



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DEL TIEMPO ÓPTIMO DE REACCIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN
DE UN SUELO ARCILLOSO TRATADO CON CAL**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

TERESITA DE JESÚS GUERRERO ESCAMILLA

DIRIGIDO POR

DRA. TERESA LÓPEZ LARA

SANTIAGO DE QUERÉTARO, QUERÉTARO; NOVIEMBRE DE 2002.

BIBLIOTECA CENTRAL UAQ
"ROBERTO RUIZ OBREGON"

No. Adq. H67407

No. Título _____

Clas 624.15136

G934a

A



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DEL TIEMPO ÓPTIMO DE REACCIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN
DE UN SUELO ARCILLOSO TRATADO CON CAL**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

TERESITA DE JESÚS GUERRERO ESCAMILLA

DIRIGIDO POR

DRA. TERESA LÓPEZ LARA

SANTIAGO DE QUERÉTARO, QUERÉTARO; NOVIEMBRE DE 2002.

AGRADECIMIENTOS

Intentaba escribir los nombres de las personas a quienes deseo agradecer, pero no lo logré; hay tanto y a tantos a quienes deseo hacerlo, que la lista parecía interminable. Y es que observo y estoy convencida que Dios es infinitamente maravilloso, siento como si cada uno fuésemos una planta y nos rodeó de jardineros, ellos dan todos los cuidados necesarios para lograr que la planta vaya creciendo de la mejor manera posible y, sin embargo, a pesar de tantos cuidados, a casi todas las plantas en más de una ocasión les llega alguna plaga, pues éstas andan por doquier; pero gracias a esos jardineros, a su perseverancia y constancia, cada planta supera cada una de esas malas etapas, luego ya solo quedan algunas ligeras cicatrices, es más, muchas ya no existen, ha sido tanto el ahínco que le ponen los jardineros que nadie podría imaginar que tuvo tal.

Qué hermosas plantas, que bien lucen por donde se desee mirarlas, pero no ha sido tarea fácil, ha sido un largo trayecto donde han intervenido varias partes, pero a final de cuentas allí están y ahora han de florecer. Seguirá pasando el tiempo y seguirán ellos cuidando de esas plantas, no importa cuantas veces enfermen, ellos parecen estar acostumbrados a tener una paciencia inagotable, que impresión y eso que a veces las plantas les pagan mal y no florecen...

Aunque es difícil expresar con palabras nuestras sensaciones, con lo anterior he tratado de expresar eso interno que el mundo me ha hecho sentir, mi mundo... es decir, mis padres, hermanos, familiares, amigos, profesores, compañeros, conocidos, la naturaleza, en fin, los que hasta ahora, afortunadamente, han sido mis jardineros. Quisiera decir tantas otras cosas para que se den cuenta, aunque sea de manera microscópica, de esa bondad que se han encargado de hacerme sentir, esa paz, ese gozo, esa armonía ese amor... que son inmensurables; así que, mejor finalmente gracias a todo y a todos por ayudarme a hacer sencillo y llevadero mi paso por este mundo, por ser copartícipes de pequeños logros, por tenderme una y otra vez la mano para no quedarme en el puente y lograr la trascendencia.

Gracias a la confianza que mis padres y mis hermanos tuvieron en mí, gracias por ser como son, nada cambiaría en ustedes, los amo infinitamente; gracias a mi eterna inspiración...

Resumiendo, gracias a **Dios** (que es todo y todos) **por estar conmigo siempre.**

ÍNDICE.

Índice de figuras	3
Índice de tablas	4
Índice de formatos	5
Simbología	7
Introducción	10
Capítulo 1. El suelo y sus características	14
1.1 Origen y formación	14
1.2 Tipos de suelo	18
1.3 Los suelos arcillosos	20
1.4 Físicoquímica de las arcillas	22
1.4.1 Composición mineralógica de las arcillas	26
1.4.2 Naturaleza y estructura de los minerales de arcilla	27
1.4.3 El agua en los minerales arcillosos	29
1.4.4 pH en los materiales	33
Capítulo 2. Estabilización de suelos arcillosos	37
2.1 Generalidades	37
2.2 Métodos de estabilización de suelos con cal	39
2.2.1 Método de cal seca a granel	44
2.2.2 Método de cal seca en bolsas	45
2.2.3 Método de lechada	46
Capítulo 3. Caracterización de los materiales	48
3.1 Caracterización del suelo	48
3.2 Caracterización de cal	50
3.3 Caracterización de la mezcla suelo-cal	52
Capítulo 4. Desarrollo experimental	55
4.1 Suelo natural	55
4.1.1 Propiedades índice	56
4.1.2 Clasificación del suelo según el SUCS	60
4.1.3 Peso específico seco	60
4.1.4 Resistencia a la compresión simple	61
4.1.5 Expansión bajo carga	62
4.1.6 Valor de pH	62
4.2 Mezcla suelo-cal	63
4.2.1 Propiedades índice	63
4.2.2 Clasificación según el SUCS	64
4.2.3 Peso específico seco máximo Proctor	64

4.2.4 Resistencia a la compresión simple	64
4.2.5 Valor de pH	64
Capítulo 5. Resultados	65
5.1 Suelo natural	65
5.1.1 Propiedades índice y clasificación según el SUCS	65
5.1.2 Peso específico	67
5.1.3 Resistencia a la compresión simple	67
5.1.4 Expansión bajo carga	68
5.1.5 Valor de pH	68
5.2 Suelo estabilizado	68
5.2.1 Propiedades índice y clasificación según el SUCS	68
5.2.2 Peso específico seco máximo Proctor	70
5.2.3 Resistencia a la compresión simple	71
5.2.4 Valor de pH	71
Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones	73
Anexo	75
Referencias bibliográficas	101

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1.1 Composición y dimensiones aproximadas de la tierra	14
Figura 1.2 Esquema de formación de los suelos	20
Figura 1.3 Partículas de suelo arcilloso	23
Figura 1.4 Nexo de hidrógeno	25
Figura 1.5 Polaridad en una partícula o molécula	25
Figura 1.6 Estructuración de las láminas de arcilla	27
Figura 1.7 Representación esquemática y simbólica de minerales de arcilla	28
Figura 1.8 Formación de la doble capa en torno a un cristal de arcilla sumergido en agua	30
Figura 1.9 Estructura de las arcillas	31
Figura 1.10 Escala de pH	35
Figura 2.1 Curvas ω - γ_d en materiales arcillosos con diferentes porcentajes de cal	38
Figura 2.2 Método de la AASHTO para estabilización con cal	41
Figura 3.1 Carta de plasticidad	49
Figura 3.2 Determinación del punto de fijación con base en el límite plástico	54
Figura 4.1 Dimensiones del ranurador y de la copa de Casagrande	56
Figura 4.2 Representación esquemática de la prueba del hidrómetro	59
Figura 4.3 Esquema del ensaye de compresión simple	61
Figura 5.1 Clasificación del suelo según el SUCS	65
Figura 5.2 Curva de distribución granulométrica, suelo natural	66
Figura 5.3 Clasificación de la mezcla a diferentes tiempos de contacto, según el SUCS	69
Figura 5.4 Límite de contracción de suelo natural y de la mezcla a diferentes tiempos de contacto	69
Figura 5.5 Curvas de compactación del suelo a diferentes tiempos de contacto	70
Figura 5.6 Valor de pH de la mezcla a diferentes tiempos de contacto	72

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1.1 Elementos más abundantes de la corteza terrestre	15
Tabla 1.2 Clasificación de suelos según tamaño de partícula	21
Tabla 3.1 Estimación del potencial de expansión según Chen, 1988	50
Tabla 3.2 Estimación de expansión probable y grado de expansión según Holtz y Gibbs, 1956	50
Tabla 3.3 Grado de expansión según Altmeyer, 1955	50
Tabla 5.1 Resumen de propiedades índice, suelo natural	65
Tabla 5.2 Peso específico y humedad del suelo	67
Tabla 5.3 Propiedades índice de la mezcla a diferentes tiempos de contacto	68
Tabla 5.4 Peso específico y humedad de suelo natural y de la mezcla a diferentes tiempos de contacto	70
Tabla 5.5 Condiciones óptimas de suelo natural y de la mezcla a diferentes tiempos de contacto	71
Tabla 5.6 Resistencia a la compresión simple la mezcla compactada a diferentes tiempos de contacto	71
Tabla 5.7 Valor de pH de la mezcla a diferentes tiempos de contacto	72

ÍNDICE DE FORMATOS.

Formato I. Propiedades índice de suelo natural	76
Formato II. Densidad de los sólidos de suelo natural	77
Formato III-A. Granulometría de suelo natural, vía húmeda	78
Formato III-B. Calibración de nomograma de Casagrande para la solución de la Ley de Stokes	79
Formato III-C. Análisis granulométrico de suelo, método del hidrómetro	80
Formato IV. Ensayo Proctor Estándar en suelo natural	81
Formato V-A. Resistencia a la compresión simple en muestra inalterada	82
Formato V-B. Resistencia a la compresión simple en muestra inalterada	83
Formato VI-A. Resistencia a la compresión simple de suelo en condiciones óptimas	84
Formato VI-B. Resistencia a la compresión simple de suelo en condiciones óptimas	85
Formato VII-A. Expansión de suelo bajo carga en muestra inalterada	86
Formato VII-B. Expansión de suelo bajo carga en muestra inalterada	87
Formato VIII-A. Límites de plasticidad de la mezcla a diferentes tiempos de contacto	88
Formato VIII-B. Límite de contracción y pH de la mezcla a diferentes tiempos de contacto	89
Formato IX-A. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 1 hora de contacto	90
Formato IX-B. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 10 horas de contacto	90
Formato IX-C. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 100 horas de contacto	91
Formato IX-D. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 150 horas de contacto	91
Formato IX-E. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 500 horas de contacto	92
Formato X-A1. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 1 hora del contacto	93
Formato X-A2. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 1 hora de contacto	94
Formato X-B1. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 10 horas del contacto	95
Formato X-B2. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 10 horas de contacto	96
Formato X-C1. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 100 horas de contacto	97
Formato X-C2. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 100 horas de contacto	98

Formato X-D1. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 500 horas de contacto	99
Formato X-D2. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 500 horas de contacto	100

SIMBOLOGÍA.

°C	Grados Celsius.
°F	Grados Fahrenheit.
Å	Angströms.
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
Al	Símbolo químico del aluminio.
CL	Contracción lineal expresada en %.
CaCO ₃	Carbonato de calcio.
CaO	Óxido de calcio.
cc	Centímetros cúbicos.
CH	Arcilla de alta plasticidad.
CL	Arcilla de baja plasticidad.
cm	Centímetros.
cm ²	Centímetros cuadrados.
cm ³	Centímetros cúbicos.
g	Gramo.
Hg	Mercurio.
H ⁺	Símbolo químico del catión hidrógeno.
H ₂ O	Agua.
IP	Índice plástico expresado en %.
kg	kilogramo.
LC	Límite de contracción expresado en %.
Lf	Longitud final media en cm.
Li	Longitud inicial medida en cm.
LL	Límite líquido expresado en %.
LP	Límite plástico expresado en %.
m	Metro.
m ²	Metro cuadrado.
m ³	Metro cúbico.
MH	Limo de alta plasticidad.
ML	Limo de baja plasticidad
O ⁻	Símbolo químico del elemento oxígeno.

OH ⁻	Símbolo químico del anión oxidrilo.
OH	Suelos orgánicos de alta plasticidad
OL	Suelos orgánicos de baja plasticidad.
q _u	Esfuerzo desviador, resistencia a la compresión simple expresado en kg/cm ² .
Si	Símbolo químico del silicio.
S _s	Densidad de sólidos expresada en Ton/m ³ .
T _C	Tiempo de contacto, que es el tiempo transcurrido luego de haber realizado la mezcla suelo-cal-agua.
T _{C1}	Tiempo de contacto 1, en el que ha transcurrido 1 hora luego del mezclado.
T _{C2}	Tiempo de contacto 2, en el que han transcurrido 10 horas luego del mezclado.
T _{C3}	Tiempo de contacto 3, en el que han transcurrido 100 horas luego del mezclado.
T _{C4}	Tiempo de contacto 4, en el que han transcurrido 150 horas luego del mezclado.
T _{C5}	Tiempo de contacto 5, en el que han transcurrido 500 horas luego del mezclado.
Ton	Toneladas.
VRS	Valor relativo de soporte expresado en %.
V _f	Volumen final de la muestra seca (en LC) expresado en centímetros cúbicos.
V _i	Volumen inicial de la muestra húmeda (en LC) expresado en centímetros cúbicos.
V _{mh}	Volumen de la muestra húmeda, expresado en centímetros cúbicos.
W _a	Peso del agua, expresado en gramos.
W _{mh}	Peso de la muestra húmeda expresado en gramos.
W _{ms}	Peso de muestra seca o peso de los sólidos, expresado en gramos.
W _{msw}	Peso de matraz, sólidos y agua hasta la marca de aforo del matraz, expresado en gramos.
W _{mw}	Peso del matraz con agua (obtenido de la curva de calibración a la temperatura correspondiente a la prueba), expresado en gramos.
W _t	Peso de tara expresado en gramos.
W _{t+mh}	Peso de tara con muestra húmeda expresado en gramos.
W _{t+ms}	Peso de tara con muestra seca expresado en gramos.
γ _m	Peso específico húmedo expresado en kg/cm ³ .
γ _w	Peso específico del agua expresado en kg/cm ³ .
γ _d	Peso específico seco del suelo expresado en kg/cm ³ .
γ _{dmax}	Peso específico seco máximo de compactación expresado en kg/cm ³ .

- ω Humedad de la muestra expresada en %.
- ω_{opt} Humedad óptima de compactación expresada en %.

INTRODUCCIÓN.

Los suelos arcillosos expansivos se encuentran distribuidos en todo el mundo y nuestro país no está exento de ellos. Hay reportes que alrededor del 12% de la superficie está cubierta por depósitos arcillosos potencialmente expansivos y muchas ciudades han sido edificadas sobre ellos (Zepeda, 1992). Con el crecimiento de las ciudades, el problema se hace más notorio por el uso de nuevas áreas para construcción de viviendas o vialidades; por lo cuál en los últimos años se ha incrementado la investigación acerca de estos suelos con el fin de encontrar soluciones convenientes y coherentes a tal fenómeno.

La investigación de suelos expansivos en nuestro país es relativamente reciente; hay aún mucha incertidumbre acerca de éste fenómeno, -incluso algunos investigadores difieren con otros en algunas concepciones- pero lo cierto es que, en general, el fin último de la mayoría de las investigaciones es encontrar la manera de anular o minimizar -en lo posible- los cambios de volumen ante las variaciones de humedad a las que se encuentran sometidos.

Los problemas que puede originar un suelo expansivo al hidratarse son realmente considerables, Jones y Holtz reportaron en ASCE en 1973 los daños estimados atribuidos a la expansión de suelos como sigue:

Tipo de construcción	Pérdida estimada anual promedio (en millones de dólares)
Casas unifamiliares	300.00
Edificios comerciales	360.00
Edificios de varios pisos	80.00
Banquetas, andadores y áreas de estacionamiento	110.00
Carreteras y calles	1, 140.00
Servicios subterráneos e instalaciones	100.00
Aeropuertos	40.00
Deslizamientos de tierra urbanos	25.00
Otros	<u>100.00</u>
TOTAL	2,255.00

De acuerdo con la estimación anterior, los daños causados por suelos expansivos exceden al promedio anual de los causados por inundaciones, huracanes, sismos y tornados; por lo que su estudio se hace importante.

El balance anterior fue hecho en Estados Unidos de América, seguramente si se realizara un estudio similar en nuestro país resultarían -de igual manera- daños cuantiosos; en el estado de Querétaro los daños reportados son cada vez más numerosos y alarmantes, lo que deja entrever el poco cuidado que en ocasiones hay respecto al suelo.

En áreas de suelos expansivos, estos son generalmente firmes y la posibilidad de que las estructuras ligeras se agrieten debido a asentamientos causados por la descarga de la misma estructura, es muy remota; sin embargo, debido a la ligereza de las estructuras, la expansión es la que provoca afectaciones.

En la mayoría de los casos donde se desarrollan grietas horizontales o verticales en muros de sótanos, se sospecha de problemas de presión de tierra; las grietas diagonales que se desarrollan bajo las ventanas y arriba de la puerta -incluso descuadramiento de las mismas- son un claro indicativo de movimientos diferenciales de expansión, pero debemos tener en cuenta todos los aspectos que puedan provocar movimientos o fallas en la cimentación e incluso la calidad misma de la cimentación.

Debido a la inestabilidad en este tipo de suelos al ser hidratados o deshidratados, los constructores han intentado solucionar el problema tanto del punto de vista estructural (cimentaciones muy robustas, muy profundas -pilotes-, separadas del suelo -tipo palafito, canaletas de ferrocemento-, entre otras) como del punto de vista del suelo (reemplazarlo, aislarlo, estabilizarlo, etc.).

De las opciones desde el punto de vista del suelo, la estabilización con cal es una muy recurrida. Se sabe que, en general, éste es tal vez el procedimiento de estabilización con aditivos más ampliamente conocido y aplicado en el tratamiento de los suelos expansivos; sin embargo en el estado de Querétaro los constructores son todavía muy escépticos respecto a este tratamiento, debido a que el procedimiento aún no está totalmente definido.

Los criterios para la elección del contenido óptimo de cal son muy diversos, ya que dependen de factores tales como contenido de materia orgánica, composición mineralógica del material arcilloso, características que se deseen modificar en el suelo, tipo de cal y sus propiedades, granulometría; etc.; además, se debe procurar no exceder la cantidad necesaria de cal, pues prácticamente no se obtienen mejorías notables en el material por estabilizar –al menos a corto plazo– lo que conduce a un incremento innecesario en el costo.

Un método muy utilizado en la actualidad para el diseño de la estabilización de suelos con cal es el recomendado por la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

El procedimiento consiste en realizar pruebas de compresión simple con previa determinación del contenido de cal a emplear en dichas pruebas, el que obtenemos con base en una gráfica (se entra a ésta con el valor del índice plástico y el porcentaje del suelo que pasa la malla No. 40 para en ese punto leer directamente el porcentaje de cal conveniente).

Si en los ensayos de resistencia de la mezcla suelo-cal, resulta una resistencia superior a 3.5 kg/cm^2 , el suelo estabilizado es adecuado para sub-bases; si es mayor de 7 kg/cm^2 , para bases; aunque en este último caso se deben también cumplir ciertos requisitos de granulometría

Si se observa el comentario anterior, no se hace referencia alguna al tiempo de ‘curado’ conveniente en un proceso de estabilización, ni antes de la realización de la compactación ni después.

Una vez realizada la mezcla suelo-cal, se requiere un determinado tiempo para que se lleve a cabo la reacción química (que a la fecha se maneja empíricamente) antes del proceso de compactación; tiempo que justificaría la reacción total de la mezcla.

Por lo anterior, esta investigación pretende contribuir a una mejor definición del procedimiento de estabilización y ofrecer recomendaciones sobre el tiempo óptimo necesario de reacción de la mezcla suelo-cal-agua, logrando con ello optimizar tiempos y costos.

CAPÍTULO 1 EL SUELO Y SUS CARACTERÍSTICAS.

1.1 ORIGEN Y FORMACIÓN.

Se ha aceptado la teoría de que la tierra se formó hace varios miles de años y que –de forma general– está conformada por una serie de capas con dimensiones y características variables desde su centro hasta llegar a la capa última denominada corteza terrestre (Fig. 1.1); la cuál consiste de roca y una pequeña capa de ‘suelo’ que ha sido formado por la disgregación y descomposición de la roca en sus últimos niveles; se puede distinguir en esta última, la capa vegetal en la parte superior que es un material no consolidado que contiene materiales orgánicos y nutrientes de las plantas, (Bowles, 1982).

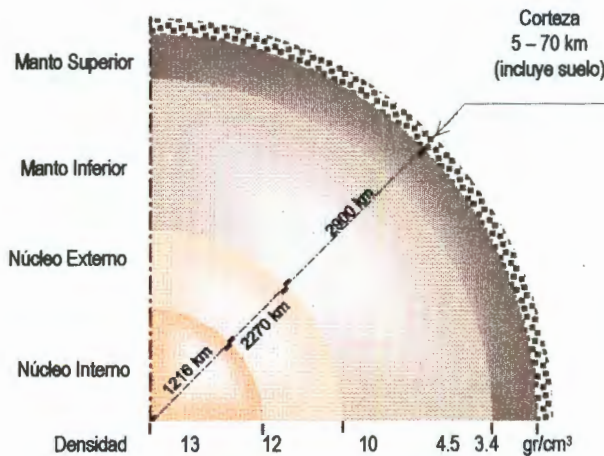


Figura 1.1 Composición y dimensiones aproximadas de la tierra, (Tarbuck, 1999).

Los suelos tienen su origen en la descomposición (o meteorización) de las rocas, por lo que es de importancia conocer la mineralogía y las rocas formadoras de la corteza, porque dependiendo de ello serán las características de los suelos.

Existe una infinidad de elementos químicos pero solo ocho son los principales que componen la corteza exterior de la Tierra –que es donde se encuentra el suelo- y representan más del 98% (en peso) de la corteza, como lo muestra la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Elementos más abundantes de la corteza terrestre.

ELEMENTO	SÍMBOLO	% EN PESO	% EN VOLUMEN
Oxígeno	O	46.6	93.8
Silicio	Si	27.7	0.9
Aluminio	Al	8.1	0.5
Hierro	Fe	5.0	0.4
Magnesio	Mg	2.1	0.3
Calcio	Ca	3.6	1.0
Sodio	Na	2.8	1.3
Potasio	K	2.6	1.8

Estos elementos rara vez existen solos, están más bien en combinación como mineral, el cual es una sustancia inorgánica y natural, que tiene una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones y los minerales son los componentes básicos de las rocas.

Los principales minerales componentes de la tierra son los siguientes:

- Silicatos: feldespatos (ortoclasa y plagioclasa), cuarzo, micas (muscovita, biotita), piroxenos (augita) y anfíboles (hornoblenda).
- No silicatados: carbonatos (calcita, dolomita), óxidos de hierro (hematita, limonita).
- Otros: caolinita (meteorización de feldespato), olivino (silicato de magnesio y hierro), sulfatos (yeso, anhidrita), haluros (halita, fluorita), etc.

Generalmente hay un mineral que es el más abundante, según el tipo de suelo de que se trate, lo que depende desde luego del tipo de roca (o rocas) que le dio origen.

Los suelos pueden tener su origen por desintegración mecánica (o física) o por descomposición química; aunque existen otros cuyo origen es esencialmente orgánico, los cuáles se han formado casi siempre “in situ” como consecuencia de la descomposición de vegetales (turbas), acumulación de fragmentos de esqueletos inorgánicos o de conchas de ciertos organismos; sin embargo, generalmente en Mecánica de Suelos, el término suelo orgánico se aplica a aquellos productos de la descomposición de las rocas que contienen cierta cantidad de materia orgánica vegetal descompuesta.

DESINTEGRACIÓN MECÁNICA. Se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc.; en ésta, la roca es reducida a fragmentos más pequeños sin producir alguna alteración química, que llegan a formar arenas, cuando mucho limos y sólo en casos especiales arcillas.

Los mecanismos de ataque provocadores de la desintegración mecánica son:

- *Efectos climáticos* (incluyendo temperatura y lluvia). Los ciclos de hielo-deshielo sobre un lapso largo causan fatiga de la roca aún en climas suaves. Las temperaturas severas que producen congelamiento local de corta duración pueden ocasionar efectos importantes, pues al congelarse el agua incrementa su tamaño ejerciendo enormes presiones hacia la roca. Las temperaturas diferenciales -y como los minerales tienen diferentes coeficientes térmicos- pueden tener un efecto de fatigante y fracturar la roca.
- *Exfoliación*. Es el astillamiento o desprendimiento en forma de escamas de la superficie exterior de las rocas expuestas. Las rocas que subyacen a gruesos estratos de suelo están sometidos a grandes fuerzas de compresión. Los ajustes de tensión superficial que acompañan los levantamientos locales, junto con la erosión ocasionada por el escurrimiento de agua superficiales que reducen las tensiones de la sobrecarga hacen que la superficie exterior de la roca se separe (o desgaje) de la roca madre.
- *Erosión por viento y lluvia*. El agua que escurre llevando pequeñas partículas de roca en suspensión pueden erosionar o desgastar la roca más sólida a través de períodos geológicos. En áreas de topografía escabrosa, pueden producirse altas velocidades de escorrentía -como en zonas montañosas- que provocan un fenómeno de erosión mayor.
- *Abrasión*. Es el desgaste producido cuando dos materiales duros en contacto entre sí experimentan un movimiento relativo que puede ser producido por uno de los materiales suspendido en agua; aquí se empleará abrasión para describir el empuje de grandes cantidades de suelo o hielo bajo presión en la roca subyacente a glaciares que muele o desgasta los materiales de tamaños menores.
- *Actividad Orgánica*. Las fuerzas de expansión ejercidas por plantas en crecimiento y por raíces en los huecos y hendiduras de la roca pueden separar fragmentos; animales pueden llevar fragmentos de roca a la superficie exponiéndolos a una meteorización adicional.

DESCOMPOSICIÓN QUÍMICA. Es la acción de agentes que atacan a las rocas provocando alteración de los minerales produciendo, por tanto, nuevos compuestos; es por este proceso mediante el cual llega a formarse básicamente la arcilla.

La descomposición química puede ser ocasionada por los siguientes procesos:

- *Oxidación.* Cuando las rocas están en contacto con el agua de lluvia puede desarrollarse una reacción química, sobre todo en rocas que contienen hierro; las reacciones pueden producir óxidos hidratados de hierro, carbonatos y sulfatos. Si de estas reacciones resulta un aumento de volumen, habrá una subsecuente desintegración de la roca.
- *Solución.* Ciertas rocas especialmente calizas, son disueltas de parcial a completamente en agua de lluvia, en especial si ésta contiene cantidades apreciables de bióxido de carbono en la forma de ácido carbónico o si tiene un pH menor de 7.
- *Lixiviación.* Al reaccionar con el cementante de las rocas sedimentarias, el agua puede aflojar las partículas y arrastrar las más pequeñas y los agentes cementantes a estratos más profundos o en corrientes superficiales.
- *Hidrólisis (formación de iones H^+).* La raíz de una planta puede atraer el agua del suelo local y rodearse así de abundantes iones H^+ , que inician el proceso de hidrólisis (es el hecho que sucede de la combinación del ión H^+ con algún otro, formando un nuevo mineral).

Los agentes de meteorización química pueden actuar simultáneamente. Las partículas pequeñas se meteorizan, en general, a una velocidad mayor que las más grandes debido a su mayor área superficial.

El agua es con mucho el agente de meteorización química más importante. La mayor parte de la meteorización se desarrolla cerca de la superficie del terreno; sin embargo la exfoliación puede producirse a una profundidad de muchos metros. Los mecanismos de descomposición química generalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de zonas más frías formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En países fríos o secos cuando el aporte de corrientes de agua quede en condiciones favorables para constituir un depósito, hay descomposición química notable por lo que pueden existir formaciones arcillosas.

1.2 TIPOS DE SUELO.

Generalmente se clasifican como dos tipos de suelos, los residuales y los transportados; pero siendo un poco rigurosos, es posible que el suelo no sea ni puramente residual ni puramente transportado, por lo que aquí serán clasificados en cuatro tipos.

SUELOS RESIDUALES. Si los productos de ataque de los agentes de intemperismo se encuentran en el mismo lugar de origen, son denominados suelos residuales. Los depósitos de suelos residuales varían desde unos pocos centímetros a unos 100 metros de profundidad. Éstos están formados por la meteorización y la lixiviación de los materiales solubles en agua, actuando desde la superficie hacia abajo. A medida que la acción de la lixiviación disminuye con la profundidad, el suelo residual es cada vez menos alterado hasta que es alcanzada la roca madre.

Los suelos residuales se caracterizan por presencia de minerales que se han meteorizado de la roca madre, por lo que tienen un perfil de meteorización compuesto por capas; partículas angulares y subangulares, al compararlas con las redondeadas de los transportados; presentan estructuras heredadas: fallas y fisuras continuas.

SUELOS TRANSPORTADOS. Los suelos transportados están constituidos por los productos de la meteorización de la roca que son removidos y redepositados en otro lugar.

Los agentes de transporte pueden ser el agua, glaciares, viento o por gravedad.

— Agua. La trayectoria de escurrimiento del agua es un agente que causa erosión y transporte, los que dependerán sobre todo de la velocidad el agua que se mueve.

El escurrimiento de torrentes arrastra materiales de gran tamaño y se depositan en forma graduada a lo largo de su curso debido a la disminución de la velocidad. Las corrientes no siguen un curso definido y pueden formar canales curvos, pudiendo estas convertirse en pantanos, formarse una laguna o lago, si ésta se llena de agua y luego, llenarse con sedimentos de grano fino, lodo y material orgánico, de lo que resulta un depósito de suelos particularmente pobre y de alta plasticidad o de limos orgánicos, arcillas limosas, arcillas o turbas, o una combinación.

Si el río desemboca en un valle (con superficie casi plana), la velocidad a la que llega es pequeña por lo que el material que se sedimenta en el valle es más bien fino, lo cual constituye áreas para construcción pobres debido a las, seguramente inevitables, periódicas inundaciones. Los depósitos lacustres (en lagos), marinos (en mares) y deltaicos (los deltas son sedimentos precipitados en las desembocaduras de corrientes en bahías, océanos o lagos), tienden a ser relativamente finos, con tamaños predominantes de limo y arcilla. La mayoría de estos depósitos serán sueltos y altamente compresibles.

- Depósitos glaciares. Las grandes presiones resultantes del hielo, rasparon la roca basal y la pulverizaron, aplastaron y desgastaron hasta gravas, arenas y limos. El derretimiento del glaciar forma canales que llevan agua con material de aluvión, formaron tempranamente pequeños lagos dando origen a sedimentos lacustres al derretirse, el hielo glaciar formó arroyos o corrientes que partiendo del glaciar, arrastraron arena fina, limo y material arcilloso hacia los lagos o aguas abajo para formar estratos de sedimentos fluviales, conteniendo todos los tamaños de partículas sin algún arreglo o disposición obvia (morrenas basales).

Como materiales de cimentación los depósitos glaciares varían de excelentes a pobres. Aunque en muchas localidades los depósitos están distribuidos por tamaños, el material es denso y contiene considerable cantidad de arena y grava.

- Viento (depósitos eólicos) los vientos pueden arrastrar partículas del tamaño del limo hasta el de las arenas gruesas, depositándolos a kilómetros de su lugar de origen, produciendo principalmente loess y médanos.

Los loess están constituidos por una mezcla uniforme de arenas finas cuarzosas, algo feldespáticas, limos y partículas arcillosas, actividad orgánica y carbonatación cálcica por lo que pueden tener desprendimiento o derrumbe al saturarse.

Los médanos o dunas son depósitos de arena suelta, que fue arrastrada por el viento hasta encontrar una obstrucción, formando ahí un montículo. Tienden a ser bien redondeadas y suelen estar formados por arenas cuarzosas uniformes con algo de mica.

- Depósitos gravitatorios. Son primariamente los escombros o depósitos de talud, en las faldas de las elevaciones, que son desprendimiento de bloque de roca/suelo, hasta quedar fragmentos sueltos con huecos con materiales predominantemente gruesos.

Los suelos finos y sobre todo los suelos ‘expansivos’ pueden ser aluviales o lacustres: tienen su origen en rocas volcánicas, por lo que en zonas volcánicas es de esperar la presencia de suelos expansivos. La Fig. 1.2 muestra el proceso de la formación de los suelos, explicado en párrafos anteriores.

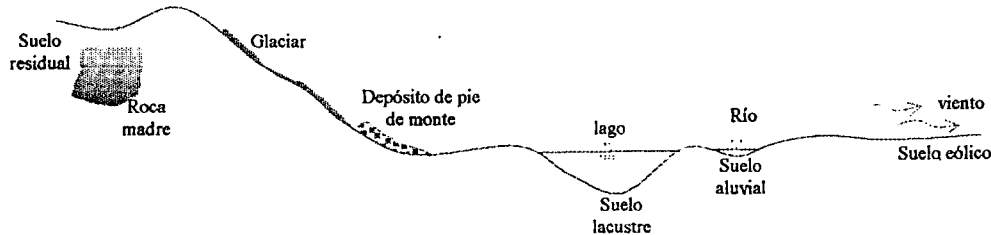


Figura 1.2 Esquema de formación de los suelos.

SUELOS TRANSPORTADOS RESIDUALES. Son suelos que pueden ser considerados como “residuales” por ser producto de la alteración de uno previamente transportado.

SUELOS COMBINADOS. En este cuarto tipo de suelos, se encuentra una ‘combinación’ de los anteriores; es común encontrar en la naturaleza éstos, debido a los movimientos naturales en masa o los que el hombre ha ido generando a lo largo del tiempo (Rodríguez J., 2001).

1.3 LOS SUELOS ARCILLOSOS.

Como se ha descrito, los suelos son producto de descomposición mecánica o química de las rocas y sus tamaños son sumamente variados. Las arcillas están constituidas por minerales que por lo general tienen una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen casi siempre en láminas. La mayoría de los minerales arcillosos tienen estructuras laminares o en capas. Unos pocos tienen estructuras tubulares o fibrosas. Los minerales cristalinos cuya actividad superficial es tal que presentan cohesión y plasticidad, podemos definirlos como arcillosos.

Los suelos arcillosos están formados por partículas muy pequeñas por lo que las fuerzas que definen su comportamiento y estructura son básicamente eléctricas y no gravitacionales como en los suelos gruesos. Hay muchas formas o métodos para clasificar el suelo y una práctica común es en suelos gruesos y suelos finos según su tamaño; mismos que se subdividen, pero no existe un

completo acuerdo en los tamaños de partículas divisorias. La Tabla 1.2 muestra divisiones que parecen ser las más ampliamente aceptadas y son satisfactorias para el trabajo geotécnico. Se considera, en general, que las partículas arcillosas tienen un tamaño del orden de 2 micras o menores y presentan gran actividad eléctrica.

Tabla 1.2 Clasificación de suelos según tamaño de partícula.

SUELOS GRUESOS		SUELOS FINOS	
Tamaño de partícula, mm	4.76	0.74	0.002
Malla No.	4	200	---
Grava	Arena	Limo	Arcilla

Cuando se tiene una masa de suelo y se desea realizar su clasificación en Mecánica de Suelos, existen varios métodos; sin embargo desde el punto de vista granulométrico, generalmente se considera como suelo arcilloso, cuando más del 50 por ciento del depósito está formado por partículas de 0.002 mm y menores. Rara vez existe en estado natural un depósito de pura arcilla, está casi siempre en combinación con limo, arena, grava o coloides (Bowles, 1982).

Existen varios tipos de arcilla, de éstas, las arcillas expansivas son las más problemáticas en geotecnia, debido a la expansión-contracción que pueden presentar ante variaciones de humedad. Las formaciones de arcilla expansiva se localizan en diferentes países del mundo, entre ellos Argentina, Australia, Brasil, Canadá, Colombia, Costa Rica, Cuba, Estados Unidos de América, India, Israel, México, Sudáfrica, Venezuela, etc. En México se han identificado varias regiones en las que se presenta este tipo de suelo, como en los estados de Querétaro, Guanajuato, Michoacán, Tamaulipas, Morelos, Sonora, Baja California Norte, Veracruz, Chiapas y Campeche, principalmente (Zepeda, 1992).

Los suelos expansivos se presentan en regiones con depósitos de arcilla donde ocurren variaciones significativas de humedad: en zonas como las monzónicas, con estaciones muy diferentes, y en las zonas semidesérticas en las cuales se alternan extensas templadas de sequía con pequeños períodos de precipitación. En especial, los suelos expansivos se encuentran en las zonas semiáridas de las regiones con clima templado y tropical. En estos lugares la evapotranspiración anual es mayor que la precipitación anual (Teushcer, 1975). Estas arcillas tienden a variar su contenido de agua con los cambios climáticos estacionales o como resultado de la colocación de una capa relativamente impermeable en la superficie del terreno. Las

estructuras construidas en suelos expansivos generalmente tienen expansiones, porque las áreas cubiertas reducen la evaporación natural de la humedad de la tierra. Esta variación de humedad tiene un efecto adverso en algunas propiedades físicas de la arcilla expansiva, tales como la estabilidad volumétrica y la resistencia al esfuerzo cortante.

1.4 FISICOQUÍMICA DE LAS ARCILLAS.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan fuertemente, por lo que todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar. El comportamiento mecánico e hidráulico de tales suelos está definido por características circunstanciales tales como la compacidad del depósito y la orientación de sus partículas individuales. En cambio, en suelos de grano muy fino como son las arcillas, fuerzas de otros tipos ejercen acción importantísima y su comportamiento está influido por su estructura en general y constitución mineralógica particular (Juárez B., 1984).

Como ya se ha mencionado, el suelo depende de los minerales constitutivos de la roca de que provienen y las arcillas son el producto final de numerosos minerales (principalmente silicatos) que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, sobre todo por agentes de descomposición química, de ahí la importancia de conocer la mineralogía de este tipo de suelos.

Una de las teorías más comunes para explicar la estructura interna de los minerales de arcilla es que la superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa cuya intensidad depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así la partícula atrae a los iones positivos del agua (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos, tales como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de moléculas de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura, formando una capa denominada *agua adsorbida*. Las moléculas de agua son polarizadas (término que se explicará más adelante), por lo que al ligarse a la partícula por su carga positiva (+), el polo de carga negativa (-) queda en posibilidad de actuar como origen de atracción para otros cationes. Los propios cationes atraen moléculas de agua, de modo que cada catión está en posibilidad de poseer un volumen de agua en torno a él. Cuando las partículas del suelo atraen a los cationes, se ve reforzada la película de agua ligada a la

partícula. El espesor de la película de agua adsorbida por el cristal del suelo es así función, no sólo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de cationes atraídos.

A las temperaturas que se encuentra normalmente en la masa de suelo, la película de agua adsorbida por los cristales de arcilla, tendrá las propiedades similares a la del hielo sólida (capa sólida). Más alejadas del cristal, otras moléculas de agua se encuentran sometidas a presiones gradualmente menores; esta agua tiene propiedades intermedias entre el hielo y el agua en estado líquido normal, pudiendo decirse que su comportamiento es el de un fluido de alta viscosidad (capa viscosa). Las moléculas de agua no sujetas al cristal por fuerzas de superficie mantienen características usuales, es decir, del agua libre o gravitacional. Lo anterior se ilustra en la Fig. 1.3 y más adelante será más ampliamente explicado.

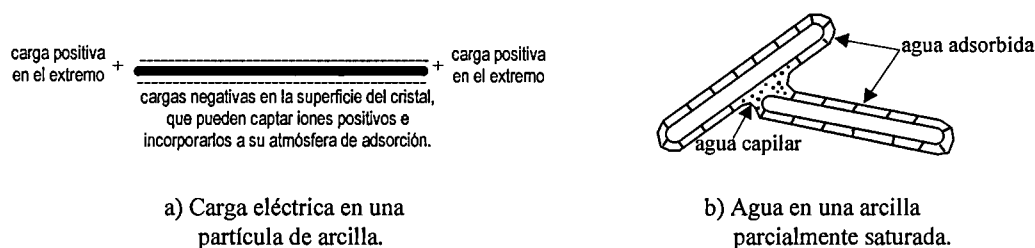


Figura 1.3 Partículas de suelo arcilloso.

Debido a que la estabilización del suelo es un proceso fisicoquímico, se tratará de explicar lo anterior ampliamente; para ello serán definidos algunos principios y términos fundamentales que servirán no solo para la comprensión de la composición y comportamiento de las arcillas, sino también para el proceso de estabilización que será descrito en capítulos posteriores.

- Ión, es una partícula dotada de una carga eléctrica y que está formada por un átomo o grupo de átomos que ha ganado o perdido varios electrones.
- Anión, ión cargado negativamente que bajo el influjo de un potencial eléctrico se dirige hacia el ánodo. También se denominan radicales y el oxhidrilo (anión hidrógeno OH^-), ocupa una posición singular dentro del grupo de aniones.
- Cation, ión cargado positivamente. Cuando se disuelve –casi siempre en agua– se dirige al cátodo o polo negativo. También se denominan bases y al igual que el oxhidrilo en los aniones, el hidrogenión (o catión H^+) ocupa una posición singular en el grupo de los cationes.

El agua tiene una propiedad llamada disociación electrolítica; así, una sustancia en solución, se descompone inmediatamente en varias partículas cargadas eléctricamente, denominadas iones. Por ejemplo, el agua está parcialmente disociada en iones H^+ y OH^- según la ecuación (1):



Los conceptos anteriores son importantes porque frecuentemente entre los coloides del suelo y la solución del suelo existe lo que se denomina intercambio catiónico.

En los átomos y/o moléculas suceden uniones conocidas como nexos; de éstos generalmente hay dos tipos: primarios y secundarios. *Nexos primarios*, son las ligas o nexos que unen a los átomos para formar moléculas y suelen ser de alta energía; estas uniones se deben a que los átomos comparten o intercambian los electrones de sus órbitas exteriores y son suficientemente fuertes como para no romperlas con la aplicación de los esfuerzos usuales en ingeniería. *Nexos secundarios*, se establecen entre las moléculas y a ellos corresponden niveles de energía relativamente bajo en comparación con los que ocurren entre los átomos, por lo que son fáciles de romper.

NEXOS PRIMARIOS.

- A) Nexos iónicos. Se establecen entre dos átomos que tengan incompleto el número de los electrones en sus bandas más exteriores. Así, un átomo pierde los electrones de su banda extrema, que pasan a ocupar los lugares de los electrones faltantes en la banda extrema del otro, transformándose en una molécula estable.
- B) Nexos de hidrógeno. En ocasiones un átomo de hidrógeno puede ser atraído a otros dos átomos (oxígeno, flúor o nitrógeno principalmente) formando un puente entre ellos como se muestra en la Figura 1.4. De esta manera el núcleo del átomo de hidrógeno, con su carga positiva, puede ejercer fuerzas de cierta consideración sobre átomos, iones o moléculas vecinas. Esta unión actúa en distancias del orden de 2 a 3 Å y es aproximadamente 10 veces más fuerte que la unión de valencia secundaria o de Van Der Waals, pero más débil que la iónica o la covalente y cuando se establece entre dos láminas de las que constituyen un cristal de arcilla, produce nexos de unión relativamente débiles y no muy estables.

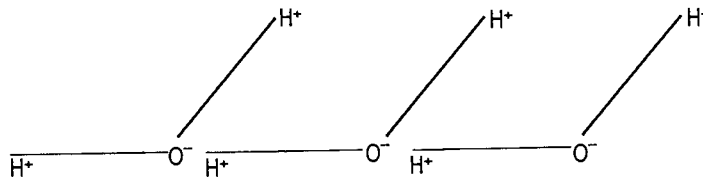


Figura 1.4 Nexo de hidrógeno.

C) Nexos covalentes. Ocurre entre dos átomos a cada uno de los cuales les falta uno o más electrones en sus bandas extremas; en estos casos dichos átomos pueden combinarse para compartir un par o más de electrones de manera que un átomo suple con algunos de sus electrones la deficiencia del vecino, en tanto que éste completa al primero compartiendo con él algunos de sus propios electrones.

NEXOS SECUNDARIOS.

De estos nexos, el mas importante es aquel resulta de la existencia de la llamadas fuerzas de Van Der Waals, las cuales suceden entre todas las partículas cargadas eléctricamente como una consecuencia de la naturaleza polar de las moléculas de muchas sustancias, entre ellas las del agua; en estas moléculas los centros de carga positiva y negativa no coinciden, de manera que la molécula en conjunto funciona como un pequeño dipolo permanente; un dipolo es una partícula cargada en la cual los centros de acción de las cargas positivas y negativas no coinciden, Figura 1.5.

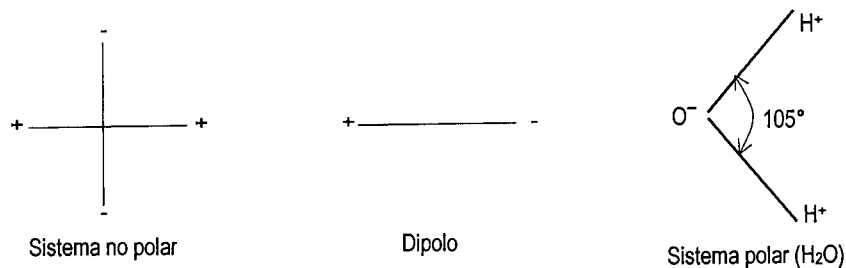


Figura 1.5 Polaridad en una partícula o molécula.

Cuando dos moléculas están próximas, el campo de cada una orienta a la otra de manera que el centro de carga positiva de una queda próximo al contrario de la otra, ejerciéndose entre ambas moléculas una fuerza neta de atracción.

Las fuerzas de Van Der Waals pueden ejercerse entre las moléculas que forman dos láminas de un cristal de arcilla, dando lugar a un nexo especial entre ellas que depende del medio que pueda

existir entre las láminas. Así, entre los cristales de suelo y el agua o entre cualquiera de estos dos iones libres que pueda haber en disolución en el agua del suelo, se distingue un nexo molecular llamado eléctrico o unión coulombica, según el cual, las partes planas del cristal –que están cargadas negativamente– pueden captar iones positivos e incorporarlos así a su atmósfera de adsorción, o moléculas de agua polarizadas que constituyen el elemento básico de dicha atmósfera de adsorción también pueden establecerse atracciones entre moléculas de agua adsorbidas por el cristal e iones positivos en disolución, que en ocasiones llaman unión catiónica, que se presenta cuando un catión (Na^+ , Ca^{++} , K^{++} , etc.) es igualmente atraído a dos moléculas cargadas negativamente, ver Figura 1.3a. Las fuerzas de Van Der Waals actúan en distancias mayores de 5 Angströms ($1 \text{ angström} = \text{Å} = 1 \times 10^{-4} \text{ micras}$), mientras que las de valencia primaria lo hacen en distancias de 1 a 2 Å, debido a lo cual las uniones de este tipo son tan fuertes.

Lo anterior es muy importante desde el punto de vista de estabilización química, ya que lo que se hace es agregar un cierto catión al agua para que tenga nexos con los cristales del suelo y lograr así moléculas más estables.

1.4.1 COMPOSICIÓN MINERALÓGICA DE LAS ARCILLAS.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Las masas de suelo generalmente contienen una mezcla de varios minerales arcillosos, identificadas por el mineral arcilloso predominante con variados montos de otros minerales no arcillosos. Existen dos variedades de tales láminas: una de sílice (unidades tetraédricas) y otra de aluminio (unidades octaédricas).

La primera está formada por cuatro átomos de oxígeno, equidistantes de un átomo de silicio, disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro, Figura 1.6a. Estos tetraedros se pueden agrupan en unidades hexagonales, sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos tetraedros, integrando así la lámina conocida como sílica. A esta lámina se le suele representar como un trapecio.

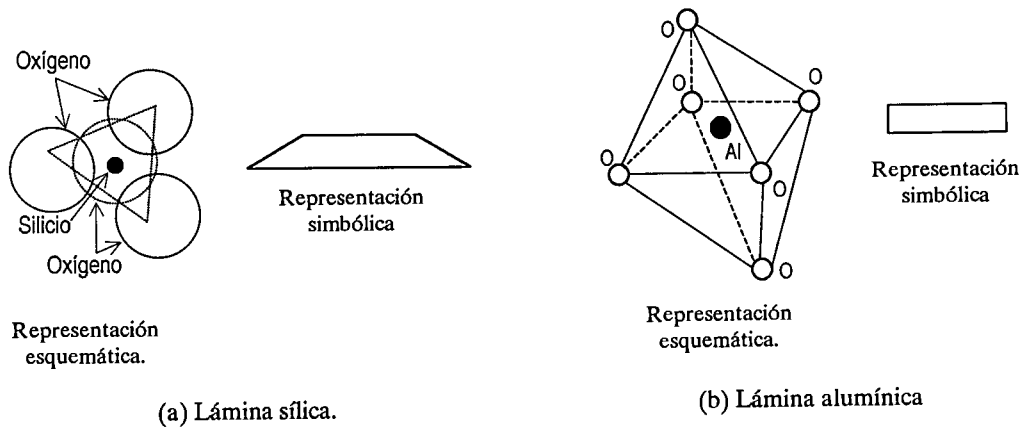


Figura 1.6 Estructuración de láminas de arcilla.

Las láminas alumínicas están formadas por retículas de octaedros, dispuestos con un átomo de aluminio al centro y seis de oxígeno alrededor, Figura 1.6b. También el oxígeno es nexo entre cada uno de los octaedros vecinos para construir la retícula que forma esas láminas, a las que se les suele representar como rectángulos.

Todas las combinaciones posibles de estas unidades básicas para formar minerales arcillosos producen una carga neta negativa en el exterior de los grumos (Fig. 1.3), como consecuencia de las cargas negativas de los átomos de oxígeno, produciendo un campo eléctrico de atracción hacia el exterior; no es del todo correcto, pero se supone una distribución uniforme de la carga eléctrica en la superficie del cristal.

1.4.2 NATURALEZA Y ESTRUCTURA DE LOS MINERALES DE ARCILLA.

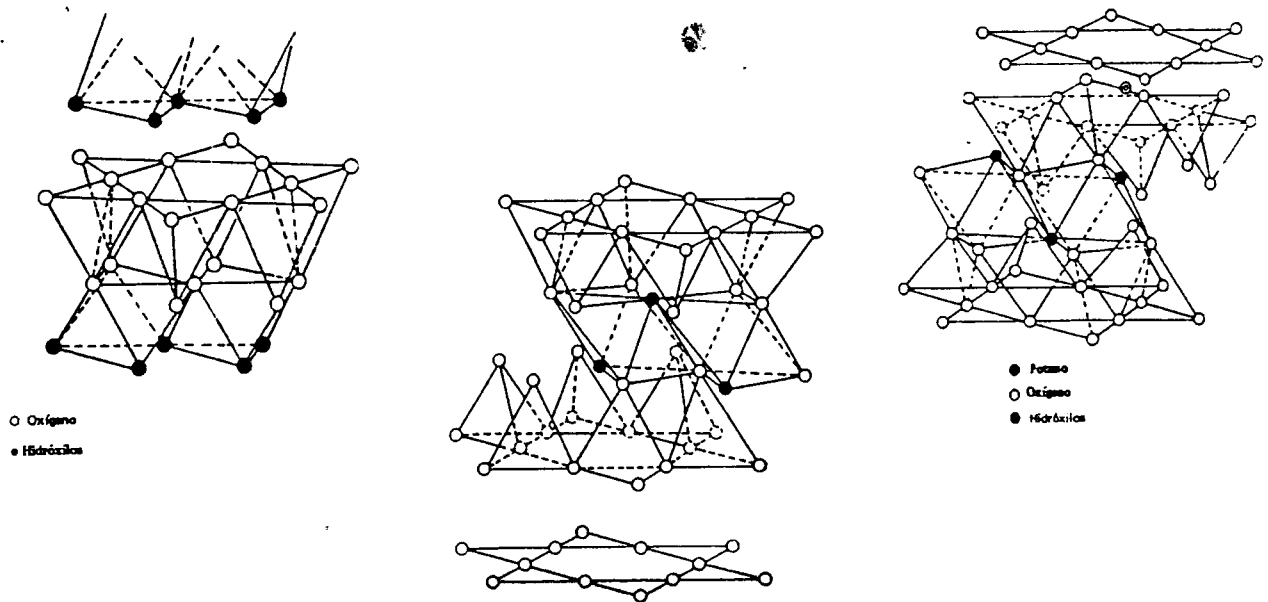
De acuerdo con su estructura reticular, se conocen aproximadamente 15 tipos de minerales arcillosos, pero en general se tienen en tres grandes grupos predominantes: caolinita, montmorilonita e ilita, cada uno de los cuales presenta un acomodo específico de las láminas descritas anteriormente.

Las caolinitas ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) están formadas por una lámina sílica y otra alumínica, que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas (adsorción). En consecuencia, las arcillas caoliníticas serán relativamente estables en presencia del agua, Figura 1.7a.

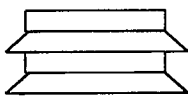
Las montmoriloníticas $[(OH)_4Si_8AlO_{20}nH_2O]$ están formadas por una lámina alumínica entre dos sílicas, superponiéndose indefinidamente. En este caso la unión entre retículas del mineral es débil, por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad, a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar, figura 1.7b. Lo anterior produce un incremento en el volumen de los cristales, lo que se traduce, macrofísicamente, en una expansión. Las arcillas montmoriloníticas, especialmente en presencia de agua, presentarán fuerte tendencia a la inestabilidad.

Las ilitas están estructuradas análogamente que las montmorilonitas, pero su constitución interna manifiesta tendencia a formar grumos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen; por ello, su expansividad es menor que la de las montmorilonitas, Fig. 1.7c (Juárez B., 1984).

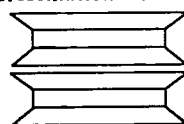
Representación esquemática.



Representación simbólica.



a) Caolinita.



b) Montmorilonita.

c) Iilita.

Figura 1.7 Representación esquemática y simbólica de minerales de arcilla; a) caolinita, b) montmorilonita, c) ilita.

1.4.3 EL AGUA EN LOS MINERALES ARCILLOSOS.

Ya se ha explicado el hecho de que cada partícula de arcilla posee una fuerza de atracción en sus bordes (fuerzas eléctricas o de Van Der Waals) hacia el agua, por lo cual, cuando una partícula cristalina de arcilla queda rodeada de agua 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, reflejándose macrofísicamente en una expansión; sin embargo, éste efecto no es el único que se presenta al entrar el agua en contacto con los minerales arcillosos.

Al hidratarse un mineral arcilloso, aumenta su tamaño y la capa de agua que tenía originalmente crece por lo que ya no se puede considerar que permanece como una sola capa sobre la partícula de arcilla. Lo que sucede es que los iones intercambiables hidratados se alejan de las superficies del mineral, pero al mismo tiempo, siguen siendo atraídos por la partícula para satisfacer la carga negativa existente en la superficie. Por otro lado, debido a sus energías térmicas los iones tienden a alejarse. Resultan entonces fuerzas de atracción (atmósfera de cationes muy cercanos fuertemente unidos al cristal por vínculos eléctricos) y otras de repulsión (que son cationes ya ligeramente más desvinculados por su mayor lejanía a la superficie de la partícula) por lo que suelen considerarse como dos estratos diferentes (sistema de la “doble capa difusa”), cuyo espesor depende no sólo de la naturaleza del mineral, sino de la concentración de iones que tenga el medio acuoso en contacto.

El espesor de la doble capa es la distancia requerida, a partir de la superficie, para neutralizar la carga neta sobre la partícula, es decir, la distancia dentro de la cual se tiene potencial eléctrico y por el cual el agua se encuentra unida a los iones intercambiables que a su vez se encierran atraídos hacia la superficie de la partícula. Pero aún actualmente, existe controversia referente al estado real del agua en las inmediaciones de la superficie del mineral; sin embargo, se reconoce que cuando menos las primeras capas moleculares se encuentran fuertemente atraídas hacia la superficie del agregado. A pesar de ello, se ha tratado de definir el espesor de la doble capa y a continuación se da una amplia explicación de ello.

manera natural o artificial), lo cual es muy importante ya que la estructura determina, en general, el comportamiento mecánico posterior que tendrá el suelo fino.

a) *Estructura panaloide*. Esta estructura se considera típica en granos de pequeño (0.002 mm de diámetro o algo menores) que se depositan en un medio continuo, normalmente agua y, en ocasiones aire. En estas partículas, la gravitación ejerce un efecto que hace que tiendan a sedimentarse, pero dada su pequeña masa, antes de llegar al fondo del depósito otras fuerzas naturales pueden hacerse de magnitud comparable; concretamente, si la partícula antes de llegar al fondo del depósito toca a otra partícula ya depositada, la fuerza de adherencia desarrollada entre ambas, puede neutralizar al peso, haciendo que la partícula quede detenida antes de completar su carrera; otra partícula puede ahora añadirse y el conjunto de ella podrá llegar a formar una celda, con cantidad importante de vacíos a modo de panal, Figura 1.9a. Las fuerzas de adherencia causantes de estas estructuras son las fuerzas superficiales ya explicadas (que la partícula de suelo posee carga negativa en toda su superficie, pero en sus aristas existe una concentración de carga positiva que hace que esa zona localizada se atraiga con la superficie negativa de otra partícula vecina, Figura 1.3a).

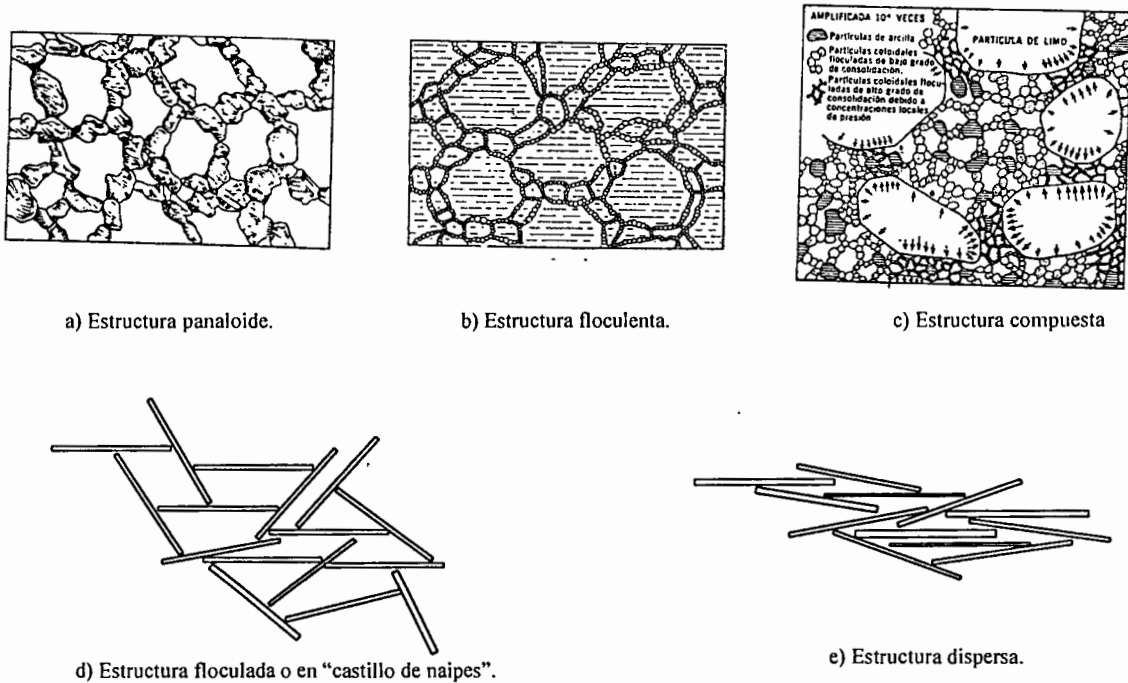


Fig. 1.9 Estructura de las arcillas.

- b) *Estructura floculenta*. Cuando en el proceso de sedimentación, dos partículas de diámetros menores de 0.02mm llegan a tocarse, se adhieren con fuerza y se sedimentan juntas; así, otras partículas pueden unirse al grupo formando un grumo con estructura similar a un panal. Cuando estos grumos llegan al fondo forman a su vez panales, cuyas bóvedas no están ya formadas por partículas individuales, sino por los grumos mencionados. El mecanismo anterior produce una estructura muy blanda y suelta, con gran volumen de vacíos llamada floculenta, Figura 1.9b.
- c) *Estructura compuesta*. Se considera que las estructuras anteriores rara vez se presentan puras en la naturaleza, pues la sedimentación comprende partículas de todos los tamaños y tipos, por lo que es común encontrar una estructuración compuesta como la que ilustra la Figura 1.9c.
- d) *Estructura en "castillo de naipes" o floculada*. Algunos otros investigadores como Goldshmidt y Lambe han sugerido una interpretación diferente sobre la génesis de una estructura floculenta y la estructura resultante en sí. Según estas ideas, la forma laminar típica de los minerales de arcilla es fundamental en la estructuración resultante para suelos finos. La partícula de suelo posee carga negativa en toda su superficie, pero en sus aristas existe una concentración de carga positiva que es atraída a la superficie de cualquier partícula vecina; lo que se puede llegar a formar una estructura llamada "castillo de naipes" o "floculada". Según esta hipótesis de estructuración, también corresponde al suelo un importante volumen de vacíos.
- e) *Estructura dispersa*. Algunas investigaciones han indicado que una hipótesis estructural del tipo de "castillo de naipes", en la cual las partículas tienen contactos mutuos, si bien puede aceptarse como real, en muchos casos quizá no es la más aceptable en la que pudiera pensarse. Cualquier perturbación que pueda existir, como deformación por esfuerzo cortante, adición de cantidades de electrolito logrando disminuir la fuerza neta de repulsión, etc., tiende en general a disminuir los ángulos entre las láminas produciendo que adopten una posición tal como la que esquemáticamente se muestra en la Fig. 1.9e. Desde luego, que también con estas últimas dos estructuras se generan estructuras compuestas análogas a las ya tratadas con las formas estructurales más clásicas.

Conviene señalar, que la arcilla será más floculada y más compresible cuando mayor haya sido la riqueza electrolítica del medio en que se sedimentó (Juárez B. E. y Rico R. A., 1984), argumento

que también puede considerarse para el caso de suelos compactados, pero de este aspecto se hablará con mayor detalle en capítulos posteriores.

1.4.4 pH EN LOS MATERIALES.

Existen dos iones singulares, que es el oxhidrilo (anión hidrógeno OH^-) y el hidrogenión (catión H^+) y que la combinación de éstos con otros iones, produce agua, ácidos, bases o sales, según se explica a continuación.

Si el ión hidrógeno (H^+) se combina con otros aniones (excepto el anión OH^-) forma ácidos, por ejemplo el ácido clorhídrico, el sulfúrico, el fosfórico, etc.; Si el oxhidrilo se combina con varios cationes forma “bases” o álcalis, como por ejemplo el hidróxido de potasio, el de sodio, el de calcio o cal hidratada, férrico, etc. Los demás compuestos que resultan de la combinación de los cationes restantes y aniones (excepto H^+ y OH^-) se llaman sales, como por ejemplo el cloruro de sodio, el sulfato de potasio, el sulfato de calcio, etc. De la combinación de H^+ y OH^- resulta el agua, ecuación (1) –ver subcapítulo 1.3–. Por lo anterior, las sales en solución acuosa se disocian en cationes y aniones, los ácidos en hidrogeniones y aniones y las bases en cationes y iones oxhidrilo. El grado al que una sustancia se disociará en sus iones cuando se disuelve en agua (grado de disociación electrolítica en solución acuosa), depende de la naturaleza de la sustancia, de la temperatura y sobre todo, de la concentración de la solución. La concentración de una solución se expresa en porcentaje (partes por cien) o en partes por millón (ppm) y se refiere al peso de la sustancia que se ha disuelto en un volumen determinado de agua. Mientras más diluida sea la solución, mayor será su grado de disociación. Por tanto, puede suponerse que en las soluciones muy diluidas de suelo, la mayoría de los compuestos están completamente disociados en iones.

ORIGEN DEL pH.

Para determinar el grado de disociación del agua fue necesario “producir” una agua que tuviera la mayor pureza posible, ya que la presencia de sustancias disueltas en ella, aun en cantidad muy pequeña, haría que los resultados variaran. Mediante varias destilaciones realizadas en aparatos de platino y en presencia de ciertas sustancias, se ha logrado producir agua de características semejantes. Con el empleo de métodos ingeniosos es posible medir con toda exactitud las

cantidades correspondientes de iones H^+ y OH^- que se encuentran en estado de libertad en un volumen determinado de agua, habiéndose encontrado que 1 g de hidrogeniones (H^+) y 17 g de iones oxidrilo (OH^-) están contenidos en 10 millones de litros de agua absolutamente pura.

El peso atómico del hidrógeno es 1 y el del oxígeno 16. Por lo tanto, el ion oxidrilo tiene un peso equivalente de $1 + 16 = 17$. Partiendo de este enunciado, es evidente que el OH^- es 17 veces más pesado que el H^+ y como la proporción de peso de H^+ a OH^- en la parte disociada del agua es de 1:17, cabe suponer que 1 g de hidrogeniones está constituido por igual número de iones y que 17g del OH^- , 17 veces más pesado; o dicho de otra manera, las cantidades de H^+ y OH^- presentes son iguales o equivalentes.

La condición en la cual estos dos iones están presentes en cantidades iguales se llama *neutralidad*. El hecho de hacer las mediciones por arriba o por debajo del punto de neutralidad, cuando predominan los iones oxidrilo o los hidrogeniones, es una práctica generalmente aceptada que únicamente toma en consideración la cantidad en gramos de los hidrogeniones que hay en un litro, expresándose la cantidad mediante una cifra conocida como *concentración de hidrogeniones*. Así, la concentración en el agua absolutamente pura sería:

$$\text{Concentración} = \frac{1}{10\,000\,000} = 0.000\,000\,1 = 10^{-7}$$

Puesto que 1 dividido 7 veces por 10, da el mismo cociente que 1 dividido por 10 000 000, podemos escribir la cifra 0.000 0001 en una forma más sencilla: 10^{-7} . El exponente 7 es el logaritmo decimal de 10 000 000; el signo negativo indica que se trata del logaritmo de 0.000 0001 y que tenemos al frente una división, mas no una multiplicación. Fue el biólogo danés S.P.L. Sørensen quien sugirió emplear un logaritmo en lugar de una cifra tan pequeña, como por ejemplo 0.000 0001, que está sujeta a errores de escritura e interpretación. Posteriormente sugirió Sørensen eliminar el signo negativo y usar en su lugar el logaritmo positivo, empleando el símbolo "*pH*" en lugar del término "*concentración de hidrogeniones*". La letra mayúscula H indica la concentración particular de hidrogeniones que tratamos de expresar, en tanto que la p minúscula, elegida al azar, indica que los valores dados son logarítmicos.

Según este procedimiento, universalmente aceptado, puede decirse que el agua absolutamente pura y por tanto neutra, tiene un pH de 7. Es necesario añadir todavía, que los valores de pH

donde se ha obtenido que usualmente no se encuentran alcalinidad o acidez extremas y en términos generales puede decirse que su valor varía desde pH 3.5 hasta 9.0.

Al determinar la acidez o alcalinidad de la solución del suelo, lo importante es saber a qué obedece la presencia o ausencia de estos ácidos o bases conforme las circunstancias. Las condiciones climatológicas determinan en gran medida la predominancia de la acidez o la alcalinidad del suelo. La topografía, por su influencia en el drenaje, y ciertos elementos minerales u otros compuestos que pueden o no estar presentes, forman asimismo parte del conjunto de factores determinantes de la reacción del suelo. La relativa estabilidad de una reacción ácida o alcalina del suelo se debe a fenómenos de interacción físico-química, que se han explicado anteriormente (Teushcer H, 1975).

En agronomía, cuando el suelo es ácido, se realiza lo que denominan “neutralización” que consiste, en tratar de igualar la cantidad de hidrogeniones y oxhidrilos; esta neutralización de la acidez del suelo es realizada mediante la adición de *cal*; si se añade base a un suelo, el equilibrio tenderá a reajustarse por sí mismo y algunos de los iones hidrógeno de las partículas sólidas se disociarán. Habrá disminución en la acidez del sistema reflejándose en un aumento en el pH del suelo (S. L. Tisdale, 1977).

El concepto de estabilización química mediante *cal* que se estudia en el presente trabajo, se basa en éstos principios fundamentales.

1. El índice plástico se reduce porque el límite líquido disminuye y el índice plástico se incrementa (aunque esto no siempre sucede en todos los casos como lo han mostrado algunas investigaciones [López L. , 1998] y los resultados de la actual investigación).
2. El suelo se aglomera, disminuyendo substancialmente el contenido de partículas menores a la Malla No. 40.
3. La cal (y el agua) aceleran la desintegración (rompimiento) de los nódulos de arcilla durante el mezclado, por lo que el suelo se vuelve desmenuzable y puede trabajarse fácilmente; en áreas con humedad superior a la óptima, la aplicación de la cal facilita el disgregado del suelo, lo que a su vez propicia un secado más rápido, acelerando así la compactación.
4. Se reducen notablemente los cambios volumétricos debidos a variaciones de humedad.
5. Después del curado, la resistencia del suelo a la compresión se incrementa considerablemente.
6. La resistencia a la tensión y flexión, medida a través de diferentes pruebas (medición a la cohesión, tensión de cuarteaduras, etc.) aumenta notoriamente.

La capa estabilizadora de cal forma una barrera resistente al agua, la cual impide su paso por gravedad de la parte de arriba y de humedad capilar de abajo. Por tanto, esta capa se convierte en una firme mesa de trabajo, rechazando el agua de lluvia y manteniéndose estable. Respecto a pesos volumétricos, con la adición de cal se obtienen pesos volumétricos menores, pero mientras más alto sea el porcentaje de cal adicionada, el suelo se vuelve menos sensible al agua; esto es, que se tiene prácticamente el mismo peso volumétrico para variaciones amplias en la humedad (Fig. 2.1).

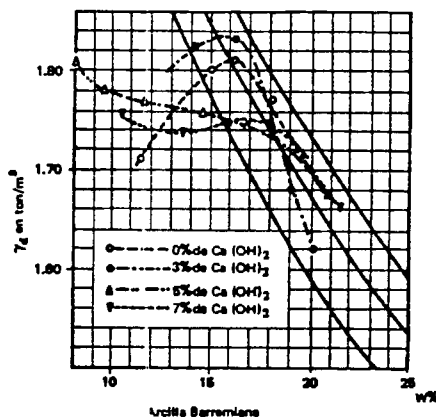


Figura 2.1 Curvas $\omega - \gamma_d$, en materiales arcillosos con diferentes porcentajes de cal (F. Loaiza, 1982).

Aunque se sabe de la efectividad de la cal, muchos constructores han vetado este procedimiento debido a que en algunos casos ha habido fallas inesperadas, desarrolladas de repente, después de algún tiempo de realizada la estabilización; también por la muy difundida idea que la reacción es reversible luego de 'cierto' tiempo, "unos cinco años", argumentan muchos constructores sin sustento alguno. Por lo anterior, varias investigaciones (Hernández Espino, 1992) se han hecho para determinar la naturaleza y las causas de estas inesperadas fallas; las que se consideran más importantes son mencionadas a continuación y serán retomadas posteriormente para ser tomadas en cuenta en el análisis de resultados de la presente investigación.

7. La cal estuvo presente hasta el final de la construcción, también la contenían las zonas falladas y los tramos intactos. Por lo que la cal no fue la causa de estas normalidades (esta conclusión se discutirá posteriormente).
8. El suelo tratado con cal en las zonas de fallas presentó expansiones debido a los altos contenidos de agua y densidades bajas, mayores aún que las presentadas por los suelos no estabilizados expuestos también al agua.
9. Las muestras tomadas en las zonas intactas presentaban expansiones si eran expuestas al agua.
10. El silicato de calcio hidratado (SCH) que es el material cementante que resulta de la reacción entre la cal y los minerales de arcilla, no se encontró en las muestras obtenidas en las zonas de falla y de las zonas que no fallaron. El pH debe ser 12.4 o mayor para que este tipo de reacción cementante ocurra.
11. Cantidades significativas de Estringita y Thaumasia, fueron encontradas mediante difracción de rayos X en las zonas de falla y en las zonas no falladas. De estos materiales, que pueden ser muy expansivos, depende el deterioro por ataque de sulfatos.

2.2 MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL.

Para realizar una estabilización de suelo con cal, hay dos puntos importantes; primero el procedimiento de selección del contenido óptimo de cal y segundo, procedimiento de construcción.

fin de fabricar 3 especímenes, compactados a la humedad óptima y se les somete a pruebas de compresión simple después de un cierto tiempo de curado. Si se obtiene una resistencia superior a 3.5 kg/cm^2 , se considera que el suelo estabilizado es adecuado para sub-bases y si es mayor de 7 kg/cm^2 se considera adecuado para bases, salvo que en este último caso se deben también cumplir ciertos requisitos de granulometría. Como una observación a este tipo de métodos podría decirse que no cuentan en general con toda la información necesaria para un diseño adecuado, ya que no se toma en consideración por ejemplo a la acidez del suelo, acción puzolánica, tipo de minerales, etc., factores éstos que influyen en forma decisiva en la respuesta a la estabilización sobre todo a largo plazo según se ha visto.

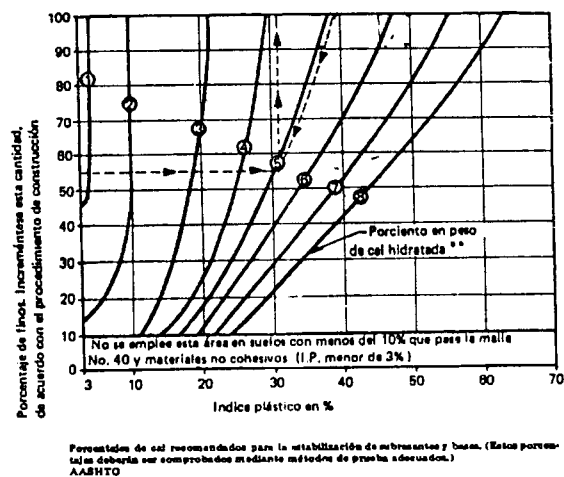


Figura 2.2 Método de la AASHTO para estabilización con cal (Loaiza, 1982).

Procedimiento de construcción.

De acuerdo La "National Lime Association" de Estados Unidos de Norteamérica, el procedimiento de construcción generalmente recomendado en la estabilización de un suelo arcilloso, es realizarlo por capas de espesor igual o menor a 15 cm con la secuencia que a continuación se describe. Cabe mencionar que debido a que la mayoría de las experiencias de estabilización han sido en caminos, las recomendaciones básicamente están enfocados a este tipo de obras; para otro tipo de construcciones deben realizarse las adecuaciones convenientes.

1. Escarificación y pulverización.
2. Esparcido de cal.
3. Mezclado y humedecimiento preliminares.
4. Curado inicial.
5. Mezclado y pulverización final.

6. Compactación.
7. Curado final.

1. Escarificación y pulverización.

Una vez que se ha descubierto al suelo hasta el nivel superior de la capa que se desea estabilizar se conforma a dicha superficie y se escarifica hasta la profundidad y ancho de estabilización, posteriormente pulverizarla parcialmente. Se deberán tomar las medidas necesarias para no incluir las raíces, turba, materia orgánica o agregados mayores de 7.5 cm en el suelo por estabilizar. El escarificado inicial podrá efectuarse con una motoconformadora y posteriormente se disgrega con arado de discos o mezcladoras móviles rotatorias.

2. Esparcido de la cal.

La cal se adiciona dosificándola con respecto al peso seco del suelo y se extiende en forma uniforme ya sea en seco o en forma de lechada (mojada). Los diferentes métodos del esparcido de la cal serán descritos posteriormente de manera detallada.

3. Mezclado y humedecimiento preliminares.

Se requiere un mezclado preliminar para distribuir la cal uniformemente a través de la tierra a la profundidad y ancho adecuado y para pulverizar la tierra a un mínimo de 2 pulgadas. Durante esta etapa debe agregarse agua para aumentar la humedad de la mezcla suelo-cal a por lo menos 5% arriba del contenido óptimo de humedad. Es conveniente que se realice un mezclado rotatorio de cal-suelo-agua. Después de un mezclado inicial (que deberá realizarse antes de que transcurran 6 horas luego de la aplicación de la cal), la capa tratada con cal debe moldearse a la próxima sección y compactarse ligeramente antes del curado, con el fin de minimizar la pérdida por evaporación, por viento, para prevenir que la lluvia pueda mojarla excesivamente o la carbonatación de la cal.

4. Curado inicial.

Para obtener una completa estabilización es esencial una disgregación adecuada de la fracción arcillosa. Consecuentemente en donde se tengan arcillas francas, es necesario generalmente efectuar el mezclado en dos etapas, permitiendo entre ambas un cierto periodo de curado y empleando en cada etapa la mitad del porcentaje de cal obtenida en el diseño. La mezcla de cal-

de cal y con un remolque doble de 9 a 10 toneladas; y para evitar el polvo y la pérdida de cal durante el trayecto, se requiere una cubierta de lona impermeable.

Hay muchos equipos para aplicar la cal seca a granel, tales como camiones barrenadores (a través de un esparcidor de tipo mecánico colocado en la parte trasera, a través de tubos de metal de descenso o bien de manguillos de hule), camiones neumáticos (el esparcido generalmente se maneja con un esparcidor de ciclón montado en la parte trasera, el cual distribuye la cal a través de un tubo dividido en salidas o un esparcidor equipado con una barra con varios tubos de salida), camiones de volteo (a través de la puerta trasera ajustando la apertura de la compuerta, con el riesgo de control sobre la cantidad de cal que se esparce), camiones esparcidores agrícolas (aunque no son prácticos por su extremada lentitud de descarga), camiones esparcidores de agregados (para cal viva) y encaladores apícolas para (para cal en terrones). La cal también se ha manejado a través de plantas dosificadoras fijas o portátiles en cuyo caso la cal es pesada y dosificada antes de descargarse.

En general, para reducir el polvo, todo tipo de transportador debe recubrirse. Obviamente, el camión-tanque autodescargable es el método menos costoso sobre manejo de espaciar cal, dado que no hay sobremanejo de material y pueden transportarse grandes cargas, así como efectuar un rápido esparcido.

2.2.2 MÉTODO DE CAL SECA EN BOLSAS.

El uso del método de la cal seca en bolsas es generalmente el más simple, pero también el más costoso. Los sacos son entregados en camiones y colocados a mano para su requerida distribución para lo cual, deben ser esparcidos a cierta separación de los centros en una línea a lo largo de la capa a estabilizar (o dos líneas).

Después de que las bolsas han sido colocadas apropiadamente, son abiertas con una navaja o una pala y la cal se amontona en pilas o en camellones transversales a través del camino. Entonces, la cal es nivelada a mano por medio de una grada de dientes o rastra tirada por un tractor o camión e inmediatamente después se rocía con agua para reducir el polvo.

Las desventajas del método de bolsas sobre el de granel y el de lechadas son: un costo más alto (debido al costo de las bolsas), mayor costo laboral (debido al considerable manejo físico extra) y lo lento de la operación. Sin embargo, no obstante esas desventajas, la cal en sacos parece ser más práctico para proyectos chicos, como calles de ciudades, carreteras secundarias y mantenimiento (bacheo); desde luego aquí se puede incluir el tipo de obras que nos ocupan, mejoramiento de suelos de cimentación en edificaciones.

2.2.3 MÉTODO DE LECHADA.

En este método, la cal hidratada y el agua son mezcladas, ya sea en un tanque central de mezclado o en un camión taque. En cualquier caso, la lechada se esparce sobre la cama escarificada del camino, por medio de un camión esparcidor de barras. La lechada es distribuida en una o más pasadas sobre un área previamente medida, hasta que se obtenga el porcentaje especificado (basado en el contenido de sólidos de cal). Para prevenir fugas y como consecuencia una falta de uniformidad en la distribución de la cal, la lechada se revuelve inmediatamente después de cada pasada.

Una típica mezcla de lechada contiene 1 tonelada de cal por cada 1895 litros de agua (cerca del 31% de suspensión de cal), la cual produce aproximadamente 2275 litros de lechada. A concentraciones más altas, se presentan dificultades en el bombeo y en el manejo de la lechada a través de las barras esparcidoras. Un 40% de sólidos es el máximo para un adecuado bombeo de la lechada.

La verdadera proporción que se use depende del porcentaje de cal especificado, el tipo de suelo y las condiciones de humedad. Cuando se requieren pequeños porcentajes de cal, la combinación puede reducirse. Asimismo, cuando los suelos están cerca de sus óptimo, se necesitará una concentración más fuerte de cal.

En plantas que emplean un mezclado centralizado, la acción del agitado es llevada a cabo empleado aire comprimido y una bomba recirculatoria y también se han usado malaxadoras.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES.

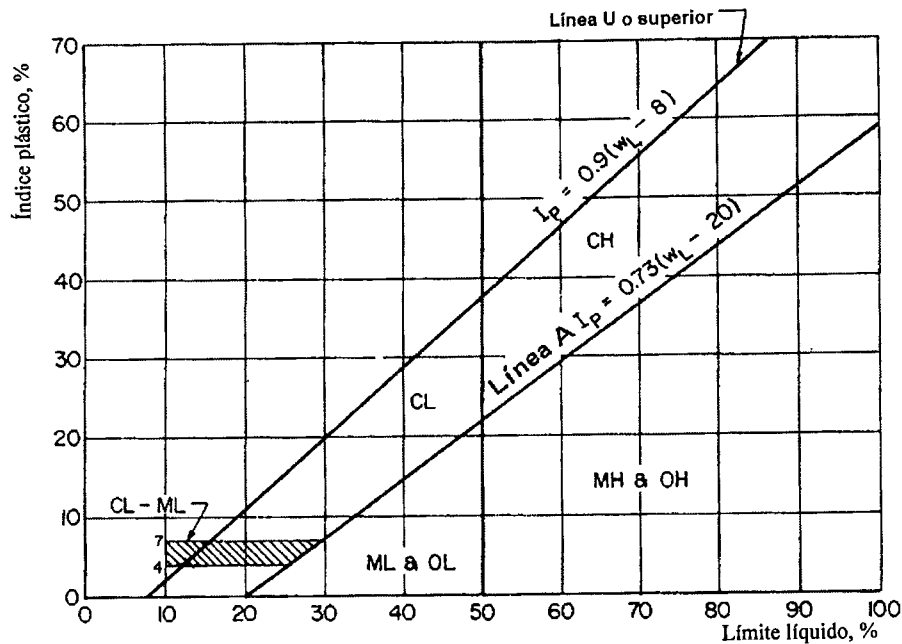
3.1 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO.

En la actualidad se dispone de numeroso y variados métodos para clasificar los suelos expansivos, sin embargo existen criterios comunes en dichos métodos y al mismo tiempo hay una falta de consistencia entre ellos, lo que ocasiona a menudo se cometan errores. En Mecánica de Suelos es común recurrir a pruebas de laboratorio sencillas para realizar la clasificación mediante métodos directos o métodos indirectos; a continuación se mencionan los más comunes y que fueron empleados en esta investigación; la descripción de los ensayos será detalla en el Capítulo 4.

Mineralogía de las arcillas. Los minerales que típicamente causan cambios en el volumen del suelo son las montmorilonitas y algunas capas de minerales mezcladas. Las ilitas y caolinitas no son con frecuencia expansivas, pero pueden causar cambios de volumen cuando el tamaño de las partículas es extremadamente fino (menos de un décimo de micra). Para determinar la mineralogía es necesario recurrir a ensayos costosos y poco comunes como la difracción de rayos X, Análisis Térmico Diferencial y Análisis microscópico.

Plasticidad. La plasticidad en Mecánica de Suelos es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse; ésta características se determina con pruebas muy simples de laboratorio mediante la determinación de los llamados Límites de consistencia, los que se ubican en la Carta de plasticidad (Figura 3.1). En general, los suelos que exhiben una conducta plástica sobre rangos amplios de humedad y que tienen altos límites líquidos, tienen un gran potencial de expansión y contracción. La plasticidad es un indicador del potencial de expansión, pero debemos tener cuidado de no dejarnos guiar únicamente con éste parámetro, porque pudiera conducir a algún error, aunque sabemos que en términos generales es un indicador muy importante del potencial de expansión.

Contenido de coloides. Se determina la cantidad (pero no la calidad o clase) de las partículas con tamaño de las arcillas por medio de la prueba del hidrómetro.



ML : Limo de baja plasticidad. MH : Limo de alta plasticidad.
 CL : Arcilla de baja plasticidad. CH : Arcilla de alta plasticidad.
 OL : Suelos orgánicos de baja plasticidad. OH : Suelos orgánicos de alta plasticidad.

Figura 3.1 Carta de plasticidad.

Densidad seca y condición inicial de humedad. Densidades más altas indican espacios de las partículas más cerrados que pueden significar una fuerza de repulsión entre partículas y un mayor potencial de expansión. A mayor desecamiento el suelo tiene gran afinidad por el agua debido a las grandes tensiones que se desarrollan entre el agua y las partículas del suelo. Recíprocamente, un suelo húmedo perderá agua más rápidamente si se expone a agentes desecantes y se contrae más que un suelo que inicialmente está relativamente seco.

Contracción lineal. Este método supone que el potencial de expansión está relacionado con la propiedad "opuesta" de contracción lineal, la cual se mide en una prueba de laboratorio muy simple.

Potencial de expansión según Chen. Predice cualitativamente el potencial de expansión teniendo en cuenta el índice plástico.

Tabla 3.1 Estimación del potencial de expansión según Chen, 1988.

Índice plástico %	Potencial de expansión
0-15	Bajo
10 - 25	Medio
20-35	Alto
35 o más	Muy alto

Grado de expansión según Holtz y Gibbs. Está basado en la consideración simultánea de el contenido de coloides, el índice plástico y el límite de contracción

Tabla 3.2 Estimación de expansión probable y grado de expansión según Holtz y Gibbs, 1956.

DATOS DE PRUEBAS ÍNDICE			Exp. probable; %	Grado
Contenido coloidal % menor de 0,001 mm	Índice de Plasticidad	Límite de Contracción	total de cambio de volumen	de expansión
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
20 - 13	15 - 41	7 - 12	20 - 30	Alto
13 - 23	15 - 28	15 - 28	10 - 30	Medio
< 15	< 10	> 15	< 10	Bajo

Método según Altmeyer. Indica, cualitativamente el grado de expansión tomando en cuenta la contracción lineal y el límite de contracción.

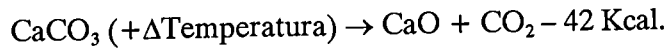
Tabla 3.3 Grado de expansión según Altmeyer, 1955.

Contracción Lineal	Límite de Contracción	Grado de Expansión
> 8	< 10	Crítico
5 - 8	10 - 12	Marginal
0 - 5	> 12	No crítico

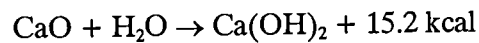
3.2 CARACTERIZACIÓN DE LA CAL.

Correctamente la cal se refiere tan sólo al óxido cálcico (CaO), pero el término común incluye casi los productos de la calcinación de calizas calcíticas o dolomíticas. Las cales calcíticas (alto contenido de calcio) se obtienen mediante la calcinación de roca calcáreas (calcitas, calizas calcíticas, conchuelas, etc.) las cuales contienen del 95 al 99 % de carbonato de calcio (CaCO₃). Las cales dolomíticas se obtienen de la calcinación de calizas dolomíticas que contengan de 30 a 40 % de carbonato de magnesio (MgCO₃), siendo el resto carbonato de calcio.

En la calcinación comercial de las calizas se encuentran dos tipos de caleras. La calera cilíndrica vertical y la calera rotatoria. El procedimiento general es calcinar las calizas durante el cual va tendiendo un proceso de trituración; las temperaturas de calcinación son de 850-900°C). Después de la calcinación se enfría al producto, luego se muelen hasta tener un tamaño uniforme usualmente menores que la malla de 2" y se criba (a éste producto de la calcinación se le conoce como cal viva):



Posteriormente se produce la cal seca hidratada aplicando a la cal viva agua suficiente para satisfacer su afinidad química para la humedad bajo condiciones de hidratación. El producto hidratado es esencialmente seco. La cal con alto contenido de óxido de calcio reacciona rápidamente con el agua para producir cal hidratada, en la cual todo el óxido de calcio CaO, se transforma en hidróxido de calcio Ca(OH)₂, cal hidratada o cal apagada.



Una parte del agua añadida entra en ebullición.

Sin embargo, la cales dolomíticas, es decir las que contiene óxido de magnesio MgO que es menos reactivo, no se hidratan tan rápidamente en los equipos normales de procesamiento. Durante el proceso de hidratación de la cal se desprende calor, lo que se conoce como reacción exotérmica. Debido a que al hidratarse la cal se produce un incremento de volumen, los grumos de cal se transforman en polvo durante el proceso. Se puede remover cualquier cal no hidratada del producto terminado, simplemente mediante su cribado a través de la malla No. 30 o bien utilizando un sistema de separación mediante la aplicación de aire. Después del apagado se almacena al producto durante 48 horas en tanques especiales para permitir la evaporación de la humedad excesiva.

Para fines agrícolas, la cal hidratada no la utilizan, es mucho mejor emplear la caliza molida más efectiva y de menor precio pero en la presente investigación se ha hecho uso de la cal hidratada, Ca(OH)₂.

3.3 CARACTERIZACIÓN DE LA MEZCLA SUELO-CAL.

Para caracterizar la mezcla se emplearon los criterios de caracterización del suelo con la finalidad de tener parámetros comparativos de los cambios que se producen en el suelo mediante la estabilización química con el producto seleccionado, hidróxido de calcio y para ampliar un poco lo que sucede desde el punto de vista fisicoquímico, a continuación se da una breve explicación al realizar la mezcla suelo-cal.

Primeramente, mediante la adición de la cal lo que se está haciendo en general es una reacción iónica. Cuando se adiciona cal a una arcilla, ocurre un aporte masivo de iones (OH^-) y Ca^{++} . Los cationes de calcio se unen a las superficies de las láminas arcillosas por los efectos de intercambio catiónico, desarrollando fuerzas eléctricas suficientes para contribuir a la formación de puentes que unen a las partículas arcillosas. Esta acción, análoga a una floculación, ayuda en edades tempranas a modificar el material y la mezcla se vuelve menos sensible al agua.

En segunda instancia, las arcillas reaccionan en forma mas o menos vigorosa de acuerdo con la naturaleza del mineral arcilloso. El tamaño de la partícula es de gran importancia en la determinación de la velocidad de neutralización. En la medida que las partículas alrededor del suelo sean neutralizadas, los iones tendrá que difundirse más lejos para entrar en contacto con la acidez del suelo. Por tanto, la velocidad de la reacción se hará más lenta con el tiempo. Una gran área superficial de las partículas hace posible que éstas entren en contacto con una mayor cantidad de suelo, dando como resultado una reacción inicial más rápida. La porosidad y dureza de un material calcáreo tiene efectos pequeños sobre la velocidad de la reacción. La velocidad se determina principalmente por la superficie de contacto del material con el suelo y un agregado de partículas finas actúa como una partícula grande. Esto destaca nuevamente la importancia de mezclar perfectamente el material calcáreo con el suelo.

La acción antes descrita, se traduce en una degradación más o menos acelerada del mineral arcilloso y la aparición de especies minerales nuevas, responsables del aumento en la resistencia a la compresión simple y VRS (acción puzolánica).

El efecto que la cal produce sobre las arcillas tiene como origen la falta de solubilidad de sílice y del aluminio en un medio fuertemente básico. Para pH mayores de 12 el sílice y el aluminio pasan a solución (es decir, se encuentran disociados) y el sílice y el aluminio liberados se combinan con la cal para formar silicatos y aluminatos de calcio. Esta cristalización lenta al principio se prolongará durante tiempos muy largos, después del ataque según se ha podido observar con difracción de rayos X y pruebas de resistencia. Por lo anterior, es importante la medición del pH, ya que para que éste tipo de reacción ocurra (formación de silicatos y aluminatos de calcio, produciendo nuevos compuestos) el pH debe ser 12.4 o mayor.

Para la medición del pH hay un método muy común denominado *Método del electrodo de cristal*, el cual consiste en realizar la medición del pH utilizando una suspensión de 15 g de suelo en 30 cc de agua destilada

Debemos tener presente que es indispensable a presencia de agua para tener éxito en el tratamiento y que la presencia de carbonatos y materia orgánica inhiben la acción de la cal. Las características deseadas en un suelo estabilizado van a marcar las pautas del diseño de la estabilización con cal, por lo que es necesario conocer las características originales de los minerales arcillosos que contenga el suelo, ya que con base en ellos se puede estimar a priori, las ventajas que se lograrán con el empleo de la cal.

Existen varios criterios para la elección del contenido óptimo de cal, ya que son varios los factores que influyen en ellos, tales como el contenido de materia orgánica, porcentajes de los diferentes minerales arcillosos, características que se desean modificar, tipo de cal, porcentaje de finos, etc. Sin embargo, independientemente del procedimiento empleado, existe un punto en el porcentaje de cal, más allá del cual no se producen mejorías notables en el material (a corto plazo), denominado "punto de fijación", el cual nos dice que se ha satisfecho la reactividad potencial de los minerales arcillosos e inclusive la de la materia orgánica; para ello se puede utilizar la variación de un parámetro de medición (límite plástico, resistencia, expansión, etc.) con respecto al porcentaje de cal agregado respecto al peso seco del suelo, cuando los cambios ya no sean representativos, ese es el porcentaje óptimo y "punto de fijación", tal como lo muestra la Fig. 3.2.

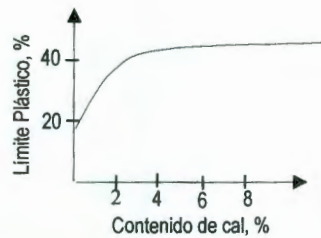


Figura 3.2 Determinación del punto de fijación con base en el límite plástico.

Los cambios en el valor del pH del suelo frecuentemente se deben al lavado. Cuando el carbonato de calcio u otra cualquiera de las sales básicas ya mencionadas, se pierden en el drenaje por el lavado, el pH se abate progresivamente y aun llega a cambiar de alcalino a ácido. Naturalmente que también puede ocurrir lo contrario.

Finalmente, desde el punto de vista mineralógico, la montmorilonita es la que reacciona de manera más conveniente con la cal formando aluminatos. Las caolinitas son poco sensibles en comparación con las montmorilonitas y requieren de tiempos de contacto largos para tener modificaciones sustanciales; la ilita es el mineral arcilloso que reacciona más difícilmente con la cal.

CAPÍTULO 4. DESARROLLO EXPERIMENTAL.

4.1 SUELO NATURAL.

El suelo empleado para el estudio es de la Colonia Jacarandas, Querétaro, que es una de las zonas más problemáticas del estado por la presencia de suelos con alto potencial expansivo. Las muestras obtenidas fueron 3 inalteradas y 8 costales de material alterado; la profundidad de recuperación del material fue 1.50 m. El material alterado fue extendido, secado al aire, disgregado y cribado por la malla No. 4.

Se comenzó con una recopilación de las recomendaciones existentes a cerca de éste procedimiento para luego realizar la estabilización en laboratorio. La estabilización de cal se lleva a cabo mediante la cementación, la cual es una reacción química a largo plazo o puzolánica. La cal reacciona con los hidratos de silicato de calcio y los hidratos de aluminato de calcio, los cuales probablemente tienen trabazón mecánica con las partículas de arcilla para formar ligas permanentes, pero esto dependerá desde luego de las condiciones iniciales de la estabilización, cantidad de cal, contenido de agua, tiempo transcurrido para realizar la compactación luego del contacto, la compactación misma, las condiciones a las que posteriormente esté sometido el suelo tratado, etc.; así, tomando en cuenta varios de los conceptos que a la fecha no son muy claros en el procedimiento constructivo de estabilización (como el contenido de agua, el tiempo de curado inicial), se obtuvo la compactación del suelo natural y la correspondiente a la mezcla suelo-cal en diferentes condiciones; se realizaron también pruebas de clasificación del material mediante los límites de plasticidad, resistencia a la compresión simple y medición de pH en las diferentes condiciones de la mezcla; los resultados fueron analizados con la finalidad de proponer con bases científicas, el mejor contenido de agua para en el procedimiento de estabilización y el tiempo adecuado para proceder a la compactación de la mezcla suelo-cal, con la finalidad de economizar tiempo y por consiguiente dinero, asegurando la mejor compactación y los mejores resultados de la estabilización tanto a corto como a largo plazo.

4.1.1 PROPIEDADES ÍNDICE.

Las propiedades índice realizadas fueron límite líquido, límite plástico, límite de contracción y contracción lineal. Estas pruebas fueron realizadas en el material alterado, el cual se disgregó nuevamente para cribarlo por la malla No. 40, se agregó agua hasta saturarlo, se dejó en reposo durante 24 horas para que se homogeneizara y posteriormente fueron realizados los límites de consistencia. K

Límite líquido. El límite líquido es la humedad en la cual los suelos plásticos tienen una muy pequeña resistencia al esfuerzo cortante y es, según Atterberg, de 25g/cm^2 . El límite líquido fue determinado mediante la copa de Casagrande a un punto, es decir, se remoldeó en una cápsula de porcelana hasta quitar burbujas y grumos, se colocó el suelo sobre la copa y se realizó la ranura trapecial con el ranurador de dimensiones especificadas (Figura 4.1) y en el momento que los taludes cerraran 13mm aproximadamente cuando exactamente se habían aplicado 25 golpes, se determina su humedad; para lo cual se toma una pequeña muestra de suelo en una tara, se pesa, se lleva a secar a horno a 105°C de 18 a 24 horas y finalmente se obtiene el peso seco para la determinación de la humedad correspondiente.

La determinación de límite líquido se obtiene mediante la ecuación 4.1.

$$LL \text{ ó } LP (\%) = \frac{W_{t+mh} - W_{t+ms}}{W_{t+ms} - W_t} \times 100 = \frac{W_a}{W_s} \times 100 \quad (4.1)$$

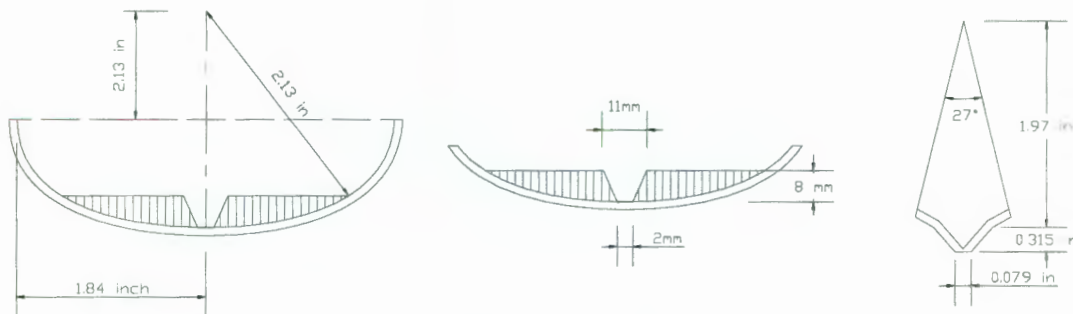


Figura 4.1 Dimensiones del ranurador y de la copa de Casagrande.

Límite plástico. El límite plástico generalmente se determina con el material sobrante del límite líquido y al que se le evapora humedad hasta obtener una mezcla plástica que sea moldeable. Se forma una bola de material que deberá rodillarse con los dedos de las manos sobre una superficie plana y seca, aplicando la suficiente presión a efecto de formar rollitos. Cuando el diámetro del filamento al rodarlo sea de aproximadamente 3.17 mm (1/8"), se desmorone y agriete; de igual manera que el límite líquido, el límite plástico es simplemente la determinación de la humedad del material (con las características descritas), mediante la ecuación 4.1.

Límite de contracción. El límite de contracción es importante porque representa el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguir secándose. Refiriéndonos a un volumen de suelo totalmente seco, el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese sus vacíos llenos de agua.

La determinación del límite de contracción fue mediante el procedimiento de la Public Road Administration de E. U. A. el cual se enlista a continuación.

- I. Con el suelo en la humedad aproximada al límite líquido se llena una cápsula petri en tres capas, golpeando en cada una de ellas sobre una franela ligeramente húmeda colocada en una superficie dura; el número de golpes será el suficiente para hacer desaparecer las burbujas de aire que pudiera contener ocluido.
- II. Se engrasa cuidadosamente la cápsula con una espátula y se limpia exteriormente.
- III. Se pesa enseguida la cápsula petri con el material húmedo.
- IV. Se dejan los especímenes en el cuarto húmedo los días que sean necesarios hasta observar que la muestra está superficialmente seca y finalmente se secan al horno. Estas precauciones son para evitar el agrietamiento de las muestras debido a secado brusco.
- V. Se obtiene el peso seco de la cápsula y suelo.
- VI. Se determina el volumen (inicial o húmedo y final o seco) de la muestra con el método del mercurio que consiste en lo siguiente.
 - a) Sobre una charola se llena con mercurio una flanera hasta derramarse, luego se engrasa cuidadosamente presionando hacia abajo con una placa para forzar al excedente de mercurio a salir del recipiente.
 - b) A continuación se coloca el recipiente de vidrio sobre otra charola, la muestra seca se deposita sobre la superficie de mercurio para luego sumergirla con la placa hasta que dicha placa quede bien ajustada y ya no se desaloje más volumen de mercurio.
 - c) Se pesa el mercurio desalojado; con este peso y conociendo el peso específico del mercurio (13.56g/cm^3) calculamos el volumen de la muestra seca mediante la ecuación 4.2.

$$\text{Volumen} = \text{peso del mercurio desalojado}/13.56 \quad (4.2)$$

El volumen inicial de la caja petri, se puede determinar de manera análoga, se llena de mercurio, se enrasa, se obtiene el peso del mercurio que llena la caja petri y se determina el volumen correspondiente mediante la ecuación 4.2.

Realizado lo anterior, la obtención del límite de contracción es mediante la ecuación 4.3.

$$LC (\%) = \gamma_w \frac{W_{t+mh} - W_{t+ms} - V_i + V_f}{W_{t+ms} - W_t} \times 100 \quad (4.3)$$

Contracción lineal. La contracción lineal de un suelo es la reducción del volumen del mismo, medida en una de sus dimensiones; expresada como porcentaje de la dimensión original cuando el contenido de agua se reduce desde la del límite líquido hasta la de su reducción final, que corresponde al límite de contracción.

Este ensaye se realiza en el material correspondiente al límite líquido, se llena en tres capas una barra metálica previamente engrasada, aplicando en cada capa el número de golpes suficientes para hacer desaparecer las burbujas de aire dentro de la muestra; se enrasa cuidadosamente y se deja secar parcialmente en la cámara de temperatura constante, posteriormente se lleva a secado al horno y se determina la longitud final de la barra en estado seco. Obviamente, la longitud inicial es la correspondiente a la barra.

Con los datos anteriores se determina la contracción lineal mediante la ecuación 4.4.

$$CL (\%) = \frac{L_i - L_f}{L_i} \times 100 \quad (4.4)$$

Granulometría. Se obtuvo la granulometría del material, ésta fue por vía húmeda y mediante la prueba del hidrómetro, esto es, el material se dejó saturando durante 24 horas y posteriormente cribado con ayuda de agua y una brocha por la Malla No. 200. El material retenido en ésta, fue secado y cribado por mallas de mayores dimensiones mientras el que pasó esta malla, fue recuperado en un recipiente y se dejó sedimentar durante 48 horas.

Una vez sedimentado el material que pasó la malla No. 200, se le realizó la prueba del hidrómetro para obtener la granulometría de los finos, el procedimiento de laboratorio consiste básicamente en colocar en una probeta graduada cierta cantidad del material y llenarla hasta 1000cc con agua destilada y agregar defloculante para permitir la disgregación del material

4.1.2 CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN EL SUCS.

La clasificación del material es según el SUCS –Sistema Unificado de Clasificación de Suelos– teniendo en cuenta los resultados del punto 4.1.1. Para ello, fue necesario calcular el valor de índice plástico según la ecuación 4.6.

$$IP = LL - LP \quad (4.6)$$

Los valores de IP y LL, se ubican en la Carta de plasticidad (Figura 2.1) para obtener el tipo de material que se trata.

Con los valores de propiedades índice determinados, adicionalmente se obtuvo el potencial de expansión según Chen, 1988 (Tabla 3.1) y el grado de expansión del suelo según Holtz y Gibbs (Tabla 3.2) y también según Altmeyer (Tabla 3.3).

4.1.3 PESO ESPECÍFICO SECO.

Peso específico seco de suelo inalterado. De una muestra inalterada fueron obtenidos humedad natural, peso específico húmedo y peso específico seco. Para ello se labraron cubos, se obtuvo su peso, su volumen correspondiente (con el procedimiento de inmersión en mercurio) y finalmente su humedad.

La humedad es calculada mediante la ecuación 4.1 y el peso específico húmedo se calcula según la ecuación 4.7.

$$\gamma_m = \frac{W_{mh}}{V_{mh}} \quad (4.7)$$

El peso específico seco se determina con la ecuación 4.8.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega} \quad (4.8)$$

Peso específico seco máximo Proctor. Se obtuvo el peso específico seco máximo del suelo natural mediante la prueba de compactación Proctor estándar, es decir, en el material que pasó Malla No. 4, se preparó suelo con diferentes humedades, se dejó homogeneizar durante 24 horas; se

procedió a colocarlo en tres capas con aplicación de 25 golpes a cada una, se enrasó y se obtuvo el peso del material que llena el volumen del molde y determinó humedad correspondiente. Con estos datos de humedad y volumen, mediante la ecuación 4.7 y 4.8 se calculó el peso específico húmedo y seco, respectivamente; con los resultados, se realizó la curva de compactación (humedad-peso específico seco) para la determinación del valor de peso específico seco máximo del suelo natural y humedad óptima.

4.1.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE.

La resistencia fue obtenida mediante el ensaye de compresión simple con deformación controlada. En los ensayes de deformación controlada, se decide una velocidad de deformación y se registran las cargas en consecuencia, el proceso implica labrar probetas cilíndricas lo más perfectas posible, las cuales deben guardar una relación altura-diámetro de la probeta (relación de esbeltez) entre 2 y 3. Posteriormente, se toman sus dimensiones geométricas, se determina el volumen de la probeta, se monta en el marco de carga y luego se somete a carga, registrándose la deformación de la probeta hasta llegar a la falla; finalmente se obtiene la humedad correspondiente.

Resistencia a la compresión simple del suelo en muestra inalterada.

Se obtuvieron probetas de una muestra inalterada y se les realizó el ensaye de compresión simple.

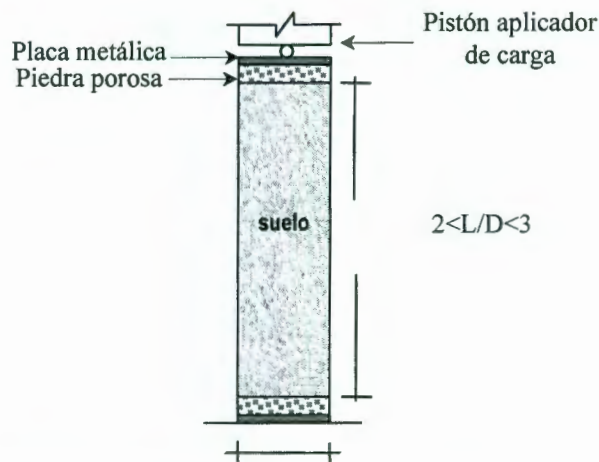


Figura 4.3 Esquema del ensaye de compresión simple.

Resistencia a la compresión simple del suelo en condiciones óptimas Proctor.

Se realizaron varios cilindros Proctor en las condiciones óptimas determinadas de suelo natural, enseguida se labraban dos probetas de cada cilindro y eran sometidas a compresión simple inmediatamente; es decir, no se dejó ningún tiempo de reposo en las probetas luego de la compactación.

Para las probetas ensayadas en ambos casos (probetas de muestra inalterada y probetas de muestra remoldeada), se desecharon los resultados de mayor y menor valor, considerando únicamente el promedio de los valores intermedios.

4.1.5 EXPANSIÓN BAJO CARGA.

Se determinó el porcentaje de expansión en el suelo natural a partir de una muestra inalterada. El tipo de prueba fue expansión bajo carga, es decir, que una vez labrado el suelo dentro del anillo del odómetro, éste es montado, se coloca el peso correspondiente en el marco de carga para aplicar la presión designada y posteriormente es saturado; se registran los valores correspondientes de deformación a diferentes tiempos luego de la aplicación de la carga y la saturación de la muestra.

La presión aplicada fue de 1.2 kg/cm^2 , que es la descarga de una casa habitación típica de *interés social*, esta presión fue la considerada para calcular el peso por aplicar en el marco de carga del odómetro según el brazo de palanca correspondiente de cada aparato.

4.1.6 VALOR DE pH.

La medición de pH fue mediante un aparato electrónico; todas las determinaciones fueron realizadas en el cuarto de temperatura constante para evitar correcciones del valor por variación de temperatura.

El método empleado para la determinación del valor de pH fue el del electrodo de cristal, explicado en el Capítulo 2; para ello se calibró el aparato con buffer con valor de pH 7 (esto es,

en una flanera perfectamente limpia se vacía buffer, se introduce el bulbo medidor de pH y con la perilla manual se indica en pantalla el valor de pH correspondiente a la solución, hasta que sin necesidad de ajustar manualmente el valor, éste permanezca en pantalla). Luego se colocó suelo (aproximadamente 15 gr) en una flanera y se agregó agua neutra (30cc), logrando con ello una mezcla en la que se introduce el bulbo medidor de pH, el valor correspondiente es tomado hasta que el valor se estabiliza o que al menos no presenta una variación mayor de 0.01.

4.2 MEZCLA SUELO-CAL.

El contenido óptimo de cal o punto de fijación, fue del 7% de cal respecto al peso seco del suelo, basados en resultados en suelo de ésta zona son de acuerdo con la referencia Lopez Lara T., 2002.

Con la finalidad de analizar el comportamiento del material, una vez que se realiza la mezcla suelo-cal-agua, se llevaron a cabo cada uno de los ensayos en la mezcla a 5 diferentes tiempos de contacto (tiempo transcurrido una vez que realizada la mezcla suelo-cal-agua): tiempo uno, $T_{C1} = 1$ hora, tiempo dos, $T_{C2} = 10$ horas, tiempo tres, $T_{C3} = 100$ horas, tiempo cuatro, $T_{C4} = 150$ horas y tiempo cinco, $T_{C5} = 500$ horas.

4.2.1 PROPIEDADES ÍNDICE.

Para la preparación del material para los ensayos de propiedades índice de la mezcla, se procede de manera similar que la preparación del suelo natural, con la variación de que una vez cribado por la malla No. 40, se agregó el 7 % de cal al suelo (con respecto al peso seco); posteriormente se le agregó el agua necesaria para saturar al material. Se tuvo un registro cuidadoso del tiempo de inicio de la mezcla, ya que el tiempo de homogenización para proceder a la determinación de las propiedades índice no fue siempre de 24 horas como en el suelo natural, sino a los diferentes tiempos ya mencionados.

Las propiedades índice realizadas en la mezcla fueron límite líquido, límite plástico y límite de contracción para cada tiempo correspondiente, siguiendo el procedimiento descrito en el sub-

CAPÍTULO 5. RESULTADOS

5.1 SUELO NATURAL.

5.1.1 PROPIEDADES ÍNDICE Y CLASIFICACIÓN SUCS.

Los valores de propiedades índice del suelo natural son los correspondientes a los Formatos I a IV; los cuales resumiendo, son los mostrados en la Tabla 5.1; con éstos la clasificación del suelo según el SUCS (el suelo está casi sobre la línea A), puede ser considerado como un CH, arcilla de alta plasticidad (Fig. 5.1).

Tabla 5.1 Resumen de propiedades índice, suelo natural.

LL %	LP %	IP %	LC %	CL %	pH
79	37	42	14	24	8.1

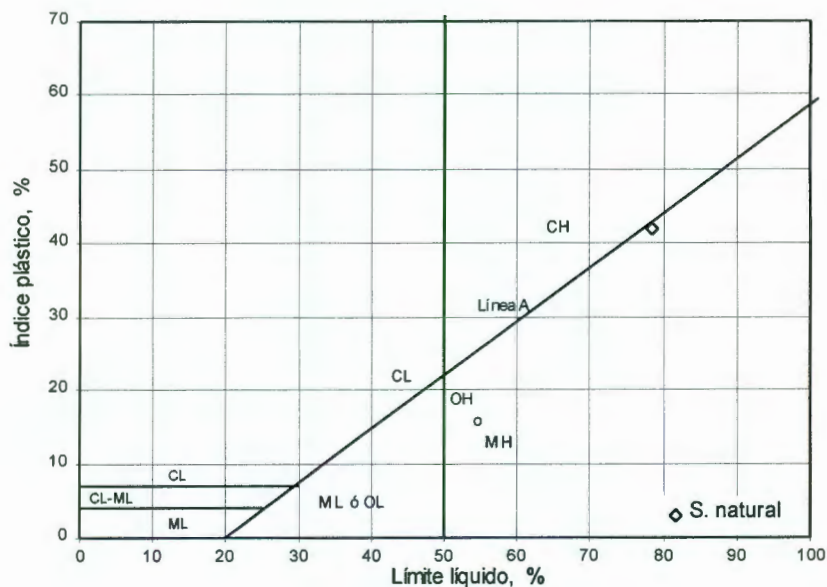


Figura 5.1 Clasificación del suelo según el SUCS.

Densidad de sólidos. La densidad de los sólidos es de 2.43, Formato II.

Granulometría. El Formato III-a del anexo muestra los resultados obtenidos de la granulometría realizada al material por lavado, por lo que, se refiere a materiales retenidos en la malla No. 200.

El análisis de los finos (material que pasa Malla No. 200) fue mediante la prueba del hidrómetro—como ya se ha mencionado— para lo cual fue necesario realizar el nomograma de calibración del hidrómetro para la obtención del diámetro nominal de partículas (Anexo, Formato III-b); el Formato III-c del anexo son los resultados de la granulometría de finos. Así, la granulométrica completa del suelo es graficada en la Fig. 5.2.

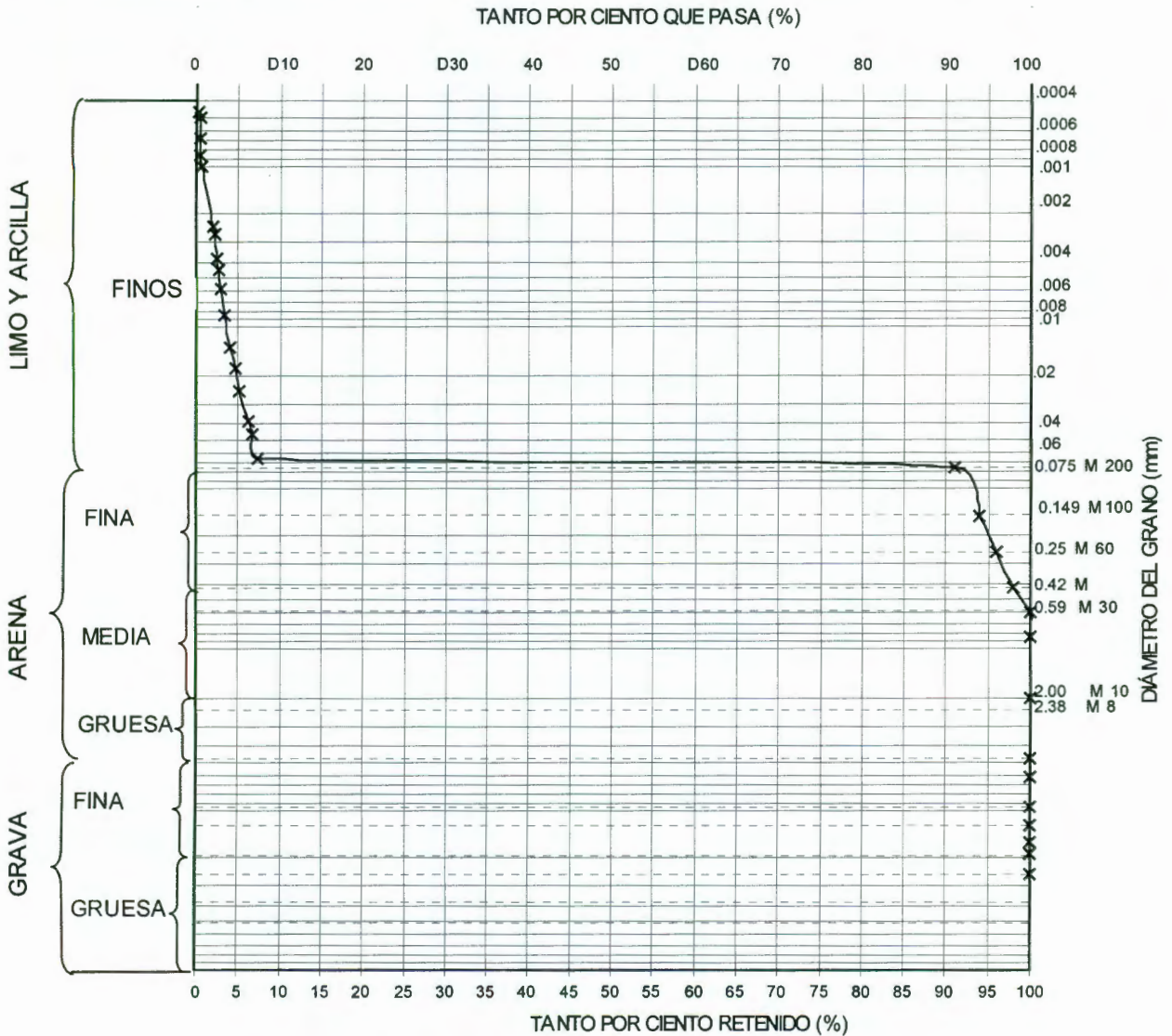


Figura 5.2 Curva de distribución granulométrica.

Granulométricamente, se trata de un suelo muy fino o arcilla franca. De acuerdo con las Tablas 3.1, 3.2 y 3.3, correspondientes a los criterios de Chen (1988), Holtz y Gibbs, (1956) y Altmeyer (1955), respectivamente; el suelo es considerado como un suelo con grado de expansión muy alto y la expansión probable es mayor de 30 % respecto al cambio total de volumen.

5.1.2 PESO ESPECÍFICO.

Peso específico de suelo inalterado. Los valores de peso específico húmedo y seco de la muestra así como su humedad natural promedios, son mostrados en la Tabla 5.2 (Formato I del anexo).

Peso específico seco máximo Proctor de suelo natural. Los valores óptimos de compactación Proctor Estándar son los que indica la Tabla 5.2 y corresponden a los resultados del Formato IV del anexo.

Tabla 5.2 Peso específico y humedad del suelo.

ω_{nat} , %	25.11
γ_m , kg/cm ³	1,487
γ_d , kg/cm ³	1,188
γ_{dmax} , kg/cm ³	1,207
ω_{opt} , %	37.00

5.1.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE.

Resistencia a la compresión simple de la muestra inalterada.

La resistencia a la compresión simple del suelo inalterado es $q_u = (3.15+4.29)/2$.

$$q_u = 3.72 \text{ kg/cm}^2$$

En el anexo, el Formato V-a y V-b muestran los resultados obtenidos en estos ensayos.

Resistencia a la compresión simple del suelo natural en condiciones óptimas. La resistencia a la compresión simple promedio del suelo llevado a las condiciones óptimas de la prueba Proctor es $q_u = (2.55+2.76)/2$,

$$q_u = 2.65 \text{ kg/cm}^2$$

El Formato VI-a y VI-b muestran los resultados obtenidos en estos ensayos.

De lo anterior, observamos que la resistencia del suelo natural inalterado es un poco superior a la de las probetas de suelo natural remoldeado mediante la prueba de compactación, por lo que cabe señalar que las probetas remoldeadas fueron sometidas a compresión simple inmediatamente después de compactar el suelo; por tanto el resultado concuerda con el fenómeno de tixotropía.

5.1.4 EXPANSIÓN BAJO CARGA.

Los resultados de expansión del suelo natural inalterado son mostrados en el Formato VII-A y VII-B, de los que se observa que la expansión promedio es:

$$\text{Expansión} = (30.3+26.9)/2 = 28.6 \%$$

$$\text{Expansión} = \mathbf{28.6 \%}$$

5.1.5 VALOR DE pH.

Como puede observarse en el Formato I del anexo, el valor promedio de pH del suelo natural es de 8.1.

5.2 SUELO ESTABILIZADO.

5.2.1 PROPIEDADES ÍNDICE Y CLASIFICACIÓN SEGÚN EL SUCS.

Los resultados de límites de consistencia en los cinco diferentes tiempos de contacto son los mostrados en la Tabla 5.2, correspondientes al Formato VIII, del anexo.

Tabla 5.3 Propiedades índice de la mezcla suelo-cal a diferentes tiempos de contacto.

Tiempo de contacto de la mezcla	LL %	LP %	IP %	LC %
Suelo natural	78.5	36.6	41.9	13.7
T _{C1} =1h	86.4	53.5	32.9	19.8
T _{C2} =10h	84.9	54.9	30.0	20.0
T _{C3} =100h	85.4	55.6	29.8	20.8
T _{C4} =150h	85.5	56.2	29.3	21.8
T _{C5} =500h	85.5	55.0	30.5	22.8

Los límites de consistencia de la mezcla suelo-cal indican que el suelo se convierte de una arcilla de alta plasticidad (CH) a un limo de baja plasticidad (MH), según la Carta de Plasticidad (Fig. 5.3); aunque se observa una variación en el $T_{c3} = 100h$; además, el grado de expansión según Chen, 1988 (Tabla 3.1) y la expansión, únicamente cambian de muy alto a alto; sin embargo, se debe tener en cuenta que esta manera de estimar el grado de expansión solo es cualitativa.

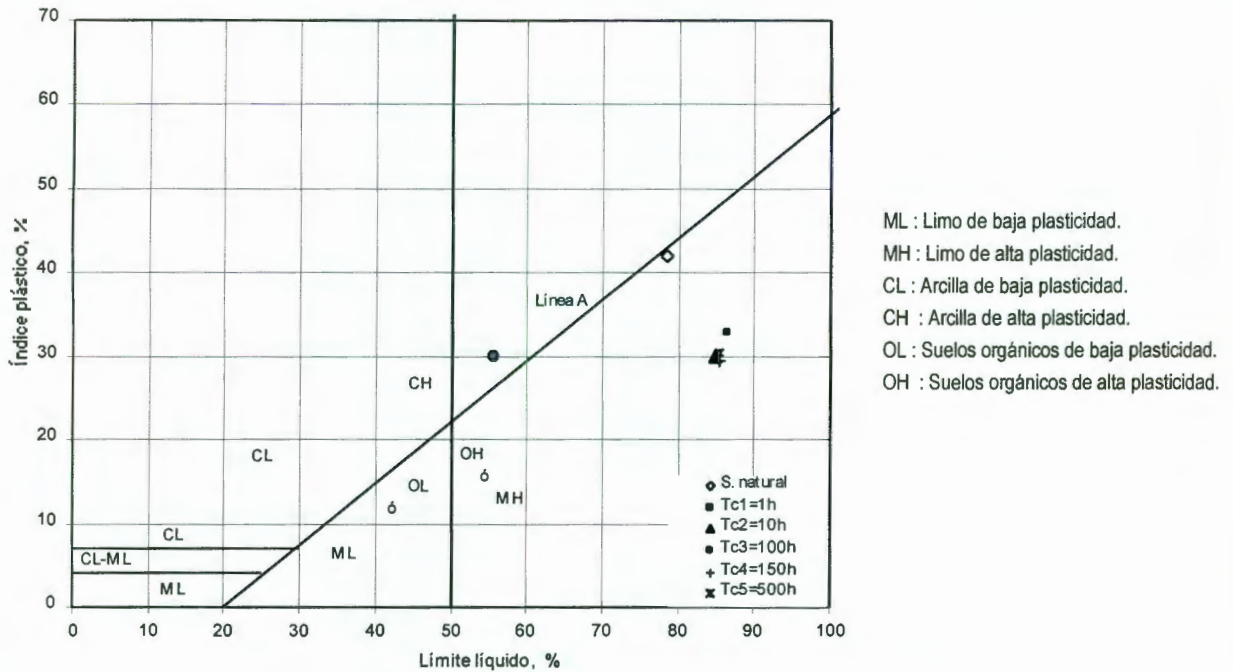


Figura 5.3 Clasificación de la mezcla suelo-cal a diferentes tiempos de contacto, según el SUCS.

La Figura 5.5 muestra la variación de límite de contracción de suelo natural y de la mezcla a diferentes tiempos de contacto; se observa que a mayor tiempo de contacto mayor valor de límite, lo que concuerda con otros trabajos reportados hace algunos años, Zepeda G. J. A, 1985.

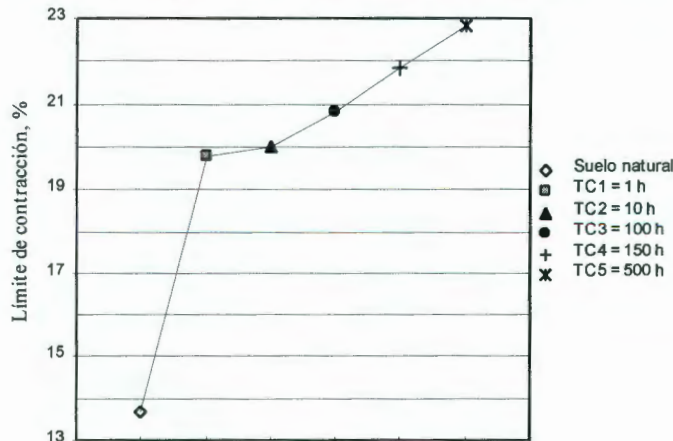


Figura 5.5 límite de contracción de suelo natural y la mezcla a diferentes tiempos de contacto.

5.2.2 PESO ESPECÍFICO SECO MÁXIMO PROCTOR.

Los valores de peso específico y humedad de la mezcla suelo-cal a diferentes tiempos de contacto son los mostrados en la Tabla 5.4 y en la Figura 5.5 son graficadas las curvas de compactación correspondientes. Estos datos fueron obtenidos de los formatos IX.

Tabla 5.4 Peso específico y humedad de suelo natural y de la mezcla a diferentes tiempos de contacto.

Suelo natural		Tiempo de contacto de la mezcla suelo-cal									
		T _{C1} =1 h		T _{C2} =10 h		T _{C3} =100 h		T _{C4} =150 h		T _{C5} =500 h	
ω	γ_d	ω	γ_d	ω	γ_d	ω	γ_d	ω	γ_d	ω	γ_d
%	kg/cm ³	%	kg/cm ³	%	kg/cm ³	%	kg/cm ³	%	kg/cm ³	%	kg/cm ³
31.8	1,199	29.8	1,172	33.2	1,106	31.9	1,095	28.1	1,117	29.6	1,151
35.3	1,205	33.2	1,184	36.4	1,138	35.8	1,114	30.3	1,193	31.3	1,155
37.6	1,209	36.6	1,195	42.3	1,161	44.2	1,113	32.0	1,131	34.9	1,179
41.5	1,190	42.8	1,176	50.5	1,111	49.3	1,068	35.0	1,135	37.3	1,168
44.3	1,177	40.7	1,180	61.5	981			40.9	1,112	40.0	1,117
		47.7	1138					43.0	1,095		

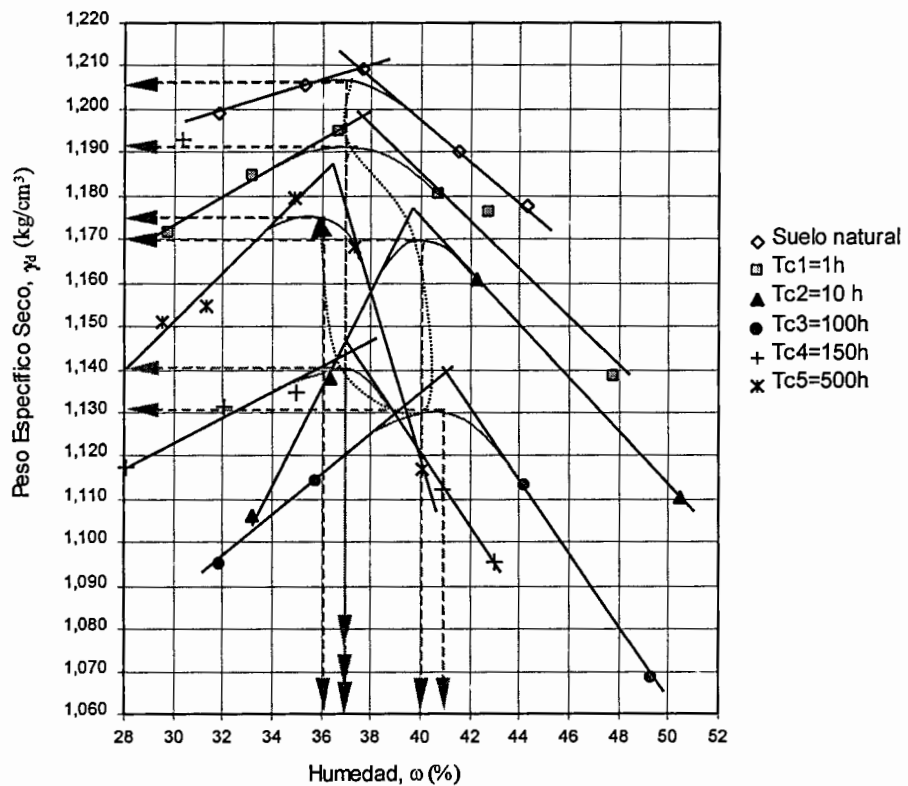


Figura 5.5 Curvas de compactación de suelo a diferentes tiempos de contacto.

La Tabla 5.5 muestra los valores de peso volumétrico seco máximo y humedad óptima resultantes de las curvas de compactación de la Figura 5.6.

Tabla 5.5 Condiciones óptimas de suelo natural y de la mezcla a diferentes tiempos de contacto.

	Suelo natural	Tiempo de contacto de la mezcla suelo-cal				
		T _{C1} =1 h	T _{C2} =10 h	T _{C3} =100 h	T _{C4} =150 h	T _{C5} =500 h
Peso específico seco máximo, kg/cm ³	1,207	1,192	1,170	1,130	1,140	1,175
Humedad óptima, %	37	37	40	41	37	36

5.2.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE.

Los formatos X del anexo corresponden a los ensayos de resistencia a la compresión simple de la mezcla suelo-cal compactado a diferentes tiempos de contacto. La Tabla 5.6 muestra los resultados promedio de resistencia a la compresión simple del suelo natural (inalterado y reproducido en las a condiciones óptimas de compactación) y de la mezcla suelo-cal a diferentes tiempos de contacto.

Tabla 5.6 Resistencia a la compresión simple de la mezcla compactada a diferentes tiempos de contacto.

Tiempo de contacto de la mezcla suelo-cal	Esfuerzo desviador σ , kg/cm ²	
Suelo natural (muestra inalterada)	3.15	3.76
	4.38	
Suelo natural (en condicioens óptimas)	2.55	2.66
	2.76	
T _{C1} =1 h	3.60	3.49
	3.37	
T _{C2} =10 h	2.54	2.37
	2.21	
T _{C3} =100 h	4.81	4.59
	4.38	
T _{C5} =500 h	2.34	2.22
	2.10	

5.2.4 VALOR DE pH.

La Tabla 5.7 muestra los resultados de la medición de pH del suelo natural y de la mezcla suelo-cal a los cinco diferentes tiempos de contacto; estos resultados son graficados en la Figura 5.7,

donde se observa que el valor de pH tiene incremento importante inmediatamente después de realizada la mezcla y continúa en ascenso pero de manera más gradual.

Tabla 5.7 Valor de pH de la mezcla a diferentes tiempos de contacto.

Valor de pH_{prom}	Tiempo de contacto, horas					
	Suelo natural	$T_{C1}=1$	$T_{C2}=10$	$T_{C3}=100$	$T_{C4}=150$	$T_{C5}=500$
	8.09	11.14	11.23	11.75	11.94	12.27

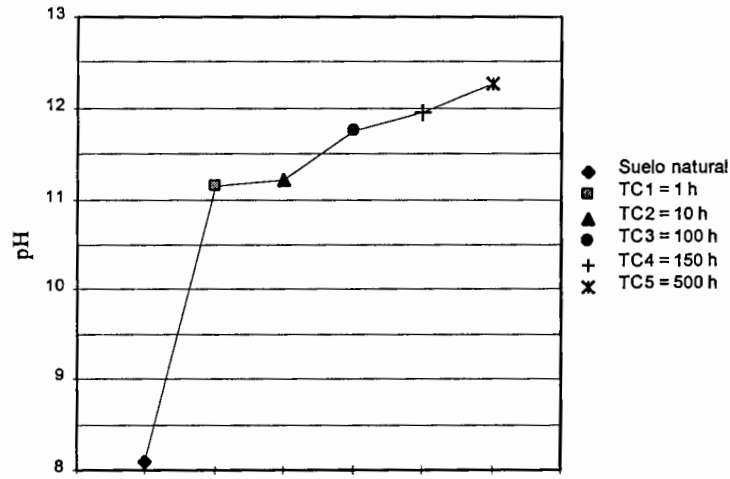


Figura 5.7 Valor de pH de la mezcla a diferentes tiempos de contacto.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. La reacción de la mezcla suelo-cal se lleva a cabo inmediatamente después del contacto, continuando ésta por más tiempo pero de manera más lenta (acción puzolánica), lo que se refleja en la medición de propiedades índice y pH. Teniendo en cuenta lo anterior, se considera que no es necesario esperar tiempos de curado recomendados de hasta 10 días (López Lara T., 1998), para continuar con el procedimiento de compactación.
2. El límite de contracción tiene aumento importante desde la primera hora del contacto y sigue incrementándose con el tiempo pero este aumento es poco sustancial; éste valor es importante porque representa la humedad a la que el suelo ya no presenta variaciones volumétricas, por lo que su aumento indica un comportamiento más favorable.
3. Teniendo en cuenta los resultados de propiedades índice y según criterio de Chen, pareciera ser que la mezcla suelo-cal no logra llegar a un grado de expansión bajo; sin embargo, esto no concuerda con la realidad. Lo anterior puede ser atribuible a que este criterio y la mayoría de estas clasificaciones cualitativas fueron propuestas para suelos naturales y no suelos tratados químicamente.
4. Los ensayos de compresión simple de la mezcla suelo-cal, se ejecutaron inmediatamente después de haber sido compactados. Estos resultados no necesariamente garantizan el buen comportamiento a futuro, por lo cual es importante llevar a cabo el análisis a largo plazo; además el objetivo principal de la estabilización de suelos, en nuestro caso, fue el de abatir cambios de volumen.
5. Como los valores óptimos de compactación normalmente son determinados en el laboratorio a las 24 horas del contacto, si el tiempo de curado inicial se deja al criterio del Constructor. Dependiendo del que éste decida, se puede dificultar lograr esas condiciones; además del incremento de costo y estructuración del material compactado que ello conlleva. Esto es, cuando el tiempo es mayor habrá mayor cantidad de grumos y con mayor fuerza de agregación, por lo cual la energía de compactación requerida también será mayor y, de no realizar la disgregación correspondiente, los pesos volumétricos logrados seguramente serán bajos y con mayor relación de vacíos, presentándose una textura más abierta y vulnerable a la penetración del agua.

6. Cuando el tiempo de curado transcurrido pasa de cierto valor (tal vez 100 horas), la compactación lograda ya no es la mejor debido a la fuerte agregación de la mezcla, por lo que puede ser que la estructuración lograda no sea la más conveniente, pudiendo tener mayores relaciones de vacíos; es posible que por lo anterior, el valor de resistencia a la compresión simple en la mezcla compactada a 500 horas del contacto, disminuyera con respecto al logrado en la mezcla compactada a 100 horas del contacto; además, debe tenerse en cuenta que la humedad con que se “curaron” y ensayaron las probetas fue variable, según los resultados obtenidos de la compactación correspondiente.
7. Se considera que al estabilizar al suelo con una “humedad óptima de compactación” determinada, sin tener en cuenta el proceso fisicoquímico, está limitando la reacción; pues la cantidad de agua debiera ser la cantidad necesaria para lograr que el sílice y el aluminio se disocien para que suceda una mejor reacción, combinándose el suelo con la cal y formar silicatos y aluminatos de calcio, que son las ligas permanentes.
8. Se recomienda realizar otros ensayos donde se consideren otros porcentajes de cal, diferentes humedades de mezclado y tiempos de compactación, para definir el “tiempo óptimo de curado inicial” de la mezcla suelo-cal para garantizar el mejor proceso de compactación y por consiguiente de estabilización, teniendo en cuenta que se debe lograr la mejor estructuración; la que además de los beneficios ya mencionados en puntos anteriores, químicamente a largo plazo, puede beneficiar la estabilización evitando pérdida de carbonatos o sales básicas por drenaje, por lavado del suelo, así como la acción destructiva del clima (erosión, cambios estacionales o procesos de humedecimiento-secado debido a fugas, etc.).
9. Salvo las consideraciones de análisis complementarios, que ya se han indicado, con base en los resultados “inmediatos” obtenidos, se puede sugerir que el mezclado final y la compactación pueden realizarse el mismo día de su aplicación y hasta un tiempo no mayor de 100 horas (4 días); lo que además puede resultar benéfico para minimizar pérdidas por evaporación y la carbonatación (ésta se lleva a cabo en las superficies expuestas al aire e involucra la transformación de la cal a carbonato de calcio, debido a la absorción de ésta del bióxido de carbono) de la cal.

ANEXO

Formato I. Propiedades índice de suelo natural.

PROPIEDADES ÍNDICE DE SUELO NATURAL
--

Procedencia: Colonia Jacarandas, Qro.

Muestra No.: 1

Descripción: Arcilla Color negro.

Profundidad: 1.5 m

LÍMITE LÍQUIDO					
Tara No.	Wt gr	Wt+mh gr	Wt+ms gr	LL %	LLprom %
13	58.57	70.32	65.16	78.34	78.5
13g	53.60	62.89	58.80	78.66	

LÍMITE PLÁSTICO					
Tara No.	Wt gr	Wt+mh gr	Wt+ms gr	LP %	LPprom %
20	7.98	10.51	9.83	36.70	36.6
4	6.90	9.18	8.58	36.09	
24	7.07	9.36	8.74	36.96	

LÍMITE DE CONTRACCIÓN									
Tara No.	Wt gr	Wt+mh gr	Wt+ms gr	Peso inic. de Hg desaloj. gr	Vi cc	Peso final de Hg desaloj. gr	Vf cc	LC %	LCprom %
T	16.40	66.49	44.29	454.11	33.39	201.42	14.81	12.98	13.7
7'	18.43	68.86	46.38	448.31	32.96	197.22	14.50	14.37	

PESO ESPECÍFICO SECO NATURAL		
Tara No.	51a	245
Peso tara, gr	129.68	129.45
Peso tara+muestra húmeda, gr	164.40	157.32
Peso tara+muestra seca, gr	157.58	151.61
Peso mercurio desalojado, gr	318.74	254.02
Peso muestra húmeda, gr	34.72	27.87
Peso muestra seca, gr	27.90	22.16
Volumen, cm ³	23.44	18.68
Humedad, cm ³	24.44	25.77
Peso específico húmedo γ_m , kg/cm ³	1,481	1,492
Peso específico seco γ_d , kg/cm ³	1,190	1,186

CONTRACCIÓN LINEAL		
Barra No.	1	2
Longitud inicial, cm	9.96	9.98
Longitud final, cm	7.608	7.6
CL, %	23.6	23.8
	CL_{prom} 23.7	

VALOR DE pH		
Temperatura °C	pH	pH _{prom}
23.4	8.07	8.09
23.4	8.10	

Formato II. Densidad de sólidos de suelo natural.

DENSIDAD DE SÓLIDOS

Procedencia: Colonia Jacarandas Querétaro.

Muestra: 1

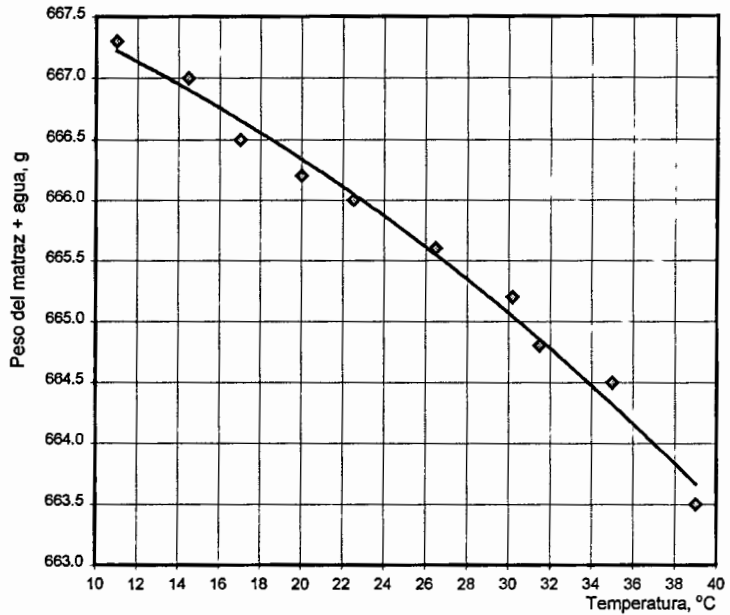
Descripción: Arcilla negra tipo CH.

Prof.: 1.50m

$W_{matraz} =$ 168.00 gr

Matraz: A

DATOS DE CALIBRACIÓN DEL MATRAZ	
Temperatura (°C)	Wmw (g)
39.00	663.50
35.00	664.50
31.50	664.80
30.20	665.20
26.50	665.60
22.50	666.00
20.00	666.20
17.00	666.50
14.50	667.00
11.00	667.30



Gráfica de calibración del matraz.

DATOS DE PRUEBA			
Fecha	2-Feb		
Ensaye	2		
Material	Arcilla negra		
Temp., °C	34.5		
W_{mws} , g	691.39		
W_{mw} , g	664.30		
Vaso No.	52		
W_v , g	90.41		
W_{v+ms} , g	136.51		
W_s , g	46.1		
S_s	2.43		

$$S_s = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{msw}}$$

W_m = Peso del matraz.

W_{mws} = Peso de matraz+agua+suelo.

W_{mw} = Peso del matraz + agua.

W_v = Peso del vaso.

W_{v+s} = Peso del vaso+suelo seco.

W_s = Peso del suelo seco.

S_s = Densidad de sólidos.

Formato III-A. Granulometría de suelo natural, vía húmeda.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO VÍA HÚMEDA

Procedencia: Colonia Jacarandas, Qro.

Muestra No.: 1

Descripción: Arcilla color negro tipo CH.

Profundidad: 1.50 m

HUMEDAD DE LA FRACION QUE PASA MALLA NUMERO 4 (4.75)		Peso total de la muestra $W_m = 238.73$	
Tara No.		Peso de la fracción retenida en Malla No. 4	$W_{m1} = 0$
PESO EN GRAMOS DE		Peso de la fracción que pasa la Malla No. 4	$W_{m2} = 238.73$
Tara+Muestra Húmeda, W_t+W_h	300	Peso Corregido de fracción que pasa la Malla No. 4	$W_{d2} = 189.97$
Tara+Muestra seca, W_t+W_s	238.73	$W_{d2} = \frac{W_{m2}}{1+\omega_2} = \frac{238.73}{1.26} = 189.97$	
Agua, $W_a = W_h - W_s$	61.27	Peso total de muestra, corregido	$W_{d2} = 189.97$
Tara, W_t	0.00	Tamaño máximo del material:	---
Muestra Seca, W_s	238.73		
Humedad ω , %	25.66		

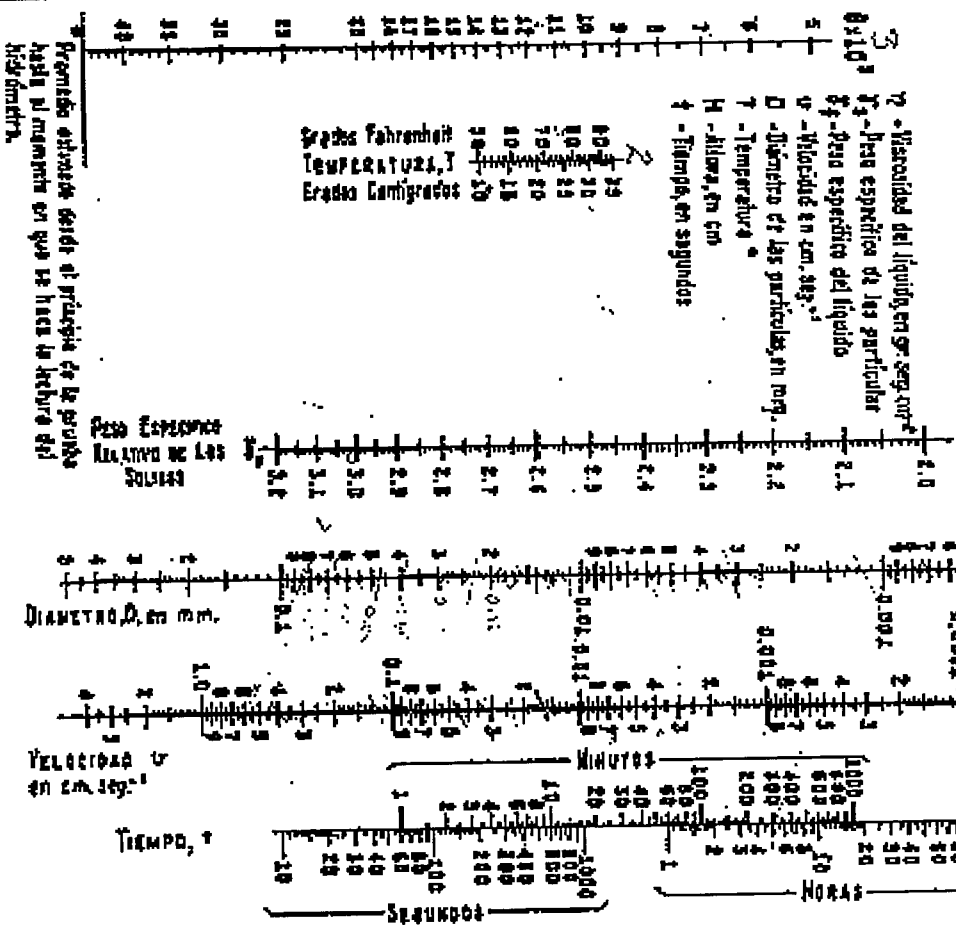
MATERIAL RETENIDO EN MALLA No. 4 (4.75)				MATERIAL QUE PASA MALLA No. 4 (4.75)			
MALLA NO.	PESO MATERIAL RETENIDO W_i (gr)	RETENIDO PARCIAL i (%)	MATERIAL QUE PASA (%)	MALLA NO.	PESO MATERIAL RETENIDO W_j (gr)	RETENIDO PARCIAL j (%)	MATERIAL QUE PASA (%)
3" (77.00)				8" (2.360)			
2 1/2" (63.00)				10 (2.000)	0.17	0	100
2" (50.00)				16 (1.180)			
1 1/2" (37.5)				20 (0.850)	0.89	0	100
1 1/4" (31.50)	0	0	0	30 (0.600)			
1" (25.00)	0	0	0	40 (0.425)	3.81	2	98
3/4" (19.00)	0	0	0	50 (0.300)			
5/8" (16.00)	0	0	0	60 (0.250)	3.77	2	96
1/2" (12.5)	0	0	0	80 (0.180)			
3/8" (9.5)	0	0	0	100 (0.150)	5.37	2	94
1/4" (6.3)	0	0	0	200 (0.075)	6.45	3	91
4 (4.75)	0	0	0	PASA 200 (0.075)	218.46	91	0
PASA 4 (4.75)	20.27	0		SUMA	238.92	100	
SUMA							

Formato III-B. Calibración de nomograma de Casagrande para la solución de la Ley de Stokes.

Formato III-B. Calibración de nomograma de Casagrande para la solución de la Ley de Stokes.

Formato III-B. Calibración de nomograma de Casagrande para la solución de la Ley de Stokes.

NOMOGRAMA DE CASAGRANDE PARA LA SOLUCION DE LA LEY DE STOKES

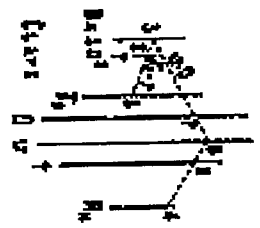


LEY DE STOKES:

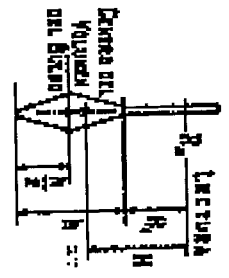
$$D = \sqrt{B} \cdot v$$

$$B = \frac{1800 \eta}{\rho_p - \rho_f}$$

$$v = \frac{r}{t}$$



DISEÑO DE LA ESCALA (R_g)



La altura h que corresponde a la lectura R_g está determinada por:

$$h = H_g + \frac{A}{2} \left(\frac{h \cdot \text{densidad del líquido}}{\text{densidad del líquido}} \right)$$

Constante

Debe determinarse para estas valores de R_g .
 Las relaciones correspondientes de R_g están dibujadas en los diagramas de la escala (H y R_g) haciendo las subsiguientes conversiones:
 Para sujeción de agua en agua puede usarse cualquier diámetro que no sea menor que 0.015 cm.
 Para líquidos diferentes al agua las relaciones de R_g y (T) se aplican solamente a sus inscripciones en agua.
 1.040 cm 0.0082 en aproximación.
 Se sugiere: calibración en pesos específicos para los 20° a 20° C.
 Bulebó aproximados: H total = 14 a 15 cm.
 Para líquidos diferentes al agua las relaciones de R_g y (T) se aplican solamente a sus inscripciones en agua.

Formato III-C. Análisis granulométrico de suelo, método del hidrómetro.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MÉTODO DEL HIDRÓMETRO

Procedencia: Colonia Jacarandas, Qro.

Muestra No.: 1

Descripción: Arcilla color negro tipo CH.

Profundidad: 1.50 m

Hidrómetro:	93203	Probeta:	3	Ss:	2.5	Defloculante:	Hexametáfosfato de sodio	Tara No.:	97	
% de finos:	9%	Grs. de defloc.:	3.0	Corrección x defloculante, Cd:	-0.5	cm		W _i =	96.33	gr
R _H = R _H + C _m		% W _p = $\frac{100 \cdot Ss}{2.65 - 1} R_c$	Rc* 1.977	Corrección x menisco, C _m :	1.0	cm		W _{s-t} =	151.81	gr
R _c = R _H + mt + C _d		Ws[2.65 (Ss-1)]		% W _t = % W _p * % finos =	% W _p * 9%			W _s =	52.48	gr

Fecha	Hora	Temp. °C	Tiempo Transc.	Lect. Hid. R' _H	D mm	Corr. Temp. mt	R _H	R _C	W _p %	W _t %
23-Mar-99	13:55	20.5	20s	57.0	0.085	0.1	58.0	57.6	87.1	7.8
		21.0	40s	54.0	0.0650	0.20	55.0	54.7	82.8	7.4
		21.0	80s	49.0	0.0460	0.20	50.0	49.7	75.2	6.8
		21.0	2m	45.0	0.0380	0.20	46.0	45.7	69.1	6.2
		21.0	4m	37.5	0.0250	0.20	38.5	38.2	57.8	5.2
		21.0	8m	34.0	0.0180	0.20	35.0	34.7	52.5	4.7
		21.0	15m	29.0	0.0135	0.20	30.0	29.7	44.9	4.0
		21.0	30m	24.0	0.0085	0.20	25.0	24.7	37.4	3.4
		21.0	1h	20.5	0.0058	0.20	21.5	21.2	32.1	2.9
		21.0	1.5h	19.5	0.0045	0.20	20.5	20.2	30.6	2.8
		20.0	2h	18.0	0.0038	0.00	19.0	18.5	28.0	2.5
		20.5	4h	15.5	0.00270	0.10	16.5	16.1	24.4	2.2
		20.0	6.5h	13.5	0.00240	0.00	14.5	14.0	21.2	1.9
24-Mar-99		20.0	20.5h	4.5	0.00100	0.00	5.5	5.0	7.6	0.7
		20.0	29h	3.5	0.00086	0.00	4.5	4.0	6.1	0.5
25-Mar-99	11:05	20.0	45h 15m	2.3	0.00068	0.00	3.3	2.8	4.2	0.4
26-Mar-99		20.0	69h 15m	2.0	0.00050	0.000	3.00	2.5	3.8	0.3
27-Mar-99	12:55	20.0	95h	1.5	0.00046	0.000	2.50	2.0	3.0	0.3

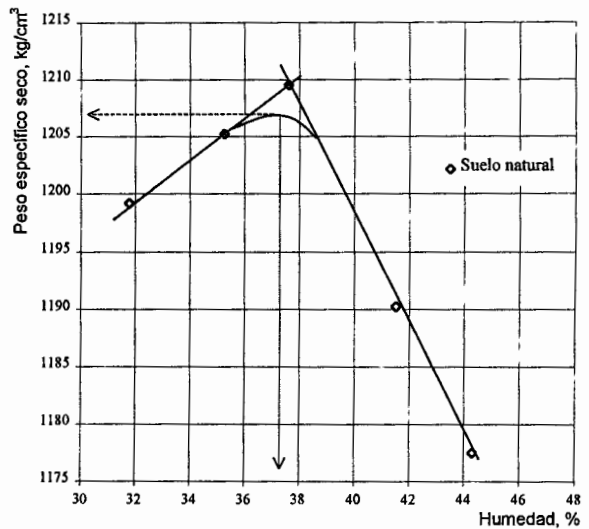
Formato IV. Ensaye Proctor Estándar en suelo natural.

COMPACTACIÓN PROCTOR DE ARCILLA NATURAL

Procedencia:	Muestra alterada de arcilla negra de la Colonia Jacarandas, Qro.	Prof.:	1.50 m	Muestra:	1
Descripción:	Obtención de peso volumétrico máximo de arcilla natural.	Molde:	2	Golpes por capa:	25
Peso molde:	1,986.37 gr	Peso martillo:	2,470.00 gr	Altura de caída:	30.50 cm
		Vm:	940.40 cm ³	Capas:	3

Prueba No.	1	2	3	4	5
W_{m+Wh} , gr	4,800.00	4,847.00	3,551.57	4,898.00	3,584.38
W_{molde} , gr	3,314.00	3,314.00	1,986.37	3,314.00	1,986.37
W_h , gr	1,486.00	1,533.00	1,565.20	1,584.00	1,598.01
γ_m , T/m ³	1.58	1.63	1.66	1.68	1.70
Tara No.	87	83	244	100	47a
W_t , gr	119.50	119.75	120.36	118.50	129.64
W_{t+mh} , gr	257.60	298.90	229.50	262.30	220.14
W_{t+ms} , gr	224.30	252.20	199.67	220.11	192.35
W_a , gr	33.30	46.70	29.83	42.19	27.79
W_{sa} , gr	104.80	132.45	79.31	101.61	62.71
ω , %	31.77	35.26	37.61	41.52	44.32
γ_d , t/m ³	1,199.15	1,205.22	1,209.49	1,190.20	1,177.48

Valores óptimos de compactación Proctor	
ω_{opt} , %	37.00
γ_d , t/m ³	1207.00



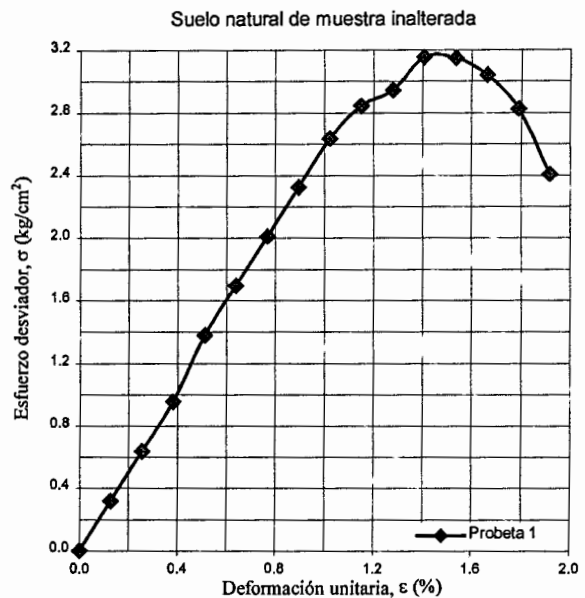
Formato V-A. Resistencia a la compresión simple en muestra inalterada.

COMPRESIÓN SIMPLE EN SUELO NATURAL (muestra inalterada)

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 1
 Descripción: Suelo natural de muestra inalterada. Probeta No.: 1

ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h ₁ : <u>7.883</u>	Sup.	Medio	Inferior	Superior: <u>7.72</u>	V=A _{prom} × h _{prom} V=7.57×7.82 Volumen: <u>59.19</u>	<u>0.8064</u>
h ₂ : <u>7.821</u>	<u>3.08</u>	<u>3.19</u>	<u>2.98</u>	4 Media: <u>30.64</u>		$\epsilon = \Delta L/L_0$
h ₃ : <u>7.821</u>	<u>3.19</u>	<u>3.06</u>	<u>3.02</u>	Inferior: <u>7.05</u>		A _{corr} = $\frac{A_0}{1-\epsilon}$
h _{prom} : <u>7.82</u>	Φ _{prom}	<u>3.14</u>	<u>3.12</u>	<u>3.00</u>		<u>1-ε</u>

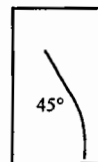
DEFORMACIÓN		E S F U E R Z O S			
δ	ε=δ/L	Lectura	Carga	A _{corr}	Desviador
mm	%	Anillo	kg	cm ²	kg/cm ²
0	0	0	0	7.57	0.00
0.100	0.128	3	2.419	7.578	0.32
0.200	0.256	6	4.838	7.588	0.64
0.300	0.384	9	7.258	7.597	0.96
0.400	0.511	13	10.483	7.607	1.38
0.500	0.639	16	12.902	7.617	1.69
0.600	0.767	19	15.322	7.627	2.01
0.700	0.895	22	17.741	7.637	2.32
0.800	1.023	25	20.160	7.647	2.64
0.900	1.151	27	21.773	7.656	2.84
1.000	1.279	28	22.579	7.666	2.95
1.100	1.406	30	24.192	7.676	3.15
1.200	1.534	30	24.192	7.686	3.15
1.300	1.662	29	23.386	7.696	3.04
1.400	1.790	27	21.773	7.706	2.83
1.500	1.918	23	18.547	7.716	2.40



Gráfica esfuerzo - deformación.

H U M E D A D						R E S U L T A D O S	
	Tara	Wt	Wt+mh	Wt+ms	ω (%)	Esfuerzo desviador, kg/cm ²	3.15
Antes	74	120.5	208.93	190.97	25.5	Cohesión aparente, kg/cm ²	1.58
Después	74	120.5	208.53	190.97	24.9	Ángulo de falla θ, °	45
						Ángulo de fricción aparente φ, °	0

Muestra fallada



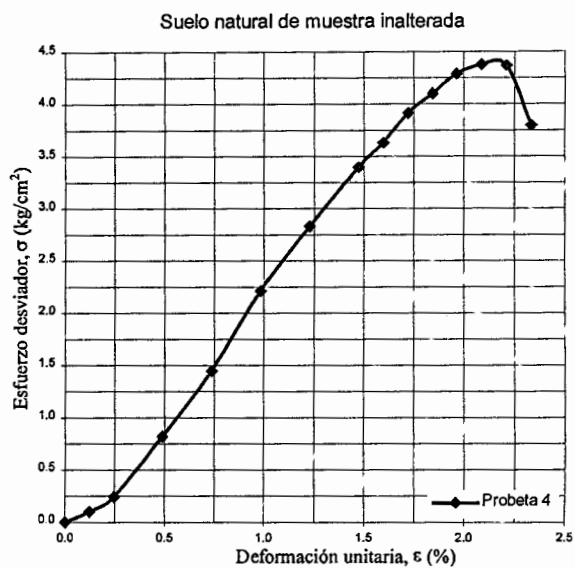
Formato V-B. Resistencia a la compresión simple en muestra inalterada.

COMPRESIÓN SIMPLE EN SUELO NATURAL (muestra inalterada)

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 1
 Descripción: Suelo natural de muestra inalterada. Probeta No.: 4

ALTURA (cm)	DIÁMETROS (cm)			AREAS (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h ₁ : <u>8.140</u>	Sup.	Medio	Inferior	Superior: <u>8.30</u>	V=A _{prom} x h _{prom} V=7.57x7.85 Volumen: <u>67.57</u>	<u>0.8064</u>
h ₂ : <u>8.14</u>	<u>3.27</u>	<u>3.24</u>	<u>3.19</u>	4 Media: <u>33.39</u>		$\epsilon = \Delta L/L_0$
h ₃ : <u>8.143</u>	<u>3.23</u>	<u>3.28</u>	<u>3.24</u>	Inferior: <u>8.12</u>		$A_{corr} = \frac{A_0}{1-\epsilon}$
h _{prom} : <u>8.14</u>	Φ_{prom} <u>3.25</u>	<u>3.26</u>	<u>3.22</u>	A _{prom} <u>8.30</u>		<u>1-\epsilon</u>

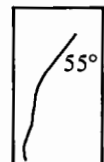
DEFORMACION		E S F U E R Z O S			
δ mm	$\epsilon = \delta/L$ %	Lectura Anillo	Carga kg	A _{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²
0	0	0	0	8.30	0.00
0.100	0.123	1	0.806	8.310	0.10
0.200	0.246	2.5	2.016	8.321	0.24
0.400	0.491	8.5	6.854	8.341	0.82
0.600	0.737	15	12.096	8.362	1.45
0.800	0.983	23	18.547	8.383	2.21
1.000	1.228	29.5	23.789	8.403	2.83
1.200	1.474	35.5	28.627	8.424	3.40
1.300	1.597	38	30.643	8.435	3.63
1.400	1.720	41	33.062	8.445	3.91
1.500	1.843	43	34.675	8.456	4.10
1.600	1.965	45	36.288	8.467	4.29
1.700	2.088	46	37.094	8.477	4.38
1.800	2.211	46	37.094	8.488	4.37
1.900	2.334	40	32.256	8.499	3.80



Gráfica Esfuerzo-Deformación.

HUMEDAD						RESULTADOS	
	Tara	Wt	Wt+mh	Wt+ms	ω (%)	Esfuerzo desviador, kg/cm ²	
Antes	71	120.8	224.56	202.38	27.2	4.38	Cohesión aparente, kg/cm ²
Después	71	120.8	223.7	202.38	26.1	2.19	Ángulo de falla θ , °
							Ángulo de fricción aparente ϕ , °

Muestra Fallada



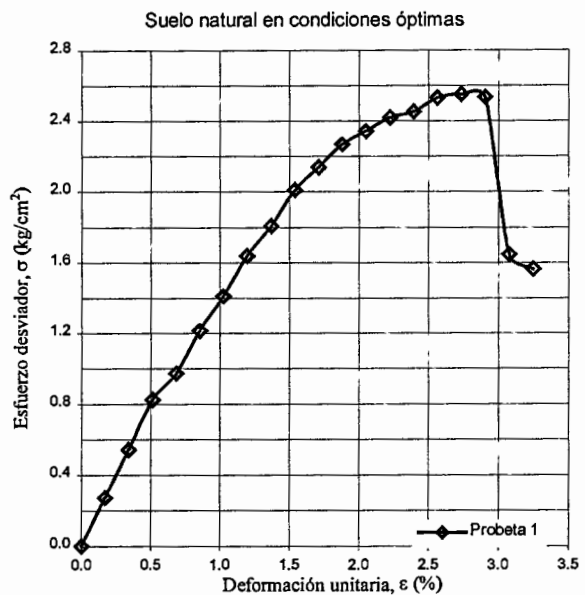
Formato VI-A. Resistencia a la compresión simple de suelo en condiciones óptimas

COMPRESIÓN SIMPLE EN SUELO NATURAL (condiciones óptimas)

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 2
 Descripción: Suelo natural compactado a $\gamma_{dmax} = 1,207 \text{ kg/cm}^2$, $\omega_{opt} = 37\%$. Probeta No.: 1

ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h_1 : 7.44	Sup.	Medio	Inferior	Superior: 6.16	$V = A_{prom} \times h_{prom}$ $V = 7.57 \times 7.82$ Volumen: 44.09	0.8064
h_2 : 7.43	2.77	2.69	2.76	4 Media: 23.24		$\epsilon = \Delta L/L_0$
h_3 : 7.42	2.83	2.75	2.86	Inferior: 6.20		$A_{corr} = \frac{A_0}{1-\epsilon}$
h_{prom} : 7.43	Φ_{prom} 2.80	2.72	2.81	A_{prom} 5.93		

DEFORMACION		E S F U E R Z O S			
δ mm	$\epsilon = \delta/L$ %	Lectura Anillo	Carga kg	A_{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²
0	0	0	0	5.93	0.00
0.127	0.17	2	1.613	5.944	0.27
0.254	0.34	4	3.226	5.954	0.54
0.381	0.51	6.1	4.919	5.964	0.82
0.508	0.68	7.2	5.806	5.975	0.97
0.635	0.85	9	7.258	5.985	1.21
0.762	1.03	10.5	8.467	5.995	1.41
0.889	1.20	12.2	9.838	6.006	1.64
1.016	1.37	13.5	10.886	6.016	1.81
1.143	1.54	15	12.096	6.026	2.01
1.270	1.71	16	12.902	6.037	2.14
1.397	1.88	17	13.709	6.047	2.27
1.524	2.05	17.6	14.193	6.058	2.34
1.651	2.22	18.2	14.676	6.069	2.42
1.778	2.39	18.5	14.918	6.079	2.45
1.905	2.56	19.1	15.402	6.090	2.53
2.032	2.73	19.3	15.564	6.100	2.55
2.159	2.91	19.2	15.483	6.111	2.53
2.286	3.08	12.5	10.080	6.122	1.65
2.413	3.25	11.9	9.596	6.133	1.56



RESULTADOS	
Esfuerzo desviador, kg/cm ²	2.55
Cohesión aparente, kg/cm ²	1.28

Formato VI-B. Resistencia a la compresión simple de suelo en condiciones óptimas

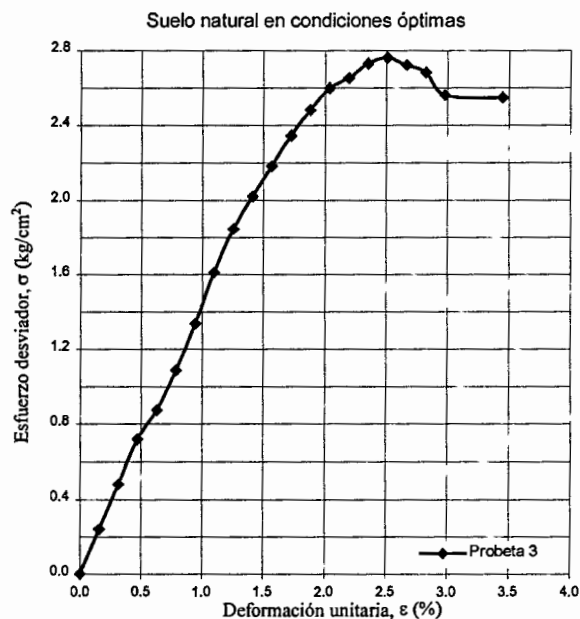
COMPRESIÓN SIMPLE EN SUELO NATURAL (condiciones óptimas)

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 2
 Descripción: Suelo natural compactado a $\gamma_{dmax} = 1,207 \text{ kg/cm}^2$, $\omega_{opt} = 37\%$. Probeta No.: 3

ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h ₁ : <u>8.100</u>	Sup.	Medio	Inferior	Superior: <u>7.23</u>	V=A _{prom} x h _{prom} V=7.57x7.82 Volumen: <u>54.20</u>	Cte. del anillo: $\epsilon = \frac{\Delta L}{L_o}$ A _{corr} = $\frac{A_o}{1-\epsilon}$
h ₂ : <u>8.05</u>	<u>3.12</u>	<u>2.78</u>	<u>2.85</u>	4 Media: <u>26.33</u>		
h ₃ : <u>8.15</u>	<u>2.95</u>	<u>3.01</u>	<u>2.94</u>	Inferior: <u>6.58</u>		
h _{prom} : <u>8.10</u>	Φ_{prom} <u>3.04</u>	<u>2.90</u>	<u>2.90</u>	A _{prom} <u>6.69</u>		

DEFORMACION E S F U E R Z O S

δ mm	$\epsilon = \delta/L$ %	Lectura Anillo	Carga kg	A _{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²
0	0	0	0	6.69	0.00
0.127	0.16	2	1.613	6.702	0.24
0.254	0.31	4	3.226	6.712	0.48
0.381	0.47	6	4.838	6.723	0.72
0.508	0.63	7.3	5.887	6.733	0.87
0.635	0.78	9.1	7.338	6.744	1.09
0.762	0.94	11.2	9.032	6.755	1.34
0.889	1.10	13.5	10.886	6.765	1.61
1.016	1.25	15.5	12.499	6.776	1.84
1.143	1.41	17	13.709	6.787	2.02
1.270	1.57	18.4	14.838	6.798	2.18
1.397	1.72	19.8	15.967	6.809	2.35
1.524	1.88	21	16.934	6.819	2.48
1.651	2.04	22	17.741	6.830	2.60
1.778	2.20	22.5	18.144	6.841	2.65
1.905	2.35	23.2	18.708	6.852	2.73
2.032	2.51	23.5	18.950	6.863	2.76
2.159	2.67	23.2	18.708	6.874	2.72
2.286	2.82	22.9	18.467	6.885	2.68
2.413	2.98	21.9	17.660	6.897	2.56
2.794	3.45	21.9	17.660	6.930	2.55



RESULTADOS	
Esfuerzo desviador, kg/cm ²	2.76
Cohesión aparente, kg/cm ²	1.38

Formato VII-A. Expansión de suelo bajo carga en muestra inalterada.

EXPANSIÓN DE MUESTRA INALTERADA							
Procedencia:	Arcilla tipo CH de la Colonia Jacarandas, Qro.					Ensaye:	1
Descipción:	Expansión bajo carga de suelo natural inalterado.					Probeta:	1
Condición:	Saturada	Prof.:	1.50 m	Odómetro:	5	Anillo:	Diám.: 7.48 cm
Peso anillo:	279.00 gr	Altura anillo:	2.00 cm	Área:	43.943	Vol.:	87.887 cm ³
CARGA APLICADA:				PRESIÓN EN LA PASTILLA:			
0.52 kg				0.118 kg/cm ²			

Fecha	Hora hrs	Tiempo Transc.			Tiempo seg	Microm plg	Deform mm	
		hr	min	seg				
23-Mar	18:00		0		0	9.000	0	
	18:20	24	20		87600	8.575	1.673	
24-Mar	18:20:00		0		0	8.575	0.000	
				15	15	8.578	0.012	
				30	30	8.628	0.209	
				45	45	8.665	0.354	
				1		60	8.700	0.492
				1	30	90	8.760	0.728
				2		120	8.805	0.906
				4		240	8.960	1.516
				9		540	9.230	2.579
				15		900	9.433	3.378
				30		1800	9.740	4.587
				1		3600	9.915	5.276
				2	10	7800	9.943	5.386
		4	10	15000	9.960	5.453		
25-Mar		11	5		39900	9.969	5.488	
		23	45		85500	9.973	5.504	
26-Mar		40			144000	9.978	5.524	
27-Mar	09:30:00	63	10		227400	9.983	5.543	
	18:20:00	72			259200	9.985	5.551	

EXPANSIÓN	
Hi, mm:	18.327
Hf, mm:	23.878
Δh, mm:	5.551
% exp.:	30.3

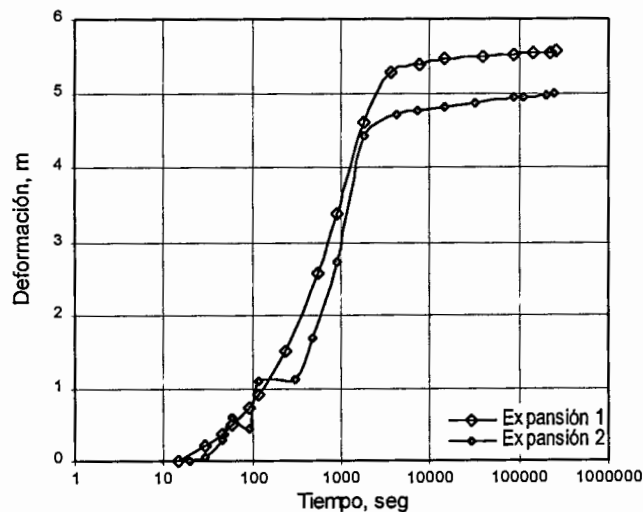
Formato VII-B. Expansión de suelo bajo carga en muestra inalterada.

EXPANSIÓN DE MUESTRA INALTERADA						
Procedencia:	Arcilla tipo CH de la Colonia Jacarandas, Qro.				Ensaye:	3
Descripción:	Expansión bajo carga de suelo natural inalterado.				Probeta:	3
Condición:	Saturada	Prof.: 1.50 m	Odómetro: 5	Anillo: XX	Diám.: 7.480 cm	
Peso anillo:	279.00 gr	Altura anillo: 2.00 cm	Área: 43.943 cm ²	Vol.: 87.887 cm ³		
CARGA APLICADA:		0.52 kg		PRESIÓN EN LA PASTILLA: 0.118 kg/cm ²		

Fecha	Hora hrs	Tiempo Transc.			Tiempo seg	Microm plg	Deform mm	
		hr	min	seg				
28-Mar	09:00		0		0	10.000	0	
	11:00:00	26			93600	9.620	1.496	
29-Mar	11:00:00		0		0	9.620	0.000	
				20	20	9.621	0.004	
				30	30	9.630	0.039	
				45	45	9.690	0.276	
				1		60	9.770	0.591
				1	30	90	9.730	0.433
				2		120	9.895	1.083
				5		300	9.905	1.122
				8		480	10.050	1.693
				15		900	10.310	2.717
				30		1800	10.742	4.417
				1	10	4200	10.814	4.701
				2		7200	10.826	4.748
		4		14400	10.840	4.803		
		8	50	31800	10.855	4.862		
30-Mar	08:45:00	24	15		87300	10.871	4.925	
		31	40		114000	10.875	4.941	
2-Abr	20:45:00	57	45		207900	10.883	4.972	
3-Abr	08:45:00	69	45		251100	10.884	4.976	

EXPANSIÓN	
hi, mm:	18.504
hf, mm:	23.480
Δh, mm:	4.976
% exp.:	26.9

Comportamiento de la expansión del suelo inalterado.



Formato VIII-A. Límites de plasticidad de la mezcla a diferentes tiempos de contacto.

PROPIEDADES ÍNDICE DE LA MEZCLA

Procedencia: Colonia Jacarandas, Qro.
 Descripción: Arcilla Color negro.

Muestra No.: 1
 Profundidad: 1.5 m

LÍMITE LÍQUIDO						
Tiempo de contacto	Tara No.	Wt gr	Wt+mh gr	Wt+ms gr	LL %	LLprom %
1 h	13	58.58	70.43	64.94	86.29	86.4
	13g	53.61	71.68	63.27	86.92	
	3	8.01	40.33	25.38	86.08	
10 h	F	53.61	69.50	62.19	85.11	84.9
	43	58.58	71.62	65.64	84.73	
	32	53.59	82.82	69.41	84.81	
100 h	11a	8.40	39.40	25.12	85.43	85.4
	3	53.60	82.11	68.98	85.42	
150 h	11	58.66	73.11	66.45	85.32	85.5
	3	53.60	70.80	62.88	85.39	
	11a	8.40	25.27	17.48	85.65	
500 h	13a	6.93	25.58	17.00	85.17	85.5
	F	53.61	93.83	75.25	85.86	

LÍMITE PLÁSTICO						
Tiempo de contacto	Tara No.	Wt gr	Wt+mh gr	Wt+ms gr	LP %	LPprom %
1 h	28.00	7.10	11.71	10.08	54.83	53.5
	19.00	8.44	11.84	10.65	53.49	
	11.00	8.40	11.26	10.26	53.55	
10 h	11.00	58.70	61.11	60.26	54.37	54.9
	6.00	8.55	13.03	11.45	54.61	
	10.00	8.43	11.88	10.64	55.74	
100 h	10.00	8.43	12.78	11.24	55.11	55.6
	28.00	7.13	12.65	10.68	55.76	
	6.00	8.41	14.04	12.02	56.04	
150 h	13.00	6.93	14.11	11.57	54.73	56.2
	2.00	6.86	10.60	9.25	56.10	
	10.00	8.43	14.95	12.60	56.23	
500 h	11a	8.40	13.34	11.57	55.55	55.0
	78.00	26.91	31.33	29.75	55.53	
	21.00	22.73	26.70	25.31	53.90	

Formato VIII-B. Límite de contracción y pH de la mezcla a diferentes tiempos de contacto.

PROPIEDADES ÍNDICE DE LA MEZCLA

Procedencia: Colonia Jacarandas, Qro.

Muestra No.: 1

Descripción: Arcilla Color negro.

Profundidad: 1.5 m

LÍMITE DE CONTRACCIÓN DE LA MEZCLA SUELO-CAL

Tiempo contacto horas	Tara No.	Wt gr	Wt+mh gr	Wt+ms gr	Peso inic. de Hg desaloj. gr	Vi cc	Peso final de Hg desaloj. gr	Vf cc	LC %	LCprom %
1	7	18.93	68.10	45.70	449.98	33.09	217.98	16.03	19.96	19.78
	3	21.04	70.46	48.02	452.04	33.24	218.84	16.09	19.60	
10	29	24.43	70.79	49.50	427.76	31.45	205.32	15.10	19.67	20.01
	204	17.59	71.46	46.83	491.71	36.16	237.65	17.47	20.35	
100	55	20.30	69.67	46.97	447.44	32.90	218.98	16.10	22.12	20.81
	206	18.77	68.88	45.97	461.68	33.95	222.22	16.34	19.50	
150	4	19.68	67.33	45.25	436.36	32.09	213.64	15.71	22.32	21.84
	9	15.48	62.51	40.70	430.04	31.62	206.77	15.20	21.36	
500	37	18.20	67.64	44.12	457.02	33.60	218.02	16.03	22.94	22.82
	4	23.22	76.13	51.24	493.94	36.32	241.97	17.79	22.70	

VALOR DE pH

Tiempo de contacto horas	Temperatura °C	pH	pH _{prom}
T _{C1} =1	20	11.14	11.14
	20	---	
T _{C2} =10	20	11.25	11.23
	20	11.20	
T _{C3} =100	21	11.77	11.75
	20	11.73	
T _{C4} =150	20	11.94	11.94
	20	---	
T _{C5} =500	20	12.23	12.27
	20	12.3	

Formato IX-A. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 1 hora de contacto.

COMPACTACIÓN PROCTOR DE MEZCLA SUELO-CAL (T_{C1} =1 hora)

Procedencia:	Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro.				Ensaye:	2
Descripción	Compactación de mezcla suelo-cal a T_{C1} = 1 hora.				Fecha:	---
Peso molde:	1984.1 gr	Vol.:	940.40 cm ³	ϕ_m :	---	cm
Peso martillo:	2,470 gr	# capas:	3	Golpes/capa:	25	$H_{caída}$: 30.50 cm

Prueba No.	1	2	3	4	5	6
W_{m+Wh} , gr	3415.99	3470.23	3521.76	3565.79	3548.08	3567.86
W_{molde} , gr	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37
W_m , gr	1,429.62	1,483.86	1,535.39	1,579.42	1,561.71	1,581.49
γ_m , t/m ³	1.5202	1.5779	1.6327	1.6795	1.6607	1.6817
Tara No.	58a	143	172	6	19a	178
W_p , gr	129.4274	120.7037	121.2544	119.6002	130.78	125.46
W_{t+mh} , gr	197.0543	160.198	180.5979	169.4174	185.00	181.65
W_{t+ms} , gr	181.5417	150.3493	164.6863	154.491	169.31	163.49
W_a , gr	15.51	9.85	15.91	14.93	15.69	18.16
W_s , gr	52.11	29.65	43.43	34.89	38.53	38.03
ω , %	29.8	33.2	36.6	42.8	40.7	47.7
γ_d , t/m ³	1,172	1,184	1,195	1,176	1,180	1,138

Formato IX-B. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 10 horas de contacto.

COMPACTACIÓN PROCTOR DE MEZCLA SUELO-CAL (T_{C2} =10 horas)

Procedencia:	Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro.				Ensaye:	3
Descripción	Compactación de mezcla suelo-cal a T_{C2} = 10 horas.				Fecha:	---
Peso molde:	1984.1 gr	Vol.:	940.40 cm ³	ϕ_m :	---	cm
Peso martillo:	2,470 gr	# capas:	3	Golpes/capa:	25	$H_{caída}$: 30.50 cm

Prueba No.	1	2	3	4	5	
W_{m+Wh} , gr	3371.52	3445.63	3539.54	3557.79	3475.78	
W_{molde} , gr	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37	
W_m , gr	1,385.15	1,459.26	1,553.17	1,571.42	1,489.41	
γ_m , t/m ³	1.4729	1.5517	1.6516	1.6710	1.5838	
Tara No.	184	3	17	219	156	
W_p , gr	211.08	119.1684	121.2108	120.6604	120.81	
W_{t+mh} , gr	251.08	170.12	192.12	164.38	176.72	
W_{t+ms} , gr	241.12	156.5364	171.039	149.7164	155.44	
W_a , gr	9.96	13.58	21.08	14.66	21.28	
W_s , gr	30.04	37.37	49.83	29.06	34.63	
ω , %	33.2	36.4	42.3	50.5	61.5	
γ_d , t/m ³	1,106	1,138	1,161	1,111	981	

Formato IX-C. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 100 horas de contacto.**COMPACTACIÓN PROCTOR DE MEZCLA SUELO-CAL ($T_{C3}=100$ horas)**

Procedencia:	Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro.				Ensaye:	4
Descripción	Compactación de mezcla suelo-cal a $T_{C3} = 100$ horas.				Fecha:	---
Peso molde:	1984.1 gr	Vol.:	940.40 cm ³	ϕ_m :	---	cm
Peso martillo:	2,470 gr	# capas:	3	Golpes/capa:	25	H_{caida} : 30.50 cm

Prueba No.	1	2	3	4		
W_{m+Wh} , gr	3344.56	3408.87	3495.7312	3487		
W_{molde} , gr	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37		
W_m , gr	1,358.19	1,422.50	1,509.36	1,500.63		
γ_m , t/m ³	1.4443	1.5127	1.6050	1.5957		
Tara No.	75	175	185	200		
W_p , gr	118.86	118.88	120.5483	124.93		
W_{t+mh} , gr	212.95	179.88	183.6415	221.32		
W_{t+ms} , gr	190.2	163.81	164.3	189.47		
W_a , gr	22.75	16.07	19.34	31.85		
W_s , gr	71.34	44.93	43.75	64.54		
ω , %	31.9	35.8	44.2	49.3		
γ_d , t/m ³	1,095	1,114	1,113	1,068		

Formato IX-D. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 150 horas de contacto.**COMPACTACIÓN PROCTOR DE MEZCLA SUELO-CAL ($T_{C4}=150$ horas)**

Procedencia:	Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro.				Ensaye:	5
Descripción	Compactación de mezcla suelo-cal a $T_{C4} = 150$ horas.				Fecha:	---
Peso molde:	1984.1 gr	Vol.:	940.40 cm ³	ϕ_m :	---	cm
Peso martillo:	2,470 gr	# capas:	3	Golpes/capa:	25	H_{caida} : 30.50 cm

Prueba No.	1	2	3	4	5	6
W_{m+Wh} , gr	3332.21	3448.82	3390.82	3426.23	3460.4	3459.32
W_{molde} , gr	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37
W_m , gr	1,345.84	1,462.45	1,404.45	1,439.86	1,474.03	1,472.95
γ_m , t/m ³	1.4311	1.5551	1.4935	1.5311	1.5675	1.5663
Tara No.	2a	3	3	1	51a	150
W_p , gr	130.46	118.94	123.94	119.07	129.72	124.85
W_{t+mh} , gr	205.95	243.56	243.56	189.34	181.77	220.66
W_{t+ms} , gr	189.4	214.55	214.55	171.14	166.66	191.86
W_a , gr	16.55	29.01	29.01	18.20	15.11	28.80
W_s , gr	58.94	95.61	90.61	52.07	36.94	67.01
ω , %	28.1	30.3	32.0	35.0	40.9	43.0
γ_d , t/m ³	1,117	1,193	1,131	1,135	1,112	1,095

Formato IX-E. Compactación Proctor de mezcla suelo-cal a 500 horas de contacto.

COMPACTACIÓN PROCTOR DE MEZCLA SUELO-CAL ($T_{C5}=500$ horas)

Procedencia:	Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro.				Ensaye:	6
Descripción	Compactación de mezcla suelo-cal a $T_{C5} = 500$ horas.				Fecha:	---
Peso molde:	1984.1 gr	Vol.:	940.40 cm ³	ϕ_m :	---	cm
Peso martillo:	2,470 gr	# capas:	3	Golpes/capa:	25	$H_{caída}$: 30.50 cm

Prueba No.	1	2	3	4	5	
W_{m+W_h} , gr	3388.61	3411.77	3482.6	3495.38	3457.44	
W_{molde} , gr	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37	1,986.37	
W_m , gr	1,402.24	1,425.40	1,496.23	1,509.01	1,471.07	
γ_m , t/m ³	1.4911	1.5157	1.5911	1.6046	1.5643	
Tara No.	31	48A	47	0	154	
W_p , gr	129.64	130.5	129.64	127.37	126.18	
W_{t+mh} , gr	230.8	221.1	211.97	207.4	202.91	
W_{t+ms} , gr	207.71	199.51	190.66	185.64	180.97	
W_a , gr	23.09	21.59	21.31	21.76	21.94	
W_s , gr	78.07	69.01	61.02	58.27	54.79	
ω , %	29.6	31.3	34.9	37.3	40.0	
γ_d , t/m ³	1,151	1,155	1,179	1,168	1,117	

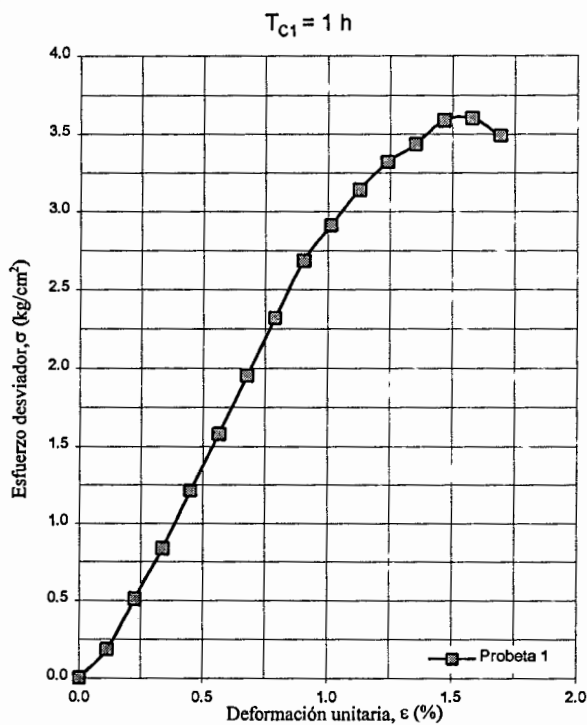
Formato X-A1. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 1 hora del contacto.

COMPRESIÓN SIMPLE EN MEZCLA SUELO-CAL, $T_{C1}=1$ h

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 3
 Descripción: Mezcla compactada a $T_{C1}=1$ h, $\gamma_{dmax} = 1,192$ kg/cm², $\omega_{opt} = 37\%$. Probeta No.: 1

ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h_1 : <u>8.87</u>	Sup.	Medio	Inferior	Superior: <u>8.32</u>	$V=A_{prom} \times h_{prom}$ $V=7.57 \times 7.82$ Volumen: <u>76.53</u>	$\frac{0.8064}{\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}}$
h_2 : <u>8.86</u>	<u>3.32</u>	<u>3.47</u>	<u>3.42</u>	4 Media: <u>34.58</u>		$A_{corr} = \frac{A_0}{1-\epsilon}$
h_3 : <u>8.86</u>	<u>3.19</u>	<u>3.17</u>	<u>3.32</u>	Inferior: <u>8.91</u>		
h_{prom} : <u>8.86</u>	Φ_{prom} <u>3.26</u>	<u>3.32</u>	<u>3.37</u>	A_{prom} <u>8.63</u>		

DEFORMACIÓN		E S F U E R Z O S			
δ mm	$\epsilon = \delta/L$ %	Lectura Anillo	Carga kg	A_{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²
0	0	0.0	0	8.63	0.000
0.100	0.113	2.0	1.613	8.644	0.187
0.200	0.226	5.5	4.435	8.653	0.513
0.300	0.338	9.0	7.258	8.663	0.838
0.400	0.451	13.0	10.483	8.673	1.209
0.500	0.564	17.0	13.709	8.683	1.579
0.600	0.677	21.0	16.934	8.693	1.948
0.700	0.790	25.0	20.160	8.703	2.317
0.800	0.903	29.0	23.386	8.713	2.684
0.900	1.015	31.5	25.402	8.723	2.912
1.000	1.128	34.0	27.418	8.732	3.140
1.100	1.241	36.0	29.030	8.742	3.321
1.200	1.354	37.3	30.079	8.752	3.437
1.300	1.467	39.0	31.450	8.762	3.589
1.400	1.580	39.2	31.611	8.773	3.603
1.500	1.692	38.0	30.643	8.783	3.489



RESULTADOS	
Esfuerzo desviador, kg/cm ²	3.60
Cohesión aparente, kg/cm ²	1.80

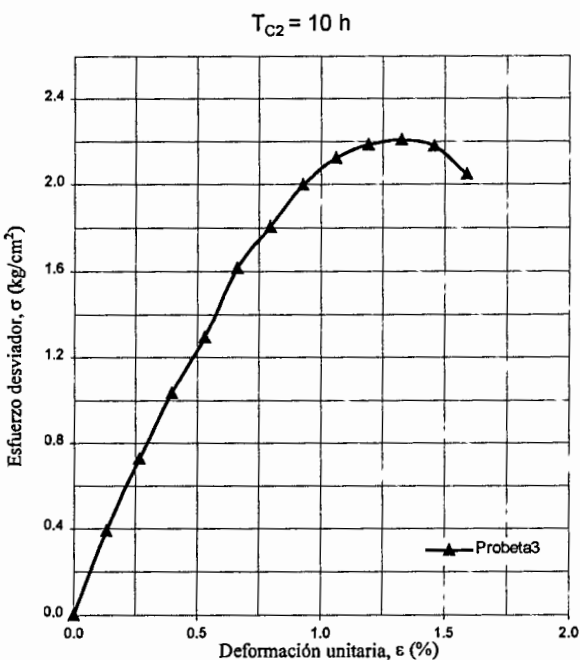
Formato XI-B2. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 10 horas del contacto.

COMPRESIÓN SIMPLE EN MEZCLA SUELO-CAL, T_{C2}=10 h

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 4
 Descripción: Mezcla compactada a T_{C2}=10h, γ_{dmax} = 1,170 kg/cm², ω_{opt}=40%. Probeta No.: 3

ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h ₁ : 7.50	Sup. 2.74	Medio 2.81	Inferior 2.81	Superior: 6.16	V=A _{prom} x h _{prom} V=7.57x7.82 Volumen: 46.83	0.8064
h ₂ : 7.55			4 Media: 25.16			ε = ΔL/L _o
h ₃ : 7.59			Inferior: 5.92			A _{corr} = A _o
h _{prom} : 7.55	Φ _{prom} 2.80	2.83	2.75	A _{prom} 6.21		1-ε

DEFORMACIÓN		E S F U E R Z O S				
δ mm	ε=δ/L %	Lectura Anillo	Carga kg	A _{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²	
0	0	0.0	0	6.21	0.000	
0.100	0.13	3.0	2.419	6.214	0.389	
0.200	0.27	5.6	4.516	6.223	0.726	
0.300	0.40	8.0	6.451	6.231	1.035	
0.400	0.53	10.0	8.064	6.239	1.292	
0.500	0.66	12.5	10.080	6.247	1.613	
0.600	0.80	14.0	11.290	6.256	1.805	
0.700	0.93	15.5	12.499	6.264	1.995	
0.800	1.06	16.5	13.306	6.273	2.121	
0.900	1.19	17.0	13.709	6.281	2.183	
1.000	1.33	17.2	13.870	6.289	2.205	
1.100	1.46	17.0	13.709	6.298	2.177	
1.200	1.59	16.0	12.902	6.306	2.046	



RESULTADOS	
Esfuerzo desviador, kg/cm ²	2.21
Cohesión aparente, kg/cm ²	1.10

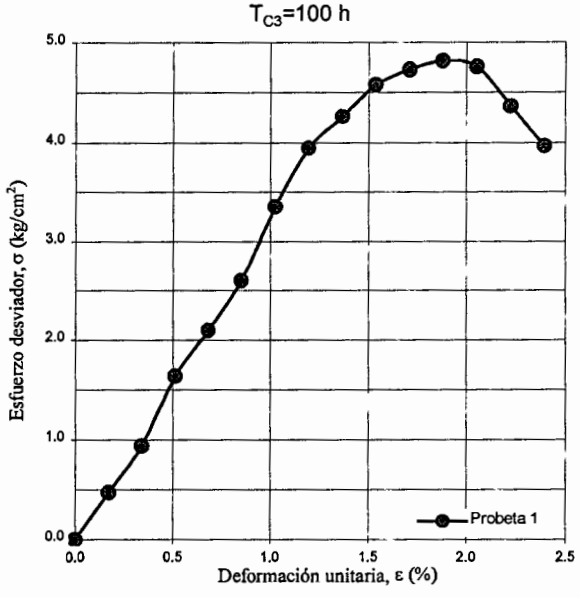
Formato XI-C1. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 100 horas de contacto.

COMPRESIÓN SIMPLE EN MEZCLA SUELO-CAL, $T_{C3}=100$ h

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 5
 Descripción: Mezcla compactada a $T_{C3}=100h$, $\gamma_{dmax} = 1,130$ kg/cm², $\omega_{opt}=41\%$. Probeta No.: 1

ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h_1 : 4.63	Sup. 2.00	Medio 2.16	Inferior 2.10	Superior: 3.46	$V=A_{prom} \times h_{prom}$ $V=7.57 \times 7.82$ Volumen: 25.52	0.8064
h_2 : 4.68				4 Media: 13.81		$\epsilon = \Delta L/L_0$
h_3 : 4.66				Inferior: 3.33		$A_{corr} = \frac{A_0}{1-\epsilon}$
h_{prom} : 7.43	Φ_{prom} 2.10	2.10	2.06	A_{prom} 3.44		

DEFORMACION		E S F U E R Z O S			
δ mm	$\epsilon = \delta/L$ %	Lectura Anillo	Carga kg	A_{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²
0	0	0	0	3.44	0.00
0.127	0.17	2.0	1.613	3.441	0.47
0.254	0.34	4.0	3.226	3.447	0.94
0.381	0.51	7.0	5.645	3.453	1.63
0.508	0.68	9.0	7.258	3.459	2.10
0.635	0.85	11.2	9.032	3.465	2.61
0.762	1.03	14.4	11.612	3.471	3.35
0.889	1.20	17.0	13.709	3.477	3.94
1.016	1.37	18.4	14.838	3.483	4.26
1.143	1.54	19.8	15.967	3.489	4.58
1.270	1.71	20.5	16.531	3.495	4.73
1.397	1.88	20.9	16.854	3.501	4.81
1.524	2.05	20.7	16.692	3.507	4.76
1.651	2.22	19.0	15.322	3.513	4.36
1.778	2.39	17.3	13.951	3.519	3.96



RESULTADOS	
Esfuerzo desviador, kg/cm ²	4.81
Cohesión aparente, kg/cm ²	2.41

Formato XI-C2. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 100 horas de contacto.

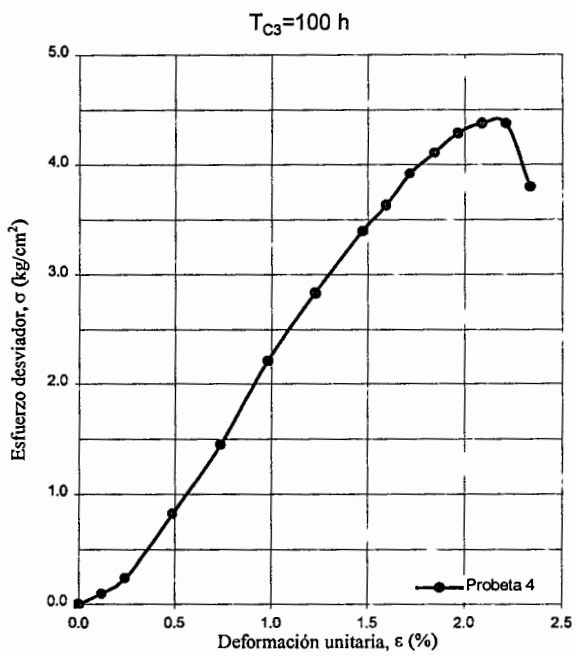
COMPRESIÓN SIMPLE EN MEZCLA SUELO-CAL, $T_{C3}=100$ h

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 5
 Descripción: Mezcla compactada a $T_{C3}=100$ h, $\gamma_{dmax} = 1,130$ kg/cm², $\omega_{opt}=41\%$. Probeta No.: 4

ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h_1 : <u>8.140</u>	Sup.	Medio	Inferior	Superior: <u>8.30</u>	$V=A_{prom} \times h_{prom}$ $V=7.57 \times 7.82$ Volumen: <u>67.57</u>	<u>0.8064</u>
h_2 : <u>8.140</u>	<u>3.27</u>	<u>3.24</u>	<u>3.19</u>	4 Media: <u>33.39</u>		$\epsilon = \Delta L/L_0$
h_3 : <u>8.143</u>	<u>3.23</u>	<u>3.28</u>	<u>3.24</u>	Inferior: <u>8.12</u>		$A_{corr} = \frac{A_0}{1-\epsilon}$
h_{prom} : <u>8.14</u>	Φ_{prom}	<u>3.25</u>	<u>3.26</u>	A_{prom} <u>8.30</u>		<u>1-\epsilon</u>

DEFORMACION E S F U E R Z O S

δ mm	$\epsilon=\delta/L$ %	Lectura Anillo	Carga kg	A_{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²
0	0	0	0	8.30	0.00
0.100	0.12	1	0.806	8.310	0.10
0.200	0.25	2.5	2.016	8.321	0.24
0.400	0.49	8.5	6.854	8.341	0.82
0.600	0.74	15	12.096	8.362	1.45
0.800	0.98	23	18.547	8.383	2.21
1.000	1.23	29.5	23.789	8.403	2.83
1.200	1.47	35.5	28.627	8.424	3.40
1.300	1.60	38	30.643	8.435	3.63
1.400	1.72	41	33.062	8.445	3.91
1.500	1.84	43	34.675	8.456	4.10
1.600	1.97	45	36.288	8.467	4.29
1.700	2.09	46	37.094	8.477	4.38
1.800	2.21	46	37.094	8.488	4.37
1.900	2.33	40	32.256	8.499	3.80



RESULTADOS	
Esfuerzo desviador, kg/cm ²	4.38
Cohesión aparente, kg/cm ²	2.19

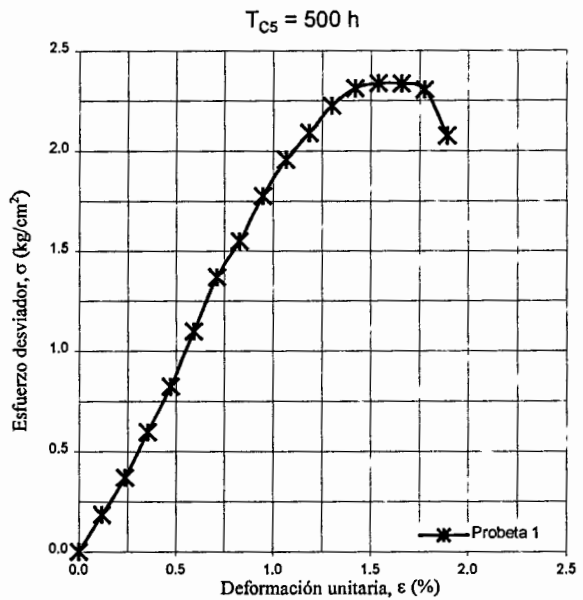
Formato XI-D1. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 500 horas de contacto.

COMPRESIÓN SIMPLE EN MEZCLA SUELO-CAL, $T_{C5}=500$ h

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 7
 Descripción: Mezcla compactada a $T_{C5}=500$ h, $\gamma_{dmax} = 1,175$ kg/cm², $\omega_{opt}=36\%$. Probeta No.: 1

ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h_1 : 8.48	Sup.	Medio	Inferior	Superior: 9.07	V=A _{prom} x h _{prom} V=7.57x7.82 Volumen: 74.11	Cte. del anillo: 0.8064 $\epsilon = \Delta L/L_0$ $A_{corr} = \frac{A_0}{1-\epsilon}$
h_2 : 8.45	3.35	3.30	3.36	4 Media: 34.84		
h_3 : 8.42	3.45	3.36	3.30	Inferior: 8.71		
h_{prom} : 8.45	Φ_{prom} 3.40	3.33	3.33	A _{prom} 8.77		

DEFORMACION		E S F U E R Z O S				
δ mm	$\epsilon=\delta/L$ %	Lectura Anillo	Carga kg	A _{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²	
0	0	0.0	0	8.77	0.000	
0.100	0.12	2.0	1.613	8.780	0.184	
0.200	0.24	4.0	3.226	8.791	0.367	
0.300	0.36	6.5	5.242	8.801	0.596	
0.400	0.47	9.0	7.258	8.812	0.824	
0.500	0.59	12.0	9.677	8.822	1.097	
0.600	0.71	15.0	12.096	8.833	1.369	
0.700	0.83	17.0	13.709	8.843	1.550	
0.800	0.95	19.5	15.725	8.854	1.776	
0.900	1.07	21.5	17.338	8.864	1.956	
1.000	1.18	23.0	18.547	8.875	2.090	
1.100	1.30	24.5	19.757	8.886	2.223	
1.200	1.42	25.5	20.563	8.896	2.311	
1.300	1.54	25.8	20.805	8.907	2.336	
1.400	1.66	25.8	20.805	8.918	2.333	
1.500	1.78	25.5	20.563	8.928	2.303	
1.600	1.89	23.0	18.547	8.939	2.075	



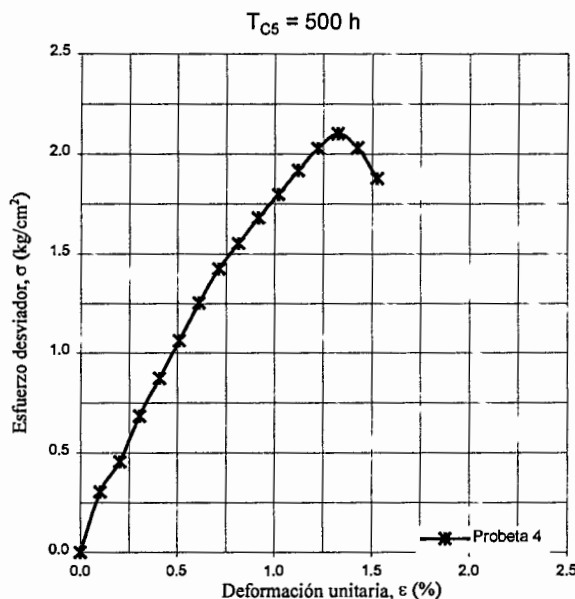
RESULTADOS	
Esfuerzo desviador, kg/cm ²	2.34
Cohesión aparente, kg/cm ²	1.17

Formato IX-D2. Resistencia a la compresión simple de mezcla suelo-cal compactada a 500 horas de contacto.

Procedencia: Arcilla negra tipo CH, de la Colonia Jacarandas, Qro. Ensaye No.: 7
 Descripción: Mezcla compactada a $T_{C5}=500h$, $\gamma_{dmax} = 1,175 \text{ kg/cm}^2$, $\omega_{opt}=36\%$. Probeta No.: 2

ALTURA (cm)		DIÁMETRO (cm)			AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	Cte. del anillo:
h_1 :	<u>9.79</u>	Sup.	Medio	Inferior	Superior: <u>9.93</u>	$V=A_{prom} \times h_{prom}$ $V=7.57 \times 7.82$ Volumen: <u>103.83</u>	<u>0.8064</u>
h_2 :	<u>9.85</u>	<u>3.59</u>	<u>3.64</u>	<u>3.84</u>	4 Media: <u>42.08</u>		$\epsilon = \Delta L/L_0$
h_3 :	<u>9.82</u>	<u>3.52</u>	<u>3.68</u>	<u>3.79</u>	Inferior: <u>11.43</u>		$A_{corr} = \frac{A_0}{1-\epsilon}$
h_{prom} :	<u>9.82</u>	Φ_{prom}	<u>3.56</u>	<u>3.82</u>	A_{prom}		<u>10.57</u>

DEFORMACION		E S F U E R Z O S			
δ mm	$\epsilon=\delta/L$ %	Lectura Anillo	Carga kg	A_{corr} cm ²	Desviador kg/cm ²
0.0	0	0	0	10.57	0.00
0.1	0.10	4.0	3.226	10.584	0.30
0.2	0.20	6.0	4.838	10.595	0.46
0.3	0.31	9.0	7.258	10.606	0.68
0.4	0.41	11.5	9.274	10.617	0.87
0.5	0.51	14.0	11.290	10.628	1.06
0.6	0.61	16.5	13.306	10.638	1.25
0.7	0.71	18.8	15.160	10.649	1.42
0.8	0.81	20.5	16.531	10.660	1.55
0.9	0.92	22.2	17.902	10.671	1.68
1.0	1.02	23.8	19.192	10.682	1.80
1.1	1.12	25.4	20.483	10.693	1.92
1.2	1.22	26.9	21.692	10.704	2.03
1.3	1.32	27.9	22.499	10.715	2.10
1.4	1.43	27.0	21.773	10.726	2.03
1.5	1.53	25.0	20.160	10.737	1.88



RESULTADOS	
Esfuerzo desviador, kg/cm ²	2.10
Cohesión aparente, kg/cm ²	1.05

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alberro A. J., 1990, Macroestructura y comportamiento de los Suelos Compactados, Décima conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Fernández Loaiza, Carlos, 1982, Mejoramiento y estabilización de suelos, Ed. Limusa, México.

F.H. Chen, 1975, Foundations on Expansive Soils, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, The Netherlands.

Hernández Espino J. J., 1992, Estabilización con cal de arcilla en un pavimento flexible de Querétaro, Curso Internacional de Mecánica de Suelos Arcillosos, U.A.Q., Querétaro, México.

Instituto Mexicano del Transporte, 1998, Génesis, Identificación y uso de los suelos de México, Documento Técnico No. 19, Sanfandila, Qro., México.

John D. Nelson and Debora J. Miller, John Wiley & sons, 1992, Expansive Soils., Inc., E.U.A.

Joseph E. Bowles, 1982, Propiedades Geofísicas de los suelos, Editorial McGraw-Hill, Traducción de la primera edición, Bogotá, Colombia.

Juárez B.E. y Rico R.A., 1984, Mecánica de Suelos, Tomo I, Ed. Limusa, México.

Lenonm J. Cajuste, 1977, Química de los suelos con un enfoque agrícola, Colegio de Postgraduados, Chapingo, México.

López Lara T., Zepeda Garrido J.A., 1996, Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas de Jurica, Querétaro, tesis de maestría, U.A.Q., Querétaro, México

López Lara T., 1998, Curso: Técnicas Modernas de caracterización en la ciencia tecnología de suelos arcillosos, Querétaro, México.

López Lara T., 2002, Estudio fisicoquímico de la modificación de suelos arcillosos, Tesis de doctorado, U.A.Q., Querétaro, México.

Lytton, R.L., 1998?, The Characterization of Expansive Soils in Engineering, Presentation in the Symposium on Water Movement and Equilibrium.

Mendoza L. M., 1992, Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Documento Técnico No. 7, Querétaro, Qro, 1992.

Publicación de la National Lime Association, 1996, Manual de Construcción para Estabilización con Cal, No. 4, México.

Rodríguez J. M., 2001, Identificación de los Suelos Expansivos, Curso de Impacto y Geotecnia Ambiental generados por las carreteras, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Septiembre de 2001, Sanfandila, Querétaro, México.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Subsecretaría de infraestructura, 1987, Normas para muestreo y pruebas de materiales, equipos y sistemas, Libro 6, México.

Tarback E. J., Lutgens F. K., 1999, Ciencias de la Tierra. Una introducción a la Geología Física, Editorial Prentice may, Sexta Edición, España.

Teushcer H. y Adler R., 1975, El suelo y su fertilidad, Ed. C.E.C.S.A., 2da. Impresión, México.

S. L. Tisdale y W. L. Nelson, 1977, Fertilidad de los suelos y fertilizantes, Ed. Montaner y Simon, S. A., Barcelona, España.

Zepeda Garrido, J.A., Castañeda A., Hugo, 1992, Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana, Curso Internacional de Mecánica de Suelos Arcillosos, U.A.Q., Querétaro, México.

Zepeda Garrido, J. A., Guerrero Lara J., Olguín Redes R, 1985, Estabilización de arcillas expansivas con cal en Querétaro, Reporte de Investigación No. 85-MS-01, U.A.Q., México.