

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**IMPERMEABILIZACIÓN DE SUELOS PARA TANQUES DE
COMBUSTIBLE MEDIANTE SUELO-CEMENTO.**

TESIS

**PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

POR

ROBERTO RODERICO BRAVATTI MEJÍA

**AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JULIO DE 1,999

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing.	Herbert René Miranda Barrios.
Vocal 1o:	Ing.	José Francisco Gómez Rivera.
Vocal 2o:	Ing.	Carlos Humberto Pérez Rodríguez
Vocal 3o:	Ing.	Jorge Benjamín Gutiérrez Quintana.
Vocal 4o:	Br.	Mauricio Grajeda Mariscal.
Vocal 5o:	Br.	Oscar Stuardo Chinchilla Guzmán.
Secretaria:	Ing.	Gilda Marina Castellanos De Illescas.

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing.	Herbert René Miranda Barrios.
Examinador:	Ing.	Alfredo Enrique Beber Aceituno.
Examinador:	Ing.	Mario Estuardo Arriola Ávila.
Examinador:	Ing.	Ramiro Israel Wilhelm Cohen.
Secretario:	Ing.	Gilda Marina Castellanos De Illescas.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

CUMPLIENDO CON LOS PRECEPTOS QUE ESTABLECE LA LEY DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, PRESENTO A SU CONSIDERACION MI TRABAJO DE TESIS TITULADO:

IMPERMEABILIZACIÓN DE SUELOS PARA TANQUES DE COMBUSTIBLE MEDIANTE SUELO-CEMENTO.

TEMA QUE ME FUERA ASIGNADO POR LA DIRECCIÓN DE ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, CON FECHA 16 DE NOVIEMBRE DE 1,998.


ROBERTO RODERICO BRAVATTI MEJIA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, 28 de junio de 1,999

Ingeniero

Francisco Javier Quiñonez de la Cruz,
Coordinador Área de Materiales,
Facultad de Ingeniería,
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ingeniero Quiñonez:

Por medio de la presente me dirijo a usted para informarle que, después de revisar el trabajo de tesis titulado **"IMPERMEABILIZACIÓN DE SUELOS PARA TANQUES DE COMBUSTIBLE MEDIANTE SUELO-CEMENTO"**, presentado por el estudiante universitario Roberto Roderico Bravatti Mejía, ha llenado satisfactoriamente los propósitos que motivaron la selección de dicho tema, por lo que hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado.

Atentamente,

Ing. Crecencio Benjamín Cifuentes Velasquez
ASESOR

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil. Ingeniería
Mecánica Industrial. Ingeniería Química.
Ingeniería Mecánica Eléctrica. Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala. Centroamérica

Guatemala, 8 de julio de 1,999

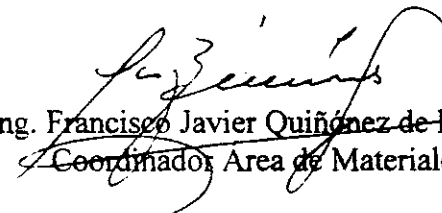
Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson,
Director de la Escuela de
Ingeniería Civil,
Facultad de Ingeniería,
Universidad de San Carlos de Guatemala

Señor Director:

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado
**“IMPERMEABILIZACIÓN DE SUELOS PARA TANQUES DE COMBUSTIBLE
MEDIANTE SUELO-CEMENTO”**, elaborado por el estudiante universitario Roberto
Roderico Bravatti Mejía y asesorado por el Ingeniero Crecencio Benjamín Cifuentes Velasquez .

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha
utilidad para estudiantes y profesionales de la ingeniería civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted, atentamente:


Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
Coordinador Area de Materiales

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ingeniero Crecencio Benjamín Cifuentes Velasquez y del Coordinador Área de Materiales Ingeniero Francisco Javier Quiñónez de la Cruz, del trabajo de tesis del estudiante Roberto Roderico Bravatti Mejía, titulado "IMPERMEABILIZACIÓN DE SUELOS PARA TANQUES DE COMBUSTIBLE MEDIANTE SUELO-CEMENTO", da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson.



Guatemala, julio de 1.999.

SASM/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



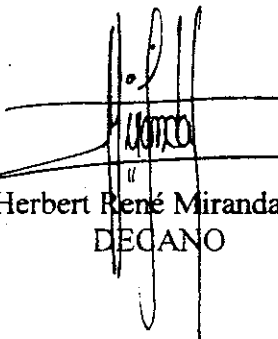
FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ingeniero Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis "IMPERMEABILIZACIÓN DE SUELOS PARA TANQUES DE COMBUSTIBLE MEDIANTE SUELO-CEMENTO", del estudiante Roberto Roderico Bravatti Mejia, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. Herbert René Miranda Barrios
DECANO



Guatemala, julio de 1.999.

/bbdeb.

AGRADECIMIENTOS:

A Jehova Dios: nuestro padre celestial.

Al claustro de catedráticos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, por su colaboración en mi formación profesional.

Al Ingeniero Benjamín Cifuentes, por la asesoría de este trabajo y por su amistad.

A los Muchachos del Departamento Técnico de la Superintendencia de Telecomunicaciones, gracias por su colaboración.

DEDICATORIA A:

MIS PADRES

ALIRIO BRAVATTI

BERTA ESPERANZA MEJÍA TORRES

MI ESPOSA

BLANCA LETICIA ORTEGA VÉLIZ

MI HIJA

SHAROLL YAMINTA BRAVATTI ORTEGA

MIS HERMANOS

CON TODO CARIÑO.

MIS SUEGROS

JUAN ORTEGA MEJÍA

PÁULA ANTONIA VÉLIZ VÉLIZ

MIS CUÑADOS

CON TODO APRECIO.

MIS SOBRINOS

CON DEDICACIÓN.

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS.

ÍNDICE GENERAL

	Página
Glosario	I
Introducción	III
Objetivos	IV

Capítulo 1

Investigación Teórica	1
1.1 Marco teórico	1
1.2 Antecedentes	11

Capítulo 2

Exploración y Muestreo del Suelo	14
2.1 Clasificación de los suelos	15
2.2 Métodos de exploración	20
2.3 Análisis y muestreo de suelos	22

Capítulo 3

Ensayos de Laboratorio	23
3.1 Ensayos de límites de Atterberg	23
3.2 Ensayo de granulometría	33
3.3 Ensayo de compactación	38
3.4 Ensayo de impermeabilización	50
3.5 Ensayo de estabilización	58

Capítulo 4

Diseño de Mezclas	60
4.1 Resistencia a la tensión	60
4.2 Resistencia a la compresión	62
4.3 Resistencia al corte	65
4.4 Resistencia a la impermeabilización	69
4.5 Estabilización	71

Capítulo 5

Análisis de Resultados	73
------------------------	----

Capítulo 6

Ventajas y Desventajas	77
Conclusiones	V
Recomendaciones	VI
Bibliografía	VII

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
1.1 Estado del agua en el suelo	2
3.1 Ensayo granulométrico para la Muestra A	35
3.2 Ensayo granulométrico para la Muestra B	36
3.3 Ensayo granulométrico para la Muestra C	37
3.4 Primer ensayo de compactación para la Muestra A	43
3.5 Segundo ensayo de compactación para la Muestra A	44
3.6 Ensayo de compactación para la Muestra B	45
3.7 Ensayo de compactación para la Muestra C	46
3.8 Ensayo de compactación para la Muestra 1	47
3.9 Primer ensayo de compactación para la Muestra 2	48
3.10 Segundo ensayo de compactación para la Muestra 2.	49
3.11 Permeámetro de carga constante	51
4.1 Representación del área corregida A' - área inicial A	63
4.2 Gráfica de esfuerzo-deformación unitaria.	64
4.3 Tipos de fallas en suelos cohesivos	65
4.4 Envolvente del círculo de Mohr para suelos cohesivos	67
4.5 Resultado del ensayo de impermeabilización	72

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
2.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.), incluyendo identificación y descripción	18
2.2 Materiales para terraplenes	19
2.3 Suelos para cimentación	20
3.1 Primer resultado del ensayo de límites de Atterberg.	31
3.2 Segundo resultado del ensayo de límites de Atterberg	32
3.3 Permeabilidad "K" para proporción de cemento y limo	55
3.4 Permeabilidad "K" para proporción de cemento y arena negra	56
3.5 Permeabilidad "K" para muestra de arcilla	56
3.6 Permeabilidad "K" para proporción cemento, limo y arena	57
3.7 Permeabilidad "K" para proporción cemento, arena y arcilla	57
3.8 Permeabilidad "K" para distintas combinaciones de cemento, arena, limo y arcilla	59
4.1 Comparación entre propiedades de las arcillas en función del número de golpes "N"	61
4.2 Comparación entre propiedades de las arenas en función del número de golpes "N"	62
4.3 Valores típicos de coeficientes de permeabilidad	70
5.1 Comparación entre el contenido de finos presentes en la Muestra A, Muestra B y Muestra C	73
5.2 Comparación entre densidad seca óptima y humedad óptima para cada una de las muestras	74
5.3 Comparación de la permeabilidad requerida con respecto de las permeabilidades de las Alternativas B, 1 y 2.	75
5.4 Comparación entre la permeabilidad requerida y la permeabilidad de la Alternativa A	75

5.5 Comparación entre la permeabilidad requerida y la permeabilidad de la Alternativa C

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
cm	centímetros
cm ²	centímetros cuadrados
cm ³	centímetros cúbicos
g	gramos
Kg	kilogramos
Km	kilómetros
Lb	libras
m	metros
m ²	metros cuadrados
m ³	metros cúbicos
mm	milímetros
No.	número
Seg	segundos
t	toneladas
°	grados
%	por ciento
"	pulgadas
°C	grados centígrados

GLOSARIO

Adherencia:

Acción y efecto de adherir o pegarse una cosa con otra.

Adsorción:

Penetración superficial de un gas o un líquido en un sólido.

Ángulo de fricción interna:

El *ángulo de fricción interna* es un valor de convenio introducido para simplificar, y se le considera constante aunque no lo es. El ángulo de fricción interno depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

Cohesión:

La *cohesión* se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares.

Dique:

Filón estéril que asoma en forma de muro en la superficie del terreno. Muro construido para proteger una excavación o para contener las aguas.

Estabilización:

Método empleado, en mecánica de suelos, para mejorar ciertas propiedades mecánicas e hidráulicas.

Estratificaciones:

Disposición de las rocas en capas paralelas superpuestas.

Estratigrafía:

Parte de la geología que estudia la disposición y la estructura de los terrenos en el transcurso de los siglos.

Fluido:

Aplíquese al cuerpo cuyas moléculas tienen entre sí poca o ninguna coherencia, y toma siempre la forma del recipiente que lo contiene.

Loess:

Limo muy fino sin estratificaciones y rico en cal.

Permeabilidad:

Es la capacidad de un suelo a ser atravesado por el agua u otro fluido.

Solidificación:

Paso del estado líquido o gaseoso al sólido.

Tensión:

Acción de las fuerzas que, actuando sobre un cuerpo y manteniéndolo tirante, impide que sus partes se separen unas a otras.

INTRODUCCIÓN

La impermeabilización de suelos para tanques de combustibles mediante suelo-cemento puede lograrse mediante la técnica de estabilización que usa la prueba de permeabilidad para determinar la capacidad de filtración de un suelo. Encontrar la alternativa práctica y económica que permita obtener valores de permeabilidad menores del valor de 1×10^{-5} cm/seg, deben garantizar la mejor estabilidad de los bancos de tierra. Cuando existe o se proyecta construir una infraestructura de almacenamiento-distribución de combustible, se hace necesario proteger los tanques de combustible contra el posible derramamiento del fluido y por consiguiente evitar la contaminación del medio ambiente; esto se logra estabilizando el contorno exterior de los tanques que están en contacto con el suelo, utilizando para ello un material con una permeabilidad menor de la permisible de 1×10^{-5} cm/seg.

El presente trabajo de tesis es un planteamiento técnico-investigativo, que puede usarse como procedimiento para la determinación de la impermeabilidad de los suelos relativamente impermeables. Este procedimiento toma en cuenta el reconocimiento de las propiedades y características de los suelos bajo estudio, aplicando los ensayos de laboratorio siguientes: Granulométrico, Límites de Atterberg, Proctor y Permeabilidad. El ensayo de impermeabilidad, está basado en la prueba de permeabilidad para suelos relativamente impermeables y en la técnica de estabilización a base de suelo-cemento o solo suelo. La estabilización de la mezcla resultante de las proporciones de suelo-cemento o solo suelo, son sometidas al ensayo de compactación con el objeto de determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima. Con la humedad óptima resultante se procede a la preparación de las muestras de suelo de acuerdo al procedimiento indicado en la prueba con *permeámetro de carga variable*, y con el cual se determina el coeficiente de permeabilidad "K" para cada mezcla ensayada.

Del análisis de resultados de las mezclas, la arcilla rojiza procedente de Costalinda, Km77 carretera que conduce al puerto de San José, Escuintla, presenta un coeficiente de permeabilidad de 1×10^{-8} cm/seg por debajo del requerido 1×10^{-5} cm/seg, por tal razón este suelo a base de arcilla se constituye en adecuado para impermeabilizar.

OBJETIVOS

Generales

- Que el presente trabajo sirva de guía de consulta teórica-práctica, para aquellas personas relacionadas con el tema de la impermeabilización de suelos.
- Presentar la teoría básica necesaria para la impermeabilización de suelos para tanques de combustibles mediante suelo-cemento.

Específicos

- Dar a conocer las propiedades y características de los suelos bajo estudio, mediante la aplicación de los ensayos de laboratorio siguientes: granulométrico, límites de Atterberg, Proctor y permeabilidad.
- Determinar la proporción adecuada de estabilización suelo-cemento o solo suelo, que permita obtener, mediante la prueba con *permeámetro de carga variable*, un coeficiente mínimo de permeabilidad "K" por debajo del mínimo requerido de 1×10^{-5} cm/seg.
- Una vez determinada qué estabilización a base de suelo-cemento o solo suelo presenta el mejor coeficiente de permeabilidad (por debajo del mínimo de 1×10^{-5} cm/seg), proponer las recomendaciones constructivas a aplicarse en el campo.

CAPÍTULO 1

Investigación Teórica

La protección del contorno de tanques para combustibles mediante suelo-cemento o solo suelo, es una técnica que tiene sus orígenes en la necesidad de impermeabilizar suelos, con el objeto de contar con alternativas constructivas que sean tanto prácticas como económicas. La permeabilidad o conductividad hidráulica "K" es una propiedad importante de los suelos y su valor depende del tamaño de los poros, los cuales a su vez están en función de la forma, tamaño y acomodo de las partículas del suelo.

Los métodos de protección del contorno de los tanques para combustibles, son conocidos de varias formas, dependiendo de la topografía del área donde se construirá el mismo, de los tipos de drenaje y de la condición del subsuelo. En casi cada caso, los costos y dificultades son considerablemente minimizados, si estas provisiones pueden ser hechas antes de la construcción del tanque, y por consiguiente determinar las alternativas constructivas más factibles.

1.1 Marco teórico

El suelo, es un material con arreglo variable de sus partículas, las que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos con otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes, los que se comunican tanto con la superficie del terreno como con las fisuras y grietas de la masa del mismo; de aquí que el agua que cae sobre el suelo parte escurre y parte se infiltra por acción de la gravedad hasta estratos impermeables más profundos, formando la llamada *capa freática*. El límite superior de este manto acuoso se llama *nivel freático*. Según el estado en que se encuentre el agua en el suelo reciben los nombres que aparecen a continuación:

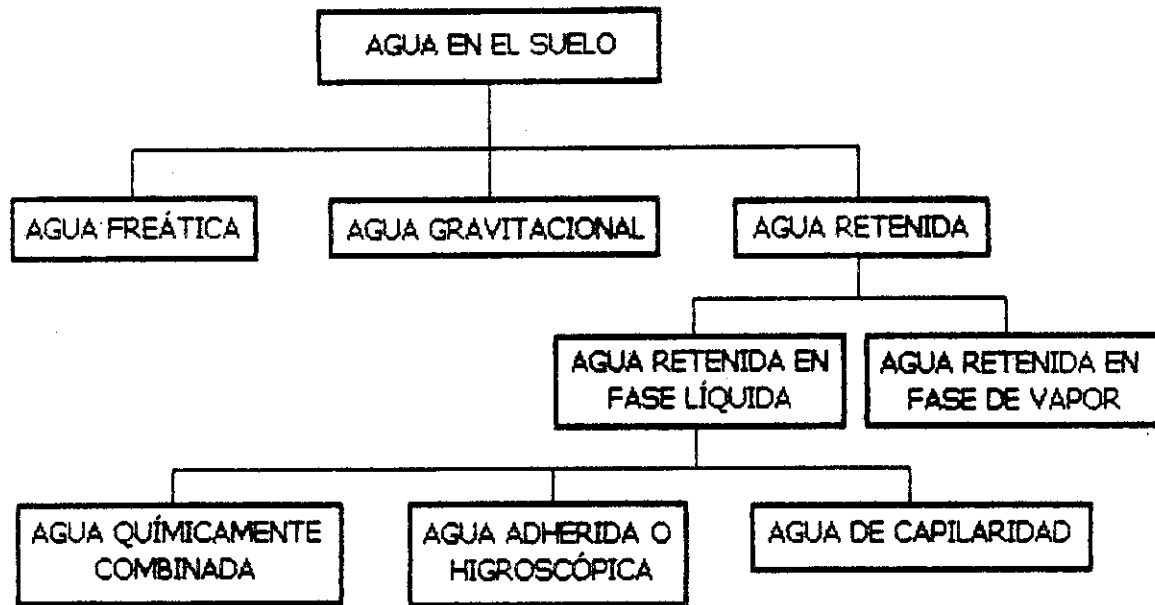


Figura 1.1
Estados del Agua en el Suelo

Al agua que pasa por los poros a través del suelo se le conoce con el nombre de *agua gravitacional*, y aquella que se encuentra por debajo del nivel freático se llama *agua freática*. Cuando se suspende el movimiento del agua gravitacional a través del suelo, parte del agua se queda retenida en los poros y sobre la superficie de las partículas debido a las fuerzas de *tensión superficial* y *adsorción*. Esta agua, que no puede ser drenada directamente, recibe el nombre de *agua retenida*. En el movimiento del agua gravitacional influyen poderosamente tanto la porosidad del suelo como sus características estructurales; sin embargo, al movimiento de esta agua no se le puede aplicar la ley de Darcy debido a la presencia de aire en los poros. Cuando esta agua pueda llegar a afectar a las cimentaciones se instalan drenes adecuados para captarla y alejarla.

El agua retenida está compuesta por agua retenida en fase líquida y agua retenida en fase de vapor. El agua en fase líquida, está formada por agua combinada químicamente, por el agua adherida o higroscópica y por el agua de capilaridad.

El agua químicamente combinada, desde el punto de vista del ingeniero, se considera como integrante de los sólidos del suelo, ya que forma parte de la estructura cristalina de los minerales del mismo y es una cantidad muy pequeña. Esta agua puede ser eliminada del suelo si éste se seca hasta 110°C, de ahí la práctica de secar las muestras entre 105°C y 110°C.

El agua adherida o higroscópica es aquella que adquiere el suelo del aire que lo rodea. Así, si un suelo es secado en un horno a peso constante y se deja expuesto al aire mientras se enfria, dicho suelo absorberá agua de la humedad del aire que lo rodea. Esta agua higroscópica del suelo y la cantidad de ella que el suelo puede adquirir depende también del área superficial de las partículas.

El agua de capilaridad es aquella que se adhiere en los poros del suelo por el efecto de la tensión superficial. Si se introduce un tubo capilar en el agua de tal modo que al principio el extremo superior del tubo coincida con la superficie del agua y se comienza a levantar el tubo, se podrá observar que el menisco se va haciendo más curvo a medida que se vaya levantando el tubo, alcanzando su máxima curvatura cuando se tenga el valor máximo de la tensión superficial desarrollada. El ascenso del agua dentro de los tubos de pequeño diámetro sobre la superficie libre del líquido es un fenómeno que se conoce como *capilaridad*, y se debe a la existencia de fuerzas de tensión capilar T dentro del tubo. El ascenso del agua por capilaridad en un suelo no es estrictamente igual al caso visto de un tubo, pues los poros del suelo tienen tamaños y formas irregulares. Sin embargo, la altura capilar en un suelo puede estimarse por la siguiente ecuación:

$$H_c = \frac{N}{e \cdot D_{10}}$$

N = Constante empírica que depende de la forma de los granos y de las impurezas de sus superficies. El valor de N varía de 0.1 a 0.5 cm².

e = Relación de vacíos del suelo.

D_{10} = Constante empírica que depende de la forma de los granos y de las impurezas de sus superficies.

Como puede observarse en la fórmula anterior, la altura capilar es mayor a medida que los suelos son más finos. De esto se desprende la importancia que tiene el drenaje cuando se trata de suelos finos, ya que en estos casos sólo basta un pequeño tirante de agua en la base de un talud para humedecer, por capilaridad, una parte considerable de los terraplenes, disminuyendo la estabilidad de los mismos y favoreciendo por tanto las fallas de los pavimentos.

La ascensión capilar en un suelo se mide por la altura existente desde la fuente de abastecimiento de agua hasta donde llega la humedad, y esa altura está en razón inversa del diámetro de las partículas, y la velocidad de ascensión está en razón directa del diámetro de las partículas.

Un caso preciso de la importancia del estudio de la capilaridad se tiene cuando se piensa construir un terraplén en una zona inundada, siendo necesario levantar dicho terraplén hasta una altura en que el agua no perjudique la estabilidad del pavimento que se construya.

Agua Freática:

Los poros del suelo que se encuentran por debajo del nivel freático se encuentran completamente llenos de agua, y se considera que cualquier movimiento de esta agua a través del suelo sigue la Ley de DARCY, que indica que la intensidad de filtración por unidad de área es directamente proporcional al gradiente hidráulico, o sea:

$$V = K \cdot i \cdot A \cdot t$$

en la que:

V = Cantidad de agua en cm^3 , que generalmente escurre a través del área A.

K = Constante de permeabilidad o conductividad hidráulica en cm/seg .

i = Gradiente hidráulico, igual a la pérdida de carga entre la longitud recorrida.

A = Área transversal en cm^2 , a través del cual fluye el agua.

t = Tiempo, normalmente en segundos, durante el cual fluye la cantidad V de agua.

Despejando la constante de permeabilidad o de conductividad hidráulica, se logra obtener la siguiente expresión en función de los parámetros:

$$K = \frac{V}{i \cdot A \cdot t}; \text{ y como } v = \text{velocidad} = \frac{V}{A \cdot t}, K = \frac{v}{i} \therefore v = K \cdot i$$

La conductividad hidráulica K es una propiedad importante de los suelos y su valor depende del tamaño de los poros, los cuales a su vez están en función de la forma, tamaño y acomodo de las partículas del suelo. Un suelo fino, como la arcilla, tendrá una constante de permeabilidad mucho menor que una arena de granos gruesos. debido a que aquella opondrá mayor resistencia al movimiento del agua debido al menor tamaño de los poros y de los canales de flujo.

Es necesario observar que en la fórmula de Darcy el área transversal A corresponde al área total, incluyendo las partículas sólidas y los vacíos entre ellas.; por lo tanto, la velocidad $v = K \cdot i$ es una velocidad ficticia a la que tendría el agua que fluir a través de toda el área entera A para producir la cantidad de agua V que pasa a través del suelo. Esta velocidad ficticia se refiere, por consiguiente, a una velocidad de aproximación del agua precisamente antes de entrar en el suelo, o inmediatamente después de su salida del mismo.

Si se quiere hacer uso de la verdadera velocidad del agua a través de los poros del suelo es necesario entonces medir el área de los poros mediante una sección transversal al mismo, y la ecuación de Darcy se escribirá entonces así:

$$V = K_p \cdot A_p \cdot i \cdot t \therefore K_p = \frac{V}{A_p \cdot i \cdot t}; \text{ como } v_p = \frac{V}{A_p \cdot t}, \text{ se tiene que } v_p = K_p \cdot i$$

que es la velocidad promedio del agua a través de los poros del suelo y que indudablemente será mayor que la velocidad de aproximación, pues el área de poros es menor que el área total del suelo.

En este caso, la constante K_p se conoce con el nombre de *constante de percolación* y es siempre mayor que la constante de conductividad hidráulica del suelo. *El hecho de que esta última sea más empleada en Mecánica de Suelos se debe a que es más fácil medir el área total de la muestra que el área de los poros de las misma.*

Como el área de los poros en una sección transversal es igual a la porosidad η por el área de la muestra, se tiene :

$$A_p = \eta \cdot A \quad \therefore \quad V = A_p \cdot K \cdot i = \eta \cdot A \cdot K_p \cdot i$$

de donde

$$K = \eta \cdot K_p$$

En la práctica, la medida de la constante de permeabilidad o constante de conductividad hidráulica se hace por medio de permeámetros, los cuales pueden ser de nivel constante o de nivel variable. Los de nivel constante se usan generalmente para medir la permeabilidad de los materiales granulares, y los de nivel variable preferentemente para materiales finos arcillosos o limo-arcillosos.

Con el objeto de establecer una base comparativa es conveniente expresar el coeficiente de permeabilidad refiriéndolo a la temperatura de 20°. Si se conoce el valor K , a cualquier temperatura T , su valor a 20° será:

$$K_{20^\circ\text{C}} = \frac{\mu_t}{\mu_{20^\circ\text{C}}} K_t$$

Donde μ es la viscosidad del agua.

La necesidad de aplicar técnicas de impermeabilización a suelos, aprovechando el conocimiento de sus propiedades permeables, hace posible que estos conocimientos puedan aplicarse en encontrar alternativas prácticas y económicas para la impermeabilización del contorno de los tanques a base de suelos-cemento o solo suelo. Los métodos de protección del contorno de los tanques son conocidos de varias formas, dependiendo de la topografía del área, del tipo de drenaje y de la condición del subsuelo.

Los tanques de almacenamiento y distribución de combustibles se construyen regularmente de acero, y son apoyados sobre una losa de cimentación de concreto armado. En su contorno, a una distancia adecuada, hay diques de protección que cumplen las siguientes funciones vitales:

- A) Para evitar que se desparrame el combustible por alguna causa y que éste pueda ser recuperado, y
- B) Para evitar la contaminación del medio ambiente,

Métodos de exploración dentro del contorno del tanque

Algunos de los métodos empleados en la práctica, para proveer la base o piso donde debe asentarse el tanque, son:

- 1. Drenaje natural.
- 2. Drenaje tratado.
- 3. Membranas manufacturadas.
- 4. Agua Estancada.

Drenaje natural

Cuando el área donde se construye el tanque tiene un drenaje natural con una deficiencia de permeabilidad menor de 1×10^{-5} cm/seg, es considerado seguro contra la filtración de cualquier producto en el suelo. Los suelos con valores de permeabilidad menores de 1×10^{-5} , proveen una mejor estabilización del banco de tierra, evitando fallas en los mismos.

Los bancos de tierra dentro del área bajo estudio tienen que ser unidos al área del tanque, con lo cual se logra prevenir el derrame del producto debajo de ellos.

El drenaje natural del tanque debe estar completamente homogeneizado sobre la totalidad del área. No debe contener áreas de drenaje que influyan en el suelo, y por tal razón el drenaje natural debe ser lo suficientemente hondo para sostener al máximo la carga hidrostática del aceite. También existe la posibilidad de que el drenaje natural del tanque pueda ser alterado o cambiado por construcciones anteriores tales como excavaciones, rellenos, estructuras e instalación de tuberías. El supervisor del sitio deberá disminuir los efectos de esas construcciones sobre la extensión y homogeneidad del drenaje, para lo cual deberá realizar pruebas a gran profundidad.

Un tanque puede ser relativamente seguro contra posible derramamiento de combustible (previendo protección al medio ambiente) aplicando de 6 a 18 pulgadas de espesor del material compactado. El material debe ser altamente arcilloso o tener un coeficiente de permeabilidad menor de 5×10^{-3} cm/seg. Las consideraciones son dadas para proteger las áreas del tanque por el uso de membranas manufacturadas; en el caso de tuberías instaladas, las membranas son extendidas por debajo y aproximadamente seis pies a cada lado de la tubería, además se debe colocar primero la arcilla en la parte de arriba. El forro de arcilla debe ser compactado no menos del 100% de la norma Proctor de densidad. Esta compactación es esencial y recomendada que sea hecha, para que los requerimientos de compactación se satisfagan en el campo.

Muchas de las arcillas cuando se secan se contraen con facilidad. Para evitar el hundimiento de las arcillas, éstas deben mantenerse húmedas. En áreas moderadas de lluvia, se requiere aplicar un revestimiento entre 6 y 8 pulgadas de material seleccionado, el cual detendrá el agua y también prevendrá la rápida evaporación.

Cuando la lluvia es suave y se presenta un largo verano, es necesario rociar agua dentro del área de los diques. Si el agua dentro del banco de tierra se encuentra a dos pies abajo del lienzo de arcilla, para la época seca, rociarla no será necesario, porque la acción capilar la mantendrá húmeda. Generalmente cuando la masa de agua es conocida, ésta permanece a tal profundidad que cuando se inicia el año ella misma actúa como una membrana impermeable y el revestimiento de arcilla no se hace necesario.

Drenaje tratado

Si el drenaje natural de un banco de tierra, tiene un aceptable coeficiente de permeabilidad, pero además presenta pequeñas áreas de arena con sedimento u otros materiales ligeros, o por casos de coeficientes de permeabilidad a la orilla del tanque comprendidos entre los valores de 1×10^{-4} a 1×10^{-5} cm/seg, entonces debe tenerse en cuenta las condiciones confortables del sitio, donde el tratamiento del drenaje debe ser considerado.

Existen dos métodos que pueden ser usados en el drenaje tratado, y dependiendo de las necesidades en el tratamiento del suelo, pueden clasificarse como: Sellador de Bentonita o Cemento-tierra.

Sellador de Bentonita:

El sellador de Bentonita es mezclado con tierra para obtener un revestimiento compacto, o es colocado debajo de una protectiva cubierta de tierra para mantenerlo seco. El diseño propone que se use arriba de una libra de Bentonita por cada pie cuadrado de revestimiento del área. Para sellar sedimentos o terrenos arenosos la Bentonita no debe tener más del 10% de partículas grandes (arriba de 0.05 milímetros); para gravas y materiales rocosos, la Bentonita puede tener tanto como el 40% de partículas grandes (arriba de 0.05 milímetros). Todas las consideraciones anteriores son hechas en función de la humedad requerida para *bancos de tierra*.

Cemento-tierra:

Cuando la tierra consiste en arena con sedimentos, la estabilización del cemento con tierra, hace que la permeabilidad decrezca grandemente. Un compactado de 6 a 8 pulgadas de grosor, es recomendable utilizando un diseño de cemento-tierra. Este compactado puede ser utilizado en conjunto, para requerimientos normales aproximados del 8% a base de cemento sobre un peso de tierra seca.

Este diseño a base de cemento-tierra debe ser aplicado por una persona con la debida experiencia, ya que de acuerdo a los estudios de campo y de laboratorio, deben asegurarse las apropiadas proporciones de la mezcla y recomendar el método de estabilización adecuado. Teniendo las mezclas bien definidas, deben hacerse las pruebas necesarias en el entorno del área bajo estudio con las condiciones normales de humedad.

Membranas manufacturadas

Este método se presenta donde las condiciones del terreno permiten la aplicación de la membrana manufacturada, como la solución más factible. Hoy día se tiene mayor aplicación de los materiales sintéticos como membrana manufacturada; entre éstos se pueden mencionar, el hule sintético generalmente llamado plástico.

La variedad, disponibilidad y aplicación de estos materiales es casi infinito. Sólo relativamente pocos de estos materiales comunes, disponibles hoy día, son considerados confortables para tanques agrícolas y para propósitos de revestimiento de diques. Sin embargo, las hojas de elastoméricos sintéticos tienen propiedades elásticas importantes, en donde las preparaciones en el suelo proveen la máxima compactación y una relativa, suave y regular superficie para evitar el colapsamiento o ruptura. Si no hay buen material económicamente disponible, se hace necesario considerar un material para proveer esta calidad.

La opción de esterilizar el suelo debe ser considerada donde hay posibilidad de crecimiento de plantas que puedan dañar el tanque.

Agua estancada

Si la investigación indica presencia de una alta masa de agua, la condición estable puede ser utilizada para controlar la percolación y dispersión de cualquier producto de aceite derramado. Considerando una alta y permanente masa de agua, con subsuelos que tengan una

permeabilidad en el rango de 1×10^{-3} ó 1×10^{-4} cm/seg, puede ser aceptado, teniendo precaución alrededor del perímetro del dique. Esto requiere que una barra vertical imprevista sea colocada y extendida desde la punta del dique hasta ciertos pies por debajo del límite de la masa de agua; esto sería lo suficientemente alto para contener cualquier producto derramado, y lo suficientemente profundo para interceptar los niveles de suelo depresivo, como resultado de la carga hidrostática creada por el producto. Esta barrera vertical puede ser ya sea una membrana manufacturada, una barrera de gruta o plasticina, que se aplica en el núcleo del dique.

1.2 Antecedentes

Investigaciones de las condiciones del suelo y del agua superficial en un sitio, indican si se requiere mejorar o estabilizar el suelo. Quizá sea necesario efectuar pruebas para comprobar cuál de las técnicas disponibles es posible y económica.

La impermeabilización de suelos mediante técnicas de suelo-cemento (mezcla de cemento Portland y suelos), conocida también como estabilización, permite encontrar alternativas prácticas y económicas, que ayudan a mejorar las condiciones de los mismos, tales como:

- Aumentar la resistencia del suelo.
- Tapar las fisuras en las rocas.
- Incrementar o disminuir la permeabilidad.
- Reducir la compresibilidad.
- Mejorar la estabilidad o disminuir el levantamiento debido a heladas o hinchamientos.

Cuando se proyecta construir tanques de almacenamiento y distribución de combustible, deben tomarse en cuenta factores como:

- Material con que están fabricados los tanques.
- Tipo de cimentación a emplear.
- La estratigrafía del subsuelo.
- Diseño de mezcla, para obtener la proporción adecuada de estabilización suelo-cemento o solo suelo, para la impermeabilización del contorno de los tanques.
- Formulación de recomendaciones constructivas.

Para aquellos lugares donde no se desea proyectar una nueva construcción, sino que existe toda una infraestructura de almacenamiento-distribución, deben tenerse en cuenta los factores que se detallan a continuación:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo.
- Determinar la proporción adecuada de estabilización suelo-cemento para impermeabilizar o usar también solo suelo, como alternativas para proteger el contorno de los tanques.
- Formular las recomendaciones constructivas.

Se hace necesario proteger los tanques de almacenamiento de combustible contra posibles fallas que puedan producir el derramamiento del fluido y como consecuencia contaminar el medio ambiente. La técnica de suelo-cemento que se emplee debe garantizar la recuperación del fluido y la protección del medio ambiente, para que constituya la solución económicamente factible.

Con los factores anteriores y con el método de muestreo que se emplee, se pueden determinar tanto las características del terreno como hacer el reconocimiento del subsuelo mediante los ensayos de laboratorio tales como:

- Granulométrico, Límites de Atterberg, Proctor y Permeabilidad.

Factores básicos de entendimiento práctico

El aceite comúnmente no se mezcla con el agua, simplemente flota en su superficie. Esto es debido a la diferencia de densidades de cada fluido. Casi todos los aceites son productos refinados que contienen componentes solubles y no solubles con el agua, al punto que se vuelve ofensiva y hace que el agua no sea apta para consumo doméstico.

Este hecho hace que los productos solubles, como la gasolina, se difundan fácilmente, mientras que otros, como los aceites crudos parafinados, se difundan menos. La mayor parte de los aceites que alcanzan una masa de agua son sostenidos por la misma, lo cual representará que floten en la superficie del agua. El aceite tenderá a moverse con el agua, pero será absorbido continuamente por partículas del suelo que contacta. Así el volumen de aceite que ha sido transportado disminuye eventualmente a cero.

Si la masa de agua gotea, el aceite continuará y será absorbido por el suelo. Cuando la masa de agua sale, el aceite previamente absorbido por la tierra, será recogido y luego continuará moviéndose lateralmente con el agua subterránea.

Generalmente el uso de químicos es determinado por la clase de suelo. La lechada del químico, el cual consiste de una clase de aditivo disuelto en agua, cuesta de 3 a 5 veces más que el colocar lechadas. El efecto posible de una lechada sobre el suelo natural debe considerarse para su estudio y propuesta de análisis.

Por ejemplo, si la arcilla no es bien distribuida puede alterar el estado homogéneo de la construcción y causar picaduras o agujeros, los cuales requerirían alguna forma de protección anticorrosiva.

CAPÍTULO 2

Exploración y Muestreo del Suelo

La exploración y el muestreo del suelo están relacionadas en determinar, en el campo o en el laboratorio, la clasificación aproximada del suelo en forma rápida y económica. La utilidad de esta identificación de suelos es muy importante, ya que de esta manera se pueden conocer, cualitativamente, sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas del suelo que se desea analizar. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos de laboratorio. A menos que las muestras obtenidas sean verdaderamente representativas de los materiales que se pretendan usar, cualquier análisis de las muestras sólo serán aplicables a cada muestra y no al material del cual procede, de ahí que el operador deba de poseer la suficiente práctica y los conocimientos necesarios de las características de los suelos, para que pueda proponer alternativas en la solución de problemas.

Características del terreno

El terreno en evaluación es de aproximadamente unos 10,000.00 m², ubicado en el Puerto de San José, departamento de Escuintla. Este terreno presenta una topografía plana, que dista de la playa unos 1000 metros aproximadamente, se observa vegetación en sus alrededores, construcciones particulares e instalaciones industriales.

De la exploración realizada en el lugar sobresale el hecho que de acuerdo a la geología del sitio y de la estratigrafía observada, esta área se caracteriza por la presencia de cenizas volcánicas y boleó. El reconocimiento del subsuelo se hace posible determinarlo en base a las características geológicas-geotécnicas, así como topográficas del terreno.

Estratigrafía

La estratigrafía de los suelos permite saber la configuración de un suelo de acuerdo a la disposición de sus diferentes capas de material, para una muestra determinada. El análisis estratigráfico puede realizarse mediante inspección visual o por medio de ensayos de laboratorio. La inspección visual del área geográfica bajo estudio es de vital importancia para el muestreo, ya que permite determinar las ubicaciones de los lugares que sirven como bancos o depósitos de materiales, para su respectivo estudio.

Las muestras se extraen de los bancos de materiales ubicados dentro del departamento de Escuintla, y que de acuerdo al banco de donde se originan dichas muestras, éstos se identifican como:

Muestra A: Tomada en Parcelamiento No.17, cerca de Santa Isabel, Puerto de San José, Escuintla. Material que presenta una graduación uniforme de sus partículas, con aspecto limo arenoso de color café oscuro,

Muestra B: Tomada del Puerto de San José, Escuintla. Material que está formado por arena fina de color negro, y

Muestra C: Tomada de Costalinda, km.77, carretera que conduce al Puerto de San José, Escuintla. Material que presenta una graduación uniforme de sus partículas, con aspecto a arcilla de color rojiza.

2.1 Clasificación de los suelos

La clasificación de los suelos, permite clasificarlos según el tamaño de sus partículas, con el objeto de conocer sus propiedades mecánicas e hidráulicas

Actualmente el sistema de clasificación más ampliamente utilizado, entre los diversos sistemas de clasificación, es "*El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos*" identificado con las siglas S.U.C.S., presentado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos. Este sistema de clasificación está basado en los componentes del suelo, y correlaciona el tipo de suelo con el comportamiento generalizado del mismo. Todos los suelos se clasifican como *suelos de grano grueso y suelos de grano fino*.

Suelos de Grano Gruesos

Estos suelos se identifican visualmente en base al tamaño, forma, graduación y color del suelo. El boleo, las gravas y las arenas, pertenecen a esta clasificación.

De acuerdo al tamaño de las partículas presentes en la muestra de suelo éstas pueden clasificarse como:

- ✓ Boleo: partículas cuyo diámetro (\emptyset) ≥ 3 pulgadas.
- ✓ Grava: partículas entre 4.75 milímetros $\geq \emptyset < 3$ pulgadas.
- ✓ Arena: partículas entre 0.075 milímetros $\geq \emptyset < 4.75$ milímetros.

Para el *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos*, tanto las gravas como las arenas se dividen en cuatro grupos (*GW, GP, GM, GC*) y (*SW, SP, SM, SC*), respectivamente.

El símbolo *GW*, el prefijo *G* (*gravel*) se refiere a las gravas y *W* (*well graded*) quiere decir bien graduado. De igual modo, el símbolo *GP* indica gravas pobremente o mal graduadas (*poorly graded gravel*), el símbolo *GM* indica gravas limosas, en la que el sufijo *M* proviene del sueco *mo*, y el símbolo *GC* indica gravas arcillosas, el sufijo *C* indica arcilla (*clay*).

Asimismo, los símbolos *SW, SP, SM, y SC* indican arenas (*sands*) bien graduadas, arenas mal graduadas, arenas limosas y arenas arcillosas, respectivamente.

Suelos de Grano Fino

Estos suelos no se pueden identificar fácilmente en forma visual, para lo cual se usan ensayos empíricos de clasificación tales como:

Sedimentación, y Sacudimiento.

Dentro de los suelos finos el sistema unificado los considera agrupados en tres grupos, para los limos y arcillas con límite líquido menor de 50%; en tres grupos, para los limos y arcillas con límite líquido mayor de 50% y en un grupo, para los suelos finos altamente orgánicos. Si el límite líquido del suelo es menor de 50%, es decir, si el suelo es de compresibilidad baja o media, se añade el sufijo *L* (*low compresibility*) a los prefijos *M*, *C* y *O*, obteniéndose de ese modo los símbolos *ML* (*limos inorgánicos de baja compresibilidad*) y *CL* (*arcillas inorgánicas de baja compresibilidad*) y *OL* (*limos orgánicos de baja compresibilidad*).

Si el límite líquido es mayor de 50%, es decir, si el suelo es de compresibilidad alta, se añade el sufijo *H* (*high compresibility*) a los prefijos *M*, *C* y *O*, obteniéndose así los símbolos *MH* (*limos orgánicos de alta compresibilidad*), *CH* (*arcillas inorgánicas de alta compresibilidad*) y *OH* (*arcillas orgánicas de alta compresibilidad*). Los suelos altamente orgánicos, como las tubas, se designan con el símbolo *Pr*.

En las siguientes tablas se presentan las características de los distintos tipos de suelos de acuerdo a la propuesta del *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos*, y en las mismas se incluye tanto la identificación como la descripción de los mismos.

TIPO DE SUELO*	PERMEABILIDAD	RESISTENCIA A LA TUBIFICACIÓN	RESISTENCIA AL CORTANTE	COMPRESIBILIDAD	SUCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO	SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN	Manejabilidad
GW	Permeable	Alta	Muy alta	De baja compresibilidad siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente. Su compactación es fundamental	No susceptible al agrietamiento	No susceptibles a la licuación cuando están bien compactados	Muy buena
GP	De alta a media	Alta	Muy buena				
SW	Permeable	Muy alta	Muy buena				
SP	Semipermeable a impermeable	Baja a muy baja	Alta	Compresibilidad baja si más del 60 por ciento del material es grueso (tamaño superior a la malla No.4). Si el material contiene menos de 35 por ciento de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos.	Control de humedad de compactación	Media si mal compactados	De buena a correcta
GM	Semipermeable	Alta a media	Alta				Muy buena
GC	Impermeable	Muy alta	Alta				Muy buena
SM	Semipermeable a impermeable	Media a baja	Alta				Buena a correcta
SC	Impermeable	Alta	Alta a media	Muy susceptibles ; deben colocarse con alto grado de saturación.	Muy baja	Muy baja	Buena a correcta
ML	Impermeable	Baja a muy baja	Media a baja				Correcta a muy pobre
MH	Muy Impermeable	Media a alta	Baja				Buena a correcta
CL	Impermeable	Alta	Media	Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación.	Mediana a alta	Media a alta si mal compactados	Pobre a muy pobre
CI	Muy Impermeable	Muy alta	Baja a media				Muy pobre
OL	Impermeable	Media	Baja				Correcta a pobre

* De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de suelos.

Tabla 2.2
Materiales para terraplenes

CLASE DE SUELO	<i>SUELOS GRUESOS LIMPIOS (GW, GP, SW, SP)</i>	<i>SUELOS GRUESOS CON FINOS (GM, GC, SM, SC)</i>	<i>SUELOS FINOS (MH, ML, CH, CL, OL)</i>
PERMEABILIDAD	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas.	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de permeabilidad son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento.	Suelos impermeables en caso de no ser fisurados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada.
COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIBILIDAD	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactos, y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la compresibilidad.	La compresibilidad varía considerablemente según la compacidad del depósito. Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en caso de saturarse bajo carga.	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga. Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansión al aumentar su contenido de agua.
RESISTENCIA AL CORTE	Muy variable dependiendo de la compacidad de los depósitos y su homogeneidad. Se relaciona, salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Se han de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del manto al definir las condiciones de las pruebas.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de veleta.
TUBIFICACIÓN	Salvo los materiales de los grupos <i>SW Y SP</i> , presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la conocida heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia a la tubificación media a baja, mientras los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta a media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Los limos presentan baja resistencia a la tubificación y las arcillas de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.
LICUACIÓN	Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a la licuación. Los otros materiales de este grupo son, por lo general, poco sensibles a la respectiva licuación.	Las arenas finas, limosas, uniformes y en estado suelto son muy sensibles.	Susceptibilidad prácticamente nula.

Tabla 2.3
Suelos de Cimentación

2.2 Métodos de exploración

El objetivo de la mayor parte de las investigaciones geotécnicas del lugar radica en obtener información sobre las condiciones en la superficie y en el subsuelo, que se requieren

para diseñar y construir las instalaciones, así como evaluar y mitigar los riesgos geológicos como deslizamientos, hundimientos y licuación. La investigación del sitio es parte de un proceso integrado que incluye:

- Recopilación de los datos disponibles,
- Investigaciones de campo y laboratorio,
- Identificación de la estratigrafía del sitio y las propiedades del suelo,
- Análisis de ingeniería, y
- Establecimiento de los criterios de diseño y construcción.

Las formas como se obtienen las muestras pueden ser de dos tipos: *alteradas* o *inalteradas*. Se dice que una muestra es *alterada* cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e *inalterada* en caso contrario.

Para obtener muestras *alteradas* el muestreo debe efectuarse a cielo abierto, mientras que para obtener muestras *inalteradas* debe tomarse un trozo de suelo, cubriéndolo con parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándolo debidamente para su envío al laboratorio.

Los métodos de exploración más comunes que se aplican en el estudio de suelos, para recolectar las muestras necesarias para su estudio, son:

- Sondeo a cielo abierto.
- Toma de muestras mediante perforaciones con barrena.
- Toma de muestras integrales, mediante zanjas abiertas o de cortes.
- Combinación entre los anteriores.

Los métodos de exploración aplicados para la extracción de las muestras de suelo, localizadas en el departamento de Escuintla, son: *sondeo a cielo abierto* y *toma de muestras integrales, mediante zanjas abiertas o de cortes*.

2.3 Análisis y muestreo de suelos

La identificación visual de suelos, permite al ingeniero o técnico de suelos tomar decisiones rápidas relacionadas, por ejemplo, a:

- Qué método de investigación en el sitio debe ser apropiado para la toma de la muestra en el campo, o
- El análisis de laboratorio más apropiado para los requerimientos del tipo de suelo que se desee analizar.

El método de investigación en el sitio es muy importante, éste ayuda a determinar el tipo de ensayos en el laboratorio que es necesario aplicar a las muestras para su estudio.

En su identificación los suelos se agrupan en cinco tipos : Grava, Arena, Limo, Arcilla y Materia Orgánica; y varias de sus combinaciones.

Cada muestra de suelo que se extrae de cada uno de los bancos de tierra se somete a los ensayos de laboratorio para su análisis, de acuerdo al siguiente orden:

- Ensayo de granulometría,
- Ensayo de límites de Atterberg,
- Ensayo de Proctor,
- Ensayo de permeabilidad,

Y como opciones de ensayos:

- Ensayo de compresión, y
- Ensayo de humedad.

CAPÍTULO 3

Ensayos de Laboratorio

Las muestras de suelo identificadas pertenecen a tres bancos de materiales distintos, localizados dentro de un área aproximada de 100 km² en el puerto de San José, del departamento de Escuintla.

Con la Inspección visual al área geográfica bajo estudio, la localización de los bancos de material se da de acuerdo al lugar de donde proceden las muestras, con el criterio siguiente:

Muestra A: Tomada del Parcelamiento No.17, cerca de Santa Isabel, Puerto de San José. Escuintla,

Muestra B: Tomada del Puerto de San José, Escuintla, y

Muestra C: Tomada de Costalinda, Km77, carretera que conduce al Puerto de San José, Escuintla.

3.1 Ensayos de límites de Atterberg

Los límites de Atterberg son pruebas de laboratorio por medio de las cuales se puede conocer la plasticidad de las arcillas mediante tres ensayos que determinan los estados de consistencia de los suelos coherentes: Límite Líquido (L.L.), Límite Plástico (L.P.) y Límite de contracción (L.C.), y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio.

Los límites de consistencia se determinan empleando suelos que pasen la malla No.40. La diferencia entre los valores del límite líquido (L.L.) y del límite plástico (L.P.) da el llamado

Índice Plástico (I.P.) del suelo. Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo, pero el *índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla*. Cuando no se puede determinar el límite plástico de un suelo se dice que es no plástico (N.P.), y en este caso el índice plástico se dice que es igual a cero.

El índice de plasticidad indica el rango de humedad a través del cual los suelos con cohesión tienen propiedades de un material plástico. Según Atterberg, cuando un suelo tiene un índice plástico (I.P.) igual a cero el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor de 7, el suelo presenta baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico.

Según Arthur Casagrande, comparando suelos de igual límite líquido con índice de plasticidad que aumenta, la compresibilidad es la misma, la constante de permeabilidad disminuye, la tenacidad cerca del límite plástico aumenta y también aumenta su resistencia en seco. Ahora, comparando suelos de igual índice plástico con límite líquido que aumenta, la compresibilidad aumenta, la constante de permeabilidad aumenta, y tanto la tenacidad cerca del límite plástico como la resistencia en seco disminuyen.

Límite líquido:

El límite líquido se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm². La cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula, por los efectos de la humedad.

La fórmula empleada para determinar el límite líquido en los laboratorios, se expresa de la siguiente manera:

$$L.L. = \frac{P_h - P_s}{P_s} \cdot 100 = \frac{P_w}{P_s} \cdot 100$$

en la que:

L.L. = Límite líquido en %.

P_h = Peso de la muestra húmeda en gramos.

P_s = Peso de la muestra seca en gramos.

P_w = Contenido de agua en la muestra en gramos.

Límite plástico:

El límite plástico (L.P.) se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. Para determinar el límite plástico, generalmente se hace uso del material que, mezclado con agua, ha sobrado de la prueba del límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado de suelo hasta tener una mezcla plástica que sea fácilmente moldeable. Se forma luego una pequeña bola que debe rodillarse en la palma de la mano o en una placa de vidrio aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos.

Cuando el diámetro del filamento resultante sea de 3.17 mm (1/8") sin romperse, deberá juntarse la muestra de nuevo, mezclarse en forma de bola y volver a rodillarse. El proceso debe continuarse hasta que se produzca un rompimiento de los filamentos al momento de alcanzar 1/8" de diámetro. Los suelos que no pueden rodillarse con ningún contenido de humedad se consideran como no plásticos (N.P.). Cuando al rodillar la bola de suelo se rompa el filamento al diámetro de 1/8", se toman todos los pedacitos, se pesan, se secan al horno en un vidrio, vuelven a pesarse ya secos y se determina la humedad correspondiente al límite plástico.

Con la siguiente expresión puede determinarse el límite plástico:

$$L.P. = \frac{P_h - P_s}{P_s} * 100 = \frac{P_w}{P_s} * 100$$

en la que:

L.P. = Humedad correspondiente al límite líquido en %.

P_h = Peso de los trocitos de filamentos húmedos en gramos.

P_s = Peso de los trocitos de filamentos secos en gramos.

P_w = Peso del agua contenida en los filamentos pesados en gramos.

El límite plástico es muy afectado por el contenido orgánico del suelo, ya que eleva su valor sin aumentar simultáneamente el límite líquido. Por tal razón los suelos con contenido orgánico tienen bajo índice plástico y límites líquidos bajos.

Límite de contracción:

El límite de contracción (L.C.) de un suelo se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona disminución en el volumen del suelo. La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (I.C.) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida. Un L.C. menor a 5%, suelo bueno; de 5 % a 10 %, suelo regular; de 10 % a 15 %. suelo pobre; mayor de 15 %, suelo muy pobre.

Con el límite de contracción (L.C.) se puede evaluar el comportamiento de cortes y terraplenes, principalmente en el posible surgimiento de grietas.

Un suelo húmedo se contrae hasta que alcanza la humedad del Límite de Contracción Natural del mismo. Un suelo que tenga una humedad natural menor que la del Límite de Contracción Natural ya no se contrae. El límite de contracción se puede determinar experimentalmente mediante la expresión:

$$L.C = \frac{P_h - P_s - (V_h - V_s)D_w}{P_s} * 100 = w - \frac{(V_h - V_s)D_w}{P_s} * 100$$

en la que:

L.C = Limite de contracción en %.

P_h = Peso de la muestra húmeda en gramos

P_s = Peso de la muestra seca en gramos.

V_h = Volumen de la muestra húmeda.

V_s = Volumen de la muestra seca.

D_w = Densidad absoluta del agua destilada a la temperatura de 4°C , tiene valor de 1 g/cm³

w = Porcentaje de humedad arbitraria del suelo con respecto al peso seco

Índice de plasticidad:

Se denomina Índice de Plasticidad o Índice Plástico (I.P.) a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indica el margen de humedad a través del cual los suelos con cohesión tienen propiedades de un material plástico.

Tanto el límite líquido como el límite plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla en el suelo; sin embargo, el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla presente en el suelo.

$$I.P. = L.L - L.P$$

Índice de liquidez:

En los suelos plásticos, el Índice de liquidez es indicativo de la historia de los esfuerzos a que ha estado sometido el suelo. Si el valor del Índice de liquidez es cercano a cero, se considera que el suelo está preconsolidado, y si es cercano a uno, entonces se le considera como

normalmente consolidado. La expresión para obtener el Índice de liquidez está en función del límite plástico, índice de plasticidad y de la humedad natural del suelo (ω_n) de la forma:

$$I.L = \frac{\omega_n - L.P.}{I.P.}$$

Si la humedad inicial de un suelo corresponde a un Índice de liquidez igual a 0.2 o más, el suelo, aun siendo altamente plástico, tendrá poca o nula expansión.

Número de Actividad:

Término que se aplica a los suelos plásticos con propensión a padecer cambios en su volumen, en presencia de diferentes contenidos de humedad. Dicho número de actividad es definido mediante la expresión:

$$A = \frac{I.P.}{\%w - 0.002 \text{ mm}}$$

En el cual el numerador corresponde al índice plástico del suelo y el denominador es el porcentaje, en peso, de las partículas con diámetro equivalente menor de 0.002 mm. La actividad de la arcilla se puede medir en función de:

$A < 0.75$	Arcilla relativamente inactiva.
$0.75 < A < 1.50$	Arcilla con actividad normal.
$A > 1.50$	Arcilla progresivamente más activa.

Contracción lineal:

La contracción lineal (C.L.) se define como el por ciento de contracción con respecto a la dimensión original que sufre una barra de suelo de 2 cm * 2 cm * 10 cm, al secarse en un horno

a 100-110 °C. desde una humedad equivalente a la humedad del límite líquido hasta el límite de contracción.

$$C.L. = \frac{L_1 - L_2}{L_1} * 100$$

en la que:

L_1 = longitud original. ; L_2 = longitud final.

Si la contracción Lineal de un suelo es mayor de 9%, se puede esperar una actividad significativa de contracción-expansión.

Un valor que se emplea bastante en el cálculo de asentamientos de estructuras para suelos normalmente consolidados es el siguiente, dado por Terzaghi y Peck, llamado coeficiente de compresión (C_c):

$$C_c = 0.009 (L.L. - 10)$$

La compresibilidad de los suelos puede expresarse así:

Baja _ C_c de 0.0 a 0.19

Media _ C_c de 0.2 a 0.39

Alta _ C_c de 0.4 ó más

El valor de C_c puede determinarse, según algunos autores, tomando en cuenta la relación de vacíos inicial (e_0):

$$C_c = 0.156 e_0 + 0.0107, \text{ para todas las arcillas.}$$

$$C_c = 0.30 (e_0 + 0.27), \text{ para arcillas inorgánicas, arcillas limosas y limos, según Hough.}$$

$$C_c = 0.75 (e_0 - 0.5), \text{ para suelos de baja plasticidad.}$$

Resultados de laboratorio

A cada muestra se aplica el ensayo de límites de Atterberg, siguiendo las normas *AASHTO T-27* y *AASHTO T-90*; los resultados de laboratorio pueden observarse en las tablas 3.1 y 3.2. con la descripción siguiente:

Muestra A: Material clasificado como limo arenoso, color café oscuro (*SM*), ligeramente plástico, con distribución uniforme de sus partículas.

Muestra B: Material clasificado como arena fina, color negro (*SW*), no plástica, no cohesiva, con distribución uniforme de sus partículas.

Muestra C: Material clasificado como arcilla, color rojiza (*CH*), de alta plasticidad, con un límite líquido del 58.4% e índice de plasticidad del 18.6%, suelo cohesivo y uniforme.



INFORME No. 119

O.T. No. 9522

INTERESADO: CONSTRUCONSULMA FECHA: 30 Octubre de 1997

ASUNTO: Ensayo de Límites de Atterberg NORMA: AASHTO T-89 y T-90

PROYECTO: Impermeabilización Tanques UBICACION: Puerto de San José
Costalinda, Km.77, Pto. Sn. José Escuintla.

RESULTADOS:

Ensayo No.	Muestra No.	LL (%)	IP (%)	CSU*	Descripción del Suelo
1	1	58.4	18.6	MI	Arcilla color Rojizo

* CSU: Clasificación Sistema Unificado

OBSERVACIONES: _____


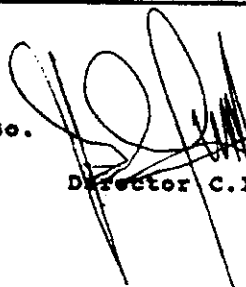

Atentamente, 
Vo.Bo.   Jefe Sección Mecánica de Suelos.

Tabla No.3.1
Primer resultado del ensayo de límites de Atterberg



INFORME No. 1-119

O.T. No. 9536

INTERESADO: Roberto Bravatti FECHA: Octubre de 1998

ASUNTO: Ensayo de Limites de Atterberg NORMA: AASHTO T-89 y T90

PROYECTO: Impermeabilización de tanques UBICACION: Parcelamiento No.17,

cerca de Santa Isabel, Costa Linda km.17 y puerto de San José, del Departamento de Escuintla.

RESULTADOS:

Ensayo No.	Muestra No.	LL (%)	IP (%)	CSU*	Descripción del Suelo
1	Muestra_A	-	-	SM	Limoarenoso color café oscuro
2	Muestra_B	-	-	SH	Arena fina color negro
3	Muestra_C	58.4	18.6	MH	Arcilla color rojizo

* CSU: Clasificación Sistema Unificado

OBSERVACIONES: _____


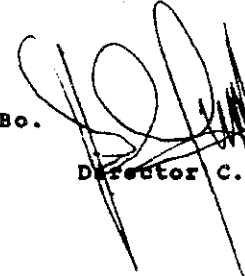

Atentamente, 
 Vo.Bo.  Director C.  Jefe Sección Mecánica de Suelos.

Tabla No.3.2

Segundo resultado del ensayo de limites de Atterberg

3.2 Ensayo de granulometría

El análisis y la composición granulométrica de un suelo permiten la determinación de la cantidad, en por ciento, de los diversos tamaños de las partículas, así como de la influencia de las partículas gruesas en la densidad del material compactado.

Para el conocimiento de la composición granulométrica de un suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas, el procedimiento más expedito es el del tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos de sedimentación. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo. Las características granulométricas de un suelo pueden expresarse por un término numérico indicativo de algún tamaño de grano característico y del grado de uniformidad, o bien por medio de nombres o símbolos que indiquen la fracción del suelo predominante. El método más conocido es el de Allen Hazen, quien descubrió que la permeabilidad de las arenas sueltas para filtros dependía de dos cantidades que llamó *diámetro efectivo* y *coeficiente de uniformidad*.

El diámetro efectivo, D_{10} , es el tamaño de partículas que corresponde a $P=10\%$ en la curva granulométrica, de modo que el 10% de las partículas son más finas que D_{10} y el 90% más gruesas. El coeficiente de uniformidad C_u es igual a D_{60}/D_{10} , en que D_{60} es el diámetro en milímetros para el cual el 60% de las partículas son menores que ese diámetro. Otro valor numérico que ayuda a conocer las condiciones granulométricas de un suelo es el *coeficiente de curvatura* C_c , que es igual a $[(D_{30})^2 / D_{10}] * D_{60}$.

Un material bien graduado debe cumplir la condición de que el coeficiente de uniformidad sea mayor de 4 para gravas y mayor de 6 para arenas, y que el coeficiente de curvatura esté comprendido entre 1 y 3. Cuando el coeficiente de uniformidad C_u es menor que los valores indicados significa que el material no es graduado sino prácticamente uniforme en el diámetro de sus partículas.

Únicamente en los suelos gruesos, cuya composición granulométrica puede ser determinada por medio de mallas, puede la distribución de tamaños indicar algo de lo relativo a las propiedades físicas del material; así por ejemplo, los suelos bien graduados tienen mejor comportamiento que aquéllos de granulometría uniforme. Sin embargo, en los suelos finos sus propiedades tanto mecánicas como hidráulicas dependen de su estructura, plasticidad e historia geológica.

Resultados de laboratorio:

En el ensayo granulométrico para cada muestra se aplica la norma *AASHTO T-27*, donde el tipo de ensayo es *con tamices y lavado previo*:

Muestra A: Material clasificado como limo arenoso, color café oscuro (*SM*), con un contenido del 44.8% de finos que pasan el tamiz No.200, con una distribución uniforme de sus partículas. La gráfica 3.1 representa el resultado del ensayo granulométrico para la Muestra A.

Muestra B: Material clasificado como arena fina, color negro (*SW*), con un contenido del 1.50% de finos que pasan el tamiz No.200, no cohesivo y distribución uniforme de sus partículas. La gráfica 3.2 representa el resultado del ensayo granulométrico para la Muestra B.

Muestra C: Material clasificado como una arcilla, color rojiza (*CH*), suelo cohesivo, con el 92.3% de finos que pasan el tamiz No.200 y con una distribución uniforme de sus partículas. La gráfica 3.3, representa el resultado del ensayo granulométrico para la Muestra C.

ENSAYO GRANULOMETRICO
SECCION MECANICA DE SUELOS

INFORME No. 115 S6

OT. No. 002504

Fecha 17-10-97

Interesado CONSTRUCONSULMA

Tipo de Ensayo Análisis Granulométrico Con Tamises

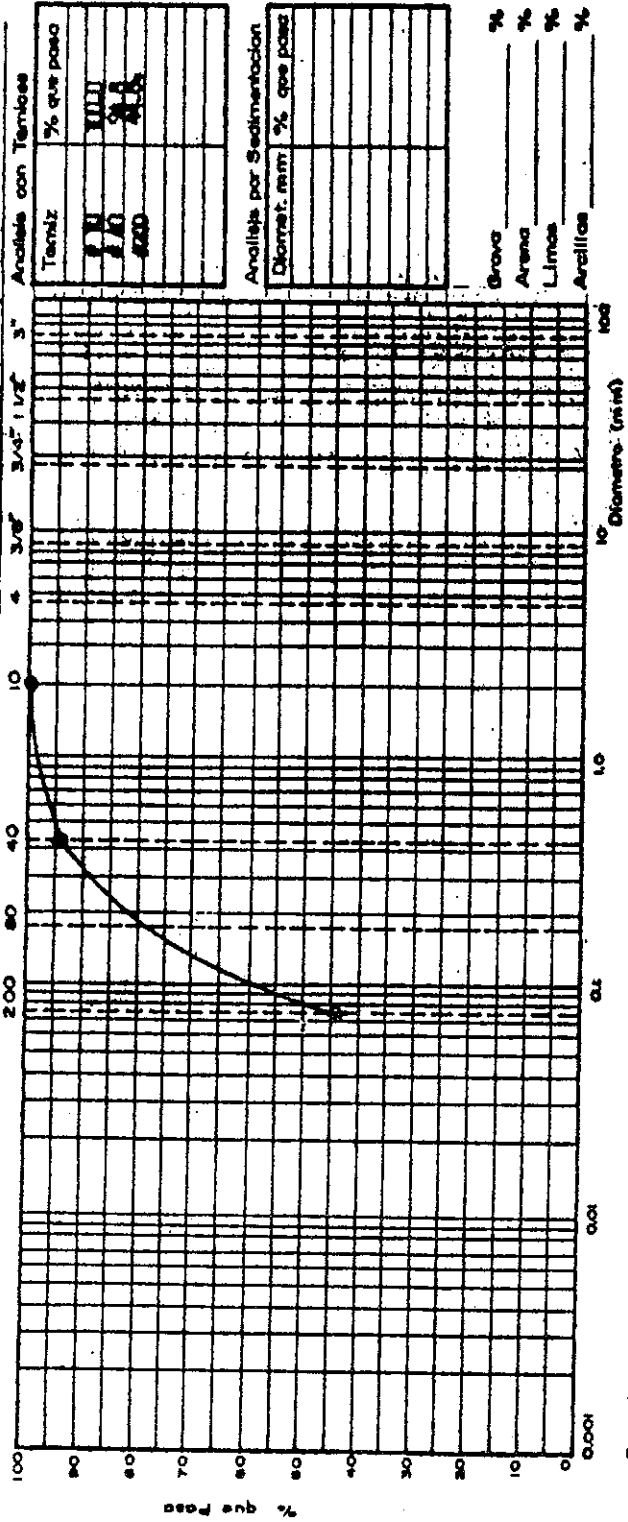
Norma AASHTO T-27

Proyecto IMPERMEABILIZACION - TANQUES

Ubicacion PTO. SAN JOSÉ - ESCUINTLA.

Muestra No. Muestra A

Procedencia Parcela No. 17, Sto. Isabel, Pto. St. José Escuintla



Descripción del suelo LIMO OLIGOFE OSCURO

Clasificación: SCU

Observaciones Muestra Proportcionada por el Interesado

PRA. A-4

[Signature]
Jefe de Laboratorio



Director: CII

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA ZONA 12 GUATEMALA, C.A.

Gráfica 3.1

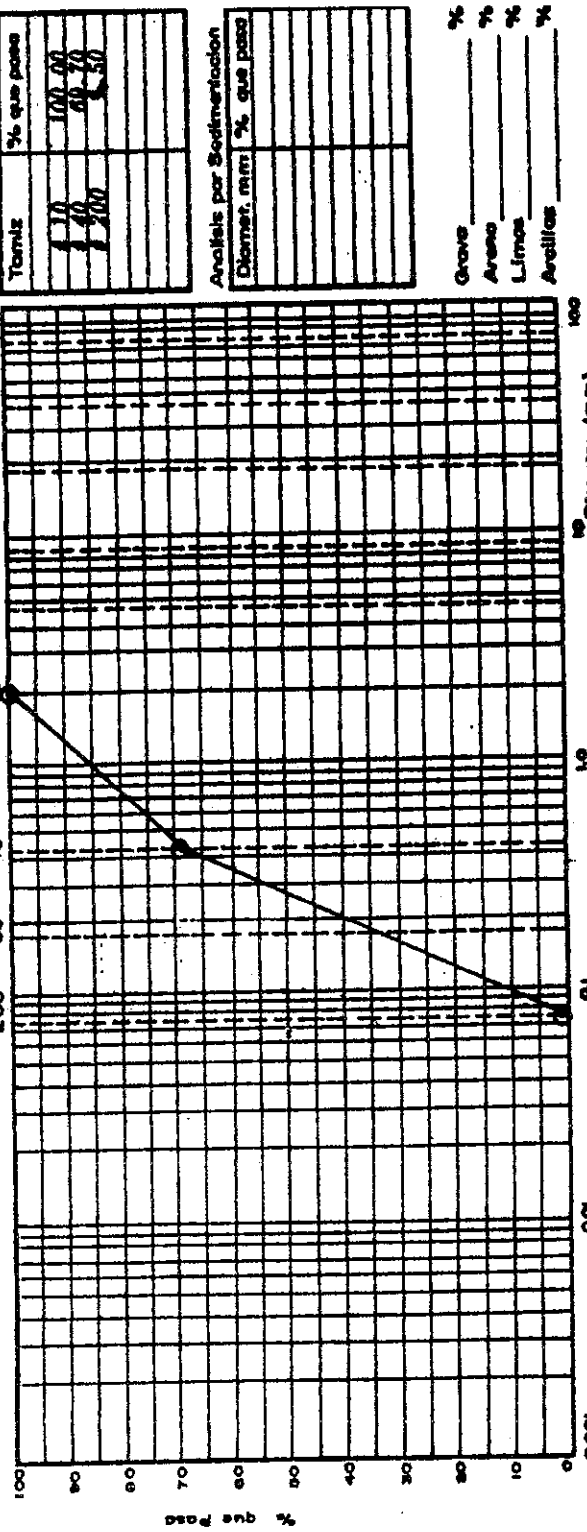
Ensayo granulométrico para la Muestra A.

ENSAYO GRANULOMETRICO
SECCION MECANICA DE SUELOS

INFORME No. 84 OT. No. 9504
Fecha OCTUBRE 07 DE 1997

Interesado CONSTRUCONSULMA
Tipo de Ensayo Con Tamices y lavado previo Norma ASTM I-27
Proyecto IMPERMEABILIZACION TANQUES Ubicacion PUEBLO SAN JOSE - ESCUINTLA

Muestra No. Muestra B Procedencia _____



Descripción del suelo ARENA FINA COLOR NEGRO (Gs. _____)
Clasificación SCU PRA. A-3
Observaciones _____
x [Signature]
Jefe de Laboratorio

V. B. _____
DIRECCION
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA ZONA 12 GUATEMALA, C.A.

Gráfica 3.2

Ensayo granulométrico para la Muestra B

ENSAYO GRANULOMETRICO

INFORME No. 118

OT. No. 9522

Fecha 30 Octubre 1997

SECCION MECANICA DE SUELOS

Interesado CONSTRUCONSULMA

Tipo de Ensayo Con tamices y Lavado Previo

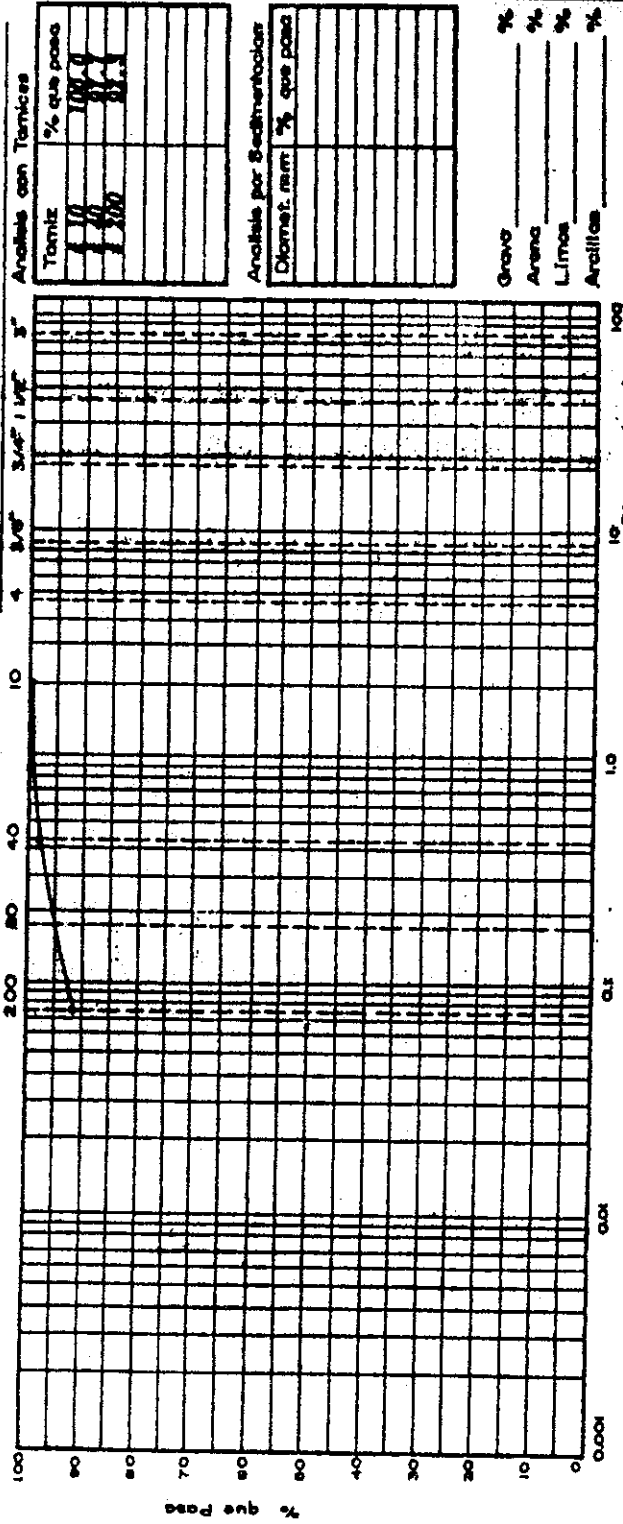
Norma AASHTO T-27

Proyecto Impresabilización Tanques

Ubicación Costalinda, Km. 77, Pto. Sh. José Escuintla

Muestra No. Muestra C

Procedencia



Descripción del suelo Arcilla color Rojizo

Clasificación. SCU MI

PRA. A-7-5

Observaciones



[Handwritten Signature]

Director CII

V. B.

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA ZONA 12 GUATEMALA, C.A.

Gráfica 3.3

Ensayo granulométrico para la Muestra C

3.3 Ensayo de compactación

La compactación de los suelos, es un medio para aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los mismos. El ensayo está basado en la aplicación de cierta energía para compactar un suelo, donde el peso volumétrico obtenido varía con el contenido de humedad. Según la curva de compactación, el peso volumétrico máximo varía con el contenido de humedad y la energía de compactación aplicada. A la abscisa y ordenada de ese punto máximo se les denomina *humedad óptima*, w_o , y *peso volumétrico seco máximo*, $\gamma_{smáx}$ respectivamente.

R.R. Proctor propuso la prueba de *compactación* que hoy lleva su nombre "*Prueba de Proctor*". La prueba original de Proctor consiste en colocar tres capas iguales de suelo humedecido en un cilindro con un volumen de 1/30 pie cúbico y darle 25 golpes a cada capa con un pisón de 2.5 kg (5.5 lb) de peso, cayendo de una altura de 30 cm. Posteriormente, diversas organizaciones dedicadas a la construcción de terraplenes, para diversos usos, han establecido diferentes normas para ejecutar la prueba de compactación dinámica variando el número de golpes, el número de capas de suelo colocado en su interior, la altura de caída del pisón, etc. La introducción de tales modificaciones ha dado como resultado que se obtengan diferentes pesos volumétricos máximos y humedades óptimas, según la energía por unidad de volumen de suelo compactado empleada en cada norma. La energía de compactación puede estimarse en función de la energía dinámica total entregada al suelo y calcularse con la fórmula:

$$E = \frac{W \cdot H \cdot N}{V}$$

en la que:

E = Energía específica de compactación en kg-cm/cm³.

W = Peso del pisón en kg.

H = Altura de caída del pisón en cm.

N = Número total de golpes del pisón.

V = Volumen total del suelo compactado.

En términos generales, al aumentar la energía de compactación para un mismo suelo aumenta su peso volumétrico seco máximo y disminuye su humedad óptima. Así pues, siempre que se trate de peso volumétrico seco máximo y humedad óptima, es necesario especificar el estándar de comparación empleado.

Prueba de Proctor:

La prueba de Proctor se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por un procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad. Esta prueba tiene por objeto:

- a) Determinar el peso volumétrico seco máximo $\gamma_{smáx}$ que puede alcanzar un material, así como la humedad óptima w_o , a que deberá hacerse la compactación.
- b) Determinar el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentran construidos los caminos, aeropuertos y calles, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Proctor.

La prueba de Proctor reproduce en el laboratorio el tipo de compactación uniforme de la parte inferior hacia la superficie de la capa compactada. En todos los suelos, al incrementarse su humedad se aplica un medio lubricante entre sus partículas que permite un cierto acomodo de éstas cuando se sujetan a un esfuerzo de compactación. Si se sigue incrementando la humedad, empleando el mismo esfuerzo de compactación, se llega a obtener el mejor acomodo de las partículas del suelo, y por consecuencia el mayor peso volumétrico seco, con cierta humedad llamada *humedad óptima*. A esta humedad deberá procurarse siempre efectuar la compactación en el camino, calle o aeropuerto o lugar de que se trate, ya que facilita el acomodo de las partículas con el menor trabajo del equipo de compactación. Si se aumenta o disminuye la humedad para llegar a obtener el mismo peso sería necesario aumentar el trabajo de las máquinas de compactación. Si a partir de esta condición de humedad óptima y peso volumétrico seco se hacen incrementos de humedad, se provoca un aumento del volumen de los huecos,

ocasionándose una sustitución sucesiva de partículas de suelo por agua, en virtud de que el volumen de aire atrapado entre las partículas de suelo no puede ser disminuido apreciablemente con ese mismo esfuerzo de compactación, obteniéndose por tanto pesos volumétricos secos que van siendo menores a medida que la humedad aumenta.

La prueba de Proctor está limitada a los suelos que pasen totalmente la malla No.4, o que cuando mucho tengan un retenido de 10% en esta malla, pero que pase dicho retenido totalmente por la malla de 3/8" Con el material que pase la malla de 3/8" debe determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo aplicando la prueba Proctor estándar También debe efectuarse la prueba de Porter estándar en lugar de la Proctor en arenas de río, arenas de mina, arenas producto de una trituración, tezontles arenosos y en general en todos aquellos materiales que carezcan de cementación.

El peso volumétrico húmedo para cada contenido de humedad se calcula con la fórmula.

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V_T}$$

donde

γ_h = Peso volumétrico húmedo en g/cm³

P_h = Peso del material húmedo compactado en el molde, en gramos.

V_T = Volumen del molde en cm³

Los contenidos de humedad se calculan por la fórmula

$$w = \frac{P_h - P_s}{P_s} * 100$$

El peso volumétrico seco para cada peso volumétrico húmedo y su correspondiente humedad se calculan por la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

donde

w = Contenido de humedad en porcentaje.

P_h = Peso del material húmedo compactado en el molde. en gramos

P_s = Peso de la muestra seca, en gramos.

γ_s = Peso volumétrico seco, en g/cm^3

γ_h = Peso volumétrico húmedo, en g/cm^3

Los pesos volumétricos secos obtenidos y las humedades correspondientes, se utilizan para trazar la curva peso volumétrico seco-humedad, marcando en el eje de las abscisas los contenidos de humedad.

Resultados de laboratorio:

Para el ensayo de compactación a las muestras se les aplica la norma *AASHTO T-99* correspondiente al Proctor estándar, obteniéndose los siguientes resultados:

Muestra A: Material limo arenoso color café oscuro (*SM*), con una densidad seca óptima de $1.65 t/m^3$ y humedad óptima del 19 %. En las gráficas 3.4 y 3.5 se representan los resultados del ensayo de compactación para la Muestra A.

Muestra B: Arena fina color negro (*SW*), con densidad seca óptima de $1.895 t/m^3$ y humedad óptima del 12%. La gráfica 3.6, representa el resultado del ensayo de compactación para la Muestra B.

Muestra C: Arcilla color rojiza (*CH*), con una densidad seca de $80.80 lb/pie^3$, densidad húmeda de $109.95 lb/pie^3$ y compactada con una humedad natural del 36%. La gráfica 3.7, representa el resultado del ensayo de compactación para la Muestra C.

Muestra 1: Muestra de suelo constituida por una mezcla del 60% de arena negra, procedente del puerto de San José, 40% de limo arenoso color café oscuro, procedente del parcelamiento No.17 cerca de Santa Isabel puerto de San José, con una densidad seca óptima de 2 t/m^3 y humedad óptima del 11.5%, para una combinación del 12% de cemento clase 4,000 PSI. La gráfica 3.8 representa el resultado del ensayo de compactación para la Muestra 1.

Muestra 2: Muestra de suelo constituida por una mezcla del 60% de arena negra, procedente del Puerto de San José, 40% de arcilla, procedente de Costalinda, Km.77, carretera a Puerto de San José, con una densidad seca óptima de 1.752 t/m^3 , humedad óptima del 19% y con una combinación del 4% de cemento clase 4,000 PSI; para otra combinación de la mezcla anterior, pero ahora con densidad seca óptima 1.696 t/m^3 , humedad óptima del 18.5% y con una combinación del 8% de cemento clase 4,000 PSI. En las gráficas 3.9 y 3.10 se representan los resultados del ensayo de compactación para la Muestra 2.

INFORME No. 112

Interesado: CONSTRUCONSULMA

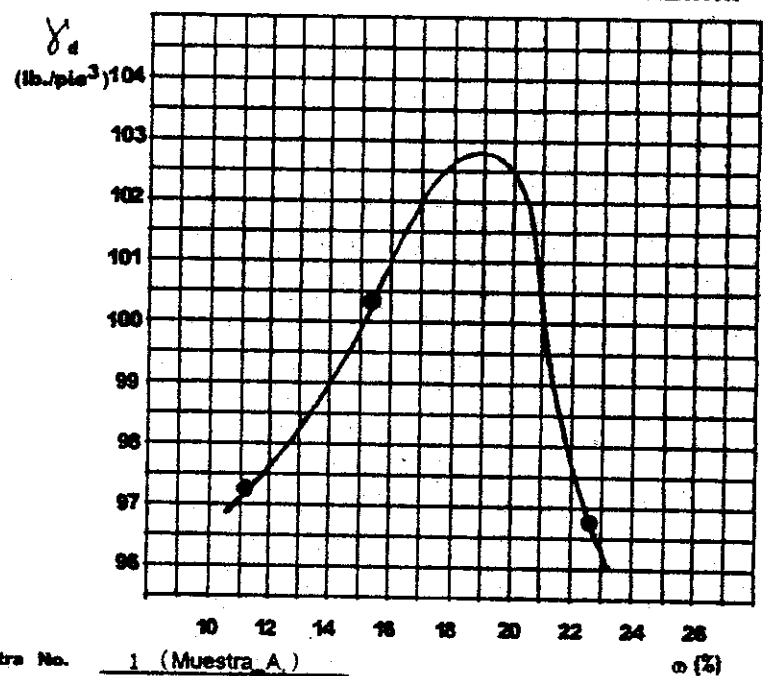
Asunto: Ensayo de compactación: Proctor Estandard (X) Norma: AASTHO T-99
Proctor Modificado () Norma:

Proyecto: Impermeabilización Tanques

Ubicación: Pto. San José - Escauintla Parcela No.17 Sta. Isabel, Pto. San José
Escauintla.-

Fecha: 17 de Octubre de 1997

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No. 1 (Muestra A.) w (%)

Descripción del suelo: Limó Arenoso Color Cafe Oscuro + 10% de Cemento

Densidad seca óptima: γ_d ópt (m) 1.65 t/m^3 102.7 lb/ft^3

Humedad óptima: w. ópt (m) 19 %

Observaciones: Muestra Proctorizada por el interesado.

Vo.Bo. [Signature]
DIRECTOR DEL CII



[Signature]
Jefe Departamento de Suelos

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

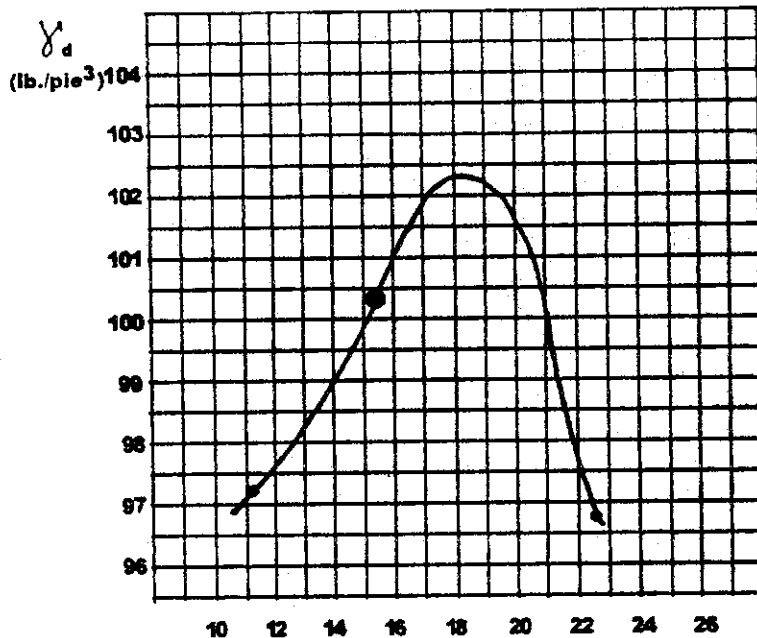


Gráfica 3.4

Primer ensayo de compactación para la Muestra A

Interesado: CENTRO DE INVESTIGACIONES
Asunto: Ensayo de compactación: Proctor Estandar (X) Norma: AASTHO T-99
Proctor Modificado () Norma:
Proyecto: Impermeabilización de Tanques
Ubicación: Parcelamiento No.17 cerca de Santa Isabel Puerto de San José, Escuintla.
Fecha: Septiembre de 1998.

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No. (Muestra A) ω (%)
Descripción del suelo: Limo Arenoso Color Cafe Oscuro + 10% de Cemento
Densidad seca óptima: γ_{d. opt} (m) 1.60 t/m³ 102.30 lb/pie³
Humedad óptima: w. opt (m) 18.50 %

Observaciones: _____

Atentamente,

DIRECCION
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA

Jefe Departamento de Suelos

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS



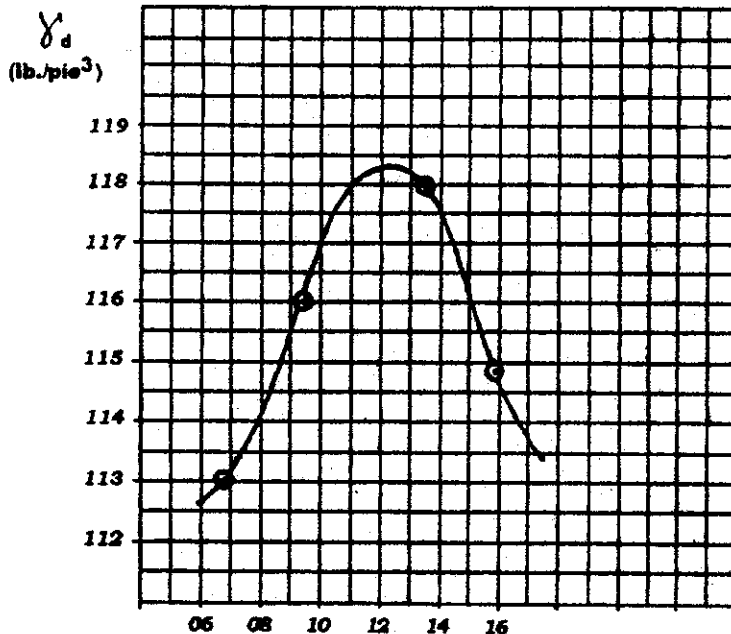
Gráfica 3.5

Segundo ensayo de compactación para la Muestra A

INFORME No. 25

Interesado: CONSTRUCONSULMA
 Asunto: Ensayo de compactación: Procter Estandar (X) Norma: ASFTO t-99
 Procter Modificado () Norma:
 Proyecto: IMPERMEABILIZACION TANQUES
 Ubicación: FUERTO SAN JOSE ESSO, ESQUINTLA
 Fecha: OCTUBRE 07, DE 1997

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No. 1 (Muestra_B) w(%)
 Descripción del suelo: ARENA FINA COLOR NEGRO
 Densidad seca óptima: γ_d ópt (m) 1.895 tn/m^3 118.3 lb./pie^3
 Humedad óptima: w. ópt (m) 12 %

Observaciones: _____

Atentamente,

Vo.Bo.

DIRECCION
 DIRECTOR DEL CII
 ING. CESAR A. GARCIA G.



Phanul
 Jefe Departamento de Suelos
 Ing. José Rolando Barrios M.

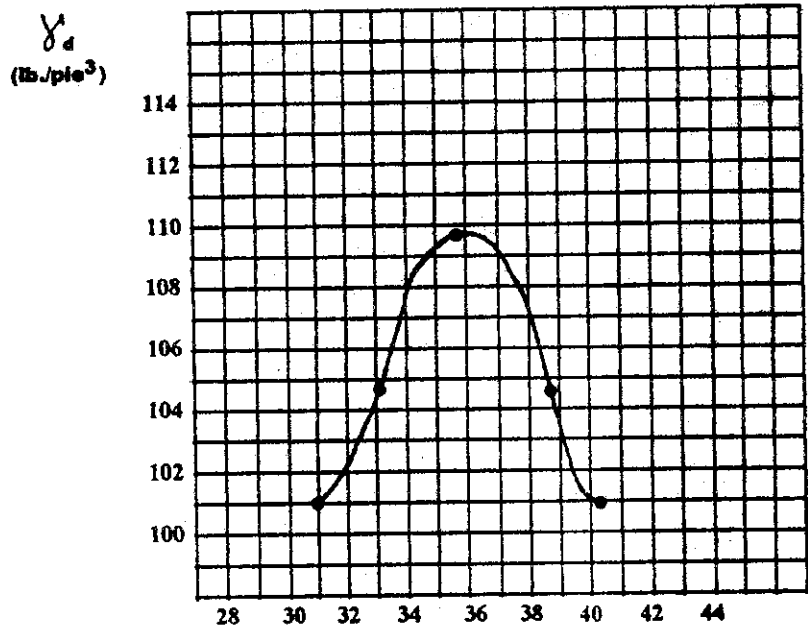
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS



Gráfica 3.6
 Ensayo de compactación para la Muestra B

Interesado: CENTRO DE INVESTIGACIONES
 Asunto: Ensayo de compactación: Proctor Estandar (X) Norma: AASTHO T-99
Proctor Modificado () Norma:
 Proyecto: Impermeabilización de Tanques
 Ubicación: Costalinda Km. 77 carretera al puerto de San José, Escuintla.
 Fecha: Septiembre de 1998.

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No. Muestra_C w (%)
 Descripción del suelo: 100% de Arcilla color rojiza
 Densidad seca óptima: $\gamma_{d, \text{opt}} (m)$ 1.177 t/m³ 109.95 lb/ft³
 Humedad óptima: $w_{\text{opt}} (m)$ 36 %

Observaciones: _____

Atentamente,
 Vo.Bo. [Signature] **DIRECCION** [Signature]
 DIRECTOR DEL CII Jefe Departamento de Suelos

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

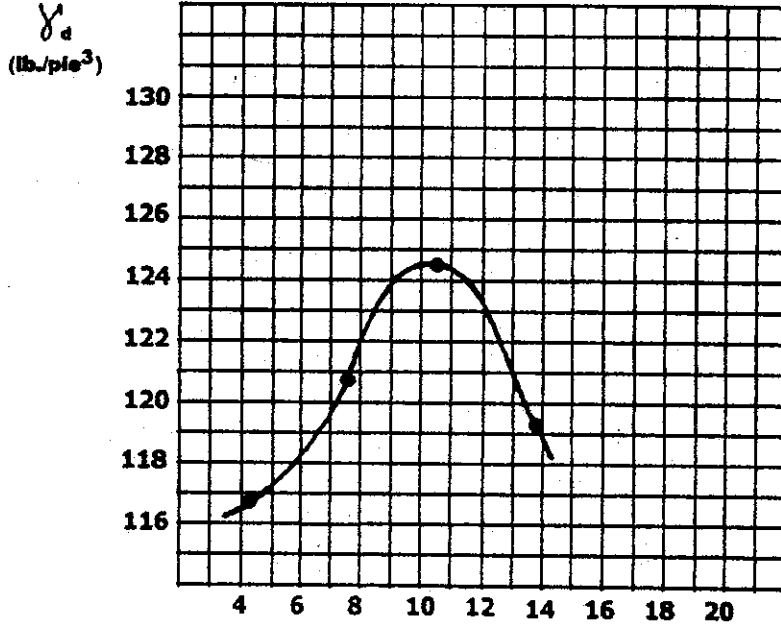


Gráfica 3.7

Ensayo de compactación para la Muestra C

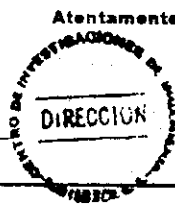
Interesado: CONSTRUCONSULMA
Asunto: Ensayo de compactación: Proctor Estandar (X) Norma: AASTHO T-99
Proctor Modificado () Norma:
Proyecto: Impermeabilización Tanques
Ubicación: Pto. San José - Escuintla
Fecha: 17 de Octubre de 1997

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No. 2 (Muestra 1.) ω (%)
Descripción del suelo: 60% arena + 40% limo + 12% Cemento
Densidad seca óptima: $\gamma_{d. ope} (m)$ 2.00 t/m³ 124.8 lb/plc³
Humedad óptima: $w_{ope} (m)$ 11.50 %
Observaciones: Muestra Proporcionada por el interesado

Atentamente,
Ve.Bo. [Signature]
DIRECTOR DEL CII



[Signature]
Jefe Departamento de Suelos

**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS**



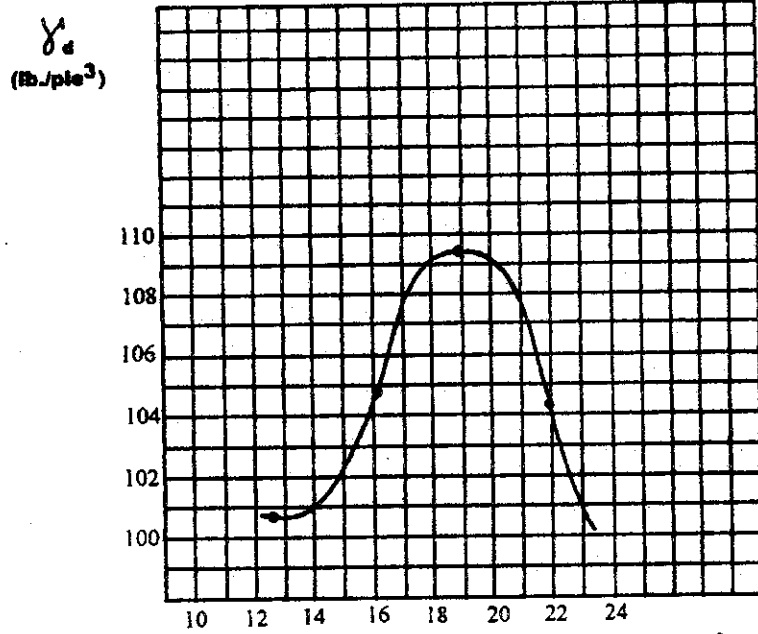
Gráfica 3.8

Ensayo de compactación para la Muestra 1

INFORME No. 117

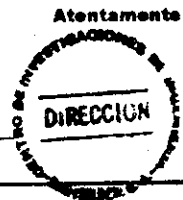
Interesado: CONSTRUCONSULTA
 Asunto: Ensayo de compactación: Proctor Estandar (X) Norma: AASTHO T-99
Proctor Modificado () Norma:
 Proyecto: Impermeabilización Tanques
 Ubicación: Pto. San José - Escuintla
 Fecha: 30 de Octubre de 1997

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No. 1 (Muestra 2.) ω (%)
 Descripción del suelo: 60% arena, 40% arcilla con 4% cemento
 Densidad seca óptima: γd. ope (m) 1.752 t/m³ 109.4 lb/plc³
 Humedad óptima: w. ope (m) 19.0 %
 Observaciones:

Va.Bo. [Signature]
 DIRECTOR DEL CII



[Signature]
 Jefe Departamento de Suelos

**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE SUELOS**



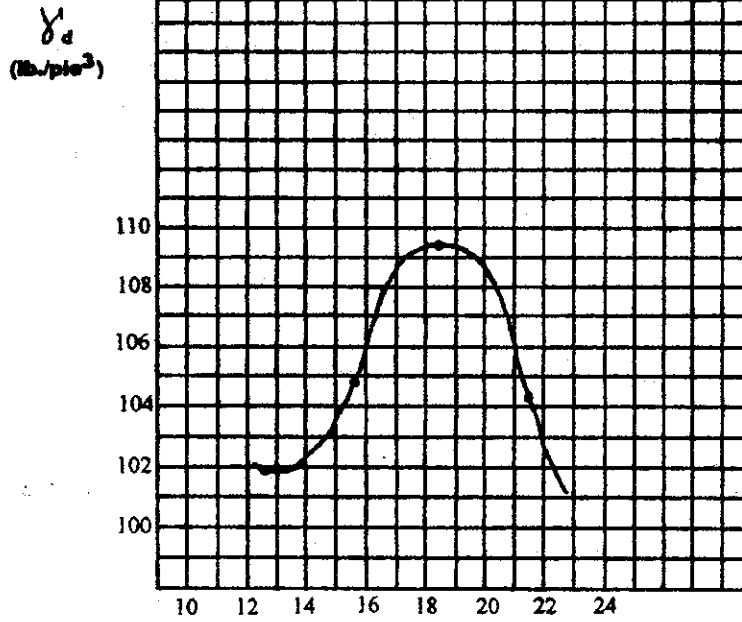
Gráfica 3.9

Primer ensayo de compactación para la Muestra 2

INFORME No. 119

Interesado: CONSTRUDONSULMA
 Asunto: Ensayo de compactación: Proctor Estandar (X) Norma: AASTHO T-99
Proctor Modificado () Norma:
 Proyecto: Impermeabilización Tanques
 Ubicación: Pto. San José - Escuintla
 Fecha: 30 de Octubre de 1997

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No. Muestra 2 w (%)
 Descripción del suelo: 60% arena, 40% arcilla con 8% cemento
 Densidad seca óptima: $\gamma_{d, ope}$ (m) 1.696 t/m³ 109.4 lb/ft³
 Humedad óptima: w. ope (m) 18.5 %

Observaciones:

Atentamente,
 Vo.Bo. [Signature] DIRECTOR DEL CII
 DIRECCION
[Signature] Jefe Departamento de Suelos

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS



Gráfica 3.10

Segundo ensayo de compactación para la Muestra 2

3.4 Ensayo de impermeabilización

El ensayo de impermeabilidad está basado en la prueba de permeabilidad para los suelos relativamente impermeables, y en la técnica de estabilización a base de suelo-cemento o solamente suelo. El coeficiente de permeabilidad es un dato, cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista, que requiere la solución de problemas en mecánica de suelos.

De los estudios de estabilización, el ensayo de impermeabilidad se aplica a los ensayos de estabilización química, que incluyen la utilización de cemento Portland y suelos para el tratamiento de los bancos de suelo. En el tratamiento de suelos también pueden usarse sustancias químicas para mejorar su capacidad de apoyo o disminuir su permeabilidad.

Permeabilidad con permeámetro de carga variable

Esta prueba se utiliza para determinar el coeficiente de permeabilidad de suelos relativamente impermeables, tales como mezclas de arenas, limo y arcilla; limos con arcillas o arcillas simplemente. Los coeficientes de permeabilidad para estos suelos varía entre 1×10^{-4} a 1×10^{-9} cm/seg.

El aparato utilizado es un permeámetro como el de carga constante, al cual se le agrega una tapa superior provista de dos tubos, uno de sarán, por donde se alimenta de agua y el otro de vidrio, que funciona como piezómetro, con los cuales se miden las cargas y los volúmenes de agua que se filtren a través de la muestra.

Con el fin de conocer con precisión el área interior del piezómetro, se vierte dentro de él una cantidad de agua conocida, se mide la longitud del tubo que contiene el agua y dividiendo el volumen del agua entre la longitud del tubo, se tiene el área interior media. El diámetro del piezómetro se elige de acuerdo con el orden de magnitud de la permeabilidad del suelo que se tenga que ensayar.

Es indispensable que la temperatura del agua permanezca lo más uniforme posible entre una lectura y otra. esto a veces se logra introduciendo los permeámetros en un recipiente con agua. Si es posible y para tener mejores resultados, el agua que va a utilizarse no debe contener burbujas de aire.

Equipo

- Permeámetro de lucita o de latón: diámetro interior de 5 cm, longitud de 10 cm.
- Tapa de lucita o de latón con piezómetro calibrado.
- Dispositivo de compactación.
- Tapón de madera para apoyo de la muestra al compactarla.
- Pisón metálico de 2.5 cm de diámetro y 500 gr de peso.
- Guía de lámina galvanizada de 20 cm.
- Cronómetro; Termómetro y Malla No.100.

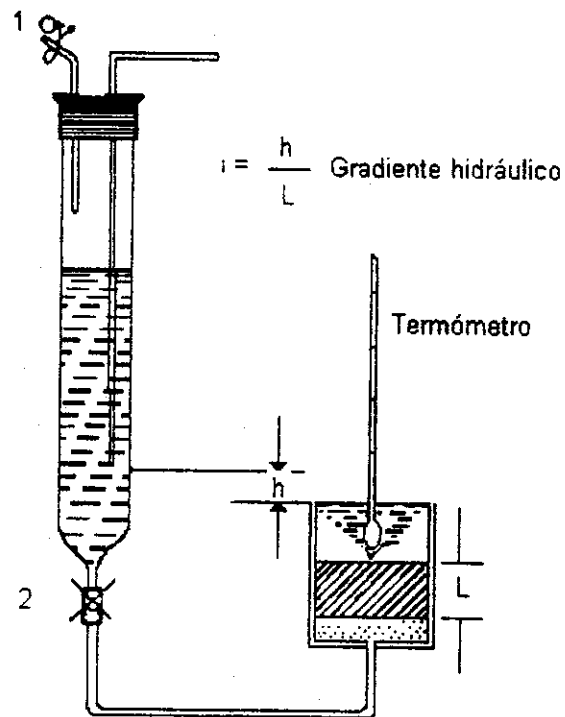


Figura 3.11

Permeámetro de carga constante

Procedimiento

- Se toma un permeámetro previamente numerado, calibrado y pesado, anotando estos datos en el renglón respectivo.
- Se sujeta el permeámetro en el dispositivo de compactación.
- Se prepara el material procurando darle la respectiva humedad óptima, con 24 horas de anticipación, guardándolo en un frasco tapado. Debe compactarse el material en 3 capas de 1 cm de espesor, dándole el número necesario de golpes, en cada capa, para obtener una relación de vacíos uniforme y aproximada a la de Proctor. Para determinar el número de golpes por cada capa, se puede emplear la siguiente fórmula de la energía de compactación.

$$E = \frac{W_o \cdot H_o \cdot N}{V_c}$$

Donde:

E = Energía de compactación en kg-cm/cm^3

W_o = Peso del martillo en kg.

H_o = Altura de caída en cm.

N = Número total de golpes.

V_c = Volumen total de la probeta compactada en cm^3 .

Teniendo en cuenta los datos del equipo anteriormente descrito:

$E = 7.5 \text{ kg-cm/cm}^3$ usual de la prueba de Proctor.

$W_o = 0.50 \text{ kg}$.

$H_o = 20.00 \text{ cm}$.

$V_c = 58.90 \text{ cm}^3$

Despejando de la fórmula de la energía el número de golpes:

$$N = \frac{E \cdot V_c}{W_o \cdot H_o}$$

Sustituyendo:

$$N = \frac{7.50 \cdot 58.90}{0.50 \cdot 20} = \frac{441.75}{10} = 44.18 \text{ golpes}$$

Teniendo en cuenta que se compacta en 3 capas, el número de golpes resulta entonces igual a:

$$\frac{44.18}{3} = 14.73 \approx 15 \text{ golpes, por lo que deben aplicarse 15 golpes.}$$

- Con el mismo pisón se nivela la superficie de la muestra, procurando que el espesor sea lo más uniforme posible.
- Se mide la longitud inicial (L) y se anota en el registro respectivo, se pesa el permeámetro con la muestra húmeda, anotando su valor en el renglón *peso de muestra húmeda+tara*. Con el material no usado en el permeámetro se determina el contenido de humedad, registrando los datos en contenido de agua testigo.
- Se coloca el permeámetro en el recipiente donde se va a hacer la prueba, poniéndole la tapa con su piezómetro calibrado. Se procede a llenarlo con agua a través del sistema, procurando sacar todas las burbujas de aire por el tornillo de escape. Es conveniente tener un volumen de agua para que las variaciones de temperatura sean pequeñas y no afecten a las lecturas.
- Se carga el piezómetro y se hace fluir el agua a lo largo del tubo, entre 2 a 3 veces durante varios días, con el objeto de saturar el material y establecer el régimen, teniendo cuidado de no dejar que el nivel baje tanto que pueda permitir la entrada de aire.
- Se fijan tres marcas en el piezómetro y se miden cuidadosamente sus distancias al nivel libre del agua en el recipiente. Este nivel se mantiene constante con un

vertedor. La distancia entre las marcas varía de 10 a 40 cm dependiendo de la permeabilidad del material.

- Para principiar a tomar las lecturas, se llena el piezómetro un poco más arriba de la primera marca y cuando el nivel del agua pase por dicha marca (h_1), se toma la hora (t_1) y la temperatura (T_1), anotándolas juntamente con la fecha en las respectivas columnas de registro.
- Se espera el tiempo necesario para que el agua del piezómetro descienda y pase por la siguiente marca (h_2), se toma la hora (t_2), la temperatura (T_2), y la fecha, anotándolas en el respectivo registro.
- Estas determinaciones se repiten varias veces, tantas como sean necesarias para obtener un valor más o menos constante de permeabilidad.
- Una vez terminada la prueba, se desconecta el permeámetro del sistema, se mide la altura final (L) de la pastilla, se dibuja en el área del croquis del reporte su esquema y se anotan todas las observaciones hechas durante la prueba.
- Se saca el material del permeámetro, se coloca en una cápsula tarada y numerada, se pesa y anota en *peso muestra húmeda+tara*, y se introduce al horno para su secado.
- Luego proceder a realizar la tabla de control y llevar registros cada cierto tiempo prudencial.

Cálculo

- Se procede a calcular el contenido de humedad (ω), tanto de la muestra como del testigo, el peso volumétrico y las relaciones de vacío inicial y final, para lo cual se sustituye en la fórmula:

$$e = \frac{V \cdot S_s \cdot W_s}{W_s}, \text{ la } V \text{ por } V_t \text{ y } V_f \text{ respectivamente.}$$

- Se calcula la columna Δt , que es el tiempo transcurrido del punto t_1 al punto t_2 convertido en segundos.

- La siguiente columna se obtiene dividiendo h_1 / h_2 .
- La columna $\text{Log}_{10} (h_1 / h_2)$, es simplemente el logaritmo de base 10 del coeficiente anterior.
- La columna P se calcula teniendo en cuenta la fórmula:

$$P = \frac{2.3 \cdot L_a}{A} \cdot \text{Log}_{10} (h_1 / h_2) = K \cdot \Delta_t$$

- La columna K_t , se obtiene dividiendo el valor de P entre Δ_t , expresando el cociente en 10^{-4} cm/seg.
- La columna K_{20} , calcula en la forma anteriormente explicada.

Resultados de laboratorio:

Alternativa A: 100% muestra de material limo arenoso café oscuro (SM), procedente del banco localizado en el parcelamiento No.17, cerca de Santa Isabel, Puerto de San José, Escuintla, con una densidad seca óptima de 1.65 t/m^3 , humedad óptima del 19% y con una proporción en la mezcla que contiene cemento entre el 10% y el 20% de clase 4000 PSI, (ver tabla 3.3).

Ensayo	Cemento %	Limo %	Permeabilidad "K" Cm/seg.
1	10	100	7.672×10^{-3}
2	20	100	5.080×10^{-3}

Tabla 3.3

Permeabilidad "K" para proporción de cemento y limo

Alternativa B: 100% muestra de arena negra (*SW*), procedente del banco localizado en el Puerto de San José, Escuintla, con densidad seca óptima de 1.895 t/m³ y humedad óptima del 12%, con diferentes porcentajes de cemento (ver tabla 3.4).

Ensayo	Cemento %	Permeabilidad "K" cm/seg.	Resistencia a Compresión a (7 días) en Kg.
1	6	3.480 x 10 ⁻³	9.62
2	7	1.510 x 10 ⁻³	11.10
3	9	1.430 x 10 ⁻³	29.32
4	11	1.03 x 10 ⁻³	-
5	15	4.970 x 10 ⁻⁴	-
6	25	1.690 x 10 ⁻⁴	-

* La permeabilidad de la arena pura del lugar=6.42 x 10⁻³ cm/seg.

Tabla 3.4

Permeabilidad "K" para proporción de cemento y arena negra

Alternativa C: 100% muestra de arcilla color rojiza (*CH*), procedente del banco localizado en Costa Linda, Km 77 carretera al Puerto de San José, Escuintla, con densidad húmeda de 1.76 t/m³, densidad seca de 0.77 t/m³, y compactada con base a la prueba Proctor estándar para una humedad natural del 36% (ver tabla 3.5).

Ensayo	Arcilla %	Permeabilidad "K" cm/seg.	Tiempo " t " seg.
1	100	00.00	172,800
2	100	6.82x10-6	160,000

Tabla 3.5

Permeabilidad "K" para muestra de arcilla

Alternativa 1: Proporción entre el 60 % y el 40% de arena negra, procedente del banco localizado en el Puerto de San José, y el 40 % y 60% de limo arenoso color café obscuro, procedente del parcelamiento No.17, cerca de Santa Isabel, Puerto de San José, Escuintla, con densidad seca óptima de 2 t/m³ y humedad óptima del 11.5%, conteniendo en las proporciones una combinación del 12 % de cemento clase 4.000 PSI (ver tabla 3.6).

Cemento %	Limo %	Arena %	Permeabilidad "K" Cm/seg.
12	40	60	6.740×10^{-5}
12	60	40	4.800×10^{-5}

Tabla 3.6

Permeabilidad "K" para proporción cemento, limo y arena

Alternativa 2: 60% de arena negra procedente del Puerto de San José, Escuintla, 40% de arcilla procedente de Costalinda, Km 77 carretera a Puerto de San José, Escuintla, con densidad seca óptima de 1.752 t/m³, humedad óptima del 19% y combinación del 4% de cemento clase 4,000 PSI. Para otra proporción de mezcla con densidad seca óptima 1.696 t/m³, humedad óptima del 18.5% y combinación del 8% de cemento clase 4,000 PSI (ver tabla 3.7).

Ensayo	Cemento	Arena	Arcilla	Permeabilidad "K" Cm/seg.
1	4%	60%	40%	4.207×10^{-5}
2	8%	60%	40%	3.494×10^{-5}

Tabla 3.7

Permeabilidad "K" para proporción cemento, arena y arcilla

3.5 Ensayo de estabilización

Estabilizar un suelo consiste en mejorar ciertas propiedades tanto mecánicas como hidráulicas, que permitan evitar fallas como: derrumbes, cortes, aplastamientos, etc, en bancos de tierra.

Investigaciones de las condiciones del suelo y del agua superficial en un sitio indicarán si se requiere mejorar o estabilizar el suelo. Quizá sea necesario efectuar pruebas para comprobar cuál de las técnicas disponibles es posible y económica, donde el costo relativo de las alternativas dictará si se hacen ó no.

Con los ensayos de estabilización puede determinarse: el aumento de la resistencia requerida para un tipo de suelo, incrementar o disminuir la permeabilidad, reducir la compresibilidad, mejorar la estabilidad o disminuir el levantamiento debido a heladas o hinchamientos de los suelos bajo estudio.

Las principales técnicas usadas son: rellenos reconstruidos, reemplazo de suelos indeseables, sobre cargas, refuerzos, estabilización mecánica, estabilización térmica, estabilización química e impermeabilización mediante la técnica de permeabilidad.

La estabilización aplicada al ensayo de impermeabilidad se constituye como complemento de la prueba de permeabilidad, donde las proporciones de cemento y arena, cemento y limo, cemento y arcilla, o solamente arcilla, indican qué grado de permeabilidad se puede alcanzar bajo una mezcla determinada, así como determinar las proporciones que alcancen los mejores resultados tanto técnicos como económicos.

En la siguiente tabla se indican las proporciones suelos-cemento o solamente suelo, usadas para determinar su correspondiente coeficiente de permeabilidad "K". Para que la muestra sea económicamente factible se hace necesario que el contenido de cemento sea mínimo, pero los parámetros de impermeabilidad se acerquen a los mínimos requeridos (ver tabla 3.8).

Cemento %	Arena %	Limo %	Arcilla %	Permeabilidad "K" cm/seg
4	60	-	40	4.207×10^{-3}
6	100	-	-	3.480×10^{-3}
8	60	-	40	3.494×10^{-3}
9	100	-	-	1.430×10^{-3}
10	-	100	-	7.672×10^{-3}
12	60	40	-	6.740×10^{-3}
12	40	60	-	4.800×10^{-3}
15	100	-	-	4.970×10^{-4}
20	-	100	-	5.080×10^{-3}
25	100	-	-	1.690×10^{-4}
-	-	-	100	00.00
-	-	-	100	6.82×10^{-6}

Tabla 3.8
**Permeabilidad "K" para distintas combinaciones
de cemento, arena, limo y arcilla**

CAPÍTULO 4

Diseño de Mezclas

El Diseño de mezclas, es parte importante en la estabilización de suelos, permite a los proyectistas considerar las proporciones adecuadas de los materiales que pueden formar parte del diseño final. Dentro de ciertos límites, los suelos presentan un comportamiento elástico bajo la acción de ciertas cargas, aunque en algunos casos se producen deformaciones mayores que las normales, teniéndose que recurrir entonces a cálculos que tengan en cuenta la plasticidad del suelo.

Propiedades y características tales como: aumento de la resistencia, mejora de la estabilidad de los bancos de tierra, reducción de la compresibilidad o disminución del levantamiento que producen las arcillas debido al hinchamiento, son solo algunas de las razones por lo que se recurre al diseño de mezclas.

4.1 Resistencia a la tensión

Esta prueba consiste en contar el número de golpes N necesarios para llegar a hincar aproximadamente 30 cm dentro del suelo, un saca muestras normalizado. El hincado del muestrario se hace dejando caer un peso de 65 kg desde una altura de 75 cm. Para ejecutar la prueba se limpia primero la parte donde se va a hincar el muestrario, luego se ajusta cuidadosamente el muestrario al suelo y a la barra-guía del peso, en donde se empieza a golpear la cabeza de la barra, para que el saca muestras penetre 15 cm en el suelo. A partir de este instante se cuenta el número de golpes N necesarios para que el saca muestras penetre 30 cm más dentro del suelo. Hecho esto se saca el muestrario y se extrae para su examen el material recogido en su interior, para lo cual se deben de considerar las condiciones apropiadas de la muestra para su ensayo.

Esta prueba fue desarrollada y adoptada por la "Raymond Concrete Pile Company" en sus trabajos de exploración de suelos. Posteriormente (1958) la prueba fue adoptada por la "American Society for Testing and Materials" (A.S.T.M.).

En la tabla 4.1 se muestran las relaciones aproximadas entre el número N de la prueba de penetración normal, la resistencia a compresión axial no confinada, la consistencia de las arcillas, la compacidad relativa de los suelos granulares y el ángulo de fricción interna de éstos.

N	En arcillas		φ Ángulo de Fricción interna	E kg/cm ²
	qu, kg/cm ²	Descripción		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0°	3
2 - 4	0.25 - 0.50	Blanda	0 - 2	30
4 - 8	0.50 - 1.00	Media	2 - 4	45 - 90
8 - 15	1.00 - 2.00	Compacta	4 - 6	90 - 200
15 - 30	2.00 - 4.00	Muy Compacta	6 - 12	> 200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

Nota: qu=esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión axial no confinada.

Tabla 4.1
Comparación entre propiedades de las Arcillas
en función del número de golpes "N".

Si las gravas, arenas o mezclas de ellas contienen menos de 5% de arena fina o limo, tiene que aumentarse en 5° los correspondientes valores del ángulo de fricción interno, presentados en 4.2.

Cuando no se cuenta con pruebas de laboratorio que sirvan para determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos, se pueden emplear los valores siguientes (aproximados): el limo un $\phi=20^\circ$; la arena húmeda presenta un ϕ de 10 a 15°, si la arena está

seca su ϕ es de 30 a 34°: la grava y la arena cementadas presentan húmedas un ϕ de 34°, con una cohesión de 0.5 kg/cm².

N	En arenas		ϕ Ángulo de Fricción interna	E kg/cm ²
	Descripción	Compacidad relativa		
0 - 4	Muy floja	0 - 15%	28°	100
5 - 10	Floja	16 - 35%	28 - 30	100 - 250
11 - 30	Media	36 - 65%	30 - 36	250 - 500
31 - 50	Densa	66 - 85%	36 - 41	500 - 1000
> 50	Muy densa	86 - 100%	> 41	> 1000

Tabla No 4.2

**Comparación entre propiedades de las Arenas
en función del número de golpes "N".**

4.2 Resistencia a la compresión

La determinación de la resistencia al corte de las arcillas puede basarse en los resultados de la prueba de compresión simple o prueba de compresión axial no confinada, mientras no se demuestre que el método elástico para resolver problemas de estabilidad de estratos naturales de arcilla sea más práctico y más exacto que el método plástico.

Las muestras para los ensayos se obtienen por medio de tubos de pared delgada, muy apropiados para recabar muestras representativas de suelos.

Las muestras se llevan al laboratorio, son extraídas del tubo muestrario y se preparan para las pruebas de la siguiente manera:

- 1 Los extremos del espécimen son recortados cuidadosamente con una sierra de alambre fino o con un cuchillo, dejando el espécimen con una relación altura-diámetro de 2 a 3
- 2 El espécimen se coloca en la máquina de compresión simple y se centra en el plato inferior. Un brazo de extensión permite la lectura del micrómetro indicador de la deformación vertical
- 3 Se aplica carga a una velocidad tal que haga comprimir el espécimen a razón de 0.5 a 1.0% de su altura por minuto. La carga queda indicada de manera automática en el micrómetro del anillo de prueba.
- 4 El punto de falla se detecta fácilmente cuando el micrómetro del anillo de prueba baja de velocidad, se para, titubea y baja mientras que está aún aplicándosele carga. Cuando el suelo es una arcilla muy blanda y no se rompe durante la prueba sino que se deforma, entonces se considera como carga de ruptura la que corresponda a una disminución de altura del espécimen de un 20% de su altura inicial.
- 5 Se obtiene la carga P de ruptura leída en el micrómetro, haciendo uso de la curva de calibración que cada aparato trae consigo
- 6 El esfuerzo unitario de ruptura será:

$$q_u = \sigma = \frac{P}{A'} = \frac{\text{carga}}{\text{área corregida}} = 2c$$

El *área corregida* será igual al *área inicial* A de la muestra dividida entre uno menos la deformación unitaria, tal como se muestra en la siguiente figura:

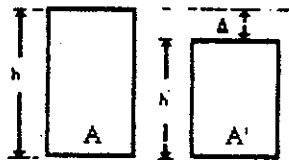


Figura 4.1

Representación del área corregida A' - área inicial A

La cuantificación de la deformación puede calcularse mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$A \cdot h = A' \cdot h' = A' \cdot (h - \Delta) = A' \cdot (h - \epsilon) = A' \cdot h (1 - \epsilon)$$

de donde:

$$A = \frac{A'}{1 - \epsilon}$$

Con los datos de la prueba se construye una gráfica de esfuerzo-deformación unitaria, de la cual se puede obtener el módulo de elasticidad aproximado del suelo, tomándolo como la pendiente de la línea oa (módulo secante), si oa' es el rango de esfuerzos en el cual se tiene interés:

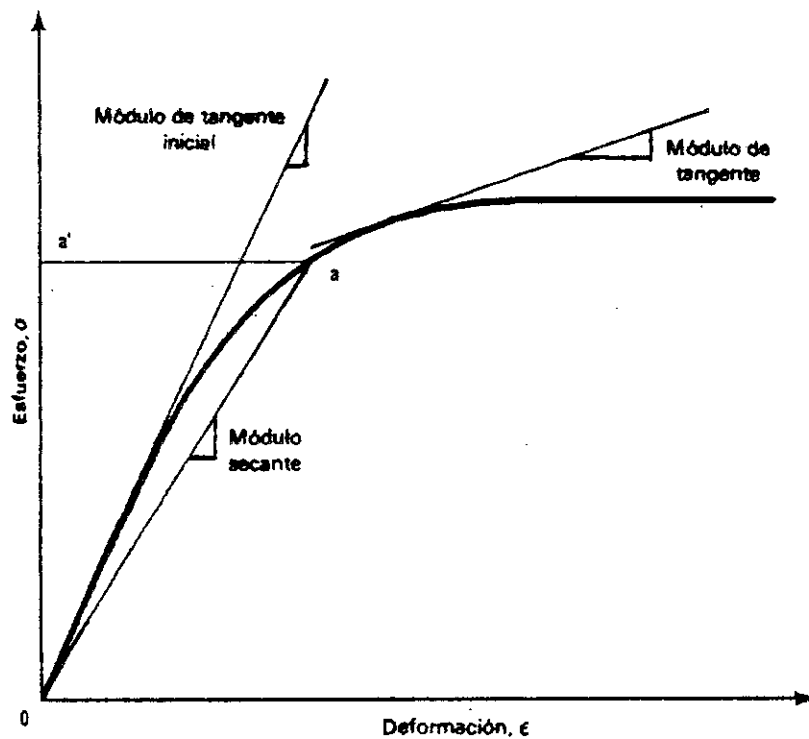


Figura 4.2

Gráfica de esfuerzo-deformación unitaria

El valor de q_u , es la denominada resistencia a ruptura para la prueba de compresión axial no confinada, este valor puede obtenerse en forma aproximada mediante la utilización del penetrómetro de bolsillo (forma directa y práctica de obtener mediciones aproximadas), el cual funciona de la manera que a continuación se describe:

- a) Se baja el anillo rojo hasta el fondo del penetrómetro, o sea hasta la escala más baja del mismo.
- b) Debe de tomarse la muestra de suelo y colocarla en el penetrómetro. Luego debe de empujarse el pistón con presión firme dentro del suelo hasta la marca indicada por medio de una ranura alrededor del pistón.
- c) Leer el esfuerzo de ruptura a compresión axial no confinada directamente en kg/cm^2 en la parte baja del anillo rojo, siguiendo el orden de crecimiento de la escala.

4.3 Resistencia al corte

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo con respecto al resto del mismo.

En el primer caso (figura A) se dice que hay un disgregamiento de las partículas. En el segundo caso (figura B) se dice que la masa se desliza a lo largo de ciertas líneas de rotura, o si la masa de suelo es plástica se produce lo que se denomina fluencia plástica (figura C).

Debido a los efectos de los movimientos que se producen dentro de la masa del suelo éstos tienden a ser contrarrestados por la llamada *resistencia al corte del suelo*.

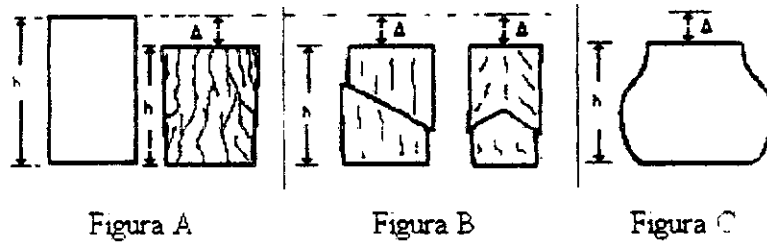


Figura 4.3

Tipos de fallas en suelos cohesivos

Se acepta que la resistencia al corte τ de un suelo viene dada por la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + p_i \tan \phi$$

en la que:

τ = Resistencia al corte del suelo, en kg/cm^2 .

c = Cohesión del suelo, en kg/cm^2

p_i = Presión intergranular, en kg/cm^2 .

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo, el cual se supone que es constante

En general, los suelos poseen al mismo tiempo cohesión y fricción interna; sin embargo, existen dos casos límite:

- a) Las arenas lavadas y secas que no poseen cohesión, en las que la carga de ruptura se produce para un valor de:

$$\tau = p_i \tan \phi$$

pasando por el origen la envolvente del círculo de Mohr, como se puede observar en la Figura d.

b) Las arcillas blandas, las que se comportan como si ϕ fuera igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo, como se indica en la Figura e. por lo tanto

$$\tau = c$$

σ_1 y σ_3 son esfuerzos principales y q_u es el esfuerzo unitario de ruptura a compresión no confinada.

A continuación se presentan las fallas de ruptura para suelos cohesivos:

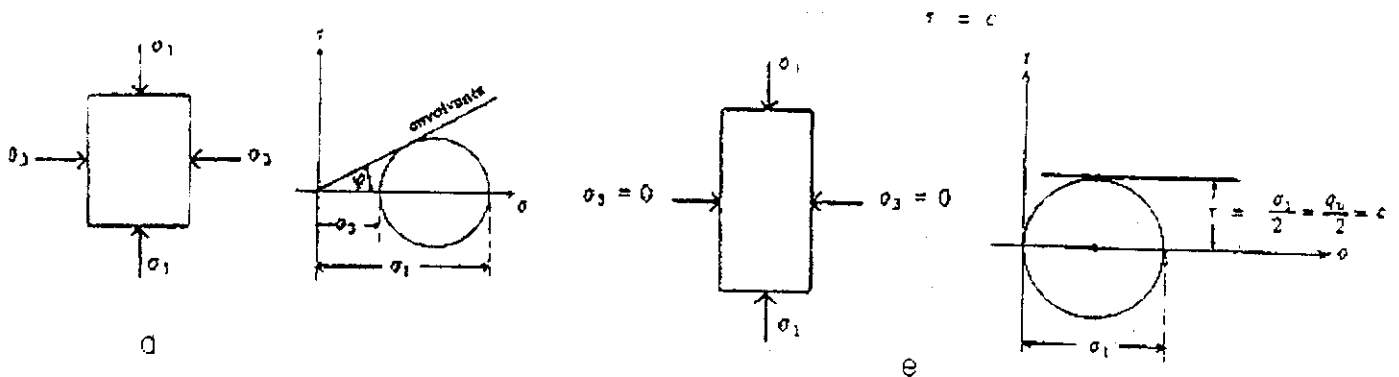


Figura 4.4

Envolvente del círculo de Mohr para suelos cohesivos

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, son componentes del esfuerzo de corte del mismo, y éstos pueden obtenerse de diferentes maneras, dependiendo del método empleado. Entre éstos se pueden mencionar: a) por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande, y b) por la prueba de compresión triaxial.

En el caso de las arcillas, la determinación del esfuerzo de corte de las mismas pueden determinarse, además, con la prueba de compresión axial no confinada o con la conocida prueba de la veleta.

Prueba de la Veleta:

La veleta es un dispositivo que sirve para medir la resistencia al corte de los suelos eminentemente cohesivos y suaves sin tener que extraer muestras inalteradas de los mismos; es decir, es un aparato que mide el corte de los suelos directamente en el lugar. El aparato consiste de dos placas metálicas cruzadas que forman cuatro aletas de forma rectangular, las cuales se hincan en el suelo hasta que la parte superior de las aspas queden lo suficientemente enterradas en el suelo que va a ensayarse. Esto se hace por medio de un vástago que sujeta dichas aletas y sobre el cual se aplica un par de fuerzas que se miden por medio de un dinamómetro en el maneral. La resistencia al corte del material cohesivo y suave se obtiene por medio de la fórmula:

$$\tau = \frac{P}{\pi d^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{d}{6} \right)}$$

en la que:

τ = Resistencia máxima al corte de la arcilla en kg/cm², y que es igual a la cohesión c de la arcilla, igual a $q_u/2$.

P = Par o momento aplicado en el maneral, en kg-cm. Es un momento o par de ruptura aplicado.

H = Altura de las placas rectangulares de la veleta, en centímetros.

d = Anchura de las placas, en centímetros.

La fórmula anterior se obtiene de la consideración de que el momento que se desarrolla en el área lateral de ruptura dada por el giro de las placas es:

$$M_L = (\pi d \cdot H \cdot S) \frac{d}{2}$$

Y el momento generado en cada una de las bases de giro de las paletas (tanto de la base inferior como de la base superior) vale:

$$M_B = \left(\frac{\pi d^2}{4} \cdot S \right) \frac{2}{3} \cdot \frac{d}{2}$$

En la obtención de este momento M_B se ha despreciado el efecto del vástago y se ha considerado un elemento resistente en forma de sector circular, pues se ha tomado como brazo de palanca de la fuerza resistente la cantidad de "2/3 de $d/2$ ". En el momento de la falla el momento resistente será igual al momento aplicado; por lo tanto, estando la veleta totalmente cerrada:

$$M_{\text{máx}} = P = M_L + 2 M_B = \frac{\pi d^2}{2} \cdot H \cdot S + 2 \left(\frac{\pi d^2}{4} \cdot S \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d}{2} \right),$$

de donde:

$$\tau = \frac{P}{\tau d^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{d}{6} \right)}$$

De la fórmula anterior el denominador es una constante del aparato, que puede determinarse con la veleta que se tenga. Generalmente se hace que la altura H de las paletas sea igual al doble de la anchura de las mismas. La resistencia al corte τ de las arcillas suaves puede obtenerse mediante la pequeña y manual veleta de uso común (esfuerzo en kg/cm^2).

4.4 Resistencia a la impermeabilización

La impermeabilización de suelos permite determinar qué proporción de estabilización suelo-cemento o sólo suelo, es el adecuado para evitar filtraciones en el mismo.

La prueba de compactación de las mezclas de suelo juega un papel importante en encontrar el mejor acomodo de las partículas, que permiten obtener el *peso volumétrico seco máximo a la humedad óptima requerida*.

Existen varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: entre los cuales se pueden mencionar:

- a) Directos: Permeámetro de carga constante, permeámetro de carga variable y prueba directa de los suelos en el lugar.
- b) Indirectos: Cálculo a partir de la curva granulométrica, Cálculo a partir de la prueba de consolidación y cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

	Tamaño de los granos		Coeficiente de Permeabilidad (cm/seg)
	(mm)		
	Max.	Min.	
Roca	100	300	30
Roca limpia, de fino a grueso	80	10	10
GRAVA			
Grava uniforme fina	8	1.5	5
Muy gruesa limpia			
ARENA UNIFORME			
Arena gruesa uniforme	3	0.8	3
Arena media uniforme	2	0.5	0.4
Arena limpia bien graduada	0.5	0.25	0.1
Y GRUESA			
Arena fina, uniforme	10	0.05	0.01
Arena sedimentada bien graduada	0.25	0.05	40×10^{-4}
Y GRAVA			
Arena sedimentada	5	0.01	4×10^{-4}
Uniformemente sedimentada	2	0.005	10^{-4}
Arcilla arenosa rojiza	0.05	0.005	0.5×10^{-4}
Arcilla sedimentada	1.00	0.001	0.05×10^{-4}
Arcilla (30 a 50 % arcillas con tamaño adecuado)	0.05	0.001	0.01×10^{-4}
	0.05	0.005	0.001×10^{-4}

Tabla 4.3

Valores típicos de coeficientes de permeabilidad

4.5 Estabilización

Experimentalmente se ha comprobado que la estabilización del suelo puede aumentar la resistencia, incrementar o disminuir la permeabilidad, reducir la compresibilidad, mejorar la estabilidad o disminuir el levantamiento debido a heladas o hinchamientos, de donde entre las principales técnicas usadas son: rellenos reconstruidos; reemplazo de suelos indeseables; sobrecargas; refuerzos; estabilización mecánica, térmica y química.

La estabilización mecánica, comprende una variedad de técnicas para redistribuir, añadir o remover partículas del suelo. El objetivo casi siempre radica en incrementar la densidad del suelo, disminuir el contenido de agua o mejorar la graduación. La estabilización térmica, que aún se encuentra en su etapa experimental, casi siempre es costosa y su aplicación está limitada a aquellas condiciones que no son apropiadas para otros métodos. Se ha utilizado el calor para incrementar la resistencia de loess no saturados y disminuir la compresibilidad de suelos cohesivos. En otros métodos se pueden mencionar: quemar combustible gaseoso o líquido en una perforación, inyectar en el suelo una mezcla de combustible líquido y aire a presión por medio de tubos a separaciones de unos 10 pies y después, quemar la mezcla durante unos 10 días para producir la solidificación, y otros métodos no convencionales. La estabilización química, que incluye la utilización de cemento Portland y de asfaltos, satisface muchas necesidades. En tratamientos de la superficie, complementa la estabilización mecánica y hace más duraderos sus efectos. En tratamientos del subsuelo, se pueden usar sustancias químicas para mejorar la capacidad de apoyo o disminuir la permeabilidad.

El suelo-cemento, que es una mezcla de cemento Portland y suelo, es apropiado para subbases, bases y pavimentos de caminos, para tráfico de todo tipo. Las mezclas de suelo con asfalto se utilizan mucho en la construcción de caminos y aeropuertos y algunas veces como sellos en diques de tierra. Se puede utilizar la cal hidratada sola, o con escoria, cemento Portland o asfaltos, como estabilizadores del suelo. El calcio o el cloruro de sodio se usan para disminuir el polvo y como aditivos en la construcción de bases granulares y de carpetas en los caminos.



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



O.T. No. 009504

INFORME No. 00121-SS

INTERESADO: Roberto Brabatti
PROYECTO: Impermeabilización de tanques.
FECHA: noviembre de 1998.

RESULTADOS:

60% de ARENA NEGRA del lugar, 40% de arcilla de Costalinda Km. 77 carretera a Puerto San José, 4% de cemento 4000 PSI, con densidad seca óptima de 1.752 T/m³ y humedad óptima del 19% y con el 8% de cemento con densidad seca óptima 1.696 T/m³ y humedad óptima del 18.5%.

ENSAYO	CEMENTO	ARENA	ARCILLA	PERMEABILIDAD "K" cm/seg.
1	4%	60%	40%	4.207 x 10 ⁻⁵
2	8%	60%	40%	3.494 x 10 ⁻⁵

100% muestra de arcilla color rojiza de Costalinda Km. 77 carretera a Puerto de San José, Escuintla. Se trabajo con una densidad humeda de 1.76 T/m³ densidad seca de 0.77 T/m³, compactada con proctor standard con su humedad natural del 36%.

ENSAYO	ARCILLA	PERMEABILIDAD "K" cm/seg.	TIEMPO "t" seg.
1	100%	00.00	172.800

Atentamente,

R. Brabatti

Jefe Sección Suelos

Vo.Bo. X

R. Brabatti
Ing. César Alfonso García Guerra
DIRECTOR CII/USAC



c.c.: Archivo.
enr.

FACULTAD DE INGENIERIA - USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria Zona 12
Teléfono directo 476-3992 - Planta 476-0790-4 Ext.372 - FAX 502-2-476-3993
E-Mail: inge.cen_investig@usac.edu.gt.

Cuadro_5.6

Resultados prueba de permeabilización

CAPÍTULO 5

Análisis de Resultados

Con el resultado de los ensayos de límites de Atterberg aplicados a cada muestra de suelo, se ha determinado que la Muestra C, procedente de Costalinda, Km 77 carretera que conduce al Puerto de San José, Escuintla, con un índice de plasticidad de 18.6% se clasifica como un suelo altamente plástico, ya que sobrepasa el 17% del índice de plasticidad según Atterberg. Este índice de plasticidad constituye una prueba eminente del contenido de arcilla en la muestra.

El ensayo de granulometría practicado a cada muestra de suelo constituye una referencia en la determinación del contenido de finos y del tipo de distribución de las partículas presentes en cada muestra de suelo. Una observación importante que se da en la muestra C, es que el contenido de finos que pasan el tamiz No.200 representa el 92.3% de la muestra total. Este porcentaje refleja el grado de uniformidad de las partículas de suelo fino presentes en la muestra (ver tabla 5.1).

	Clasificación del suelo S.U.C.S	Contenido de finos en % que pasan el tamiz No.200	Tipo de Distribución
Muestra A	SM	44.80	Uniforme
Muestra B	SW	1.500	Uniforme
Muestra C	CH	92.30	Uniforme

Tabla 5.1

**Comparación entre el contenido de finos en %
presentes en Muestra A, Muestra B y Muestra C**

Del ensayo de compactación practicado a las muestras de suelos, la determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima, permite obtener el mejor acomodo de las

partículas del suelo empleando el mismo esfuerzo de compactación.

Del análisis del ensayo de compactación practicado a las muestras, el suelo que presenta el mejor peso por unidad de volumen de suelo (peso volumétrico seco) es la Muestra C, con una densidad seca de 80.80 lb/pie³, y compactada a una humedad natural del 36% (ver tabla 5.2).

	Densidad Seca Optima t/m ³	Humedad Optima en %
Muestra A	1.650	19.00
Muestra B	1.895	12.00
Muestra C	80.80	36.00
Muestra 1	2.000	11.50
Muestra 2	1.752	19.00

Tabla 5.2

**Comparación entre la densidad seca óptima y la humedad óptima
para cada una de las muestras**

Cuando se hacen los estudios del área dentro del contorno de los tanques de combustible, y se determina que la misma presenta un drenaje natural con deficiencia de permeabilidad, menor de 1×10^{-5} cm/seg, entonces esta área se considera segura contra cualquier filtración de fluidos. Si este drenaje natural, presenta la deficiencia de permeabilidad indicada anteriormente, puede concluirse que el terreno presenta una contención firme y no se necesita llegar a estabilizar el mismo.

Entre los objetivos de impermeabilizar el contorno de los tanques de combustibles, mediante la técnica de estabilización a base de suelo-cemento, están, el de recuperar el producto que se llegue a derramar de los tanques, así como el de proteger el contorno exterior del mismo contra posible contaminación del medio ambiente.

Para cumplir estos objetivos, los resultados de las pruebas de laboratorio indican que la mezcla de arcilla es un buen estabilizador en la obtención de una permeabilidad por debajo del coeficiente mínimo requerido. Los resultados del análisis del ensayo de impermeabilidad, indican que la Alternativa B, la Alternativa 1 y la Alternativa 2, a base de arena negra (SW) procedente del Puerto de San José, Escuintla, son mucho mayores del valor requerido (1×10^{-5} cm/seg), y por tal razón, no es conveniente impermeabilizar el contorno de los tanques con este tipo de material (ver tabla 5.3).

	Permeabilidad cm/seg.	Permeabilidad requerida (cm/seg).	Observaciones
Alternativa B	1.690×10^{-4}	1×10^{-5}	No recomendado.
Alternativa 1	6.740×10^{-5}	1×10^{-5}	No recomendado.
Alternativa 2	3.490×10^{-5}	1×10^{-5}	No recomendado.

Tabla 5.3

Comparación de permeabilidades entre Alternativa B, Alternativa 1 y Alternativa 2, con respecto a la requerida.

La Alternativa A, conformada por un suelo limo arenoso café oscuro (SM), procedente del parcelamiento No.17, cerca de Santa Isabel en el Puerto de San José, Escuintla, presenta una impermeabilización mucho mayor de la requerida, no siendo recomendable este suelo para efectos de impermeabilizar el contorno de los tanques de combustible (ver tabla 5.4).

	Permeabilidad cm/seg.	Permeabilidad requerida (cm/seg).	Observaciones
Alternativa A	7.672×10^{-3}	1×10^{-5}	No recomendado.

Tabla 5.4

Comparación de permeabilidad entre Alternativa A y permeabilidad requerida.

La Alternativa C, que es una muestra de arcilla rojiza (CH), procedente de Costa Linda, Km.77 carretera a Puerto de San José, Escuintla, presenta un coeficiente de impermeabilización por debajo del requerido, y por tal razón se recomienda impermeabilizar el contorno exterior de los tanque de combustible con este material.

De las propiedades y características indicadas según ensayos de laboratorio para la muestra de arcilla, la densidad húmeda es de 109.95 lb/pie³, densidad seca de 80.80 lb/pie³ y compactada con su humedad natural del 36% mediante la prueba Proctor estándar, Norma AASHTO T- 99, con un coeficiente de permeabilidad de 00.00 cm/seg para una duración de 48 horas constantes de acuerdo a la prueba del *permeámetro de carga variable*.

	Permeabilidad cm/seg.	Permeabilidad requerida (cm/seg).	Observaciones
Alternativa C	≈ 00.000	1x10 ⁻⁵	Recomendado
Alternativa C	6.820x10 ⁻⁶ ≈ 00.000	1x10 ⁻⁵	Recomendado.

Tabla 5.5

**Comparación de permeabilidad entre Alternativa C
y permeabilidad requerida.**

Con los resultados obtenidos del laboratorio, se comprueba experimentalmente, que la arcilla rojiza (CH) cumple con las especificaciones técnicas requeridas para ser usada como alternativa constructiva en la impermeabilización del contorno de los tanques de combustible, y como solución económica a las necesidades de estabilización.

La economía en este tipo de estabilización se ve reflejada por los requerimientos mínimos o nulos de cemento, necesarios para alcanzar la impermeabilización requerida de 1x10⁻⁵ cm/seg. que garantice la infiltración de fluidos en los suelos.

CAPÍTULO 6

Ventajas y Desventajas

Con el ensayo de permeabilidad, se logra demostrar experimentalmente que las arcillas poseen mejores propiedades de impermeabilidad que otros suelos u otras combinaciones de suelo-cemento. Este hecho importante, permite que las arcillas se constituyan en una alternativa práctica y económica, para suplir las necesidades de infiltración de suelos que se utilicen para proteger el contorno de los tanques de combustibles.

A continuación se mencionan las ventajas y desventajas en la aplicación del procedimiento de impermeabilización a suelos relativamente impermeables:

Ventajas:

- La impermeabilización a base de suelo-cemento o solo suelo, es una técnica que permite determinar qué alternativas prácticas y económicas son capaces de garantizar la estabilidad de los suelos, haciéndolos seguros contra la infiltración de otros productos.
- La arcilla color rojiza (CH) de alta plasticidad (procedente de Costalinda, Km.77 carretera al puerto de San José, Escuintla), con un coeficiente de permeabilidad menor al mínimo requerido de 1×10^{-5} cm/seg, constituye una solución adecuada para impermeabilizar el contorno de los tanques de combustible, protegiéndolos contra posible derramamiento del fluido en el terreno donde se ubican.
- La impermeabilización del contorno de los tanques de combustible tiene como objetivos mediatos: la recuperación del combustible al no filtrarse en el suelo y la protección del medio ambiente al no desparramarse el fluido.

- Otra ventaja muy importante del método de impermeabilización propuesto es que permite formular recomendaciones constructivas prácticas en el sitio donde se ubican los tanques de combustible, en función de las propiedades determinadas mediante los ensayos de laboratorio.

La impermeabilización de los tanques de combustible se logra de manera experimentalmente que las arcillas se encuentran en las condiciones de impermeabilización de otros suelos u otras condiciones de arcillas que se construyen en una alternativa

Desventajas:

- Con la ubicación y localización de los posibles bancos de suelo dentro del perímetro de los tanques, ocurre frecuentemente que el suelo perteneciente a este lugar no cumple con el requisito mínimo de tener un coeficiente de permeabilidad menor de 1×10^{-5} cm/seg debiéndose, por lo tanto, buscar otros bancos de suelo, lo más cercanos al área de donde se ubican los tanques.
- Los costos de construcción tienden a incrementarse a medida que la investigación de los posibles bancos de suelo no sean los apropiados para lograr impermeabilizar el área requerida, y que estos bancos de suelo se encuentren alejados del área donde se ubican los tanques de combustible.
- Se hace necesario incrementar los controles de humedad, cuando las arcillas presentan la posibilidad de perder humedad y por consiguiente contraerse con facilidad. Para evitar estos hundimientos el manto de arcilla debe mantenerse húmedo mediante alguna técnica natural o artificial.

que
al y o.

CONCLUSIONES

- 1 De acuerdo a los estudios de infiltración, aquellos suelos que presenten valores de permeabilidad menores del requerido de 1×10^{-5} cm/seg, son los adecuados para ser utilizados como alternativas de impermeabilización para la protección del contorno de los tanques de combustible. Con una deficiencia de permeabilidad por debajo del requerido, representa una contención firme en el banco de suelo y por lo tanto no necesita ser estabilizado
2. Como el coeficiente de impermeabilidad de la arcilla rojiza procedente de Costalinda, Km.77 carretera al puerto de San José, Escuintla, es mucho menor del requerido 1×10^{-5} cm/seg, este suelo se puede utilizar como alternativa para impermeabilizar el contorno de los tanques de combustible.
3. El procedimiento aplicado para determinar la impermeabilidad de suelos permite formular recomendaciones constructivas prácticas en el sitio donde se ubican los tanques de combustible, en función de las propiedades obtenidas mediante los ensayos de laboratorio.

RECOMENDACIONES

1. Para efectos de colocar el suelo que servirá de protección al contorno exterior de los tanques se recomienda remover, del área circundante al mismo, una capa aproximada de 0.15 m de espesor y proceder a compactar la respectiva subbase. Como paso siguiente, debe aplicarse la arcilla rojiza con un espesor aproximado de 0.30 m, tomando en cuenta las propiedades del suelo indicadas en la Alternativa C. Posteriormente se debe realizar un estudio de la situación ambiental del lugar y si los requerimientos de humedad son necesarios, debe aplicarse sobre la arcilla compactada una capa de protección de aproximadamente 0.15 m de espesor, hecha de algún material que evite las pérdidas de humedad (evaporación) y agrietamiento en las arcillas.
2. Debe tomarse en cuenta que al realizar el relleno con arcilla, éste debe compactarse en capas delgadas, de acuerdo al equipo de compactación que se vaya a utilizar, pero nunca en capas mayores de 0.20 m y con un grado de compactación del 95% respecto al Proctor estándar (AASHTO T-99). Este mismo cuidado debe tenerse en cuenta con la subbase del terreno natural y con la capa de protección contra la evaporación.

BIBLIOGRAFÍA

10. Merritt, Frederick S.
MANUAL DEL INGENIERO CIVIL
Editorial McGraw Hill, México, D.F.
Tercera Edición. 1994

20. Crespo Villalaz, Carlos.
MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
Editorial Limusa, México, D.F. 1990

30. Anckermann Alvarez, Enrique.
MANUAL PARA LABORATORISTAS DE SUELOS EN CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1969.

40. Quinteros Rosales, Victor Manuel Antonio Salvador.
MANUAL DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1978.

50. Duarte Jiménez, Julián Antonio.
ANÁLISIS DE COMPRESIBILIDAD DE SUELOS LATERÍTICOS COMPACTADOS. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1979.