.394E-08	1.84051E-08	1.19299E-08

- 1) El límite líquido aunque bajo un poco no represento un cambio muy significativo, por su parte el índice plástico también es disminuido pero, no representa una variación para dejar de clasificar el material como una material muy plástico.
- 2) El peso volumétrico seco aumentó a medida que la dosificación también lo hizo, mientras que la humedad optima decrece, por lo que el material es mucho más compacto.

- 3) La cohesión en la compresión simple tuvo un comportamiento ascendente en cuanto mayor es la dosificación.
- 4) En la compresión triaxial Aunque la cohesión del material disminuye con la primera dosificación, cuando se incrementa está, claramente se observa que también genera un incremento mucho mayor en la cohesión (dosificación C).
- 5) El ángulo de fricción (ϕ) se incrementa aplicando la dosificación A, la dosificación B y C son mayores también pero iguales entre ellas.
- 6) La presión de expansión con la dosificación A disminuye, pero cuando se aplican las dosificaciones B y C esta aumenta.
- 7) La compresibilidad prácticamente permaneció estable, solo con la dosificación A disminuyó, en cambio la permeabilidad del material se incremento con todas las dosificaciones.
- 8) la permeabilidad aumenta con las tres dosificaciones, aunque con la C el incremento es menor. La compresibilidad aumento un poco en las dosificaciones A y C, pero disminuyó en la B.

4.3 Ensayes del material 2.

4.3.1 Descripción.

El material utilizado en esta serie de ensayos es el obtenido en la periferia de la Ciudad de Celaya, en la Tabla 4.12 se encuentra una descripción general del muestreo del material. Se consideró utilizar éste material por sus conocidas propiedades de medio a alto en el rango plástico y con alta contracción volumétrica.

Tabla 4. 12 Parámetros del muestreo del material 2.

Ubicación	Fraccionamiento Residencial Los Arcos. Celaya, Guanajuato.
Tipo de muestreo	Pozo a cielo abierto
Profundidad	1.0 metros
Observaciones	En los primeros 10 centímetros encontramos materia orgánica, enseguida encontramos el material arcilloso en cuestión, posteriormente excavamos hasta detectar el nivel freático que esta aproximadamente a 1.10 metros.
Humedad natural	15.4 %
Porcentaje de compactación en campo	80 %
Clasificación	Arcilla inorgánica de media a baja plasticidad (CL) de color gris

4.3.2 Ensayes.

En esta sección se muestran los resultados de los ensayos índice y mecánicos que se realizaron al material 2.

4.3.2.1 Pruebas Índices.

En la figura 4.9 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en las pruebas índices del material 2.

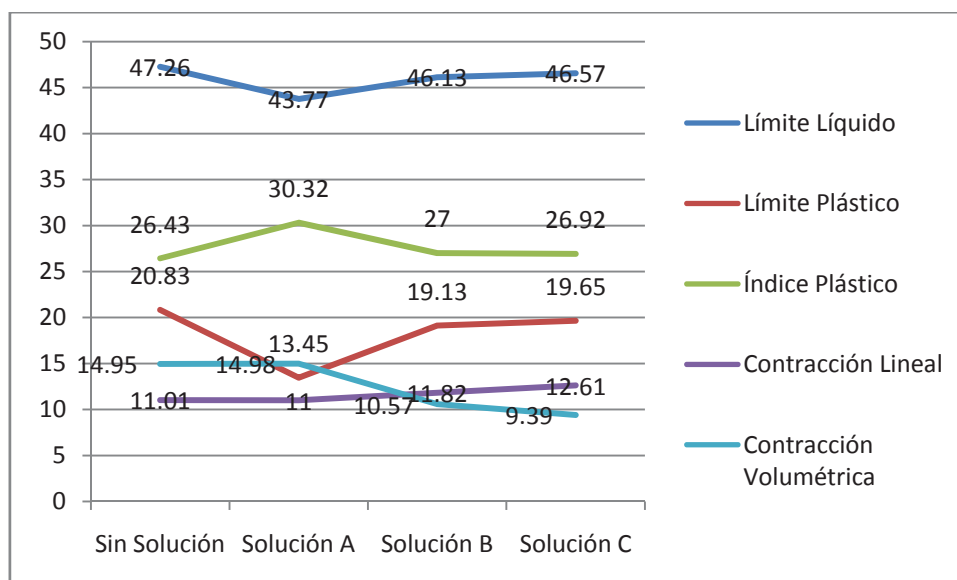


Figura 4. 9 Comparativa gráfica de los límites de consistencia.

Tomando como referencia el material 2 en estado natural el comportamiento del Límite Líquido con la dosificación A se ha logrado disminuir un 3.49%, con la dosificación B un 1.13% y con la dosificación C un 0.69%. El Límite Plástico con la dosificación A disminuyó un 7.38%, mientras que la dosificación B solo disminuyó un 1.70%, en el mismo sentido la dosificación C con un 1.18%. El índice Plástico con la dosificación A aumentó un 3.89%, con la dosificación B aumentó un 0.57% y con la dosificación C un 0.49%. La contracción lineal con la dosificación A se mantuvo igual, con la dosificación B 0.81% y con la dosificación C aumentó un 1.60%. La contracción volumétrica se mantuvo igual con la dosificación A, con la dosificación B disminuyó un 4.38% y de igual forma con la dosificación C con un 5.56%. En general el límite líquido prácticamente permaneció igual, el límite plástico solo

disminuyó con la dosificación A, el índice plástico solo aumentó con la dosificación A.

En lo que respecta a la contracción lineal tiende a aumentar, en cambio la contracción volumétrica disminuyó a partir de la dosificación B. La clasificación SUCS de la arcilla prácticamente permaneció sin variaciones (Ver anexo 4.3.2.1).

4.3.2.2 Pruebas mecánicas.

En la figura 4.10 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de valor relativo de soporte del material 2.

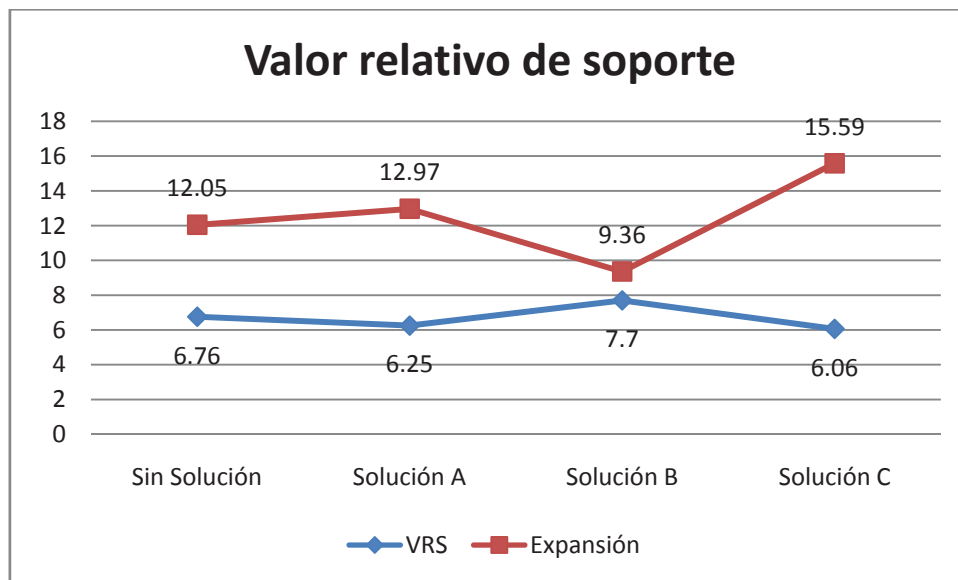


Figura 4. 10 Comparativa gráfica del valor relativo de soporte.

Con respecto al terreno natural se observó que el valor relativo de soporte con la dosificación A disminuyó un 0.51%, con la dosificación B aumentó un 0.94% y con la dosificación C volvió a disminuir pero un 0.70%. En lo que respecta a la expansión con la dosificación A aumentó un 0.92%, con la dosificación disminuyó un 2.69% y con la dosificación C aumento un 3.54%. En general la inconsistencia en el aumento o

disminución es claramente atribuible al margen de error de cada prueba, por lo que podemos considerar como invariable el comportamiento del material con las diferentes dosificaciones (ver anexo 4.3.2.2).

En la figura 4.11 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba Proctor del material 2.

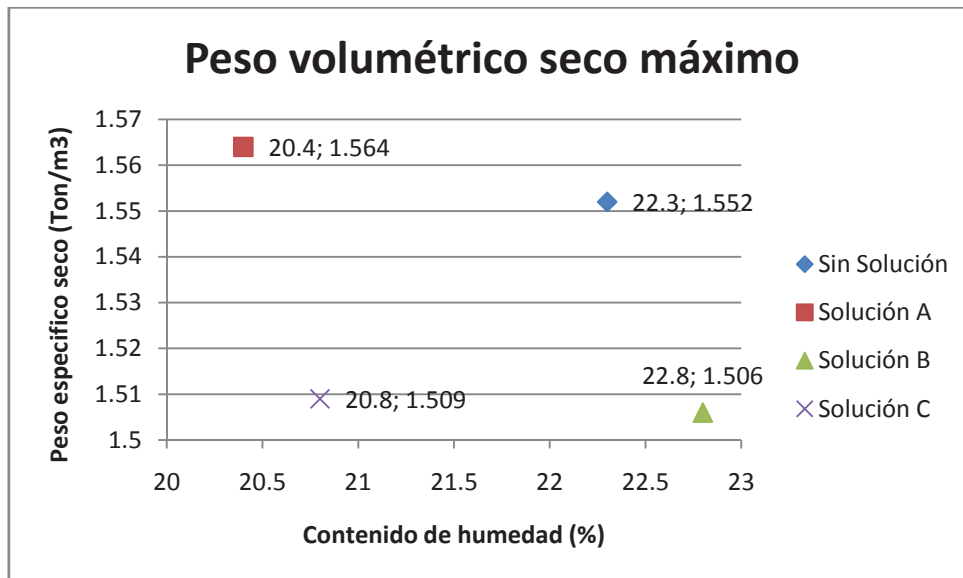


Figura 4. 11 Comparativa gráfica del peso volumétrico seco máximo.

Con respecto al terreno natural se observó que el peso específico seco con la dosificación A aumento un 0.77% y disminuyó la humedad un 8.52%, con la dosificación B disminuyó un 2.96% y aumentó la humedad un 2.24% y con la dosificación C disminuyó un 2.77% y disminuyó la humedad un 6.73%. En general es muy errático el comportamiento del material con las diferentes dosificaciones, lo que si se observa claramente es que la dosificación A es la que incrementa mas la densificación del material, la dosificación B disminuye mucho la misma y la dosificación C prácticamente no es viable (ver anexo 4.3.2.2).

En la figura 4.12 y en la tabla 4.13 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión simple del material 2.

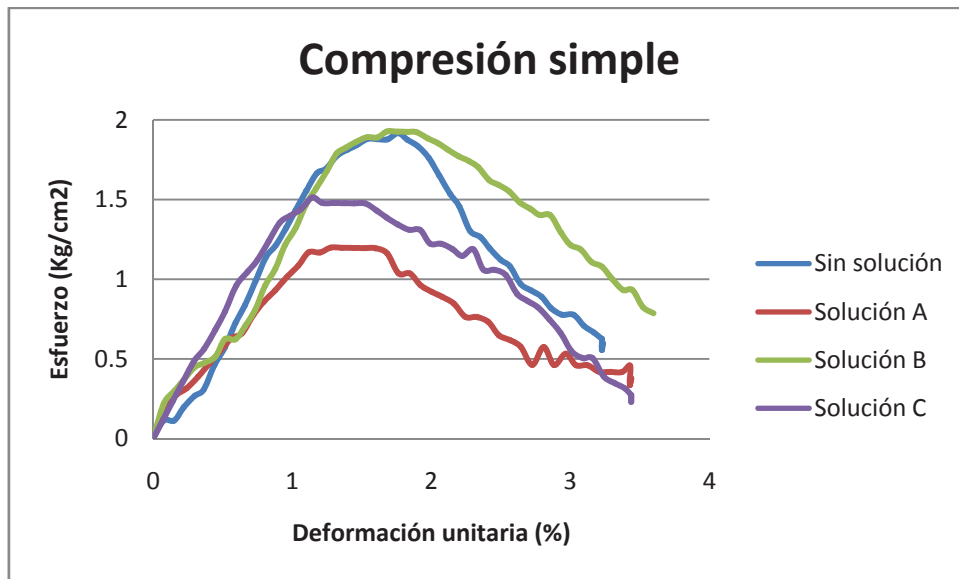


Figura 4. 12 Comparativa gráfica de la compresión simple.

Tabla 4. 13 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión simple.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	1.9172	17.62
Solución A	1.1983	15.34
Solución B	1.9278	17.69
Solución C	1.5130	14.06

Se puede observar que el material con dosificación A tiene una deformación mayor que las demás dosificaciones y el esfuerzo desviador es mucho menor que cualesquiera. Con la dosificación B la deformación tiene una variación mínima y un esfuerzo desviador similar al del material natural.

En la tercera dosificación la deformación es menor pero el esfuerzo desviador es menor que la anterior. En general se puede ver que la

solución aumenta un poco la rigidez inicial del suelo, pero no aumenta en ninguna dosificación el esfuerzo desviador (ver anexo 4.3.2.2).

Tabla 4. 14 Parámetros de la compresión simple del material 2.

Solución	Cohesión (C)
Sin Solución	0.9586
Solución A	0.6000
Solución B	0.9639
Solución C	0.7565

En la tabla 4.14 se observa que la cohesión en las pruebas de compresión simple disminuye en la dosificación A, mientras que en la dosificación B se mantiene casi igual y en la tercera dosificación disminuye nuevamente la cohesión (ver anexo 4.3.2.2).

En la figura 4.13 y en la tabla 4.15 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.3 kg/cm².

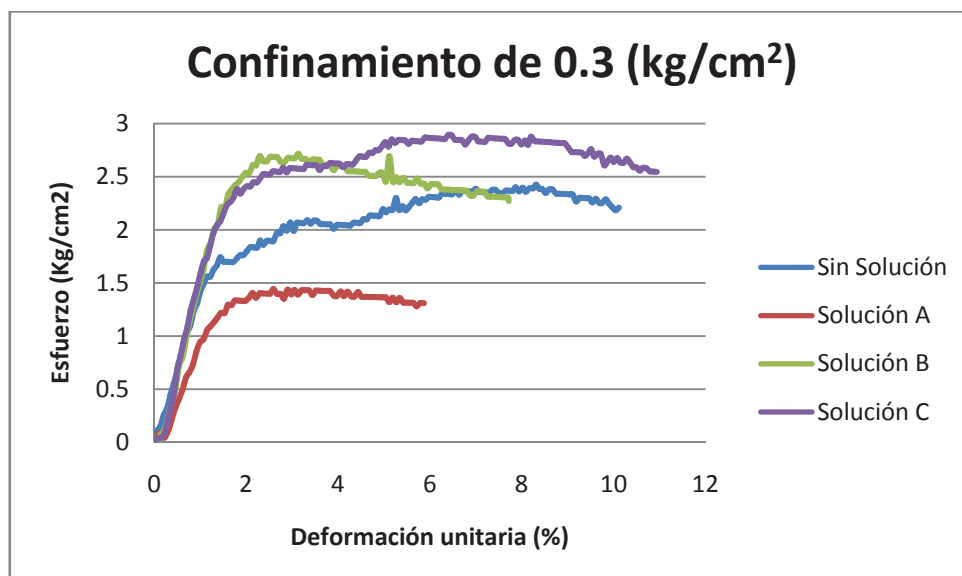


Figura 4. 13 Comparativa gráfica de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 15 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	2.4253	17.44
Solución A	1.4415	16.45
Solución B	2.7157	15.67
Solución C	2.6536	14.30

Se puede observar que la dosificación A tiene una mayor deformación que las demás dosificaciones y el esfuerzo desviador es menor que el material en estado natural. Con la segunda dosificación el material tiene una deformación similar que el material en estado natural y el esfuerzo desviador es mayor. En la tercera dosificación la deformación del material es igual que la dosificación B y el material en estado natural, el esfuerzo desviador disminuyó un poco con respecto a la dosificación B. En general se puede ver que la solución aumenta la rigidez inicial del suelo a excepción de la solución A (ver anexo 4.3.2.2).

En la figura 4.14 y en la tabla 4.16 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.6 kg/cm².

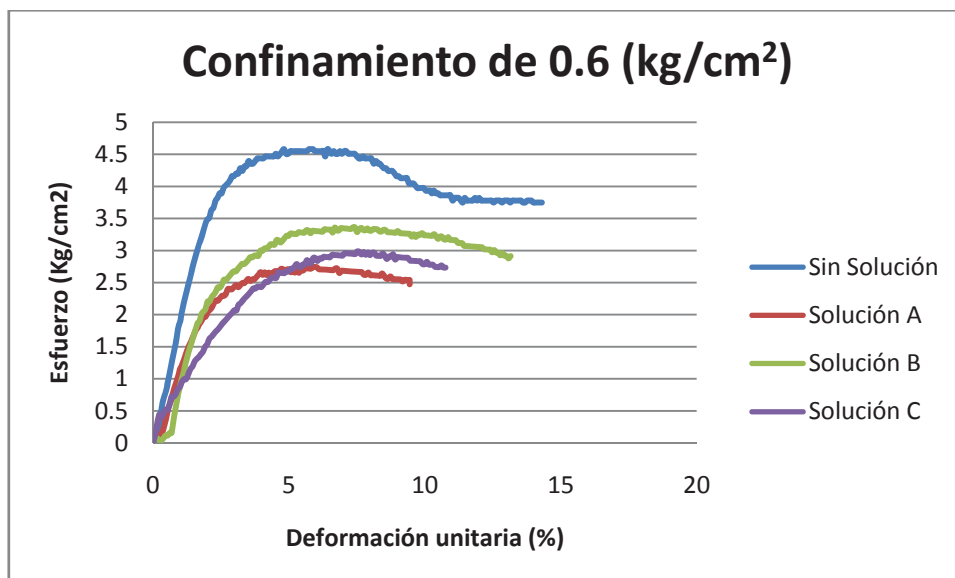


Figura 4. 14 Comparativa gráfica de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 16 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	4.5816	16.89
Solución A	2.7446	17.35
Solución B	3.3645	16.89
Solución C	2.9856	14.88

La dosificación A tiene una mayor deformación que el material en estado natural pero muy similar en su etapa inicial al la dosificación B, pero el esfuerzo desviador es menor que cualesquiera dosificación. Con la segunda dosificación el material tiene una deformación menor al del material en estado natural y un esfuerzo desviador mayor que la dosificación. En la tercera dosificación la deformación del material es menor que con las otras dosificaciones y disminuyó el esfuerzo desviador con respecto a la B. En general se puede ver que el aumento de la dosificación no mejora la rigidez del suelo (ver anexo 4.3.2.2).

En la figura 4.15 y en la tabla 4.17 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.9 kg/cm².

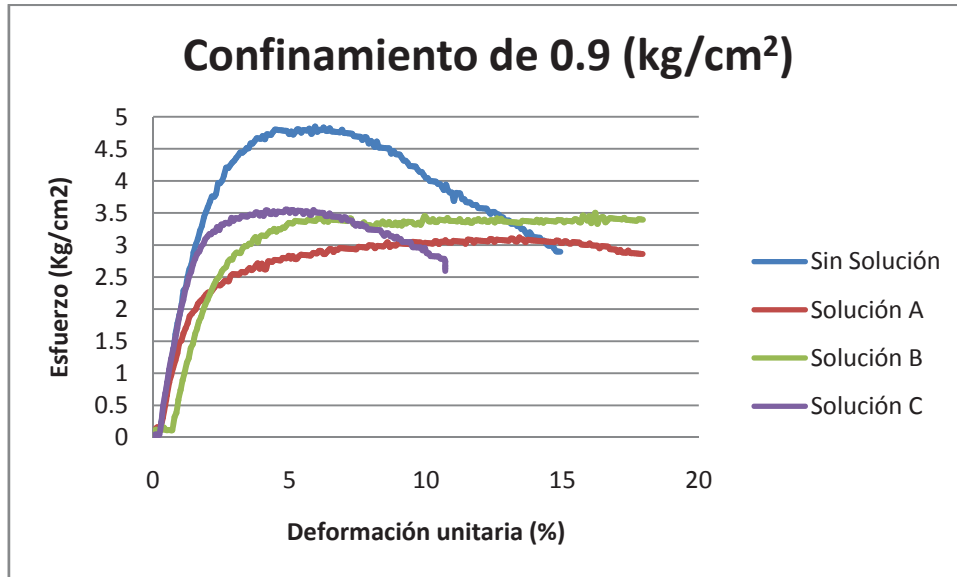


Figura 4. 15 Comparativa gráfica de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 17 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	4.8484	18.81
Solución A	3.1181	16.54
Solución B	3.5033	15.94
Solución C	3.5521	14.17

En la dosificación A incremento la deformación y disminuyó el esfuerzo desviador. Con la segunda dosificación la deformación se incremento aun más pero se incrementó el esfuerzo desviador. Con la solución C la deformación se igualó con la del material en estado natural pero el esfuerzo desviador no incremento tanto como para superar el del material en estado natural. Lo anterior describe que en base al aumento de la dosificación podemos igualar la deformación

obtenida en el material en estado natural, pero no alcanzamos el esfuerzo desviador (ver anexo 4.3.2.2)

Tabla 4. 18 Parámetros de la compresión triaxial del material 2.

Solución	Cohesión (C)	Angulo de fricción (ϕ)
Sin Solución	0.2704	42
Solución A	0.1549	36
Solución B	0.5630	23
Solución C	0.7019	25

Los resultados de la tabla 4.18 muestran el comportamiento del material con respecto a la dosificación del aditivo, mediante los parámetros de cohesión y ángulo de fricción. Con la primera dosificación disminuyó la cohesión y también el ángulo de fricción. Con la segunda dosificación se aumento la cohesión pero también disminuyó el ángulo de fricción. En la tercera dosificación la cohesión aumentó ampliamente superando las dos anteriores y la cohesión obtenida en el material natural, en el mismo sentido el ángulo de fricción se incrementó con respecto a la anterior dosificación, pero siguió siendo menor que el de el material en estado natural y de la dosificación A (ver anexo 4.2.2.2).

En la figura 4.16 y en la tabla 4.19 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de presión de expansión del material 2.

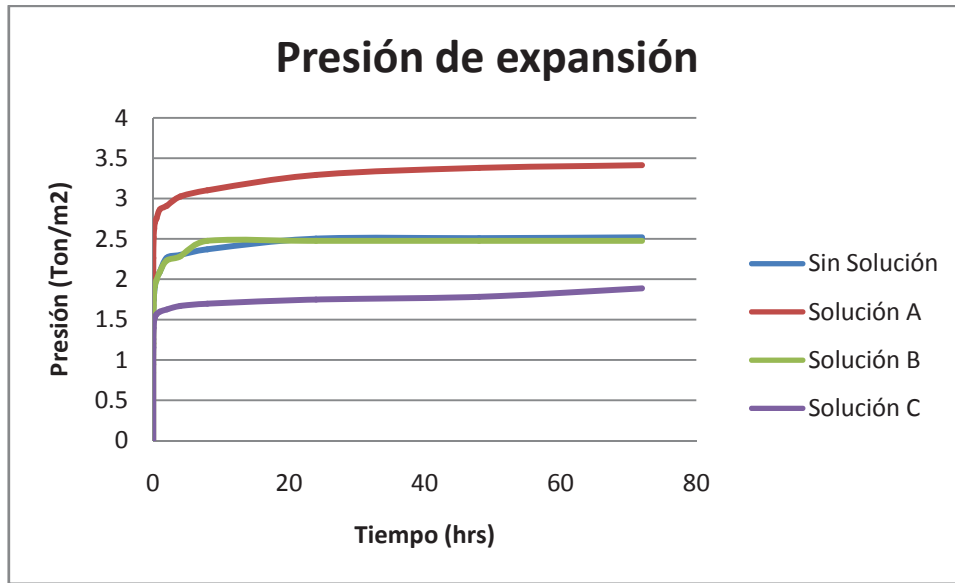


Figura 4. 16 Comparativa gráfica de la presión de confinamiento.

Tabla 4. 19 Parámetros de la gráfica comparativa de la presión de expansión.

Solución	Presión máxima (ton/m²)
Sin Solución	2.52
Solución A	3.42
Solución B	2.48
Solución C	1.89

La dosificación A aumentó la presión de expansión en un 40.74%. En la segunda dosificación se observa que es idéntica al material en estado natural. En cambio la dosificación C si disminuyó la presión de expansión un 22.22% (ver anexo 4.3.2.2).

En la tabla 4.20 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de consolidación unidimensional del material 2.

Tabla 4. 20 Parámetros de la consolidación unidimensional del material 2.

Solución	Compresibilidad (Cc)	Permeabilidad (K) (cm/seg)
Sin Solución	0.2019	2.08563E-08
Solución A	0.3143	5.5857-08
Solución B	0.2683	3.045E-08
Solución C	0.3296	3.13526E-08

La compresibilidad y la permeabilidad del material es incrementada con la dosificación A. Con la dosificación B aumenta la compresibilidad pero la permeabilidad decrece. La dosificación C vuelve a incrementar la compresibilidad y la permeabilidad de tal manera que es muy similar a la de la dosificación B.

4.3.3 Resumen.

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los principales resultados obtenidos en la experimentación.

Tabla 4. 21 Parámetros generales del material 2.

Ensaye	Sin Solución	Solución A	Solución A	Solución A
LL (%)	47.26	43.77	46.13	46.57
IP (%)	26.43	30.32	27.00	26.92
PVSM (ton/m ³)/ H. opt. (%)	1.552/22.3	1.564/20.4	1.506/22.8	1.509/20.8
C. c. simple (ton/m ²)	0.9586	0.6000	0.9639	0.7565
C triaxial (ton/m ²)	0.2704	0.1549	0.5630	0.7019
Φ	42	36	23	25
P. e. (ton/m ²)	2.43	3.42	2.48	1.89
Cc	0.2019	0.3143	0.2683	0.3296
K (cm/seg)	2.08563E-08	5.5857-08	3.045E-08	3.13526E-08

- 1) El límite líquido con la dosificación A bajo poco, pero permaneció casi exactamente con las dosificaciones B y C. El rango plástico incrementado con la dosificación A. Podemos concluir que en este material el aditivo no ejerce ningún cambio en la plasticidad del mismo, la clasificación SUCS permaneció igual.
- 2) El peso volumétrico seco aumentó con solo con la dosificación A disminuyendo también la humedad óptima, en cambio con las otras dos dosificaciones decreció mucho el peso específico seco

y mientras que la humedad óptima disminuyó con la dosificación C, en tanto que con la B quedó igual a la del material en estado natural. El material es errático de acuerdo con su dosificación, solo la dosificación A incrementa su peso específico seco.

- 3) La cohesión de la compresión simple no tiene una tendencia ya que disminuye con la dosificación A, permanece igual con la B y vuelve a disminuir con la C, probablemente por la disminución de la humedad obtenida en la compactación.
- 4) La cohesión de la compresión triaxial del material disminuye con la dosificación A sobre el material, en cambio la dosificación B y C incrementan la cohesión del material
- 5) El ángulo de fricción en todos los casos disminuye.
- 6) La presión de expansión aumenta de acuerdo a la mayor compactación alcanzada por la utilización de la primera dosificación. Con la segunda dosificación la presión de expansión es ligeramente mayor que la del material en estado natural. Y con la dosificación C.
- 7) La compresibilidad aumenta significativamente con la dosificación A y C.
- 8) La permeabilidad aumenta solo un poco.

4.4 Ensayes del material 3.

4.4.1 Descripción.

En material utilizado en esta serie de ensayos es el obtenido en la Riviera sur del lago de Cuitzeo en el poblado de Santiago Undameo del Municipio de Morelia, Michoacán (ver imagen 4.4).



Imagen 4. 4 Ubicación del material 3.



Imagen 4. 5 Sondeo sobre el talud del material 3.

En la Tabla 4.22 se encuentra una descripción general del muestreo del material. Se consideró utilizar éste material por su cercanía y por presentar características visuales muy plásticas.

Tabla 4. 22 Parámetros del muestreo del material 3.

Ubicación	Ribera del lago de Cointzio, En el poblado de Santiago Undameo, Municipio de Morelia, Michoacán.
Tipo de muestreo	Extracción lateral de talud previamente excavado.
Profundidad	4.0 metros
Observaciones	En el perfil del suelo dentro de los primeros 10 centímetros existe material orgánico, enseguida el material En los primeros 10 centímetros encontramos materia arcilloso.
Humedad natural	15.4 %
Porcentaje de compactación en campo	80 %
Clasificación	CH (arcilla inorgánica de alta plasticidad) de color rojizo.

4.4.2 Ensayes.

En esta sección se muestran los resultados de los ensayos índice y mecánicos que se realizaron al material 3.

4.4.2.1 Pruebas Índices.

En la figura 4.17 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en las pruebas índices del material 3.

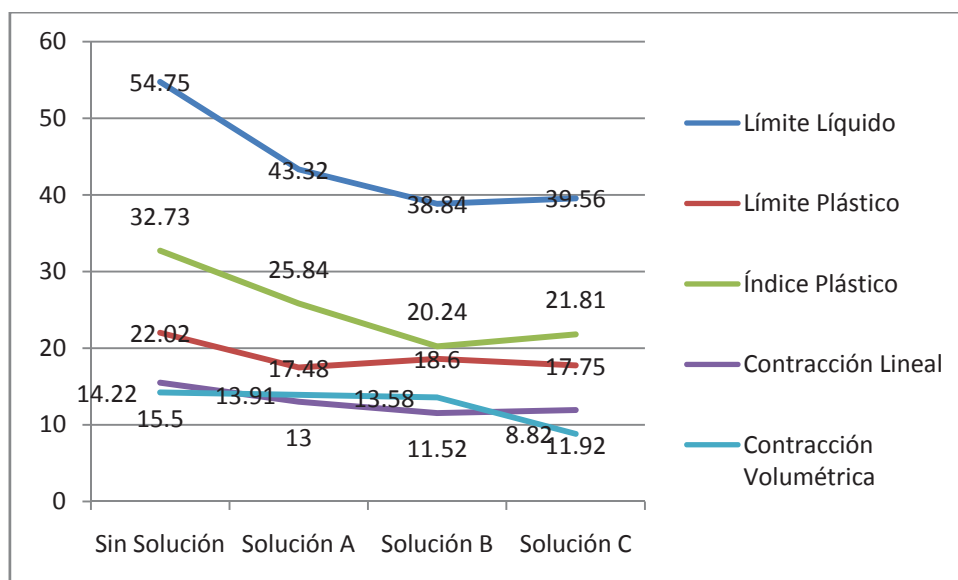


Figura 4. 17 Comparativa gráfica de los límites de consistencia.

Tomando como referencia material 3 en estado natural el comportamiento del Límite Líquido con la dosificación A se ha logrado disminuir un 20.88%, con la dosificación B disminuyó un 29.06% y la dosificación C disminuyó un 27.74%. El Límite Líquido con la dosificación A disminuyó un 20.62%, con la dosificación B un 15.53% y con la dosificación C un 19.35%. El índice Plástico disminuyó un 21.05%, con la dosificación B un 38.16% y con la dosificación C un 66.64%. La contracción lineal con la dosificación A disminuyó un 16.13%, con la dosificación B un 25.68% y con la dosificación C un 43.10%. La contracción volumétrica con la dosificación A disminuyó un 2.18%, con la dosificación B un 4.50% y con la dosificación C un 37.97%.

La clasificación de la arcilla según la clasificación SUCS de un CH (arcilla inorgánica altamente de alta plasticidad) cambio a un material CL (Arcilla inorgánica de media a baja plasticidad).

El limite líquido, limite plástico, el índice plástico, la contracción lineal y la contracción volumétrica claramente se ven reducidas en función del incremento de la dosificación, e inclusive cambia la clasificación del material a una arcilla menos plástica y con menor cambio volumétrico (ver anexo 4.4.2.1).

4.2.2.2 Pruebas mecánicas.

En la figura 4.18 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de valor relativo de soporte del material 3.

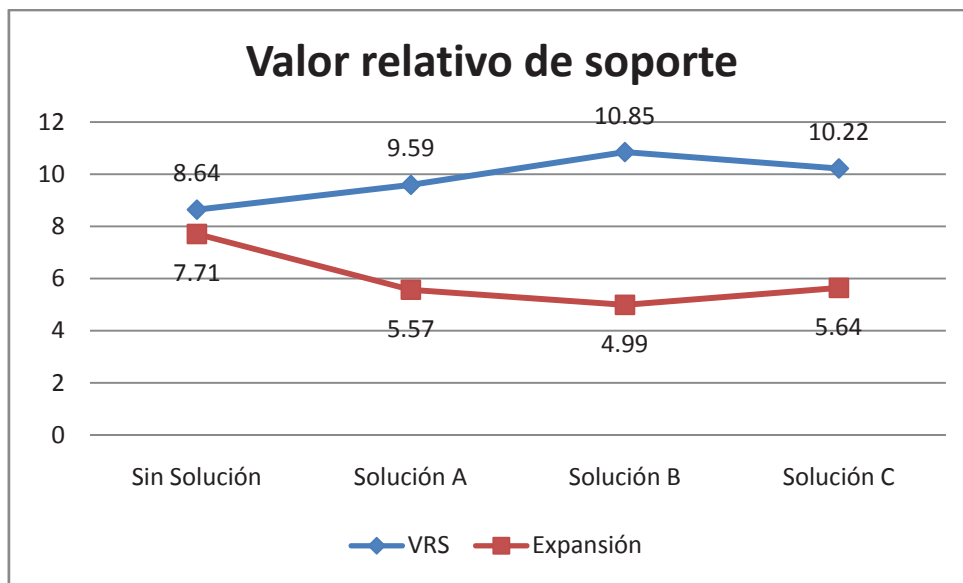


Figura 4. 18 Comparativa gráfica del valor relativo de soporte.

Con respecto al material sin dosificación la dosificación A aumento el valor relativo de soporte un 0.95%, con la dosificación B un 2.21% y con la dosificación C un 1.58%. La expansión dada por este ensaye disminuyo proporcionalmente al incremento del valor relativo de

soporte, con la dosificación A un 27.76%, con la dosificación un 35.28% y con la dosificación C un 26.85% (ver anexo 4.4.2.2).

En la figura 4.19 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba Proctor del material 3.

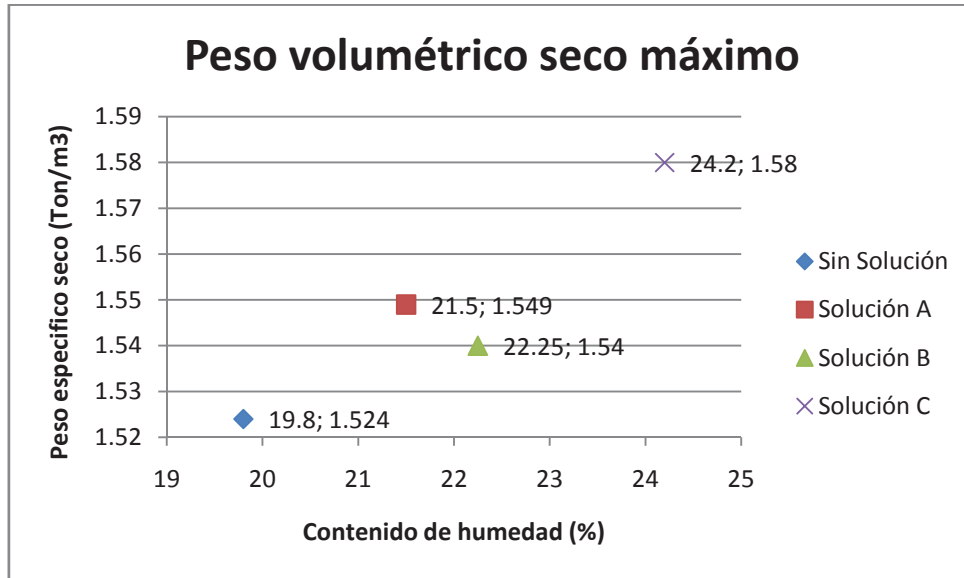


Figura 4. 19 Comparativa gráfica de peso volumétrico seco máximo.

Con la dosificación A el peso volumétrico seco aumento un 1.64% y la humedad optima aumento un 8.59%, con la dosificación B aumento un 1.05% y la humedad optima aumento un 12.37%, con la dosificación C aumento un 3.67% y la humedad optima aumento un 22.22%. En general la densificación aumento con una dosificación mayor del aditivo (ver anexo 4.4.2.2).

En la figura 4.20 y en la tabla 4.23 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión simple del material 3.

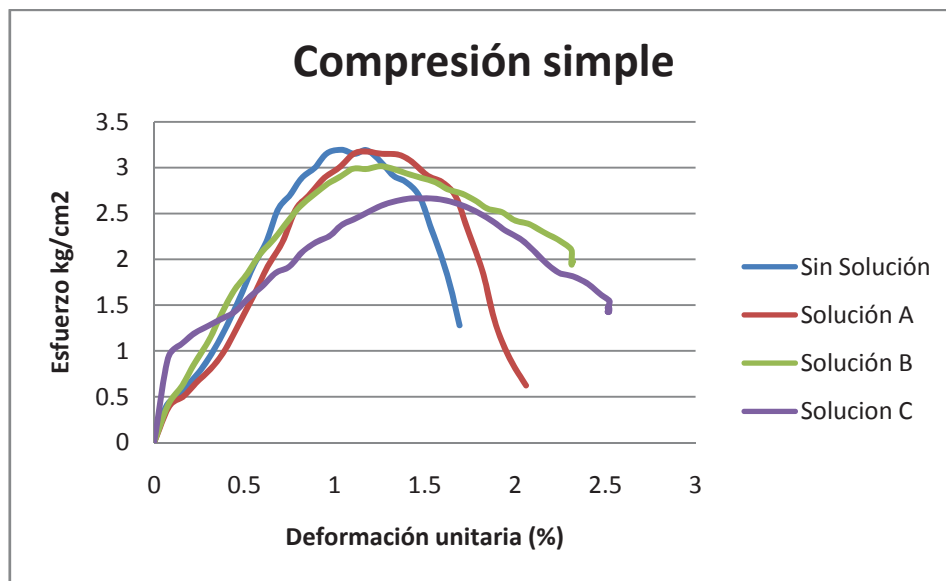


Figura 4. 20 Comparativa gráfica de la compresión simple.

Tabla 4. 23 Parámetros de la grafica comparativa de la compresión simple.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	3.1956	15.73
Solución A	3.1766	19.01
Solución B	3.0171	19.87
Solución C	2.6655	20.58

En la primera dosificación se deformó de forma similar al del material en estado natural y el esfuerzo desviador es prácticamente el mismo. Con la segunda dosificación el material tiene una deformación un poco mayor que el material en estado natural y el esfuerzo desviador disminuyo un poco. En la tercera dosificación la deformación del material es notoria en su parte media, aunque al inicio es mucho menos deformable, sin embargo el esfuerzo desviador es menor que el de las otras dosificaciones.

Tabla 4. 24 Parámetros de la compresión simple del material 3.

Solución	Cohesión (C)
Sin Solución	1.6000
Solución A	1.5900
Solución B	1.5100
Solución C	1.3300

La tabla 4.24 muestra que en la primera dosificación se disminuyó un poco la cohesión un 0.63%, en la dosificación B disminuyó un 5.63% y en la dosificación C disminuyó un 16.88%. En general el aumento de la dosificación disminuye la cohesión en el material (ver anexo 4.4.2.2).

En la figura 4.21 y en la tabla 4.25 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.3 kg/cm².

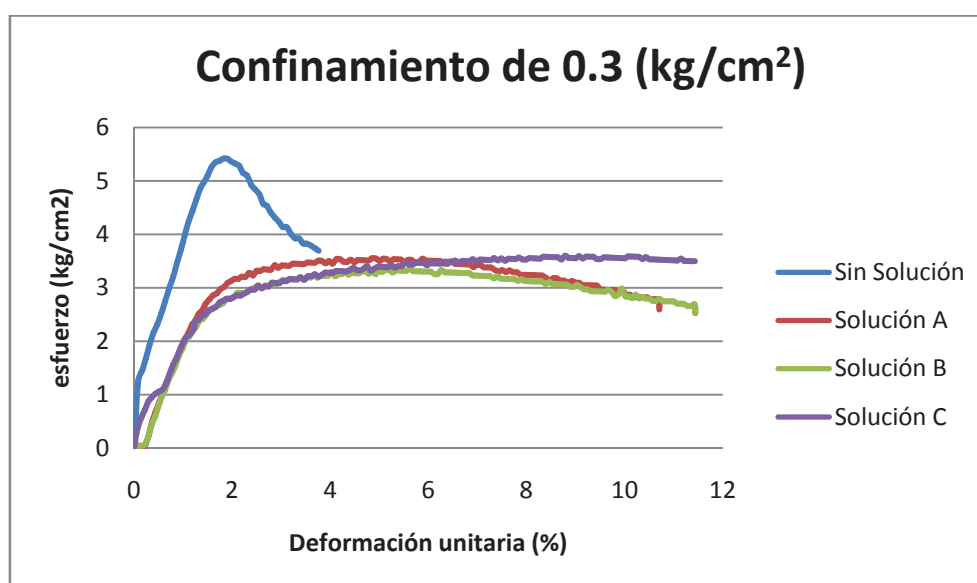


Figura 4. 21 Comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 25 Parámetros de la grafica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	5.4200	16.41
Solución A	3.6003	19.53
Solución B	3.3557	19.62
Solución C	3.6023	21.78

Las tres dosificaciones se comportaron de manera semejante siendo mucho más deformables y con un esfuerzo desviador menor que el del material en estado natural. En general no hay ninguna mejoría con respecto a la incorporación del aditivo.

En la figura 4.22 y en la tabla 4.26 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.6 kg/cm².

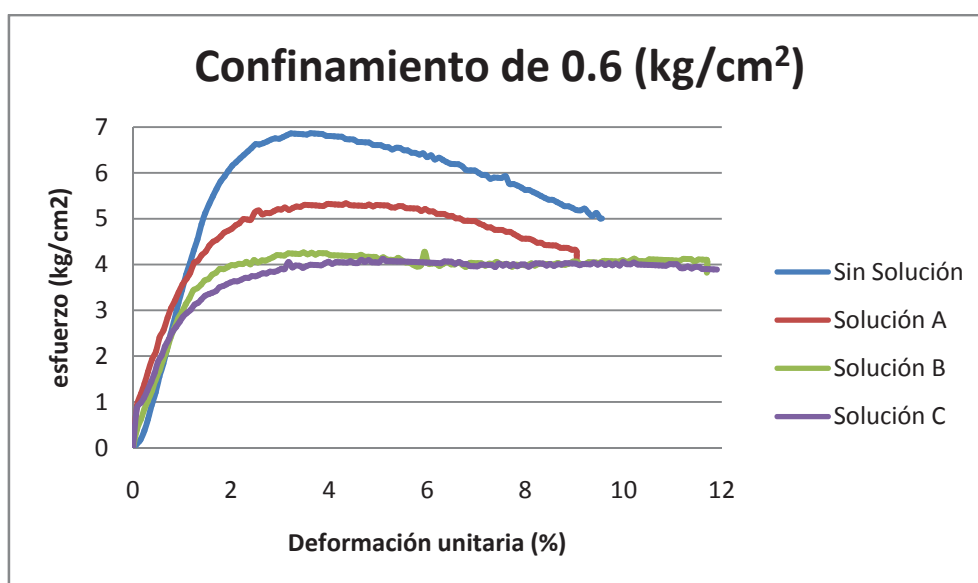


Figura 4. 22 Comparativa gráfica de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 26 Parámetros de la grafica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	6.8664	16.71
Solución A	5.3349	19.99
Solución B	4.2629	20.08
Solución C	4.1227	21.59

En la primera dosificación se deformó de forma similar al del material en estado natural pero el esfuerzo desviador es menor. Con la segunda dosificación el material tiene una deformación un poco mayor que el material en estado natural y el esfuerzo desviador volvió a disminuir. En la tercera dosificación la deformación se comporto de manera muy similar con el de la dosificación B solo deformándose un poco más. En general el incremento de la dosificación no represento un aumento de la rigidez del suelo.

En la figura 4.23 y en la tabla 4.27 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de compresión triaxial con un confinamiento de 0.9 kg/cm².

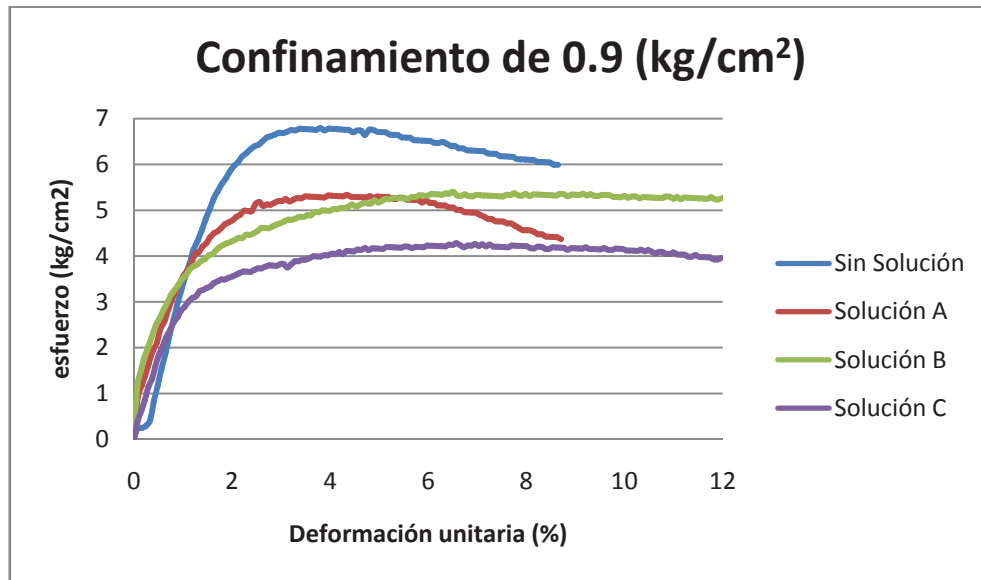


Figura 4. 23 Comparativa gráfica de la compresión triaxial con confinamiento.

Tabla 4. 27 Parámetros de la gráfica comparativa de la compresión triaxial con confinamiento.

Solución	Esfuerzo desviador máximo (Kg/cm ²)	Contenido de humedad (%)
Sin Solución	6.7952	16.26
Solución A	5.9510	20.02
Solución B	5.4014	20.87
Solución C	4.2817	21.10

En la primera dosificación se deformó de forma similar al del material en estado natural pero el esfuerzo desviador es mucho menor. Con la segunda dosificación se deforma muy parecido a la forma de la dosificación A pero con un esfuerzo desviador un poco menor. La

dosificación C deforma de manera muy notoria el material y el esfuerzo desviador disminuye con respecto a las otras dos dosificaciones.

En general el incremento de la dosificación no represento un aumento de la rigidez del suelo.

Tabla 4. 28 Parámetros de la compresión triaxial del material 3.

Solución	Cohesión (C)	Angulo de fricción (ϕ)
Sin Solución	0.5217	20
Solución A	0.2667	27
Solución B	0.3491	29
Solución C	0.9085	29

La tabla 4.28 muestra que el comportamiento del material con respecto a la dosificación del aditivo, mediante los parámetros de cohesión y ángulo de fricción. Con la primera dosificación disminuyó la cohesión pero aumentó el ángulo de fricción. Con la segunda dosificación se aumento la cohesión pero no al grado de alcanzar la cohesión dada por el material en estado natural y siguió incrementando el ángulo de fricción.

En la tercera dosificación la cohesión aumentó ampliamente superando las dos anteriores y la cohesión obtenida en el material natural y el ángulo de fricción se mantuvo igual que la anterior dosificación (Ver anexo 4.4.2.2).

En la figura 4.24 y en la tabla 4.29 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de presión de expansión del material 3.

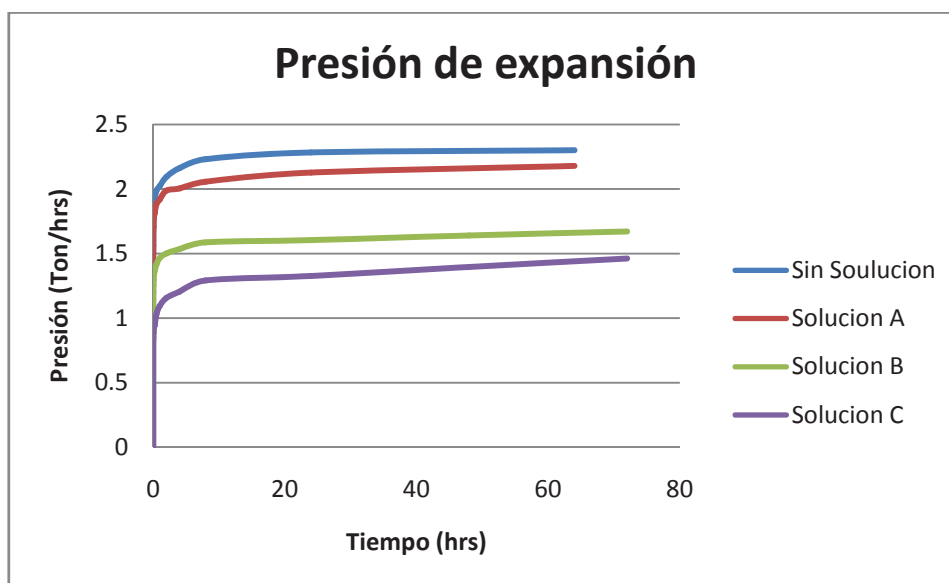


Figura 4. 24 Comparativa gráfica de la presión de confinamiento.

Tabla 4. 29 Parámetros de la presión de expansión.

Solución	Presión máxima (ton/m2)
Sin Solución	2.30
Solución A	2.18
Solución B	1.67
Solución C	1.46

En la dosificación A disminuyó la presión de expansión en un 5.22% con la dosificación B se disminuyó en un 27.39% y con la dosificación C disminuyó en un 36.52%. En general la presión de expansión es

ampliamente reducida con el incremento de la dosificación (ver anexo 4.4.2.2).

En la tabla 4.30 se presenta una comparativa de los datos obtenidos en la prueba de consolidación del material 3.

Tabla 4. 30 Parámetros de la consolidación unidimensional del material 3.

Solución	Compresibilidad (Cc)	Permeabilidad (K) (cm/seg)
Sin Solución	0.2916	1.18555E-07
Solución A	0.2688	2.02269E-08
Solución B	0.2685	3.37914E-08
Solución C	0.3174	3.60767E-08

La compresibilidad y la permeabilidad con la dosificación A disminuyeron. Con la dosificación B volvió a aumentó la permeabilidad pero la compresibilidad prácticamente quedo invariable. Con la dosificación C aumento la compresibilidad y la permeabilidad.

4.4.3 Resumen.

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los principales resultados obtenidos en la experimentación.

Tabla 4. 31 Parámetros generales del material 3.

Ensaye	Sin Solución	Solución A	Solución A	Solución A
LL	54.75	43.32	38.84	39.56
IP	32.73	25.84	20.24	21.81
PVSM (ton/m ³)/ H. opt. (%)	1.524 - 19.8	1.549 - 21.5	1.540 - 22.25	1.58 - 24.2
C simple (ton/m ²)	1.6000	1.5900	1.5100	1.3300
C triaxial (ton/m ²)	0.5217	0.2667	0.3491	0.9085
ϕ	20	27	29	29
P. e. (ton/m ²)	2.30	2.18	1.67	1.46
Cc	0.2916	0.2688	0.2685	0.3174
K (cm/seg)	1.18555E-07	2.02269E-08	3.37914E-08	3.60767E-08

- 1) El límite líquido disminuyó en función del aumento de la dosificación. El límite plástico también disminuyó en gran medida. En general el incremento de la dosificación si acorto el rango plástico del material, modificando su clasificación SUCS de un CH a un CL.
- 2) El peso específico seco incremento de acuerdo a la dosificación, en el caso de la A y B fueron muy similares entre sí, también es

muy importante recalcar que la humedad optima en todos los casos aumento.

- 3) En la compresión simple de la dosificación A es muy similar mientras que las dosificaciones B y C resultaron menos rígidas.
- 4) La cohesión en la compresión triaxial con la dosificación A y B disminuyó, con la dosificación C se incremento ampliamente.
- 5) El ángulo de fricción aumento con las tres dosificaciones, aunque la B y C son muy similares.
- 6) La presión de expansión disminuyó a medida que se le aplico un incremento en la dosificación.
- 7) La compresibilidad disminuyó con las dosificaciones A y B, con la C aumentó.
- 8) La permeabilidad disminuyó a medida que se le aplico un incremento en la dosificación.

5.1 Conclusiones.

5.2. Conclusión del material 1.

La aplicación del aditivo a este material, no afectó la estabilidad volumétrica, solo el rango plástico fue disminuido de acuerdo al incremento de la dosificación. La compactación del material si tuvo una tendencia en el sentido de disminuir la humedad (manteniéndose igual con la dosificación B y C) e incrementar el peso específico seco del material. La resistencia mecánica dada por la compresión simple tiene la tendencia a aumentar conforme incrementa la dosificación; en cambio, la resistencia mecánica dada por la compresión triaxial disminuye con la dosificación A y B pero aumenta con la C. En lo que respecta al ángulo de fricción, este es mayor que en el material en estado natural y tiende a incrementarse pero permanece constante con la dosificación B y C. Por su parte la permeabilidad aumenta con las tres dosificaciones, aunque con la C el incremento es menor. La compresibilidad aumento un poco en las dosificaciones A y C, pero disminuyó en la B. La presión de expansión con la dosificación A disminuye, pero cuando se aplican las dosificaciones B y C esta aumenta, la razón como ya se comentó anteriormente (ver capítulo I) es probablemente por el efecto del aumento de la compactación de un material (arcilla), lo cual provoca un aumento en la presión de expansión del mismo.

5.3. Conclusión del material 2.

La adición del aditivo no tuvo ningún resultado en la estabilidad volumétrica en general, excepto que con la dosificación C disminuyó la contracción volumétrica y que con la dosificación A se incrementó el rango plástico. La compactación del material se logró mejorar solo con la dosificación A pero disminuyendo la humedad, esta disminuyó con la dosificación C solo que en esta también disminuyó la compactación del material, con la B no disminuyó la humedad pero bajo mucho la compactación. La resistencia mecánica obtenida en el ensaye de compresión simple se vio afectada por las variaciones de compactación ya que las dosificaciones más secas aumentaron la cohesión. La resistencia mecánica obtenida con el ensaye de compresión triaxial tuvo una tendencia a incrementar la cohesión a partir de la dosificación B y C, mientras que con la A fue menor. El ángulo de fricción disminuyó. La permeabilidad del material se incrementó un poco con todas las dosificación. La compresibilidad del material se incrementó similarmente las dosificaciones A y C, con la B también pero en menor medida. El parámetro de la presión de expansión con la dosificación b se mantuvo igual, con la A aumentó y con la C disminuyó.

5.4. Conclusión del material 3.

La estabilidad volumétrica si se ve afectada ya que el aditivo reduce el rango plástico del material, la contracción lineal y la contracción volumétrica; esto produce un cambio en la clasificación del mismo, ya que lo lleva de un material muy plástico (CH) a uno medianamente plástico (CL). Mejora la compactación del material, pero incrementa la humedad del mismo esto se logró de acuerdo a un aumento de la dosificación del aditivo, la dosificación A y B lograron una semejante compactación. La resistencia mecánica dada por la compresión simple tuvo una tendencia a disminuir al incrementarse las dosificaciones. La resistencia mecánica dada por el comportamiento de la cohesión en la compresión triaxial del material disminuyó con las primeras dosificaciones, pero se incremento C ya que esta supera la cohesión del material en estado natural de tal manera que se vuelve mucho más rígida. El ángulo de fricción si se incremento a través de todas las dosificaciones. La compresibilidad aunque disminuyó con las primeras dos dosificaciones con la dosificación C aumentó. La permeabilidad disminuyó en función a una mayor dosificación. La presión de expansión es disminuida hasta en un 36% por lo que este parámetro es muy beneficiado con la inclusión del aditivo.

5.4. Conclusiones generales.

¿Qué puedes concluir acerca de la efectividad del aditivo?

El aditivo favorece una mejor estructuración del material ya que logra aumentar el grado de compactación del mismo conforme aumenta la dosificación (excepto en el material 2); esto no necesariamente indica que desaloja el intersticial del material sino que logra una mejor distribución de esta.

¿Qué porcentaje recomiendas del aditivo?

En el caso del material 1, la dosificación recomendada es la C, porque disminuye los parámetros como; la estabilidad volumétrica y la permeabilidad e incrementa la resistencia del material con o sin confinamiento, la compactación, el ángulo de fricción entre las partículas y la compresibilidad. Solo la presión de expansión esta fuera de nuestras expectativas.

En el caso del material 2, no podemos definir una dosificación que nos parezca oportuna sugerir ya que una dosificación (A) aumenta la compactación, pero disminuye la resistencia del material, el ángulo de fricción y un poco la estabilidad volumétrica sin embargo incrementa la presión de expansión y el rango plástico; mientras que otra (C) por su baja humedad aumenta la resistencia, la compresibilidad y disminuye la presión de expansión, pero al mismo tiempo, disminuye también la compactación y el ángulo de fricción y aumenta el rango elástico.

En el caso del material 3 no hay lugar a dudas que en general la dosificación C, es la más efectiva ya que incremento la estabilidad volumétrica, la resistencia, la compresibilidad y la compactación (aunque a costa de aumentar la humedad); y disminuyo la presión de

expansión, la permeabilidad y el rango plástico. Habrá que valorar las ventajas para cada ensaye ya que es muy marcado los beneficios obtenidos pero hay que valorar lo que se requiere para cada obra.

Que es lo que estabiliza el aditivo.

El aditivo no llega a impermeabilizar completamente al material como se ve en el material 2, tal vez sea que (en este caso) exista algún mineral que esté afectando la reacción, todo esto pero deja muchas dudas acerca de su funcionamiento, la permeabilidad es otro parámetro que tiende a disminuir en todos los materiales aunque en el material 2 (nuevamente) esta no parece ser afectada por el aditivo. EL único parámetro que invariablemente muestra un incremento por el agente o aditivo estabilizador es la compresibilidad del material.

5.2. Líneas futuras de investigación.

Seguramente en un futuro próximo se podrán realizar ensayos que caractericen mejor al mineral, para así poder enfocarnos prácticamente solo a encontrar la técnicamente y económicamente que nos dé un mejor resultado. Algunos de los ensayos que consideramos necesarios realizar al material son:

- a) Ensayos de durabilidad.
- b) Ensayos de clasificación de minerales.
- c) Establecer una metodología de análisis, bien normada.

Algunos de los ensayos que consideramos necesarios realizar a los aditivos son:

- a) Caracterización química (mediante equipos electrónicos y/o manuales).
- b) Ensayos de afectación sobre el medio ambiente (cadenas tróficas).
- c) Ensayos de durabilidad.

Bibliografía.

Fernández Loaiza, Carlos. Mejoramiento y Estabilización de suelos. Ed. Limusa. México D.F., 1982.

Rico Rodríguez, Alfonso y Castillo Mejía, Hermilo. La Ingeniería de los Suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas, tomo 1y 2. Ed. Limusa. México D.F., 2005.

Das Braja M. Fundamentos de ingeniería geotécnica. Ed. Thomson Learning. México D.F., 1999.

Baver, L. D., Gardner, Walter H. y Gardner, Wilford. Física de los suelos. Ed. UTEHA. México D.F., 1980.

Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso; Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos (tomo 1). Ed. Limusa, Tercera edición. México D.F., 2006.

Crespo Villalaz, Carlos. Vías de comunicación: Caminos, ferrocarriles. Aeropuertos, puentes y puertos. Ed. Limusa, tercera edición. México D.F., 1996.

Lambe, T. William y Whitman, Robert V. Mecánica de suelos. Ed. Limusa. México D.F., 2006.

Smith, William F. Fundamentos de la ciencia e ingeniería de materiales. Ed. McGraw-Hill, segunda edición. México D.F., 1997.

Navarro Sánchez, Luis Manuel y García Álvarez, Erick Rabindrenath. Manual de prácticas de mecánica de suelos. U.M.S.N.H. Morelia, 1999.

Instructivo para efectuar pruebas en suelos. Secretaria de Asentamientos Humanos y Obras Públicas y Universidad Autónoma de Chihuahua. Facultad de Ingeniería. México D.F., 1981.

López Ramos, Ernesto. Geología general de México. Ed. Trillas, séptima edición. México D.F., 1993.

Olivera Bustamante, Fernando. Estructuración de vías terrestres. Ed. Continental, segunda edición. México, 1996.

Garnica A.P., Pérez S.A., Gómez L.J.A., Ovil V.E.Y. Estabilización de suelos con cloruro de sodio para su uso en las vías terrestres. Publicación técnica No. 201 Instituto Mexicano del Transporte. Pág. VII. Sanfandila, 2002.

Cabrera Gonzales, Arcelia., Bustos, M., Rosas, Ma. S., Romero, M. Manual de prácticas en el laboratorio y campo del curso de Edafología en la Licenciatura de Biología de la U.M.S.N.H. Morelia, 2001.

Apuntes del curso de Edafología en la Licenciatura de Biología de la U.M.S.N.H. Morelia, 2000.

Apuntes del curso de Geotecnia de la Maestría en Infraestructura del Transporte en la Facultad de Ingeniería Civil U.M.S.N.H. Morelia, 2005.

Apuntes del curso de Geotecnia Aplicada de la Maestría en Infraestructura del Transporte en la Facultad de Ingeniería Civil U.M.S.N.H. Morelia, 2006.

User guide of master loader HM-3000 SERIES: Compression testing frame. HUMBOLDT MFG. CO., 2001.

Olgún Domínguez, Mario Alberto; Tesis Profesional "Efectos mecánicos de la estabilización volumétrica de Montmorilonita con CaSO₄". Facultad de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H. Morelia, 2008.

Emilia García Romero Universidad Complutense (Madrid) y Mercedes Suárez Barrios: Universidad de Salamanca. Las arcillas: propiedades y usos. España, 2002.

Enciclopedia Encarta 2007. Microsoft Corporation.

Bibliotecadigital.ilce.edu.mx/sites/ciencia/volumen3/ciencia3/109/html/sec_6.html