



Universidad de Cuenca



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
**Fundada en 1867**  
**Facultad de Ingeniería**  
**Escuela de Ingeniería Civil**

**ESTUDIO DE LA UTILIZACIÓN DE GEOTEXILES COMO FILTRO EN  
PRESAS DE TIERRA HOMOGENEAS**

Tesis previo a la obtención del  
Título de Ingeniero Civil.

**Autores:**

Henry Fernando Landi Durán.

Carlos Efrén Pesántez Alvarado.

**Director:**

Ing. Rolando Armas Novoa, MSc.

CUENCA- ECUADOR

ABRIL, 2015





## RESUMEN

Los geotextiles han sido usados a lo largo de los años como material filtrante, razón por la que en este trabajo se realiza una investigación para evaluar su uso como filtros en presas de tierra. Se estudiaron con detenimiento cada una de las características y los usos de los geotextiles, orientándose al uso como filtro para determinar si es o no posible el uso de los mismos en las presas de tierra del Proyecto PACALORI.

Se realizaron pruebas a tres tipos de geotextiles, sometiéndolos a gradientes hidráulicos mucho mayores a los que generalmente se producen en las presas de tierra; estos ensayos dieron como resultado la gran capacidad de resistir y filtrar de los geotextiles bajo gradientes hidráulicos muy altos similares a 1000, decidiéndose que es posible su uso como filtro en este tipo de proyectos.

Los resultados obtenidos con esta investigación a los tres tipos de Geotextiles no tejidos (NT-1400; NT-1600 y NT 1800), han permitido diseñar los drenes de las presas de tierra homogéneas del Proyecto PACALORI, utilizando como filtro del mismo el Geotextil NT-1800, por sus características de permeabilidad y resistencia al sifonamiento mecánico y al puzonamiento que pueden producir los materiales drenantes (piedra triturada).

**PALABRAS CLAVE:** GEOTEXTIL, FILTRO, DREN, COMPACTACIÓN, PRESIÓN, PRESAS.





## ABSTRACT

Geotextiles have been used over time as filter material. For this reason, a research was conducted to evaluate the use of geotextiles as filters in earth dams. Each of the characteristics and the uses of geotextiles were studied in detail, focusing on the use as filters to determine whether it is possible to apply them in the earth dams of PACALORI Project.

Trials were performed on three types of geotextiles, subjecting to hydraulic gradients that were much higher than those that generally occur in earth dams. These trials resulted the great capacity of geotextiles to resist and filter under very high hydraulic gradients, similar to 1000, deciding that it is possible to use them as filter in this type of project.

The results obtained from this research on three types of nonwoven geotextiles (NT-1400, NT 1600 and NT-1800) have allowed designing drains of the homogeneous earth dams of PACALORI Project, using geotextile NT -1800 as filter. It was due to their permeability, resistance to mechanical syphonage and the puncture that drainage materials can produce (crushed stone).

**KEYWORDS:** GEOTEXTILE, FILTRE, DREN, DAMS, COMPACTATION, PRESSURE





## INDICE

RESUMEN.....	2
ABSTRACT .....	3
LISTA DE SIMBOLOS .....	12
AGRADECIMIENTO .....	14
INTRODUCCION GENERAL .....	17
Introducción.....	17
Objetivo general .....	18
Objetivos específicos .....	19
Antecedentes o justificación. ....	19
Descripción general de la zona, componentes y ubicación del proyecto PACALORI.....	20
1 MARCO TEORICO DE REFERENCIA.....	24
1.1 Presas de tierra homogéneas.....	24
1.2 Sifonamiento mecánico .....	25
1.3 Criterios actuales para el diseño de filtros .....	31
1.3.1 Criterios de Bertram y Terzaghi (1929). ....	31
1.3.2 Criterios del ICOLD (1994).....	33
1.3.3 Criterios del UBSR (2000).....	35
1.3.4 Ensayos de laboratorio de Sherard y Dunnigan (1989).....	37
1.3.5 Criterios de Foster y Fell (2001).....	39
1.4 Criterio de diseño de filtros simplificados en la práctica.....	43
1.4.1 Limos arenosos y arcillas.....	43
1.4.2 Arcillas finas.....	43
1.4.3 Limos de grano fino y baja cohesión.....	44
1.4.4 Suelos excepcionalmente finos.....	44
1.4.5 Espesor mínimo de filtros.....	44
1.5 Geotextiles .....	45
1.5.1 Definición y Funciones.....	45
1.5.2 Geotextil tejido .....	47
1.5.3 Geotextiles no tejidos .....	47
1.5.4 Separar .....	48
1.5.5 Filtrar .....	48
1.5.6 Drenar.....	49
1.5.7 Reforzar.....	49





1.5.8 Control de sedimentos.....	50
1.6 Campos de aplicación en la ingeniería.....	50
1.6.1. Carreteras y viales.....	50
1.6.2. Ferrocarriles.....	51
1.6.3. Obras hidráulicas.....	51
1.6.4 Filtración y drenaje.....	51
1.6.5 Muros.....	52
1.6.6 Túneles.....	52
1.7 La compactación.....	54
1.7.1 Mecánica de la compactación.....	55
1.7.2 Relación entre el peso específico seco, $\gamma_d$ , la humedad, $\omega$ , y la energía de compactación.....	57
1.7.3 Determinación de la curva de saturación ( $s = 100\%$ ).....	60
1.7.4 Análisis de los incrementos del peso específico seco con la energía de compactación.....	61
1.7.5 Objetivo de la Compactación.....	62
1.7.6 Variación de la permeabilidad con el peso específico y energía de compactación.....	63
1.7.7 Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.....	64
1.7.8 Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco.....	65
1.7.9 Qué energía de compactación utilizar?.....	67
1.7.10 Compactación de campo.....	67
1.7.11 Control de compactación en el campo.....	68
2 METODOLOGIA.....	70
2.1 Proceso de toma y obtención de muestras.....	70
2.2 Metodología de los ensayos realizados en el laboratorio.....	73
2.2.1 Humedad natural.....	73
2.2.2 Granulometría (cribado).....	74
2.2.3 Límites de consistencia o de plasticidad.....	75
2.2.4 Gravedad específica.....	78
2.2.5 Ensayo de compactación tipo Proctor.....	81
2.2.5 Metodología de la prueba para evaluar los geotextiles.....	83
3 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS.....	86
3.1 Resultados de los ensayos físicos y mecánicos.....	86





3.2 Resultados de la prueba a los geotextiles .....	87
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	92
Conclusiones.....	92
Recomendaciones.....	92

**INDICE DE TABLAS.**

<i>Tabla 1 Componentes del proyecto PACALORI.....</i>	<i>23</i>
---	-----------

**Capítulo 1**

<i>Tabla 1. 1 Recomendaciones dadas por el ICOLD para cumplir los criterios de Terzaghi.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 1. 2 Límites para la prevención de segregación D10 y D90 (ICOLD, 1994). .....</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 1. 3 Criterio UBSR (2000).....</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 1. 4 Diferencias entre el criterio USBR (2000) y USACE (2000).....</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 1. 5 Criterios propuestos para el ensayo de filtros de límites o fronteras no erosionables. ....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 1. 6 Resumen de los criterios propuestos para frontera excesiva y frontera continua (Foster y Fell, 2001). ....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 1. 7 Geotextiles no tejidos AMANCO, junio 2012. ....</i>	<i>54</i>

**Capítulo 2**

<i>Tabla 2. 1 Propiedades del suelo para la presa de Chojampe.....</i>	<i>71</i>
--	-----------

**Capítulo 3**

<i>Tabla 3. 1 Resultado de los ensayos físicos y mecánicos.....</i>	<i>86</i>
<b><i>Tabla 3. 2 resultados de los ensayos en el geotextil NT-1400 variando el gradiente hidráulico.....</i></b>	<b><i>88</i></b>
<i>Tabla 3. 3 Resultados de los ensayos en el geotextil NT-1600 variando el gradiente hidráulico. ....</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 3. 4 Resultados de los ensayos en el geotextil NT-1800 variando el gradiente hidráulico. ....</i>	<i>90</i>

**INDICE DE FIGURAS.**

<i>Figura 1 Área total de la cuenca del Rio Guayas y trasvase PACALORI .....</i>	<i>21</i>
--	-----------

**Capítulo 1**

<i>Figura 1. 1 Inicio de la erosión.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 1. 2 Formación del tubo o conducto .....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 1. 3 Filtro efectivo. ....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 1. 4 Frontera con el filtro. ....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 1. 5 Criterio gráfico de Terzaghi para determinar un filtro (Flores y Gaytán ,2003).....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 1. 6 Prueba de filtro no erosionable (NEF) Sherard y Dunnigan.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 1. 7 Desarrollo conceptual de los límites de erosión para una prueba de filtro (Foster y Fell, 2001).....</i>	<i>40</i>





*Figura 1. 8 Intervalos de Granulometría para filtros..... 44*  
*Figura 1. 9 Molde en donde se compacta la muestra. .... 56*  
*Figura 1. 10 Pistón usado para compactar..... 56*  
*Figura 1. 11 Curva del ensayo de Proctor Estándar. .... 58*  
*Figura 1. 12 Curvas de compactación Proctor Estándar y Modificado y curva de saturación.... 60*  
*Figura 1. 13 Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación. .... 63*  
*Figura 1. 14 Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación. .... 65*  
*Figura 1. 15 Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco. .... 66*

**Capítulo 2**

*Figura 2. 1 Ubicación de las calicatas realizadas para la presa de Chojampe 2..... 72*  
*Figura 2. 2 Ensayo del límite líquido “casa grande” ..... 77*  
*Figura 2. 3 Determinación del límite líquido en la curva de flujo..... 77*  
*Figura 2. 4 Variación del peso específico seco con respecto a la humedad para una energía de compactación ..... 83*  
*Figura 2. 5 Detalles del equipo utilizado para los ensayos. .... 84*

**Capítulo 3**

*Figura 3. 1 Curva de compactación y curva de saturación para el suelo de Chojampe 2. .... 87*

**Capítulo 3**

*Foto 3. 1 Hueco en la muestra del ensayo correspondiente al geotextil NT-1400 y foto del ensayo..... 89*





## CLÁUSULA DE RECHOS DE AUTOR

Yo, Henry Fernando Landi Durán, autor de la tesis "Estudio de la utilización de geotextiles como filtro en presas de tierra homogéneas", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril del 2015

---

Henry Fernando Landi Durán

C.I: 0104779988







Yo, Carlos Efrén Pesántez Alvarado, autor de la tesis **“Estudio de la utilización de geotextiles como filtro en presas de tierra homogéneas”**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril del 2015

---

*Carlos Efrén Pesántez Alvarado*

C.I: 0104775416





## CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Yo, Henry Fernando Landi Durán, autor de la tesis "Estudio de la utilización de geotextiles como filtro en presas de tierra homogéneas", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Abril del 2015

---

Henry Fernando Landi Durán.

C.I: 0104779988





Yo, Carlos Efrén Pesántez Alvarado, autor de la tesis "Estudio de la utilización de geotextiles como filtro en presas de tierra homogéneas", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Abril del 2015

\_\_\_\_\_  
*Carlos Efrén Pesántez Alvarado.*

C.I: 0104775416





### LISTA DE SIMBOLOS

$G_s$	Gravedad específica.
$NT-1400$	<i>Geotextil no tejido 1400</i>
$NT-1600$	<i>Geotextil no tejido 1600</i>
$NT-1800$	<i>Geotextil no tejido 1800</i>
$\gamma_s$	Peso específico de los sólidos.
$\gamma_w$	Peso específico del agua a 4°C.
$\gamma$	Peso específico del suelo húmedo.
$V$	Volumen.
$W$	Peso.
$W_s$	Peso del Suelo Seco.
$Q$	Caudal o gasto.
$A$	Área.
$k$	Coeficiente de permeabilidad.
$i$	Gradiente hidráulico.
$h$	Altura piezométrica.
$t_1$	Tiempo.
$n$	Número de capas
$N$	Número de golpes/capas
$W$	Porcentaje de humedad en el suelo.
$S$	Grado de saturación.
$G_c$	Grado de compactación





$D_{15}$  Diámetro característico del material de filtro correspondiente al 15% de la curva granulométrica.

$d_{85}$  Y  $d_{15}$  Diámetros del suelo base por proteger y corresponden al 15 y 85%, respectivamente, de su curva granulométrica.

$kPa$  kilopascal.

## ACRÓNIMOS

IP	Índice Plástico
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
ASTM	American Society for Testing Materials
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
PACALORI	Plan de Aprovechamiento y Control de Agua en la Provincia de los Ríos
PROMAS	Programa para el Manejo del Agua y del Suelo
ICOLD	International Commission on Large Dams
USBR	United States Bureau of Reclamation 2000
NEF	No Erosion Filter Test / Ensayos de filtro sin erosión.
USACE	U.S. Army Corps of Engineers.
SENAGUA	Secretaría nacional del agua.





## AGRADECIMIENTO

Al Ing. Rolando Armas Novoa, por su dedicación y apoyo con sus conocimientos para la culminación de este proyecto de investigación.

Al personal que trabaja en PROMAS por toda su ayuda y el espacio brindado que contribuyeron de alguna manera para la culminación de este trabajo.

Al personal del laboratorio de Suelos de la Universidad de Cuenca, gracias por su inmensa ayuda en conocimientos, equipos y en la realización de los ensayos.

A todas la personas que estuvieron apoyándonos de alguna manera, económicamente y moralmente para logra finalizar no solo nuestro trabajo de tesis, sino nuestros estudios universitario a todos ellos un Dios les pague.





## DEDICATORIA

A mis padres por su apoyo incondicional que me han brindado en todo momento de mi vida, a mis hermanas que sin su apoyo e incentivo, han sido un ejemplo para seguir adelante.

A la memoria de mi hermano que siempre ha sido mi fuente de inspiración y un pilar importante para poder seguir adelante, y ser cada vez una mejor persona para nuestra sociedad.

Y a todas esas personas que estuvieron en algún momento de mi vida apoyándome y brindando el apoyo necesario para poder culminar mis estudios universitarios muchas gracias.

Henry.





Gracias a Jehová, mis padres y hermanos, que en sus manos fui barro y con su ayuda, disciplina y consejos me formaron, siendo ellos artífices de mis logros en la vida, apoyándome constantemente para alcanzar mis anhelos que hoy los he logrado.

Carlos.







## INTRODUCCION GENERAL

### Introducción

La importancia económica de las presas de tierra homogéneas es incuestionable para la agricultura, la industria y la población.

El principal uso de las presas de tierra homogéneas, que en nuestro país se están construyendo, está dado en la agricultura (riego), aunque hay lagunas dedicadas al abastecimiento de agua a la población y al control de inundaciones, como es el caso en el litoral ecuatoriano.

En la actualidad, a escala internacional, el proyecto y construcción de presas sigue siendo un proceso basado, fundamentalmente, en la experiencia anterior acumulada por los proyectistas y constructores, y en el conocimiento que se tenga de las características del lugar: influyendo el gusto y la experiencia del proyectista, de forma definitiva, en el diseño.

En un proyecto de construcción de presas de materiales locales, éstas son las más convenientes, puesto que son las más económicas hasta 50 metros de altura.

Toda presa de tierra requiere de drenes, ya que éstos controlan la evacuación del agua de filtración que pasa a través del terraplén y la cimentación. Un dren bien concebido puede disminuir el volumen de terraplén saturado y, por tanto, aumentar la seguridad de la presa o disminuir los volúmenes de trabajo necesarios para construirla. En estas condiciones es evidente que el dren debe diseñarse y construirse con garantía de que no se ocluya y continúe su trabajo durante la vida útil de la presa (50 años); por otro lado, no debe permitir el fenómeno del sifonamiento mecánico o el arrastre de las partículas del suelo del terraplén por acción del agua.

Desde hace tiempo atrás, por el año 1929, Terzaghi Y Bertram estudiaron cómo controlar el fenómeno del sifonamiento mecánico, mediante filtros de arena y grava, basados en la granulometría y el tipo de material al que están





protegiendo y hasta los últimos años se ha seguido estudiando cómo prevenir este fenómeno, como es el caso de los ensayos de Foster y Fell en el 2001, con el fin de optimizar estos criterios.

El diseño y construcción de estos filtros son muy costosos y toman tiempo en su estudio de diseño, por lo que desde los años 50 del siglo pasado, han aparecido los llamados geotextiles, que han revolucionado el diseño de los filtros en la ingeniería, tanto en la rama vial con la construcción de subdrenes, así como en la estabilización de taludes, con propiedades muy importantes tales como; filtrar, drenar, separar materiales, reforzar, etc.

La durabilidad con el pasar del tiempo y su capacidad de drenar, que es básicamente permitir el paso de agua, que se lo conoce como permisividad, permite usarlos en varios campos de la ingeniería.

Básicamente existen geotextiles de dos diferentes tipos, como son los tejidos “impermeables” y los no tejidos **NT** “permeables”; estos últimos son los que más campos de aplicación tienen debido a su capacidad de filtrar.

Estas propiedades, tanto de filtrar como drenar, permiten pensar en el uso de los mismos en grandes proyecto de la ingeniería como son las presas de tierra, cumpliendo la función de drenaje y así evitar el fenómeno de arrastre de las partículas fuera del terraplén lo cual se conoce como sifonamiento mecánico.

### **Objetivo general**

***Decidir sobre la utilización de geotextiles como filtros en las presas de tierra homogéneas del proyecto PACALORI.***





### **Objetivos específicos**

- Realizar ensayos en el laboratorio con los geotextiles más usados para filtración.
- Decidir y recomendar qué tipo de geotextil usar en la construcción de los drenes de la presas.
- Aplicación de criterios obtenidos para la construcción de filtros en el proyecto PACALORI.

### **Antecedentes o justificación.**

Toda presa de tierra homogénea requiere la construcción de drenes para evitar las fallas por estabilidad, dentro de las que se encuentran el sifonamiento mecánico. Los drenes están compuestos por materiales permeables, ya que deben garantizar que el flujo de filtración vaya hacia el mismo, en lo que se disipa la presión de poros; pero a la vez deben ser lo suficientemente finos, para garantizar que no se produzca el sifonamiento mecánico en el material que protege. Para garantizar esto último los drenes están compuestos por lo que llamamos filtros. Por lo tanto, los filtros deben estar constituidos por materiales finos, para evitar el fallo por sifonamiento mecánico, pero a su vez debe ser material que permita que el agua se dirija hacia el mismo.

En el diseño de presas de tierra homogéneas se han utilizado como materiales de filtro las gravas y arenas, cuyo diseño se ha basado en las expresiones de Bertram (1940), con modificaciones posteriores (1984), dados por Sherard y otros.

Los filtros de arena y grava son costosos, no solo por la cantidad de material, sino también por el costo de mano de obra requerido para su colocación.

La aparición de los geotextiles y su utilización como filtros en ingeniería civil, en la década de 1970 ha revolucionado el diseño, reduciendo los costos, fundamentalmente por la facilidad de colocación y el tiempo de construcción.





Por ejemplo, los subdrenes requeridos en las vías de comunicación hoy en día en el Ecuador, se ejecutan usando mantas geotextiles, que hacen la función de filtros.

Sin embargo, en la construcción de presas de tierra homogénea el uso de geotextiles como filtros se ha visto reducido, alegando el tiempo de duración de estos (50 años), como el caso de Brasil.

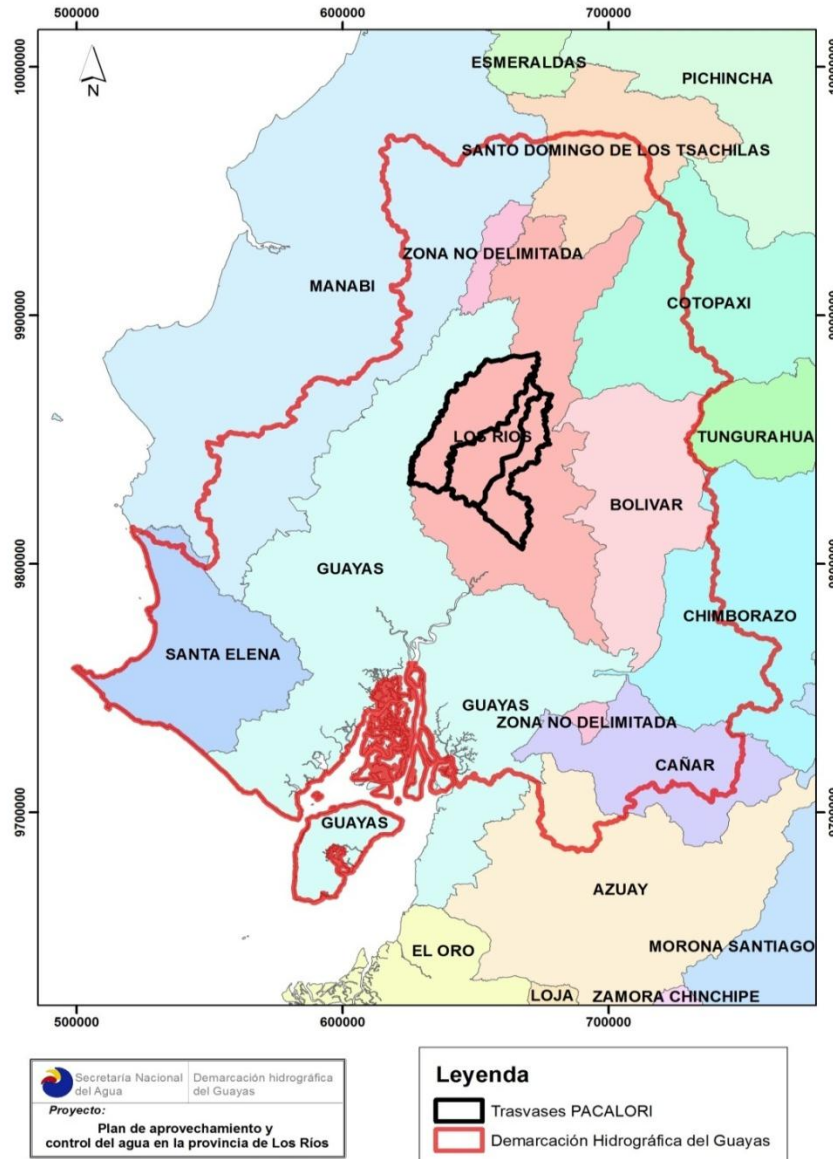
Si ésta es la limitación para el uso de geotextiles como filtros, hemos considerado realizar un trabajo investigativo actualizado, a fin de definir su uso o no en el proyecto PACALORI, ya que las trece presas de tierra homogéneas de este proyecto están diseñadas para una vida útil de 50 años.

### **Descripción general de la zona, componentes y ubicación del proyecto PACALORI.**

La Cuenca del Río Guayas, en particular, está constituida por el área del sistema fluvial que conforman los ríos Daule, Vinces y Babahoyo, ocupa territorios que corresponden parcial o totalmente a 10 provincias, entre ellas destacan las provincias del Guayas, Santa Elena, Bolívar y **Los Ríos**.

La Provincia de Los Ríos está ubicada en la parte central de la cuenca del río Guayas, y en el centro de la región litoral, abarca una extensión territorial de 6.633 km<sup>2</sup> que representa un 20% aproximadamente del área total de la Cuenca del río Guayas. Ver Figura I.





**Figura 1** Área total de la cuenca del Río Guayas y trasvase PACALORI.

En la Cuenca del Río Guayas, si bien es cierto que el recurso agua existe en abundancia, no es menos cierto que existe un desequilibrio natural en su distribución, tanto en el tiempo como en el espacio, ya que en el período de lluvias, que ocurre entre enero a mayo, se produce el 80% de la producción anual, y en el período, de julio a diciembre, el 20% restante; **lo que quiere decir que hay un periodo de lluvia y otro de sequía.**





Es indudable que la situación expuesta restringe el desarrollo, no solamente del sector urbano sino también del sector rural, por la inexistencia de una garantía en el suministro de agua, tanto para potabilización como para riego.

Es por eso que SENAGUA ha priorizado tomar acciones que permitan regular el potencial hídrico en la Cuenca del Río Guayas, a efecto de corregir y subsanar los problemas de sequías e inundaciones, y garantizar un acceso equitativo al agua. Esto se conseguirá a través de la implementación de grandes Obras de Infraestructura Hidráulica, que permitan almacenar el agua durante la época de lluvias y usarla durante la época de seca.

El plan de aprovechamiento y control de agua de la provincia de Los Ríos, PACALORI, proveerá el agua a nivel de cauces de esteros y ríos para usos consuntivos del área de riego y poblaciones urbanas y rurales, así como las obras necesarias en el área del proyecto que, complementándose con otras obras fuera de ella, ayudarán a atenuar las crecidas de los ríos Vences-Babahoyo y Guayaquil, y restablecerán la riqueza ictiológica de la zona.

El proyecto se encuentra ubicado en el centro de la Provincia de Los Ríos, en la cuenca media del Río Guayas, delimitada por los ríos Calabí, mismo que hacia el sur del cantón Ventanas toma el nombre de Catarama, Quevedo y Macul. El área del proyecto es de aproximadamente 151 969,3 ha

Los principales elementos y configuraciones de las 13 presas, como son la altura, volumen de embalse, área de inundación y cota de corona, se los puede ver en Tabla I.





### Datos generales de las presas

Número	Presa	Volumen (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Altura (m)	Área Inundada. (ha)	Cota Corona (msnm)
1	Macul 1	57	21	1.096	35
2	Macul 2	51,4	17	1.442	20
3	Maculillo	136,3	23	2.407	35
4	Mocache	18,7	19	432	50
5	Garzas	45,6	22	705	48
6	Mangas Saibas	180	15	3.001	30
7	La Angostura	39,2	14	1.100	20
8	Chojampe	105	13	2.631	20
9	Chojampe 2	19,4	13	485	32
10	Estero Lechugal	13,4	8	527	20
11	Lechugal 2	70	20	1.038	40
12	Aguacatal	18,5	15	363	30
13	Pueblo Viejo	86	14	1.613	26

**Tabla I Componentes del proyecto PACALORI**

Los materiales que serán usados para la construcción, se tomarán de las zonas cercanas a los cierres, dado que los costos de transporte de materiales son altos.

Además, en esta zona no se encuentran yacimientos naturales de materiales granulares por lo que se necesitará varias canteras para la obtención de los mismos, tanto para las obras de tipo hidráulico, como las viales.





## 1 MARCO TEORICO DE REFERENCIA

### 1.1 Presas de tierra homogéneas

Las presas de materiales locales son aquellas construidas de materiales cercanos al lugar de ubicación (suelo y rocas), por lo que también son presas de gravedad, por lo que también resisten, con su peso propio el empuje del agua

Dentro de las presas de materiales locales, se destacan por su economía, las presas de tierra homogéneas, que son aquellas constituidas por un solo material (suelo arcilloso), aunque tienen otros materiales que por su volumen, no contribuyen sustancialmente a resistir el empuje del agua. Se consideran las más económicas para alturas menores a 50m.

Toda presa de tierra homogénea requiere de drenes ya que es necesario controlar y evacuar las aguas que se filtran a través del terraplén o cortina y de la cimentación.

Un dren bien concebido puede disminuir el volumen de suelo saturado del terraplén o cortina y por lo tanto aumentar la seguridad de la presa o disminuir los volúmenes del trabajo necesarios para construirla. Es por ello que el dren debe diseñarse y construirse, con garantía de que no se ocluya y tampoco debe permitir el fenómeno de sifonamiento mecánico, durante toda la vida útil de la presa. Para garantizar que no se produzca sifonamiento mecánico el dren debe tener capas de filtro.

Resumiendo todo lo anterior podemos plantear las siguientes conclusiones que son la base de este trabajo de graduación:

- Las presas de tierra homogénea son presas de gravedad que requieren de la construcción de drenes interiores para controlar y evacuar las aguas que se infiltran a través de la cortina y el cimiento
- Los drenes no deben ocluirse, por lo cual deben tener capacidad suficiente para evacuar el agua, no permitir el sifonamiento mecánico y permitir hacer observaciones sobre su funcionamiento.
- Todo dren para evitar el sifonamiento requiere de capas de filtro.







El filtro debe cumplir los siguientes requisitos:

- Debe ser más permeable que el material protegido, a fin de servirle de dren
- Debe ser suficientemente fino como para evitar el sifonamiento mecánico del material protegido

## 1.2 Sifonamiento mecánico<sup>1</sup>

Cuando el agua fluye a través del suelo, su carga hidráulica se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en los canalículos formados entre las partículas; recíprocamente, el agua que fluye genera fuerzas erosivas que tienden a empujar las partículas, arrastrándolas en la dirección del flujo. En el momento en que este arrastre se produce, ha comenzado el sifonamiento mecánico del suelo.

Inevitablemente existen en la masa del suelo lugares en que se concentra el flujo de agua y en los que la velocidad de filtración es mayor (gradiente hidráulico alto); los lugares en que estas concentraciones emergen al talud aguas abajo, donde el suelo no está confinado, son particularmente críticos en lo referente a posibilidades de arrastre de partículas sólidas; una vez que las partículas empiezan a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad, con lo que el arrastre se acentúa, de manera que el fenómeno del sifonamiento mecánico tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales formados. El límite final del fenómeno es el colapso del bordo, al quedar éste surcado por conductos huecos de gran diámetro que afectan la estabilidad de la sección resistente hasta la falla.

Un factor que contribuye mucho al sifonamiento mecánico es la insuficiencia en la compactación del terraplén, que deja alguna capa del mismo suelta y floja; esto es particularmente probable cerca de muros o superficies de hormigón, tales como ductos o tubos. Un ejemplo típico de esto fue la falla original por sifonamiento mecánico de la presa Santa Rita, provincia de Santiago de Cuba, Cuba, construida entre 1989 y 1990.





Otro factor importante es el agrietamiento de tubos o galerías en el interior del terraplén o la cimentación, como fue el caso de la falla por sifonamiento mecánico de la presa Zaza, provincia de Sancti Spiritus, Cuba, en 1972, que provocó fallas por deslizamiento del talud aguas abajo.

El sifonamiento mecánico del terreno natural bajo el terraplén es aún más frecuente, pues los suelos naturales son de estratificación más errática y pueden contener estratos permeables. Es por ello que se recomienda internacionalmente utilizar elementos contra filtraciones, que corten el flujo de filtración a través de estratos permeables que se encuentran en la cimentación. El flujo de filtración a través de un estrato de arena, en contacto con el suelo del terraplén deficientemente compactado a lo largo de la obra toma, fue la causa de la falla original por sifonamiento mecánico de la presa Santa Rita anteriormente mencionada. Otro ejemplo típico de falla por sifonamiento mecánico debido a estratificación errática con estratos permeables es la presa Libertad, municipio especial, Isla de la Juventud, Cuba.

Los estudios sobre presas sifonadas, han demostrado que en los suelos existe un amplísimo margen de susceptibilidad al fenómeno; las propiedades de los suelos, especialmente la plasticidad de sus partículas finas, ejercen gran influencia, incluso mayor que la compactación. La experiencia actual sobre la susceptibilidad de los suelos al sifonamiento mecánico, en orden descendente de resistencia al fenómeno, va desde arcillas muy plásticas ( $I_p > 15 \%$ ), bien compactadas, hasta arenas limpias, finas, uniformes, con  $I_p < 6 \%$ , deficientemente compactadas.

Por tanto, podemos concluir que las fuerzas resistentes al sifonamiento mecánico dependen de la plasticidad de los suelos finos, del acomodamiento o trabazón que muestren las partículas en estado natural o producto de la compactación del suelo, en terraplenes y del peso de las mismas, así como de la existencia de filtros graduados aguas abajo.

No obstante, desde hace aproximadamente 50 años se ha descubierto que también algunos suelos homogéneos arcillosos pueden fallar por sifonamiento. En general este tipo de suelo posee alto contenido de sodio (Na) en el agua





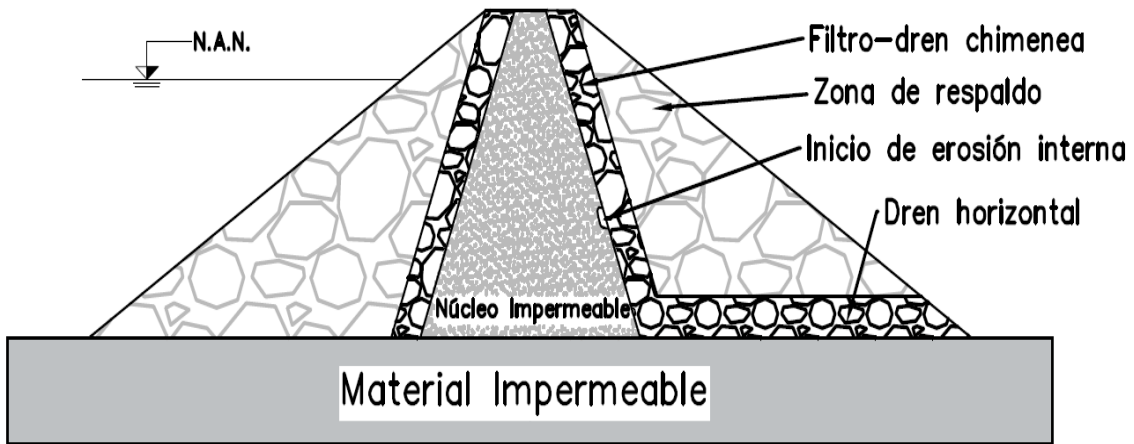
intersticial, con una estructura dispersa de la cual toman el nombre de "**arcillas dispersivas**". Este tipo de suelo se erosiona mediante un proceso en el cual las partículas coloidales de la arcilla se quedan en suspensión en el agua de infiltración, provocando la falla por sifonamiento, aún bajo gradientes hidráulicos bajos y filtros correctamente diseñados. Las "arcillas dispersivas" han sido causantes de fallas por sifonamiento en presas de tierra en numerosos países como Australia, Venezuela, México, Estados Unidos de América, Brasil, Viet Nam y otros, desde los años 60 del siglo pasado. En Cuba se produjo, en 1993, el fallo catastrófico total por sifonamiento de la presa Las Cabrerías, municipio de Guaimaro, provincia de Camagüey; en la investigación de los suelos de la cortina y la cimentación se detectó la presencia de "arcillas dispersivas". Esta presa constituye la única que ha presentado fallo catastrófico en Cuba, aunque no hubo pérdidas de vidas humanas.

Las fallas por sifonamiento en "arcillas dispersivas" son inevitables y hasta el momento no existen medidas para evitarlas; habría que analizar si los **geotextiles** garantizan que no emigren las partículas a través del mismo y con ello evitar la falla por sifonamiento en este tipo de suelo. Por lo complejo de este estudio, requiere de un tratamiento especial que, por los problemas de tiempo no podemos atender en este trabajo, proponemos que se haga mediante otro trabajo investigativo.

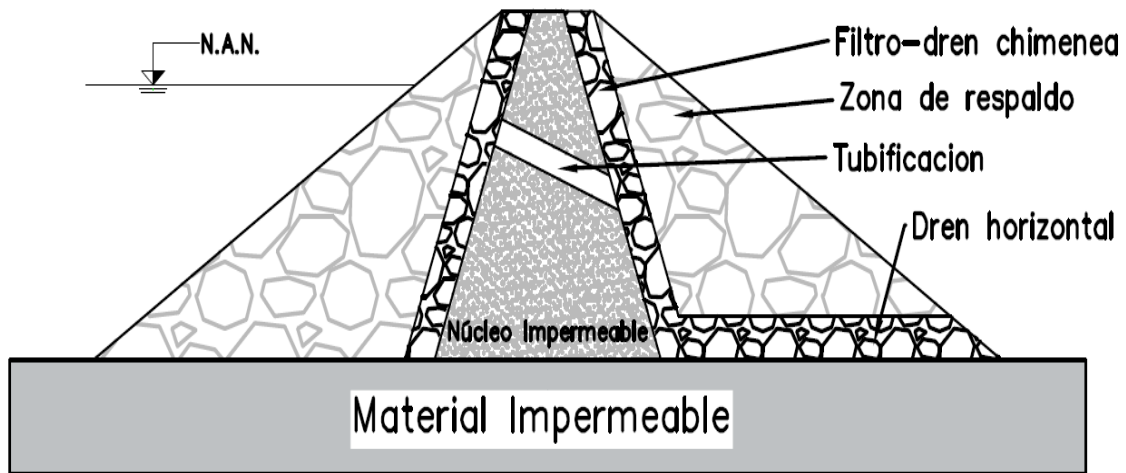
El sifonamiento mecánico, llamado también tubificación puede ocurrir por tres procesos diferentes (Foster y Fell, 2001)

1. Erosión hacia atrás (regresiva), cuando el proceso se inicia a la salida del flujo del agua y se produce una erosión que aumenta hacia donde proviene el flujo, formándose un tubo o conducto (Ver figura 1.1 y 1.2).





**Figura 1. 1<sup>1</sup> Inicio de la erosión**



**Figura 1. 2<sup>2</sup> Formación del tubo o conducto**

2. Concentración de flujo de agua, cuando existe una grieta o capa de suelo más permeable (por ejemplo, una capa mal compactada en el terraplén de la cortina o un estrato más permeable en la cimentación),

<sup>1</sup> Ingeniería hidráulica en México Vol. XX, núm. 2, ilustración 3a pp. 82-87 abril junio del 2005

<sup>2</sup> Ingeniería hidráulica en México Vol. XX, núm. 2, ilustración 3b pp. 82-87 abril junio del 2005



de suerte que existe una cierta liga entre la fuente de agua y el sitio donde se origina el escape de agua. En este caso, la erosión se inicia en las paredes donde se tiene la concentración del flujo.

3. Erosión interna por el lavado de finos en suelos que tienen una granulometría muy dispersa, o bien en suelos granulares gruesos donde el contenido y las características de los finos es tal que se pueden remover fácilmente al paso de un flujo de agua.

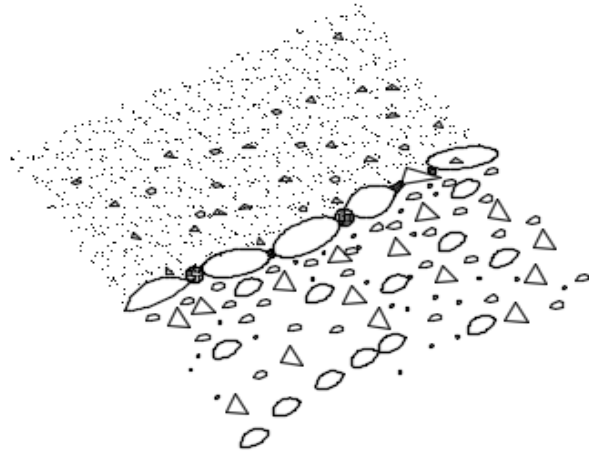
***“Los filtros y drenes graduados son la mejor defensa contra el sifonamiento mecánico, sea en la etapa de proyecto o en la de poner remedio a un mal ya presente, excepto cuando se trata de flujo a través de “arcillas dispersivas””.***

La necesidad de colocar filtros entre suelos de granulometrías muy diferentes es una práctica normal de la ingeniería y parte de la experiencia de que las partículas más finas de un suelo pueden ser arrastradas por las fuerzas de filtración. La continuación de este fenómeno da lugar al ya mencionado sifonamiento.

Para evitar el sifonamiento se protege el suelo sometido a flujo (que puede ser el cuerpo de una presa) con suelo que, por poseer una granulometría más gruesa, no es arrastrado por la fuerza de filtración. Como es lógico, no todos los suelos con granulometría más gruesa resultan filtros que eviten la migración de las partículas finas del suelo protegido. Pueden suceder que las partículas del suelo protegido se escapen, aún por entre los poros más pequeños del filtro, y por tanto, este no cumpla su cometido.

Bertram (1940) estableció las características granulométricas que debe cumplir un filtro, partiendo de los experimentos realizados. En estos experimentos se demostró que los poros que quedan entre las partículas más pequeñas de un filtro efectivo se tapan con las partículas más grandes del suelo protegido, no permitiendo el paso de las partículas más finas del mismo, evitándose de esta manera el proceso de sifonamiento. En la Figura 1.3 se ilustra el caso.





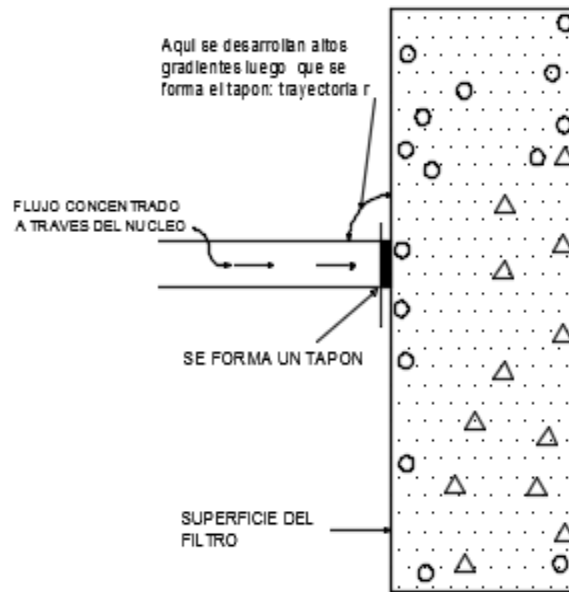
**Figura 1. 3 Filtro efectivo.**

Bertram encontró que como diámetro de partículas representativo pueden utilizarse el  $d_{85}$  del suelo (solo un 15% de las partículas de suelo son mayores) y el  $D_{15}$  del filtro.

El análisis de la red de flujo a través de una presa y su cimentación muestra que, en general, los gradientes de salida no son altos y es normal limitar el gradiente permisible a valores bastantes menores que uno. Para el análisis del comportamiento de las mismas es necesario que el diseñador considere como una situación de cálculo aquella en la que se produce una grieta en la pantalla de la cortina, provocado principalmente por asentamientos diferenciales y (o) la fractura hidráulica.

La Figura 1.4. Muestra la situación que se crea en la frontera con el filtro y aguas abajo, cuando se produce una grieta transversal. El agua de filtración arrastra partículas; estas a su vez tapan la salida al filtro e inmediatamente la presión que el agua genera es la misma que la de la carga hidráulica de la presa. Esto crea un elevado gradiente hidráulico en el tramo del núcleo, señalado con la trayectoria y en la mencionada figura. Esta situación puede presentarse al menos en forma temporal en presas altas con núcleos.





**Figura 1. 4 Frontera con el filtro.**

Estos análisis y consideraciones han dado como resultado los criterios para el diseño de filtros actuales, que a continuación explicaremos.

### 1.3 Criterios actuales para el diseño de filtros<sup>2</sup>

#### 1.3.1 Criterios de Bertram y Terzaghi (1929).

Terzaghi (1929) propuso por primera vez un criterio granulométrico que debiera cumplir todo filtro, a fin de satisfacer, simultánea y adecuadamente, las siguientes dos condiciones: a) que no permita el paso de las partículas del suelo que constituye el núcleo impermeable al momento que circula agua a través de éste; b) que sea suficientemente más permeable que el núcleo impermeable, de manera que dé salida rápida al flujo del agua que logró atravesarlo y no se acumulen presiones de agua que pongan en riesgo la estabilidad de la obra. Este criterio se sintetiza mediante la siguiente expresión:

$$D_{15}/d_{85} < 4 < D_{15}/d_{15} \quad [1.1]$$



Donde  $D_{15}$  es el diámetro característico del material de filtro correspondiente al 15% de la curva granulométrica, mientras que  $d_{15}$  y  $d_{85}$  son los diámetros del suelo base por proteger y corresponden al 15 y 85%, respectivamente, de su curva granulométrica

Bertram (1940) analizó experimentalmente la efectividad del criterio señalado por la ecuación (1) y encontró que dicha expresión se encontraba muy del lado conservador, por lo que recomendó utilizar el valor de cinco en vez de cuatro que aparece en ella. Es precisamente la ecuación (1), con el valor de cuatro o cinco, la que se ha venido utilizando más comúnmente en el mundo.

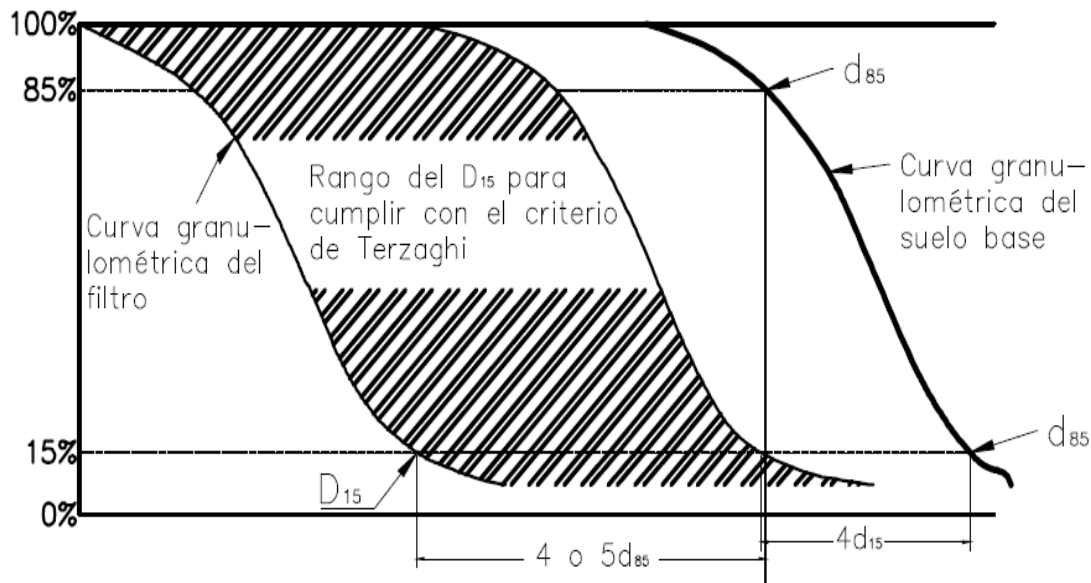
La parte izquierda de la ecuación (1), conocida como "relación de sifonamiento", representa el requisito de retención y significa que las partículas del suelo por protegerse no pasarán a través del filtro si se cumple que:

$$D_{15}/d_{85} < 4 \text{ o } 5 \quad [1.2]$$

La parte derecha de la ecuación (1) corresponde al requisito hidráulico, el cual establece que el diámetro característico del filtro,  $D_{15}$  debe ser mayor a cuatro (o cinco) veces el diámetro característico del suelo que se desea proteger, a fin de permitir un flujo libre del agua y tener un control adecuado de las fuerzas de flujo. Considerando que la permeabilidad es proporcional al cuadrado de estos diámetros característicos, la satisfacción de esta relación de diámetros ( $D_{15}/d_{85} < 4$ ) significa que la permeabilidad del filtro deberá ser del orden de veinte veces la permeabilidad del suelo base. La Figura 1.5 muestra el rango en que debe quedar la granulometría del filtro, a fin de satisfacer los dos requisitos que marca el criterio de Terzaghi.







**Figura 1. 5 Criterio gráfico de Terzaghi para determinar un filtro (Flores y Gaytán ,2003)**

### 1.3.2 Criterios del ICOLD (1994)

En 1994, el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1994) dio varias recomendaciones, que debieran aplicarse, a fin de satisfacer adecuadamente los dos requisitos señalados por el criterio de Terzaghi. Estas recomendaciones se reproducen en el Tabla 1.1 y son muy similares a las señaladas por Cedergren (1973). Por otro lado, seis años después a las recomendaciones de la ICOLD, el USBR (United States Bureau of Reclamation 2000) publica su criterio para diseñar filtros en presas de tierra y enrocamiento. Para el caso de cortinas de tierra o bordos de bajo riesgo, o bien estructuras hidráulicas no muy importantes, el USBR (2000) recomienda aplicar el criterio de Terzaghi, tal como se indica en la ecuación (1), junto con las recomendaciones complementarias de la ICOLD (Tabla 1.1); señala, además, los siguientes requerimientos:





---

**Recomendaciones dadas por el ICOLD para cumplir los criterios de Terzaghi**

---

1. Evitar la segregación durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación del material de filtro. La granulometría del filtro debe ser lo suficientemente homogénea, de manera que, con el cuidado apropiado en el campo, la segregación sea evitada al colocarse en el sitio, en especial en la interfaz con los materiales adyacentes.
  2. Evitar el cambio de la granulometría (rompiendo los granos o degradación) durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación; o evitar la degradación con el tiempo debido a ciclos de heladas y deshielos, o flujos del agua. Las partículas del material de filtro deben ser resistentes al desgaste y durables.
  3. No debe haber cohesión real o aparente, o la posibilidad de cementación como consecuencia de acciones físico-químicas o biológicas.  
El filtro debe permanecer sin cohesión, de manera que no exista la posibilidad de agrietamiento, a pesar de que la zona del núcleo impermeable adyacente pueda experimentar algún daño por agrietamiento.
  4. Debe ser internamente estable, es decir, la fracción gruesa del filtro con respecto a la fracción fina debe cumplir con el criterio contra el sifonamiento mecánico
  5. Tener suficiente capacidad de descarga, de manera que el agua que entra al sistema de filtro sea desalojada rápidamente y con seguridad, con poca pérdida de carga. En este sentido, los drenes de chimenea y los horizontales deben diseñarse con una amplia capacidad de descarga. El diseño de filtros y drenes debería considerar el peor de los escenarios, como puede ser el rompimiento del núcleo impermeable, fracturamiento hidráulico o la segregación en el corazón impermeable.
- 

**Tabla 1. 1 Recomendaciones dadas por el ICOLD para cumplir los criterios de Terzaghi**

A fin de evitar la segregación durante el manejo, transporte y colocación del material, la granulometría del filtro debe ser homogénea, de manera que se cumpla que:

$$2 < Cu \leq 8 \quad [1.3]$$

Donde  $Cu = D_{60}/D_{10}$  = coeficiente de uniformidad. Lo anterior significa que la curva granulométrica del filtro no tiene que ser paralela o similar a la forma de la curva granulométrica del material base. El USBR especifica que la curva granulométrica del filtro no debe tener espacios vacíos, discontinuidades o cambios bruscos en la curvatura que indiquen la ausencia de ciertos tamaños de partículas; esto puede requerir limitar el rango de los tamaños de partículas en el filtro, de manera que se establezcan valores máximos y mínimos. Para el caso de arenas cuyo  $D_{90} < 20$  mm, no se requiere de estos límites, pero para el caso de filtros más gruesos y con gravas, se sugiere que la relación  $D_{90}/D_{10}$  se mantenga en los límites dados por la Tabla 1.2.





$D_{10}$ Mínimo (mm)	$D_{10}$ Máximo (mm)	$D_{90}/D_{10}$
< 0.5	20	40
0.5 - 1.0	25	25
1.0 - 2.0	30	15
2.0 - 5.0	40	8
5.0 - 10	50	5
10 - 50	60	2

**Tabla 1. 2<sup>3</sup> Límites para la prevención de segregación  $D_{10}$  y  $D_{90}$  (ICOLD, 1994).**

Para asegurar una adecuada permeabilidad en el filtro, se debe cumplir que  $D_{15} \leq 5d_{15}$ , pero no menor a 0.1 mm. Además, el contenido de finos que pasa la malla 200 no debe ser mayor al 5%. La permeabilidad  $k$  de un filtro debe ser al menos 25 veces la del material base. En el caso de filtros de arenas uniformes o moderadamente bien graduados con gravas, el coeficiente de permeabilidad  $k$  se puede estimar mediante la siguiente expresión empírica

$$k = 0.35(D_{15})^2 \quad [1.4]$$

Donde  $D_{15}$  está en milímetros y  $k$ , en centímetros sobre segundos.

### 1.3.3 Criterios del UBSR (2000)

Cuando se trata de presas más importantes y de mayores riesgos, el USBR (2000) hace varias recomendaciones que se sintetizan en la Tabla 1.3. Acompañan a este cuadro otras medidas preventivas, como la de proveerse de un segundo filtro en las zonas de arcilla y limos de un núcleo impermeable, a fin de asegurar que los filtros de grano fino, adyacentes al núcleo, permanezcan estables y con capacidad de descarga hidráulica, a pesar de los posibles agrietamientos internos que pueda experimentar la cortina. En el caso de tener suelos naturales con granulometría discontinua o demasiado amplia

<sup>3</sup> Ingeniería hidráulica en México Vol. XX, núm. 2, cuadro 2 pp. 82-87 abril junio del 2005





(por ejemplo, existencia de gravas y arcillas con poca o nula presencia de limos o arenas), el USBR recomienda diseñar los filtros considerando proteger la matriz fina del suelo base, en vez de considerar el rango total de los tamaños de suelo; tratándose de suelos heterogéneos, como es el caso de depósitos naturales donde aparecen estratificaciones separadas de limos, arenas, arcillas o gravas, se recomienda utilizar filtros de dos capas (un filtro fino seguido de uno más grueso). En cualquiera de estos casos especiales, el USBR recomienda verificar la eficiencia de los filtros llevando a cabo pruebas de laboratorio como las recomendadas por el Comité Internacional de Grandes Presas.

Categoría del suelo base	que pasa el tamiz # 200	Descripción del suelo base	Criterio del filtro (1)
1	>85	Arcillas y limos	$D_{15} \leq 9D_{85}^B$ (2)
2	40 - 50	Arenas, limon, arcillas y arenas arcillosas y/o limosas	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$
3	15 - 39	Arenas y gravas limosas y arcillosas	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm} + \frac{40 - A(4D_{85}^B - 0.7 \text{ mm})}{40 - 15}$ (3y4)
4	<15	Arenas y gravas	$D_{15} \leq 4D_{85}^B$ (5)

**Notas**

$$D_{15}$$

$$D_{85}^B$$

Diámetro del material del filtro correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica  
 Diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 85 % en peso de la curva granulométrica.

1. Los filtros deben tener un tamaño máximo de partículas de 2" (50mm) y un máximo de 5% que pasa el tamiz # 200 (0.074mm), después de compactado, con un índice de plasticidad (IP) igual a cero. El IP se determina del material que pasa el tamiz # 40 (0.425mm), de acuerdo con la norma USBR 5360, del Manual de suelos. Para asegurar suficiente permeabilidad, los filtros deben tener un  $D_{15} > 5D_{15}^B$ , pero no menor a 0.1 mm.
2. Cuando  $9D_{85}^B$  es menor que 0.2 mm, utilizar 0.2 mm
3. A=porcentaje que pasa el tamiz # 200 (0.074 mm) después de cualquier re- graduación.
4. Cuando  $4D_{85}^B$  es menor que 0.7 mm utilizar 0.7mm
5. En la categoría 4, el  $D_{85}^B$  puede determinarse a partir de la curva granulométrica original del suelo base, sin hacer la corrección por la existencia de partículas mayores a 4.74 mm, siempre y cuando el suelo base no contenga una granulometría discontinua con intervalos ausentes de material intermedio.

**Tabla 1. 3º Criterio UBSR (2000).**

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América (USACE, 2000) aplica un criterio muy semejante al del USBR; la clasificación de los grupos de suelo es exactamente la misma y las diferencias más

<sup>4</sup> Ingeniería hidráulica en México Vol. XX, núm. 2, Cuadro 3 pp. 82-87 abril junio del 2005





significativas entre los criterios de estas dos instituciones se indican en la Tabla 1.4.

	USBR	USACE
Tamaño máximo de partícula	50 mm (2")	75 mm (3")
Categoría de suelo 4	$D_{15} \leq 4d_{85}$ ; Donde $d_{85}$ es obtenido de la curva graduación original, suponiendo suelo que no tiene discontinuidades o que esta sea de granulometría muy amplia.	$D_{15} \leq 4 o 5d_{85}$ El criterio $4d_{85}$ debe ser usado cuando el filtro está debajo del enrocamiento de protección, sujeto a la acción de las olas y drenaje, que puede estar sujeto al oleaje violento y/o vibración.
Para garantizar suficiente permeabilidad (criterio min. $D_{15}$ )	Determinar el min $D_{15} \geq 5d_{15}$ pero no menor que 0.1 mm.	Determinar el min $D_{15} \geq 3 o 5$ veces el $D_{15}$ máx, de la base del suelo antes de la regraduación, pero no menor que 0.1mm.

**Tabla 1. 4 Diferencias entre el criterio USBR (2000) y USACE (2000).**

### 1.3.4 Ensayos de laboratorio de Sherard y Dunnigan (1989)

En 1989, Sherard y Dunnigan publicaron los resultados de varias investigaciones efectuadas durante un periodo de diez años, donde se señalaron los inconvenientes de los criterios basados exclusivamente en la distribución granulométrica, tanto del suelo base como la del filtro. Entre esos inconvenientes está el que no existe una correlación única entre los tamaños de poro en la estructura del suelo base y los tamaños de las partículas del filtro, ya que factores como el grado de compactación y la forma de las partículas afectan también el tamaño de los poros; por otro lado, la efectividad de dichos criterios requiere de su verificación mediante pruebas de laboratorio. Tomando en cuenta estas limitaciones, Sherard y Dunnigan recomendaron el uso de la prueba no erosionable para determinar el filtro que debiera proteger a un suelo base específico.

A través de esta prueba, dichos investigadores determinaron el tamaño del diámetro  $D_{15}$  el filtro frontera (denominándolo  $D_{15b}$  ) a partir del cual el material base que se analiza (correspondiente, por ejemplo, al núcleo impermeable de una presa) no experimentara erosión alguna debida al flujo del agua. Ellos



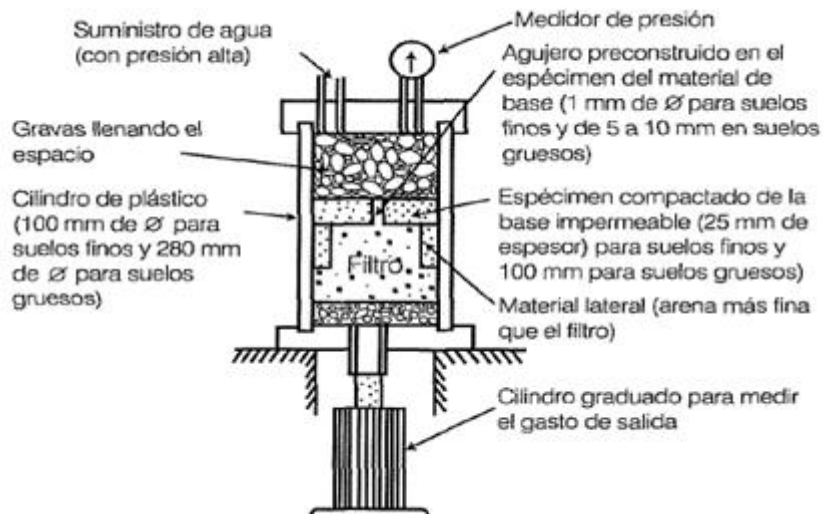


realizaron varias pruebas en los siguientes cuatro grupos de suelo base (mismos que resultaron semejantes a los especificados posteriormente por el USBR):

1. Limos finos y arcillas que pasan la malla # 200 en más de 85%.
2. Limos y arenas arcillosas, limos arenosos y arcillas que pasan la malla # 200 entre 40 y 85%.
3. Limos, arenas arcillosas y arenas con gravas que pasan la malla # 200 en sólo el 15% o menos.
4. Los suelos intermedios que se encuentran entre los grupos dos y tres.

La prueba consiste en preparar una muestra de suelo base en un dispositivo como el mostrado en la Figura 1.6, al cual se le hace un orificio circular en el centro. Los espacios entre las partículas de grava colocada sobre el espécimen de suelo se llenan con agua, dejando escapar el aire a través del orificio existente en la parte superior del dispositivo de la Figura 1.6. Se llevan a cabo varias de estas pruebas en cada espécimen de suelo base que se analiza, probando varios filtros cuya granulometría varía desde tamaños suficientemente finos como para impedir cualquier erosión, hasta tamaños más gruesos que permitan la erosión interna a partir del orificio del centro. El objetivo de realizar esta serie de pruebas es determinar el filtro frontera  $D_{15b}$  para cada suelo base, a partir del cual, en el filtro con tamaños de partículas más finos ya no se produce erosión alguna en el orificio central. De acuerdo con Sherard y Dunnigan, con esta metodología se logra definir el valor único del  $D_{15b}$  con una precisión del orden de 0.1 mm; por otro lado, la prueba es tan simple que se puede efectuar en cualquier laboratorio convencional de mecánica de suelos y en ella se puede probar todo el rango de suelos que se utilizan comúnmente en los núcleos impermeables. El cuadro 5 muestra los filtros frontera ( $D_{15b}$ ) determinados mediante la prueba NEF, para los cuatro grupos de suelo antes señalados.





**Figura 1. 6 Prueba de filtro no erosionable (NEF) Sherard y Dunnigan.**

### 1.3.5 Criterios de Foster y Fell (2001)

Posterior a la propuesta de la prueba NEF de Sherard y Dunnigan (1989), Foster y Fell (2001) analizaron los resultados experimentales obtenidos de observar el comportamiento que habían tenido los filtros de varias presas existentes, y los compararon con los resultados que ofrecía la aplicación de la prueba NEF para cada uno de los materiales de las presas estudiadas. Esta comparación mostró que el criterio NEF era conservador (en ocasiones muy conservador) y, por tanto, en él se involucraba un factor de seguridad al aplicarlo en el diseño de nuevas presas. Sin embargo, para la evaluación de la seguridad de presas existentes, Foster y Fell (2000) propusieron un nuevo criterio. El tabla 1.5 muestra, en forma sintética, los resultados obtenidos de comparar los datos experimentales con los valores dados con el criterio de Sherard y Dunnigan, junto con el nuevo criterio propuesto por Foster y Fell (2001).

El criterio de Foster y Fell (2001) parte de que en el comportamiento de un filtro, definido a través de su  $D_{15}$  existen las fronteras señaladas en la Figura 1.7.

Basados en los resultados de varias pruebas que estos autores efectuaron en la UNSW (University of New South Wales), y utilizando un equipo muy similar al

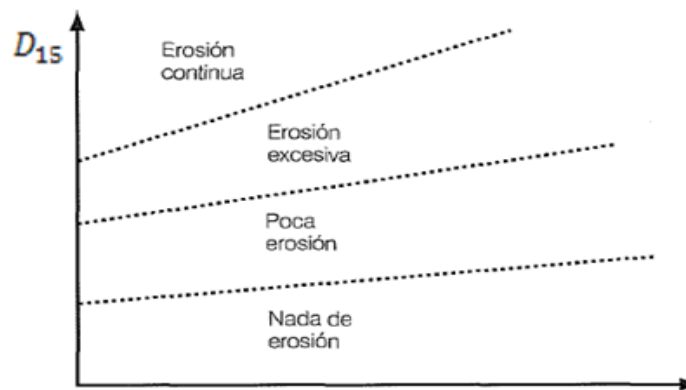




utilizado por Sherard y Dunnigan, definieron estas fronteras de la siguiente manera:

- Frontera sin erosión; debajo de la cual prácticamente el filtro no permite erosión alguna (el peso de las partículas del suelo base que se remueve en la prueba es menor a 10 gramos del peso de la muestra original).
- Frontera con excesiva erosión; el filtro se llega a sellar después de haber dejado pasar una cierta cantidad de material base (del orden de 100 gramos).
- Frontera de erosión continua; a partir de esta frontera, el filtro permite que en forma más o menos continua exista erosión del material base a través de él.

Estos autores recomiendan el uso de la Tabla 1.6 para definir los valores que debe tener el  $D_{15}$  en las fronteras de erosión excesiva y erosión continua, en función de las características granulométricas del suelo base.



**Figura 1. 7 Desarrollo conceptual de los límites de erosión para una prueba de filtro (Foster y Fell, 2001).**

Foster y Fell (2001) hacen la siguiente clasificación del comportamiento de filtros, en función de los resultados de las pruebas frontera antes mencionada:







1. Filtro que sella sin erosión: en el cual se produce un sellado rápido después de existir una fuga concentrada de agua sin ningún potencial de daño.
2. Filtro que sella con algo de erosión: el sellado se produce después de haber producido un cierto daño y donde la fuga del agua se incrementó en forma moderada.
3. Filtro con sellado parcial o sin sellado: con erosión grande debido a la presencia de una fuga de agua, con potencial de grandes pérdidas por erosión y grandes incrementos en la fuga del agua, así como desarrollo de colapsos de material en la corona y grandes conductos a través del corazón impermeable.

Grupo del suelo base	Contenido de finos	Criterio de diseño Sherard y Dunnigan	de Rango experimental para $D_{15}$ limite no erosionable	Criterio propuesto para limite no erosionable por Foster y Fell
1	$\geq 85$	$D_{15} \leq 9D_{85}^B$	$6.4D_{85}^B - 13.5D_{85}^B$	$D_{15} \leq 9D_{85}^B$ <sup>b</sup>
2A	35-85	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$	0.7 – 1.7 mm	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$ <sup>b</sup>
3	<15	$D_{15} \leq 4D_{85}^B$	$6.8D_{85}^B - 10D_{85}^B$	$D_{15} \leq 7D_{85}^B$
4A	15-35	$D_{15} \leq (40 - C)^* \left( \frac{4D_{85}^B - 0.7}{25} \right) + 0.7$	1.6 $D_{15}$ – 2.5 $D_{15}$ criterio Sherard y Dunnigan	$D_{15} \leq 1.6D_{15d}^B$ , del donde $D_{15d} = (35 - C) * (4D_{85}^B - 0.7)/20 + 0.7$

<sup>a</sup> La subdivisión de los grupos de suelo 2 y 4 se modificó del 40% pasando partículas de 75  $\mu\text{m}$ , según recomendaciones de Sherard y Dunnigan (1989), a 35%, basado en el análisis de los datos en varias pruebas de filtros. Este porcentaje se refiere al suelo base una vez que el mismo se ha ajustado al tamaño máximo de partícula de 4.75 mm.





<sup>b</sup> Para suelos altamente dispersivos (con clasificación de pinole D1 o D2, o erosión 1 o 2), se recomienda usar el valor menor de  $D_{15}$  de la frontera de no erosión: para suelos del grupo 1, usar el limite menor experimental ( $D_{15} \leq 6.4D_{85}^B$ ) : y para suelos del grupo 2A, utilizar  $D_{15} \leq 0.5$  mm.

C=porcentaje que pasa la malla 200 después del ajuste indicado en a

**Tabla 1. 5<sup>o</sup> Criterios propuestos para el ensayo de filtros de límites o fronteras no erosionables.**

Suelo base	Criterio propuesto para frontera de erosión excesiva	Criterio propuesto para frontera de erosión continua
Suelos con $D_{95}^B < 0.3$ mm	$D_{15} > 9D_{85}^B$	$D_{15} > 9D_{95}^B$
Suelos con $0.3 < D_{95}^B < 2$ mm	$D_{15} \leq 9D_{90}^B$	$D_{15} > 9D_{95}^B$
Suelos con $D_{95}^B > 2$ mm y contenido de finos $>35\%$	En promedio $D_{15} > D_{15}$ , el cual da una pérdida de erosión de $0.25$ g/cm <sup>2</sup> en pruebas CEF: o limite grueso $D_{15} > D_{15}$ , el cual da una pérdida de erosión de $1.0$ g/cm <sup>2</sup> en pruebas CEF	$D_{15} > 9D_{95}^B$
Suelos con $D_{95}^B > 2$ mm y contenido de finos $<15\%$	$D_{15} > 9D_{85}^B$	$D_{15} > 9D_{95}^B$
Suelos con $D_{95}^B > 2$ mm y contenido de finos $15-35\%$	$D_{15} > 2.5D_{15}$ diseño, donde $D_{15}$ diseño = $(35-pp\%75\mu m)(4D_{85}^B - 0.7)/20 + 0.7$	$D_{15} > 9D_{95}^B$

**Tabla 1. 6<sup>o</sup> Resumen de los criterios propuestos para frontera excesiva y frontera continua (Foster y Fell, 2001).**

Nota: el criterio es directamente aplicable para suelos con  $D_{95}^B$  hasta de 4.75 mm. Para suelos con partículas más gruesas, determine  $D_{85}^B$  y  $D_{95}^B$  usando el clasificado de curvas adoptado para el tamaño máximo dado de 4.75 mm.

<sup>5</sup> Ingeniería hidráulica en México Vol. XX, núm. 2, Cuadro 6 pp. 82-87 abril junio del 2005.

<sup>6</sup> Ingeniería hidráulica en México Vol. XX, núm. 2, Cuadro 7 pp. 82-87 abril junio del 2005.





## 1.4 Criterio de diseño de filtros simplificados en la práctica<sup>7</sup>

A continuación se presenta los criterios de diseño tomados por Sherard, et al (1984)

### 1.4.1 Limos arenosos y arcillas

Para limos y arcillas con un contenido significativo de arena ( $d_{85}$  de 0,1 – 0,5 mm), el criterio existente,  $\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$ , resulta conservador y razonable. La plasticidad del suelo a proteger no afecta las características del filtro.

### 1.4.2 Arcillas finas

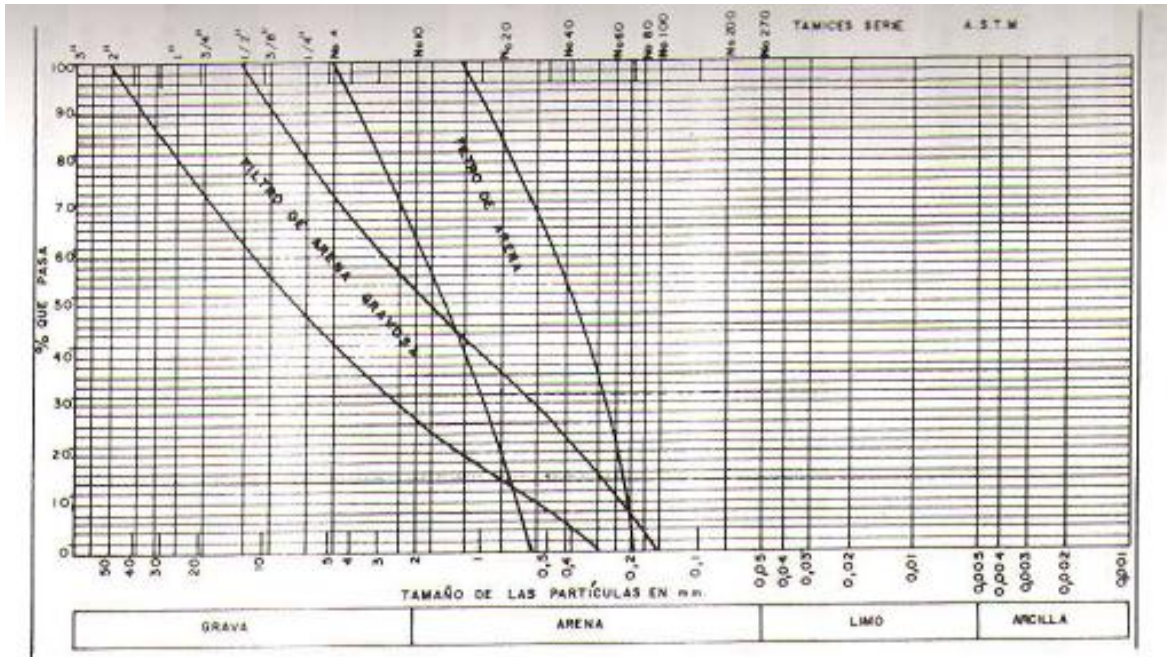
Para la arcillas finas ( $d_{85}$  de 0.03-0.1 mm) un filtro de arena o arena gravosa con un  $D_{15}$  promedio que no exceda a 0.5 mm resulta razonablemente conservador. La plasticidad o dispersividad de la arcilla no afecta la granulometría requerida.

La figura 1.8 muestra los intervalos de granulometría para los filtros más gruesos que se recomiendan como aceptables. Las zonas de arena y arena gravosa se consideran con propiedades iguales como filtros. Es conservador utilizar filtros con mayor contenido de arena fina que el mostrado en la figura 1.8.

---

<sup>7</sup> Armas, R. y Horta, E., "Presas de Tierra". Editorial ISPJAE, La Habana, Cuba, 1987.





**Figura 1. 8 Intervalos de Granulometría para filtros**

#### **1.4.3 Limos de grano fino y baja cohesión.**

Para los limos finos sin un contenido de arena ( $d_{85}$  de 0,03-0,01 mm) y baja plasticidad (caen debajo de la línea A en la carta SUCS y con  $w_L$  límite líquido menor de 30) resulta conservador el utilizar filtros de arena gravosa con un  $D_{15}$  promedio que no exceda a 0,3 mm.

#### **1.4.4 Suelos excepcionalmente finos.**

Las arcillas y limos con un  $d_{85}$  menor que 0,02 mm no son muy comunes en la naturaleza. Para los suelos en esta categoría son preferibles los ensayos en laboratorio, pero se considera conservador un filtro con un  $D_{15}$  promedio de 0.2 mm.

#### **1.4.5 Espesor mínimo de filtros.**

El espesor de un filtro puede ser teóricamente muy pequeño, sin embargo, los requerimientos de la construcción y el propio comportamiento de los equipos existentes hacen necesario especificar espesores que garanticen el trabajo del filtro



En el caso de filtros de arena horizontales se admiten espesores mínimos de 15 cm, mientras que en gravas se requieren no menos de 30 cm. Cuando el filtro se coloca en un dren chimenea o entre el núcleo y los espaldones, se requiere un espesor que permita su colocación y compactación eficiente. Se considera en estos casos como espesor mínimo práctico 1,00 m, pero en la mayoría de las obras se definen espesores de 3,00 m o más.

## 1.5 Geotextiles

Recientemente, desde el siglo XX, han aparecido nuevos materiales conocidos como los **geotextiles** y geosintético, que sirven como impermeabilizantes y filtros de gran aplicación en la ingeniería, principalmente, en la construcción de drenes, subdrenes en vías, estabilización de taludes, etc. y que se está abriendo un gran espacio en grandes obra de ingeniería, ya que disminuyen costos y tiempo de construcción.

Según el registro histórico, se cree que las primeras aplicaciones de los **geotextiles** fueron tejidos industriales utilizados en la década de los 50. Uno de los primeros casos documentados fue una estructura de muelle construido en Florida en 1958. Luego, el primer **geotextil** no tejido fue desarrollado en 1968 por la empresa Rhone Poulence en Francia. Se trata de un poliéster relativamente grueso (aguja-perforado), que fue utilizado en la construcción de una presa en Francia en 1

970. De hecho, el **geotextil** es uno de los componentes de la rama de los geosintéticos.

### 1.5.1 Definición y Funciones

Un geotextil es un material textil plano, un tipo de tela permeable, filtrante, construida con fibras sintéticas como polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Los geotextiles presentan una gran deformabilidad, por lo que son usados en grandes obras de la ingeniería, en aplicaciones geotécnicas, básicamente cuando se trata de construcciones donde interviene distintos tipos de suelos como son: construcción de sub drenes en vías, estabilización de





taludes con geo membranas y geo mallas. En general, como filtro para evacuar las aguas, ya sean superficiales y de nivel freático.

En los geotextiles existen dos factores a ser tomados en consideración y de significativa importancia para el correcto uso de los mismos y para tener un tiempo de duración adecuado llamados durabilidad y obstrucción

**La durabilidad;** ante la exposición a la luz del sol se degradan las propiedades físicas de los polímeros. Para reducir la velocidad de degradación se adiciona negro de carbón. Los materiales polímeros se vuelven frágiles a temperaturas muy frías. Las sustancias químicas en el agua subterránea pueden reaccionar con los polímeros. Se sabe que los polímeros adquieren el agua con el tiempo, si el agua está presente. Agua con un alto pH puede hidrolizar los poliésteres mientras que el agua de bajo pH pueden destruir los geotextiles fabricados con poliamidas. Cuando existe un entorno químicamente agresivo, se deben buscar los datos de pruebas de laboratorio sobre los efectos de la exposición de los geotextiles a este entorno, ya que la duración de los mismos en este entorno puede verse reducido.

Todos estos factores deben ser considerados en la selección o especificación de geotextiles aceptables, dónde la larga duración e integridad del material es crítica para la seguridad, la vida útil de la obra civil y el lugar donde el material no puede fácilmente ser inspeccionado periódicamente o reemplazado si se degrada fácilmente (por ejemplo, la filtración y / o funciones de drenaje dentro de una presa de tierra).

**La obstrucción;** existen muy pocos estudios sobre el grado de uniformidad y densidad de los suelos granulares, los mismos que influyen en la capacidad de los geotextiles para retener el suelo drenado.

En los sistemas de filtro geotextil de suelos normales, la obstrucción perjudicial sólo se produce cuando hay migración de partículas finas de suelo a través de la matriz del suelo a la superficie de geotextil. Para la mayoría de los suelos naturales, la migración interna mínima se llevará a cabo. Sin embargo, la





migración interna puede tener lugar bajo un gradiente suficientemente pequeño.

Una de las siguientes condiciones:

- (1) El suelo tiene un coeficiente de uniformidad  $C_u$ , mayor que 20.
- (2) El suelo es mal graduado. (Suelos que carecen de una gama de tamaños de grano dentro de sus tamaños máximos y mínimos de grano). En caso de existir estas condiciones, en combinación con el riesgo se suman los costos extremadamente altos de reparación si el fallo del sistema de filtración tiene lugar.

Por otra parte según el material, las características y los campos de aplicación, existen varios tipos de geotextiles, pero generalmente se clasifican de acuerdo a dos grupos: tejidos y no tejidos.

### 1.5.2 Geotextil tejido<sup>8</sup>

Se define como un geotextil fabricado al entrelazar, generalmente en ángulo recto, dos o más conjuntos de hilos, fibras, filamentos, cintas u otros elementos. Se utilizan, principalmente, en aplicaciones de refuerzo del terreno, en terraplenes, taludes y muros.

Se caracterizan por ofrecer una resistencia a tracción muy elevada y poca deformabilidad.

### 1.5.3 Geotextiles no tejidos<sup>9</sup>

Se define como un geotextil plano con fibras, filamentos u otros elementos orientados aleatoriamente, unidos química o mecánicamente, por medio de calor, o por combinación de ellos. La orientación aleatoria de sus componentes le confiere un carácter isótropo.

Los geotextiles no tejidos poseen algunas funciones que, tratándose del tipo de geotextil, tendrán en mayor o menor grado. Estas funciones son:

---

<sup>8</sup>Arte y Cemento, Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos (área de construcción)

de la Universidad de Cantabria, 2000.

<sup>9</sup> [http://www.geotexan.com/geotextil\\_no\\_tejido\\_geotesan\\_funcion\\_separadora.php](http://www.geotexan.com/geotextil_no_tejido_geotesan_funcion_separadora.php)







- Separar
- Filtrar
- Drenar
- Reforzar
- Control de sedimentos

#### **1.5.4 Separar**

Una de las aplicaciones más comunes es la separación de 2 tipos de terrenos de diferentes propiedades físicas. Bien puede ser entre suelo natural y material de aporte o entre dos capas diferentes de suelo. La misión del geotextil es evitar la mezcla de los diferentes terrenos. Para ello debe soportar las cargas estáticas y dinámicas del material de aporte y del tráfico durante la instalación, así como la retención de los finos para evitar las mezclas.

El geotextil de polipropileno (material utilizado principalmente) es estable al álcalis del cemento e inerte a, prácticamente, la totalidad de elementos químicos que se encuentran en el terreno. En esta función son importantes los siguientes parámetros: resistencia al punzonamiento (CBR), resistencia a la tracción, elongación a la rotura, perforación dinámica por caída libre de cono, abertura eficaz de poros y espesor del geotextil.

#### **1.5.5 Filtrar**

La utilización y las aplicaciones de filtro son, probablemente, la más antigua, la más conocida, y la función más utilizada de los geotextiles. Se trata de la libre circulación de agua a través del geotextil; esta capacidad de flujo que es normal al plano del geotextil se le conoce como permisividad. Las partículas de suelo más grandes que el tamaño dado de flujo en el geotextil son detenidas y se les impide dejarse llevar. Los máximos radios de abertura de cada geotextil deben ser los adecuados para evitar el movimiento de las partículas del suelo. Los geotextiles sustituyen y sirven a la misma función que el filtro granular tradicional de arena y grava. Tanto el filtro granular y el filtro geotextil deben permitir que el agua pase sin que se produzca una significativa acumulación de la presión hidrostática, garantizando la estabilidad hidráulica







del filtro; la mayoría de los geotextiles son capaces de realizar esta función. Cuando son usados geotextiles para filtración se debe tener en cuenta los siguientes parámetros: abertura eficaz de poros, espesor del geotextil y permeabilidad.

### 1.5.6 Drenar

En la función como un drenaje el geo textil actúa en forma de conducto permitiendo la circulación de líquidos o gases en el plano del geotextil. Un ejemplo de estos son los que usan como drenajes verticales y desagües generales. Los geotextiles más usados como drenaje son los no tejidos relativamente gruesos (NT 1600 en adelante) o más permeables. Pero esta selección debe basarse en su capacidad para permitir el flujo en el plano. Estos geotextiles son conocidos por ser eficaces en aplicaciones de corta duración, ya que a largo plazo puede presentarse las obstrucciones. Los parámetros más importantes a considerar son la permeabilidad en el plano del geotextil y el espesor.

### 1.5.7 Reforzar

En la aplicación de refuerzo más común, el geo textil interactúa con el suelo a través de las fuerzas de fricción o de adhesión para resistir la tracción o las fuerzas de corte. Para proporcionar un refuerzo, un geo textil debe tener suficiente resistencia y longitud para resistir a las fuerzas de tracción para evitar el movimiento excesivo de la estructura reforzada.

Se pueden considerar dos tipos de refuerzo:

- a) Estabilización del suelo mediante confinamiento de partículas, evacuando por subpresión el agua contenida.
  
- b) Refuerzo en la tracción eliminando las fuerzas de vuelco. Por ejemplo: en muros de contención, por intercalación del geotextil hacia el interior del muro.

Se recomienda un geotextil tejido, ya que proporcionan una alta resistencia.





### 1.5.8 Control de sedimentos.

Un geo textil sirve para control de sedimentos cuando se detiene partículas suspendidas en el flujo y al mismo tiempo permite que el fluido pase a través de él. Después de un cierto período de tiempo, las partículas se acumulan contra el geo textil, reduciendo el flujo de fluido y el aumento de la presión contra el geo textil. Ejemplos de esta aplicación son las cercas de cieno colocados para reducir la cantidad de sedimento que llega a las obras de construcción y en los cursos de agua cercanos. ***La función de control de sedimentos es en realidad una función de filtración.***

### 1.6 Campos de aplicación en la ingeniería.

Los campos de aplicación para los geotextiles son los siguientes:

- Carreteras y viales
- Ferrocarriles
- Obras hidráulicas
- Drenaje
- Muros
- Túneles
- Vertederos

#### 1.6.1. Carreteras y viales

El geotextil colocado en explanaciones de carreteras, autopistas, pistas de aeropuerto, áreas de estacionamiento, caminos de acceso, etc., funcionan como una capa filtrante, anticontaminante y estabilizadora.

- Evita la mezcla del suelo natural con el material de aportación o entre distintos materiales de relleno conserva íntegramente las propiedades del material de aportación.
- Conserva íntegramente las propiedades del material de aportación.
- Permite la circulación durante la ejecución de la obra sobre la base manteniéndola exenta de cualquier contaminación.





- Como consecuencia de la anticontaminación, confina los finos del subsuelo eliminando el agua por supresión. Debido a esto, en terrenos blandos produce una estabilización del sistema al eliminar el agua de dicho terreno confinando el mismo y mejorando su capacidad portante.

### **1.6.2. Ferrocarriles**

En construcciones ferroviarias el geotextil es utilizado principalmente como:

- Como separación en base de terraplenes o entre distintos tipos de suelos granulares.
- Como separación en base de terraplenes o entre terreno granular y balasto.

### **1.6.3. Obras hidráulicas**

Los campos de aplicación de los geotextiles en obras hidráulicas son los siguientes: encauzamientos (ríos, canales y acequias), lagunas, costas y presas.

Generalmente el geotextil se utiliza como filtro entre el terreno de taludes y el material de revestimiento (escollera, gaviones, piezas prefabricadas). Su función principal es evitar la erosión del fondo y taludes, debido a que el geotextil confina los finos y deja que exista una libre circulación de agua.

### **1.6.4 Filtración y drenaje**

Básicamente los campos de aplicación para este empleo pueden ser: cunetas de carreteras u obras viales, drenes para agricultura, edificación, campos deportivos, drenaje en balsas y vertederos, etc.

El control del agua es fundamental para el funcionamiento de los edificios, aceras, muros de contención y otras estructuras. Los drenajes se usan para aliviar o reducir la presión hidrostática contra las paredes subterráneas y de contención, losas, y tanques subterráneos, y para evitar la pérdida de la estabilidad de los suelos en laderas, taludes, y por debajo de las aceras. Un





buen drenaje que funcione adecuadamente debe conservar el suelo que rodea, al aceptar fácilmente el agua del suelo y de sacarlo de la zona.

El geotextil se puede utilizar rodeando el tubo a la grava de drenaje evitando el paso de finos y por tanto la colmatación del tubo dren y la grava que lo rodea. Mientras drenajes granulares tienen una historia larga de rendimiento, el uso de geotextiles en desagües es relativamente reciente y los datos de rendimiento se limitan a unos 25 años.

Los drenes superficiales están formados por un sandwich “geotextil-grava-geotextil”, creando una superficie drenante, donde los geo textiles evitan la colmatación del material filtrante al evitar el paso de los finos.

### **1.6.5 Muros**

Al incluir un material con resistencia a la tracción dentro de una masa de suelo se aumenta la resistencia general del conjunto, básicamente por la virtud del material geotextil de soportar esfuerzos de tracción y por el esfuerzo cortante que se genera entre el suelo y las capas adyacentes, permitiendo así la conformación de rellenos en suelo verticales

### **1.6.6 Túneles**

Se usa geotextiles en túneles carreteros, túneles ferroviarios, túneles mineros, construcciones subterráneas, galerías de servicio, etc.

Sus funciones principales son las siguientes:

- Drenar el agua del terreno sobre la bóveda, facilitando su evacuación e impidiendo que presione y actúe sobre la lámina impermeable (geomembrana).
- Proteger la geomembrana contra el punzonamiento.

### ***Parámetros relevantes***

Los parámetros relevantes en los geotextiles son sus propiedades mecánicas, hidráulicas y físicas, las mismas que serán más o menos importantes las unas





que las otras dependiendo de las funciones y del campo de aplicación donde se utilizará el geotextil. En cualquier caso, el único parámetro que no tiene ninguna importancia es el peso del geotextil, pues no es un dato que nos aporte ningún indicativo de sus valores mecánicos e hidráulicos. Debido a que, casi todas las funciones del geotextil, se derivan de su capacidad para dejar pasar el agua y retener los finos (características hidráulicas), soportar las tensiones mecánicas derivadas del terreno que ha de soportar o de las solicitaciones dinámicas de tráfico etc. (características mecánicas). Todos estos parámetros varían considerablemente de unos geotextiles a otros, midiéndolos bajo el parámetro del peso. En cualquier caso, y dependiendo de sus funciones y campos de aplicación, los parámetros fundamentales son los aportados en la tabla 1.7 de características que veremos a continuación.

	<b>Propiedades mecánicas</b>	<b>Norma</b>	<b>Unidad</b>	<b>NT 1600</b>	<b>NT 1800</b>	<b>NT 2000</b>
<b>Mecánicas</b>	Metodo Grab Resistencia a la Tensión Elongación	ASTM D 4632	N(lb) %	400(90) >50	470 (106) >50	500 (113) >50
	Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	N(lb)	200(45)	265(60)	320(72)
	Resistencia al Punzonamiento Método CBR	ASTM D 6241	KN	1.2	1.3	1.5
	Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D 4533	N(lb)	164(37)	210(47)	185(42)
	Método Muller Burst Resistencia al estallido	ASTM D 3786	kPa(psi)	1139(165)	1380(200)	1656(240)
<b>Hidráulil</b>	Tamaño de abertura aparente	ASTM D 4751	Mm (# Tamiz)	0.212(70)	0.180(80)	0.180(80)





	Permeabilidad	ASTM D 4491	cm/s	26* 10 <sup>2</sup>	27*10 <sup>2</sup>	25*10 <sup>2</sup>
	Permitividad	ASTM D 4491	s <sup>-1</sup>	2.0	1.9	1.7
	Tasa de Flujo	ASTM D 4491	L/min/m <sup>2</sup>	5530	5400	4750
	Retención de Asfalto	ASTM D 6140	L/m <sup>2</sup>	N.A	N.A	N.A
Físicas	Espesor			1.3	1.4	1.5
	Resist. Uv 500 horas	ASTM D 5199	mm	>70	>70	>70
	Punto de Fusión	ASTM D 4355	%	N.A	N.A	N.A
	Rollo Ancho	Medido	m	3.5, 3.8, 4.0	3.5, 3.8, 4.0	3.5, 3.8, 4.0
	Rollo Largo	Medido	m	160	150	130
	Rollo Área	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	560, 608, 640	525, 570, 600	455, 494, 520
Función del geotextil	<b>Filtración</b>			*	*	*
	<b>Drenaje</b>			*	*	*
	<b>Protección</b>			*	*	*
	<b>Separación</b>					
	<b>Estabilización</b>					
	<b>Repavimentación</b>					

**Tabla 1. 7 Geotextiles no tejidos AMANCO, junio 2012.**

### 1.7 La compactación<sup>3</sup>

Se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos. Se distingue de la consolidación de los suelos en que en esta, el peso específico del material crece gradualmente bajo la acción natural de sobrecargas impuestas que provocan expulsión de agua de los poros del suelo; ambos procesos





involucran disminución de volumen de vacíos por lo que en el fondo son equivalentes.

La importancia de la compactación de los suelos estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación, que se obtiene al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumentan su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos. Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas de presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, pavimentos, etc.

De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que dos son los más importantes: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica empleada en dicho proceso. Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo, por unidad de volumen.

### **1.7.1 Mecánica de la compactación**

Actualmente existen muchos métodos para reproducir, al menos teóricamente, en el laboratorio unas condiciones dadas de compactación de campo. Todos ellos pensados para estudiar, además, los distintos factores que gobiernan la compactación de los suelos. Históricamente, el primer método, en el sentido de la técnica actual, es el debido a R. R. Proctor y es el conocido hoy día como Prueba Proctor Estándar o A.A.S.H.T.O (American Association of State Highway and Transportation Officials) Estándar. La prueba consiste en compactar el suelo en cuestión en tres capas, dentro de un molde (Figura 1.9) de dimensiones y forma especificadas, por medio de golpes de un martillo (Figura 1.10), también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada.<sup>10</sup>

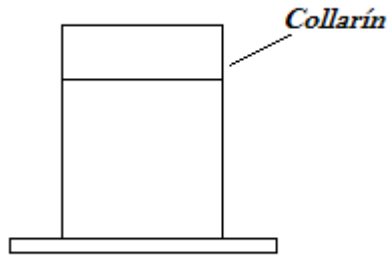
---

<sup>10</sup> Eulalio Juárez Badillo, *Fundamentos de la mecánica de suelos, Capítulo XIV, 2005. Editorial Limusa S.A. México.*





Las características del ensayo ideado por Proctor son:



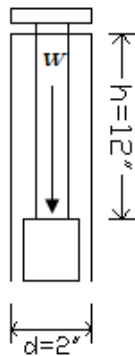
**Figura 1. 9 Molde en donde se compacta la muestra.**

$$\text{Molde: } V=1/30\text{pie}^3$$

$$d=4''$$

V = Volumen del cilindro

d = Diámetro del cilindro



**Figura 1. 10 Pistón usado para compactar**

$$h=12''$$

$$w= 5.5 \text{ lb}$$

El pistón se desliza dentro del tubo







### 1.7.2 Relación entre el peso específico seco, $\gamma_d$ , la humedad, $\omega$ , y la energía de compactación.<sup>11</sup>

La energía de compactación por unidad de volumen (*energía específica de compactación*) de la *Prueba Proctor Estándar* se cuantifica mediante la siguiente expresión:

$$E_c = \frac{W * h * n * N}{V} = \frac{5.5lb * 1pie * 3 * 25}{\frac{1}{30pie^3}} = 12375 \frac{lb - pie}{pie^3} \quad [ 1.5]$$

Dónde:

$W$  = peso del pisón o martillo = 5.5 Lb

$h$  = altura de caída del pisón o martillo = 1 pie

$n$  = número de capas = 3

$N$  = número de golpes/capas = 25

$V$  = Volumen del Molde =  $\frac{1}{30pie^3}$

Si aplicamos la energía de compactación Proctor a muestras de un mismo suelo con diferentes humedades,  $\omega$ , obtenemos diferentes valores del peso específico húmedo,  $\gamma_f$ , en el material compactado en el molde.

Conocidos los valores de  $\omega$  y  $\gamma_f$  de cada muestra compactada con la misma energía de compactación, podemos calcular el peso específico seco,  $\gamma_d$ , mediante la relación.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_f}{1 + \omega} \quad [1.6]$$

Dónde:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

$$\gamma_f = \frac{W}{V}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

<sup>11</sup> R. Armas Novoa. *Compactación de Suelos La Habana, Cuba, 2002. 14 págs. Dpto. Ingeniería Civil ISPJAE*





Dónde:

$W_s =$  *Peso de solidos*

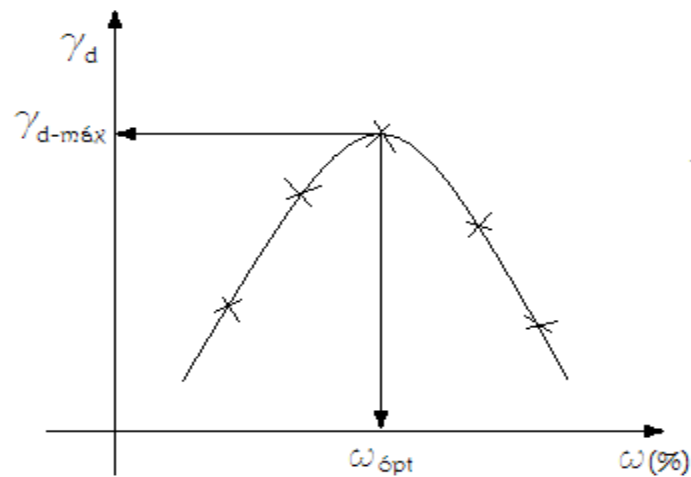
$W_w =$  *Peso del agua*

$W =$  *Peso del suelo compactado en el molde*

$V =$  *volumen del molde Proctor = 1/30pie<sup>3</sup>*

$W =$  *Tanto por uno de humedad en el suelo.*

Si graficamos ( $\gamma_d$  vs  $\omega$ ) obtendremos la Figura 1.11.



**Figura 1. 11 Curva del ensayo de Proctor Estándar.**

Analizando la Figura 1.11, vemos que a medida que la humedad aumenta se tienen pesos específicos secos mayores, debido a que el agua en los poros de suelo lubrica las partículas, provocando un mejor reacomodo de éstas, hasta un valor máximo, a partir del cual el aumento de humedad impide, con el espacio ocupado por el agua, que las partículas se unan. El agua de los poros absorbe la energía de compactación aplicada y por tanto el peso específico seco disminuye. La rama de aumento del peso específico seco se denomina rama seca y la de descenso, rama húmeda.





### **Humedad óptima**

Proctor definió como humedad óptima,  $\omega_{\text{ópt}}$ , el valor de la humedad con la que se obtiene el máximo peso específico seco,  $\gamma_d\text{-máx}$ , para la energía de compactación constante de su ensayo:

$$E_c = 12375 \frac{\text{lb} - \text{pie}}{\text{pie}^3}$$

- ❖ Esta prueba ha sido perfeccionada y normada por la ASTM (D-698) y la AASHTO (T-99) como prueba para determinar las relaciones entre el contenido de agua (humedad) y el peso específico seco. Se le conoce como prueba **Proctor Estándar**.

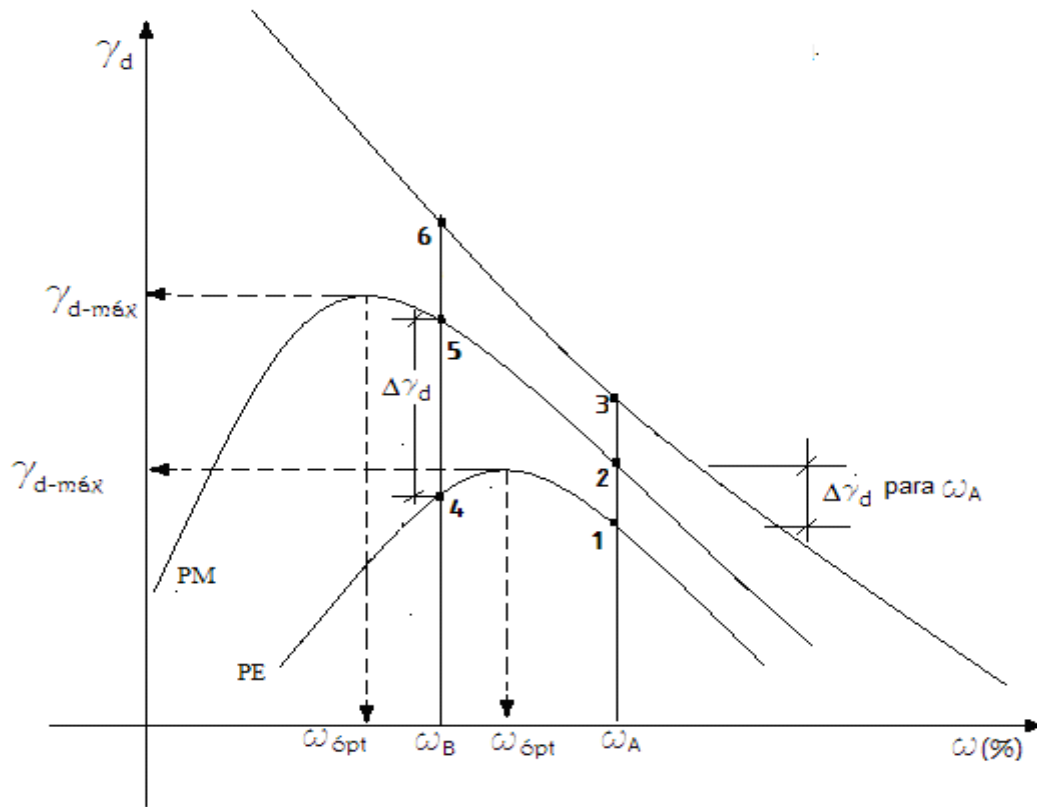
Evidentemente, el interés de Proctor era compactar de la forma más económica, por lo que la definición de humedad óptima tiene un carácter puramente económico, ya que es la humedad con la que se obtiene el peso específico seco máximo con un mismo costo de compactación, o sea con una misma energía. Las nuevas tecnologías han desarrollado equipos de compactación en el campo que obtienen pesos específicos secos mayores que por el procedimiento Proctor Estándar, debido a las exigencias en la construcción de aeropistas y presas de tierra altas. Por ello se ideó otra prueba de compactación tipo Proctor, denominada **Proctor Modificado**, basada en el mismo principio, variando el peso y altura de caída del martillo.

$$W=10\text{lb} \quad h=18''=1.5\text{pie} \quad n=5\text{capas} \quad N=25\text{golpes/capa}$$

$$E_c = \frac{W * h * n * N}{V} = \frac{10\text{lb} * 1.5 * 5 * 25}{\frac{1}{30}} = 56250 \frac{\text{lb} - \text{pie}}{\text{pie}^3} \quad [1.7]$$

De aquí observamos que la energía de compactación del Proctor Modificado es **4,55** veces la energía del Proctor Estándar. Los resultados de ambas pruebas Proctor Estándar y Modificado, se muestran en Figura 1.12.





**Figura 1. 12 Curvas de compactación Proctor Estándar y Modificado y curva de saturación.**

### 1.7.3 Determinación de la curva de saturación (s =100%)<sup>12</sup>

La humedad del suelo no varía con la compactación, por lo que si compactamos un suelo y lográramos eliminar todo el aire de los poros se lograría la saturación; S =100% (ver Figura 1.11). Esta condición se expresa mediante la expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{\omega + \frac{1}{G_s}} \quad [1.8]$$

<sup>12</sup> R. Armas Novoa. *Compactación de Suelos La Habana, Cuba, 2002. 14 págs. Dpto. Ingeniería Civil ISPJAE*



Dónde:

$$\gamma_w = \text{Peso específico del agua} = 9.807 \text{ kN/m}^3$$

$\omega$  = humedad, expresada en tanto por uno

$G_s$  = peso específico relativo de las partículas sólidas

Como ya se expresó; “no es posible, por ningún medio mecánico de compactación, expulsar todo el aire de los poros de suelo”, por lo que tampoco se logra la saturación del mismo. Es por ello que la “**curva de saturación**” se denomina también “**curva teórica de compactación**”.

Un suelo con una determinada humedad, por mucha energía de compactación que se le aplique, no logra alcanzar el peso específico seco dado por la expresión (8), para dicha humedad. Este valor de  $\gamma_d$ , obtenido por la expresión (8), se denomina “**peso específico seco máximo teórico**”.

La curva de saturación o curva teórica de compactación de suelos, con contenido de finos, es inalcanzable e irrebalsable, por mucho que se aumente la energía de compactación.

#### 1.7.4 Análisis de los incrementos del peso específico seco con la energía de compactación.

De acuerdo a la definición de humedad, vemos que ésta solo varía si se le añade o elimina agua de los poros al suelo. Por lo tanto, en el proceso de compactación la humedad del suelo no varía y el incremento de energía de compactación provoca un incremento del peso específico seco,  $\gamma_d$ ; o sea, en el gráfico de ( $\gamma_d$  vs  $\omega$ ), ver Figura 1.12. Si la humedad del suelo es  $\omega_A$  y se incrementa la energía a la equivalente al ensayo o prueba Proctor Estándar, se alcanza el peso específico seco representado por el punto 1.- Si se le sigue aumentando la energía hasta llegar a la equivalente a la del Proctor Modificado, se alcanzaría el peso específico seco representado por el punto 2.- Con esa misma humedad  $\omega_A$ , por mucho que se incremente la energía de compactación, no es posible llegar al punto 3 que pertenece a la curva de





saturación o curva teórica de compactación, inalcanzable e irrebasable, según ya se mencionó.

Se deduce pues, que con la humedad,  $\omega_A$ , el incremento en el peso específico seco,  $\Delta \gamma_d$ , que se logra al aumentar la energía del Proctor Estándar al Proctor Modificado (punto 1 al 2) es pequeño.

Por otro lado, si la humedad del suelo es  $\omega_B$  y se incrementa la energía a la equivalente de la prueba Proctor Estándar, se alcanza el peso específico seco representado por el punto 4.

Si le seguimos aumentando la energía hasta llegar a la equivalente del Proctor Modificado, se alcanzaría el peso específico seco representado por el punto 5.- Con esa misma humedad  $\omega_B$ , sucede también que el punto 6 es inalcanzable e irrebasable, por mucha energía que se le aplique al suelo. En este caso, sí se logra un incremento apreciable del peso específico seco, cuando se incrementa la energía del Proctor Estándar a la del Proctor Modificado.

### 1.7.5 Objetivo de la Compactación

Las obras hechas con tierra, ya sea un relleno para una carretera, **un terraplén para una presa**, un soporte de una edificación o la subrasante de un pavimento, debe llenar ciertos requisitos que son precisamente los objetivos por el cual compactamos, que no es más que mejorar las propiedades mecánicas de los suelos: resistencia a la compresión y al cortante, permeabilidad y flexibilidad. La única propiedad mecánica de los suelos que no se mejora con la compactación es la expansión. Es por ello que también se define la compactación como un método de mejoramiento de suelos; el más antiguo y económico.

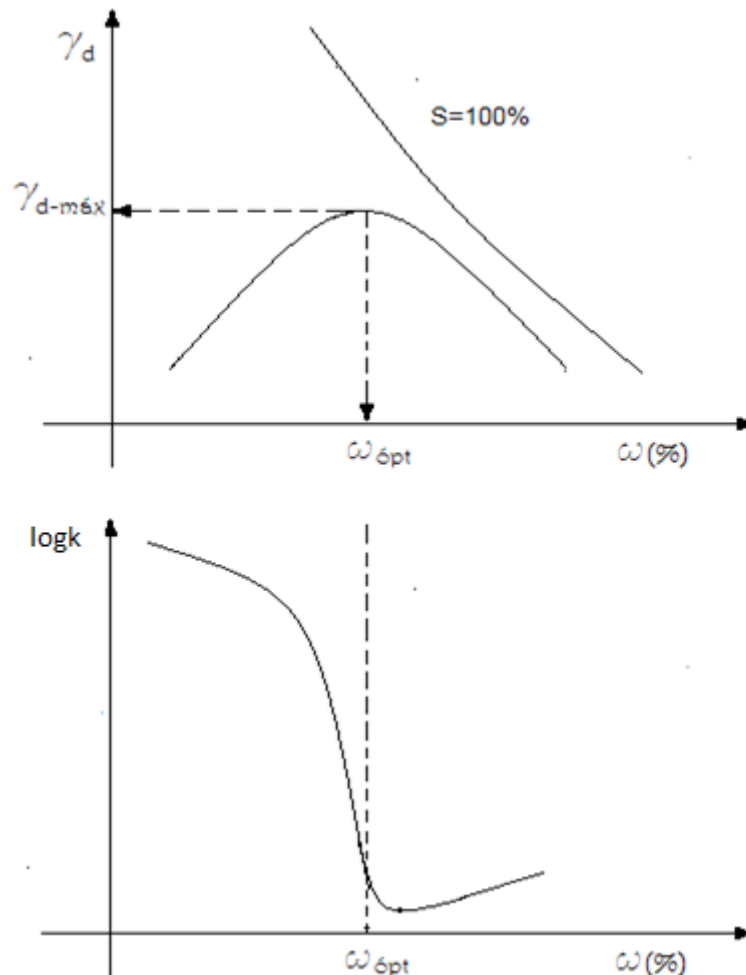
Aunque la compactación de campo de presas de tierra y carreteras, utilizan los mismos procedimientos y equipos, los objetivos de la compactación de éstas difieren, ya que el objetivo por el que se compacta una presa de tierra es alcanzar alta flexibilidad y baja permeabilidad. Por todo lo anterior, debemos estudiar cómo varían estas propiedades mecánicas, que deseamos mejorar,





con la humedad, el peso específico seco y la energía de compactación.<sup>13</sup>

### 1.7.6 Variación de la permeabilidad con el peso específico y energía de compactación.



**Figura 1. 13 Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.**

Como indica la Figura 1.13, las permeabilidades más bajas, para una misma energía de compactación y por ende para un mismo costo de compactación, se alcanzan con humedades ligeramente superiores a la óptima de dicha energía (2 o 3%)

<sup>13</sup> R. Armas Nova. *Compactación de Suelos La Habana, Cuba, 2002. 14 págs. Dpto. Ingeniería Civil ISPJAE*





En cualquier suelo arcilloso, compactando con la energía del Proctor Estándar se alcanzan permeabilidades del orden de 100 cm/seg más bajas, cuando se compactan con humedades ligeramente superiores a la óptima, que cuando se compacta con humedades ligeramente inferiores.

### **1.7.7 Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.**

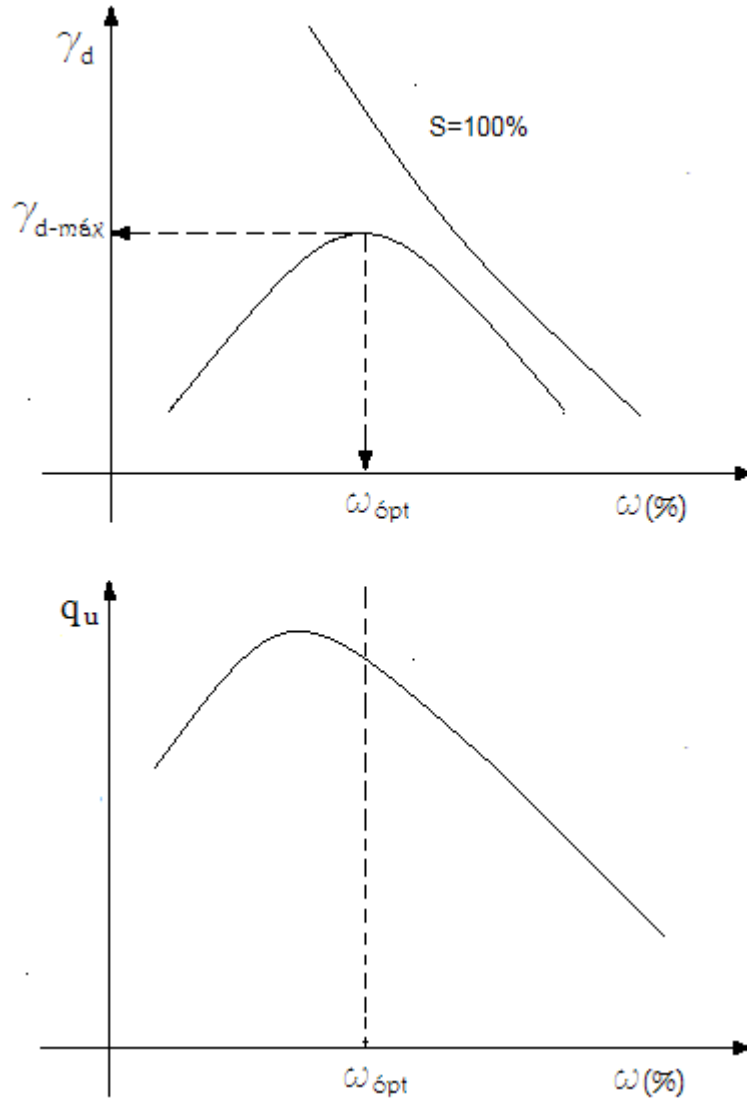
El ensayo de compresión simple nos da un índice de la resistencia del suelo: a la compresibilidad y al cortante. En suelos arcillosos saturados se puede asumir que la resistencia al corte, en prueba rápida, es:  $c=qu/2$ .

$qu$ =resistencia a la compresión simple.

En la Figura 1.14 se observa que la mayor resistencia, para una misma energía de compactación y por ende para un mismo costo de compactación, se alcanza con humedades inferiores ligeramente a la óptima de dicha energía (2 ó 3%). También se observa que cuando se compacta con humedades superiores a la óptima la resistencia desciende bruscamente.







**Figura 1. 14 Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación.**

### 1.7.8 Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco.

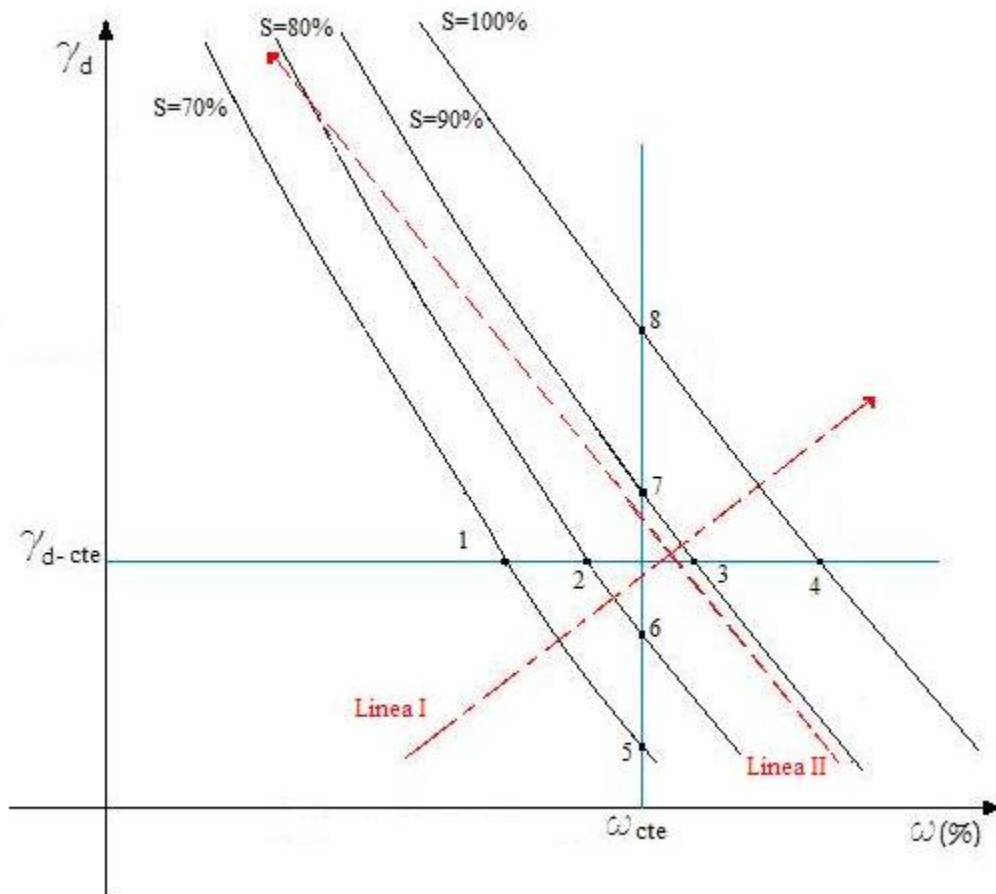
En la Figura 1.15 se observa que para un mismo peso específico seco,  $\gamma_d =$  constante, a medida que aumenta la humedad del suelo, aumenta la saturación del mismo (puntos 1-2-3-4).

También observamos en dicha figura, que para una misma humedad,  $\omega =$  constante, a medida que aumenta el peso específico seco, o lo que es lo





mismo, a medida que aumenta la energía de compactación y con ello el costo, se aumenta la saturación del suelo (puntos 5-6-7 y 8).



**Figura 1. 15 Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco.**

Analizando la figura 1.14 podemos concluir lo siguiente

- La línea I muestra la dirección en la que aumenta la resistencia del suelo a medida que aumenta la saturación del mismo.
- La línea II muestra la dirección en la que disminuye la permeabilidad del suelo para una saturación casi constante.





### 1.7.9 Qué energía de compactación utilizar?<sup>14</sup>

Está dada en función de los objetivos por los cuales se compacta, que como ya vimos, es mejorar las propiedades mecánicas del suelo, de la forma más económica.

Por todo ello, para llegar a una respuesta contundente a la pregunta formulada en este epígrafe, analizaremos los siguientes aspectos que intervienen en cada tipo de construcción o estructura de tierra.

- ✓ Selección de los materiales a compactar
- ✓ Humedad natural de los suelos.
- ✓ Relación entre los incrementos de energía y de mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo, de forma económica.

Como conclusión para la construcción de presas<sup>14</sup>:

Para alcanzar los objetivos por los cuales compactan, mayor flexibilidad y menor permeabilidad, utilizan suelos plásticos (arcillosos), que se encuentran en la naturaleza con humedades altas, por su baja permeabilidad. En estos suelos un incremento de la energía de compactación aumenta la rigidez del terraplén, poniendo en peligro la falla por agrietamiento ante la presencia de asientos diferenciales en el cimiento.

Por ello, se recomienda compactar estos terraplenes con humedades por encima del Límite Plástico, que en la inmensa mayoría de los suelos está muy cercana a la humedad óptima de la prueba Proctor Estándar.

*Para la construcción de presas se utilizan la energía de compactación de laboratorio correspondiente a la prueba Proctor Estándar.*

### 1.7.10 Compactación de campo

La compactación de campo, al igual que la de laboratorio, es función de la humedad, del peso específico seco y de la energía de compactación.

---

<sup>14</sup> R. Armas Novoa. *Compactación de Suelos La Habana, Cuba, 2002. 14 págs. Dpto. Ingeniería Civil ISPJAE*





En el campo la compactación depende de varios factores como son:

- ✓ Tipo, peso y número de pases del equipo de compactación
- ✓ Tipo de suelo
- ✓ Espesor de capa

Esta energía de compactación de campo no puede ser cuantificada como hicimos en el laboratorio con la energía dinámica, tipo Proctor, entre otras cosas, porque la energía que se aplica en el campo es de tipo estática, por vibración y por amasado, o una combinación de éstas en la mayoría de los casos.

Es por ello que para controlar la compactación en el campo se recurre a un parámetro que relaciona el peso específico seco que se alcanza en el terraplén con el peso específico seco máximo obtenido en el laboratorio con el Proctor correspondiente, usado como patrón.

### **Grado de compactación**

$$G_c = \frac{\gamma_{d-\text{terraplén}}}{\gamma_{d-\text{máx}}} * 100 \quad [1.9]$$

Al igual que los conceptos de humedad óptima y peso específico seco máximo, el grado de compactación requiere referirlo a un patrón de laboratorio: Proctor Estándar o Modificado.

#### **1.7.11 Control de compactación en el campo**

El control de compactación en el campo, como parte del control de calidad del terraplén compactado, consiste en alcanzar un grado de compactación en un rango de humedades fijado, para garantizar las propiedades mecánicas por las que se compactan, de la forma más económica.

Como quiera que la energía de compactación a utilizarse se define por el tipo de propiedad mecánica a mejorar (“preseros”), el grado de compactación se





fija en función de la importancia económica del terraplén compactado y con relación al patrón de compactación a utilizarse en el laboratorio.

*El control de compactación de las presas de tierra debe basarse alcanzar: primero, el rango de humedades de compactación exigido por el proyecto y segundo, el grado de compactación.*

“Preseros”

$$\left. \begin{array}{l} \omega_{\text{ópt}} - 2\% \leq \omega \leq \omega_{\text{ópt}} + 2\% \\ G_c \geq 95\% \end{array} \right\} \text{ Proctor Estándar}$$





## 2 METODOLOGIA

Para complementar el objetivo de este trabajo de graduación, que es decidir sobre la utilización de geotextiles como filtros en los drenes de las presas de tierra homogénea del Proyecto PACALORI, se requiere realizar ensayos de laboratorio de suelos, que están normados por instituciones internacionales y además, proceder a la realización de pruebas de laboratorio capaces de evaluar los geotextiles en condiciones similares a las que se verán sometidos en el periodo de vida útil de las presas (50 años).

Por ello, debemos caracterizar los suelos que constituirán las cortinas de las presas de tierra homogénea del proyecto PACALORI, los que deberán ser protegidos por los geotextiles, que actúan como filtros, para evitar el fallo por sifonamiento mecánico así como la oclusión de los mismos.

Para ello se tomaran muestras representativas de los suelos que constituyen el posible préstamo de la presa Chojampe 2 y se le realizaran los siguientes ensayos físicos y mecánicos estudiados en la mecánica de suelos:

- Obtención de la muestra
- Humedad natural
- Granulometría (cribado)
- Límites de consistencia: límites líquido y límite plástico
- Gravedad específica,  $G_s$
- Compactación tipo Proctor: Proctor Estándar
- Preparación de las muestras para las pruebas de evaluación de los geotextiles.

Además, se realizaran pruebas, no normadas para evaluar los geotextiles como filtros, los que deberán evitar el fallo por sifonamiento mecánico del material compactado de la cortina de la presa Chojampe 2 y la oclusión de los geotextiles por la emigración de finos producidos por el flujo de filtración.

### 2.1 Proceso de toma y obtención de muestras.

En la etapa de factibilidad los estudios geológicos mostraron la posible explotación de los préstamos en cuatro zonas cercanas al embalse de la presa





Chojampe 2, las que fueron caracterizadas mediante calicatas superficiales de hasta tres metros de profundidad. Para la etapa de diseño definitivo se decidió, por distancia de transportación y accesibilidad utilizar el posible préstamo denominado C3 en la etapa de factibilidad. A este posible préstamo se le realizaron 12 trincheras, de hasta 6m de profundidad, a fin de evaluar el material de las mismas para la construcción de la cortina así como definir la existencia de los volúmenes de préstamo requerido.

Nombre	Calicata	Humedad (%)	LI (%)	LP (%)	IP (%)	Arenas (%)	Finos (%)	clasificación SUCS	Proctor Estándar		
									$P_{d-max}$ $gr/cm^3$	$\omega_{opt}$ (%)	Gs
CHOJAMPE 2	C1	48,8	67,0	45,2	21,8	2	98	MH	1,1	49,2	2,7
	C2	46,9	75,4	46,0	29,4	3	97	MH	1,2	46,1	2,7
	C3	49,9	75,7	46,6	29,1	1	99	MH	1,2	47,0	2,7
	C4	45,6	66,8	43,7	23,1	4	96	MH	1,3	39,8	2,7

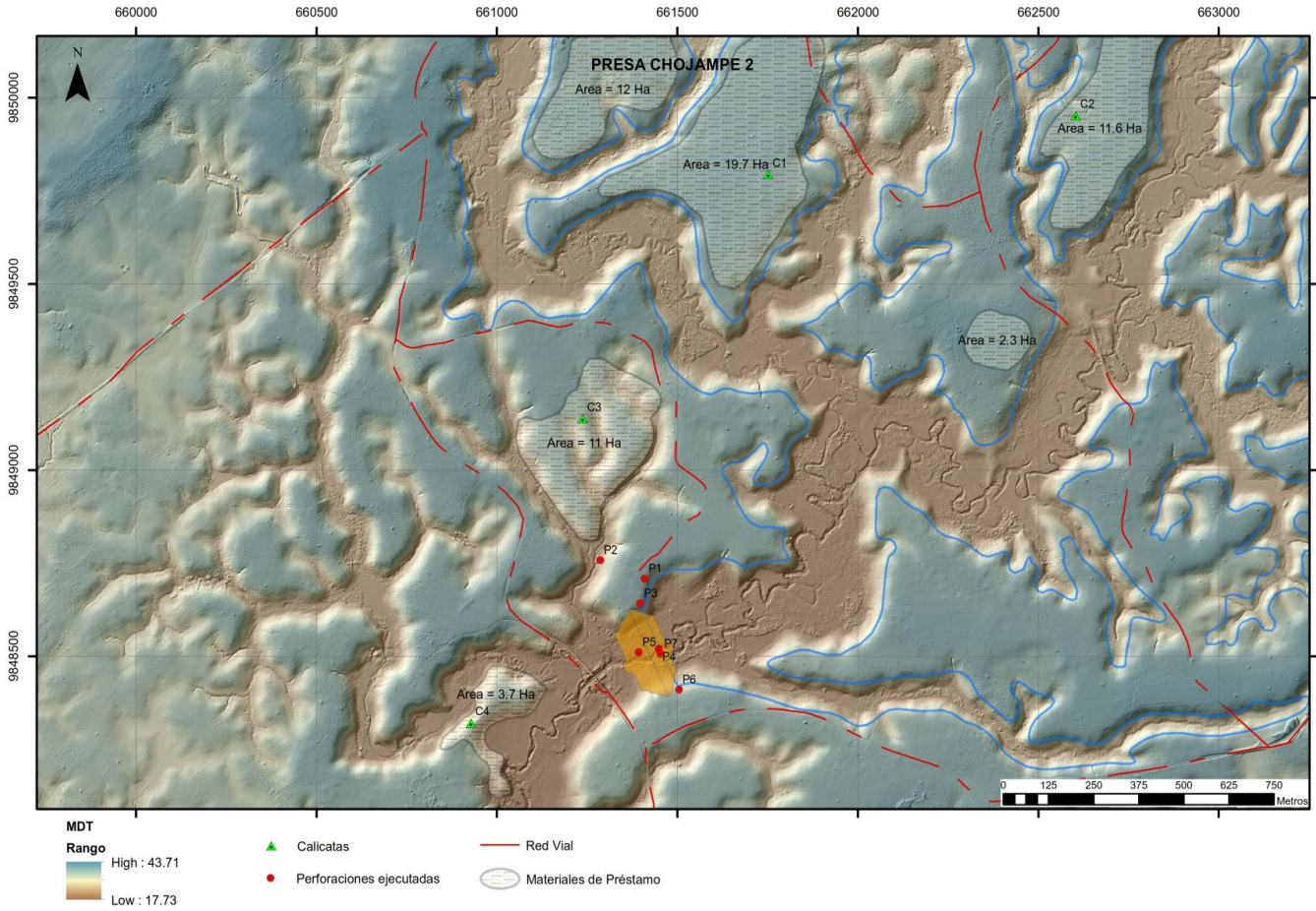
**Tabla 2. 1 Propiedades del suelo para la presa de Chojampe.**

Por la homogeneidad de los suelos obtenidos en estas trincheras entre dos y seis metros de profundidad, los que en su mayoría pasan el tamiz # 200 más del 90%, el proyecto definitivo plantea como procedimiento constructivo: la excavación, carga con retroexcavadora: el transporte, con volqueta; el esparcido en capas, con motoniveladora y la compactación de las capas, con compactador pata de cabra. . Todo este proceso constructivo produce una mezcla del suelo, por lo que las muestras ensayas en el laboratorio serán obtenidos de la mezcla de los materiales excavados entre 2 y 6 m de profundidad, correspondiente al trinchera número 3, del posible préstamo C-3.

En la siguiente Figura 2.1 se muestra en planta el embalse Chojampe 2 y la ubicación de la zona de préstamo estudiada C-3, de donde hemos obtenido la muestra de la trinchera 3.







**Figura 2. 1 Ubicación de las calcatas realizadas para la presa de Chojampe 2**







## 2.2 Metodología de los ensayos realizados en el laboratorio.

Los diferentes ensayos a realizar, sirven para la caracterización de un determinado tipo de suelo depende de ciertas condiciones y criterios que se tengan acerca del comportamiento de éstos.

Los ensayos realizados siguen los procedimientos y métodos estandarizados sugeridos en la norma ASTM y la AASHTO, con la excepción del ensayo con los geotextiles que no está normado,

### 2.2.1 Humedad natural

Se conoce como humedad natural o contenido de agua de un suelo, a la relación que existe entre el peso de esta y el peso de la fase solida del suelo, que se la puede expresar en porciento de la siguiente manera;

$$\omega(\%) = \frac{w_w}{w_s} \times 100 \quad [2.1]$$

Dada la muestra, se pesa para tener  $w_m$ . A continuación se seca al horno durante 24 horas y  $105^\circ\text{C}$  y se vuelve a pesar, para tener  $w_s$ . Ahora  $w_w = w_m - w_s$ , con lo cual la humedad queda determinada.

Donde:

$\omega$ = Humedad del suelo en porcentaje.

$w_w$ =Diferencia entre el peso húmedo y el peso seco del suelo

$w_m$ .=Peso del suelo húmedo.

$w_s$ =Peso del suelo seco.

El procedimiento para la determinación de la humedad natural viene dado por la norma ASTM D2216-80.

Las necesidades de equipo para la prueba se desprenden fácilmente de la anterior descripción.





### 2.2.2 Granulometría (cribado)<sup>15</sup>

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en por ciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas el procedimiento más expedido es el del tamizado. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica.

El análisis granulométrico por cribado, es un proceso que consiste en agitar o sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas, este ensayo se realiza según la norma ASTM D422.

1. Se toma una muestra del suelo por cuarteo y se seca en el horno a una temperatura de 105° por 24 horas.
2. Se pesa alrededor de 2000 gr de suelo seco.
3. Pasar el suelo por el tamiz N° 200, lavándolo con agua, las veces que sean necesarias hasta que esta quede aparentemente limpia.
4. Llevar al horno el material que retiene el tamiz N° 200, a una temperatura de 105° durante 24 horas.
5. Una vez seca la muestra se realiza el análisis granulométrico, utilizando los tamices #10, #40, #100, #200 y el fondo.
6. El juego de tamices lo colocamos de manera progresiva sobre el agitador mecánico.
7. Terminado el periodo de vibración. Pénsese el material retenido en cada malla, cuidando que ninguna partícula quede adherida en sus entramados. Se obtiene así los porcentajes retenidos parciales, referidos al peso total de la muestra. Estos porcentajes, sumados a los de todas las mallas mayores, dan el porcentaje retenido total hasta esa cierta malla, cuyo complemento a 100% es el porcentaje de suelo menor que

---

<sup>15</sup> Eulalio Juárez Badillo, Fundamentos de la mecánica de suelos, Metodología de ensayos de Laboratorio, 2005. Editorial Limusa S.A. México.





la abertura de tal malla, con tales datos puede dibujarse la curva acumulativa.

### **2.2.3 Límites de consistencia o de plasticidad.**

La plasticidad es la propiedad o capacidad de los suelos de deformarse hasta cierto límite, sin llegar a romperse. Esta propiedad nos da el comportamiento del suelo en diferentes épocas.

Los límites de plasticidad deben determinarse en la fracción del suelo menor que la malla # 40. Si el espécimen es arcilloso, es preciso que nunca haya sido secado a humedades menores que su límite plástico aproximadamente.

El procedimiento seguido para la determinación del límite plástico fue según la norma ASTM D4318, y la AASHTO T90-70 y para la determinación del límite líquido la norma ASTM D-4318 y la AASHTO T89-68.

El equipo necesario para la determinación de estos parámetros es:

- Una copa de Casagrande con ranurador laminar.
- Una balanza con precisión de dos decimales (0,01)g
- Un horno de temperatura constante, comprendida entre 105 y 110 °C.
- Placa de vidrio.
- Cápsulas de porcelana.
- Espátulas y demás equipo obligado.

#### ***Límite líquido (L.L).***

El límite líquido se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia de estado líquido a plástico.

1. Tómese unos 100gr de suelo húmedo y mézclese con una espátula, añadiendo agua destilada si es preciso, hasta que adopten una consistencia suave y uniforme.
2. Colóquese una porción de esta pasta en la copa de Casagrande, con un espesor máximo de 1 cm y hágase con el ranurador apropiado la ranura correspondiente (Figura 2.2); el ranurador deberá mantenerse en todo el recorrido normal a la superficie inferior de la copa.





3. Acciónese la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesario para que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1.27cm (0.5”). La ranura deberá cerrarse por flujo del suelo y no por deslizamiento del mismo respecto la copa.
4. Una vez hecho esto vuélvase a mezclar el suelo en la copa, con la espátula, repitiéndose las etapas (2) y (3) dos veces más, si el número de golpes necesario para el cierre de la ranura es consistentemente el mismo en las tres ocasiones.  

Si alguno de esos números resulta muy diferente de los otros, repítanse una cuarta vez las etapas (2) y (3). Así se tiene un número de golpes correspondiente a un cierto contenido de agua del suelo. Entre dos determinaciones, el número de golpes no debe diferir en más de un golpe.
5. Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes, comprendido entre 6 y 35 golpes, tómese 10gr de suelo, aproximadamente, de la zona próxima a la ranura cerrada y determínese su contenido de agua de inmediato.
6. Repítase las etapas (2) a (5) teniendo el suelo otros contenidos de agua. Para humedecer el suelo, úsese un gotero, remoldeando la pasta hasta que el agua añadida quede uniformemente incorporada. Para secar el suelo, úsese la espátula, remezclándolo de modo que se produzca evaporación; en ningún caso se secará la muestra en un horno o sometiéndola a ningún proceso de evaporación violenta. De esta manera deberán tenerse, como mínimo, cuatro valores del número de golpes correspondientes a cuatro diferentes contenidos de agua, comprendidos entre los 6 y los 35 golpes. Cada valor estará obtenido, como se dijo en el punto (4) de, por lo menos, tres determinaciones sucesivas.
7. Dibújese una gráfica (curva de fluidez) con los contenidos de agua y los números de golpes correspondientes, los primeros como ordenadas en escala natural y los segundos como abscisas, en escala logarítmica (Figura 2.3). Esta curva debe considerarse como una recta entre los 6 y



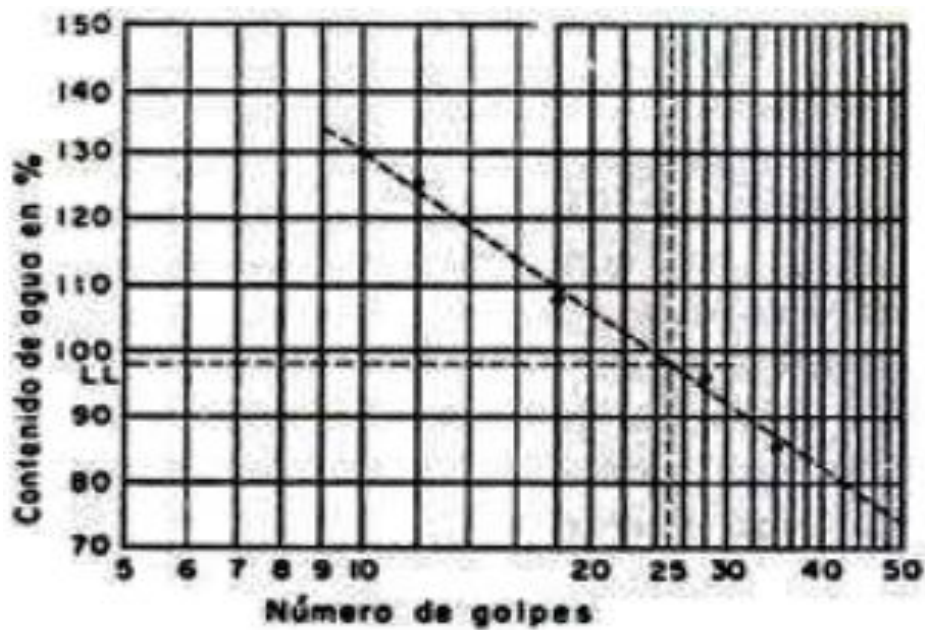


Universidad de Cuenca

35 golpes, la ordenada correspondiente a los 25 golpes será el límite líquido.



**Figura 2. 2 Ensayo del límite líquido “casa grande”**



**Figura 2. 3 Determinación del límite líquido en la curva de flujo.**





### **Límite plástico (L.P).**

El límite plástico se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para la cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico.

1. Mézclase perfectamente alrededor de 15 gr de suelo húmedo.
2. Dar vueltas en círculos el suelo sobre una placa de vidrio o metal con la mano, hasta alcanzar un diámetro de 3mm (1/8”).
3. Repítase el paso número 2 hasta que el cilindro presente señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro de 3mm.
4. Al llegar al límite señalado en el punto 3, determínese el contenido de agua de una parte de cilindro correspondiente.
5. Repítase los pasos (2) a (4) dos veces más, para obtener tres valores. El límite plástico del suelo será el promedio de las tres humedades.

### **Índice de plasticidad (I.P).**

Se denomina índice plástico o índice de plasticidad a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentre en estado plástico.

$$IP = LL - LP \quad [2.2]$$

En donde:

$IP$  =Índice de Plasticidad

$LL$  =Limite líquido

$LP$  =Limite Plástico

#### **2.2.4 Gravedad específica<sup>16</sup>**

La gravedad específica está definida como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4 grados centígrados. Se representa la Gravedad Específica por  $G_s$ , y también se puede calcular utilizando cualquier relación de peso de la sustancia a peso del agua siempre y cuando se consideren volúmenes iguales de material y agua.

---

<sup>16</sup> Eulalio Juárez Badillo, Fundamentos de la mecánica de suelos, Metodología de ensayos de Laboratorio, 2005. Editorial Limusa S.A. México.





$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad [2.3]$$

En donde:  $\gamma_s$  = peso específico de los sólidos, en  $\text{gr}/\text{cm}^3$  .

$\gamma_w$  = peso específico del agua a  $4^\circ \text{C}$ , en  $\text{gr}/\text{cm}^3$ .

El valor de la gravedad específica es útil para calcular la relación de vacíos de un suelo y para graficar la recta de saturación máxima en el ensayo de compactación Proctor Estándar.

En este ensayo se determina la gravedad específica del suelo ya que es parámetro muy importante para los análisis posteriores en la compactación y la gráfica de la curva de saturación.

Para este ensayo es usado el material pasante en el tamiz N° 40 y se ensaya mediante el procedimiento propuesto por la ASTM D854-58. En la que la humedad con la que se inicia es la humedad natural del suelo.

#### Equipo

- Un matraz aforado de cuello largo, de  $500 \text{ cm}^3$  de capacidad.
- Agua destilada
- Un dispositivo de succión neumática capaz de producir el grado de vacío necesario
- Dispositivo para calentar agua con temperatura controlable
- Balanza electrónica de precisión 0,01 gr.
- Un horno de secado
- Un desecador
- Un batidor mecánico
- Un termómetro con aproximación de 0,1 grados centígrados, graduado hasta 50 grados centígrados
- Gotero
- Embudo de vidrio de conducto largo







### **Calibración del matraz**

1. Determínese el peso del matraz seco y limpio con una aproximación de 0,01 g ( $W_m$ ).
2. Llénese el matraz con agua a temperatura ambiente, hasta 0,5 cm debajo de la marca de enrase aproximadamente, y déjese reposar durante unos minutos.
3. Mídase la temperatura del agua contenida en el matraz, colocando el bulbo del termómetro en el centro del matraz.
4. Con un cuentagotas, complete el volumen del matraz con agua destilada de modo que la parte inferior del menisco coincida con la marca de enrase.
5. Séquese cuidadosamente el interior del cuello del matraz con un papel absorbente enrollado, respetando el menisco.
6. Pésese el matraz lleno con una aproximación de 0.01 g. ( $W_{mw}$ ).

### **Método de prueba en suelos arcillosos**

- 1 Se pesa suelo húmedo en cantidad suficiente como para tener aproximadamente 80 gr de sólidos ( $W_s$ ).
- 2 Se coloca el suelo en un recipiente y se añade agua, mezclando, hasta obtener una pasta suave
- 3 Se coloca la pasta en una batidora con agua destilada, hasta formar aproximadamente 250 cm<sup>3</sup> de una suspensión uniforme, para lo cual basta un periodo de 15 minutos de agitación
- 4 Se llena el matraz con agua destilada a la temperatura ambiente, hasta 0,5 cm bajo la marca de enrase aproximadamente, y se deja reposar durante unos minutos
- 5 Se mide la temperatura del agua contenida en el matraz, con una aproximación de 0,1 °C, colocando el bulbo del termómetro en el centro del matraz
- 6 Con un cuenta gotas se completa el volumen del matraz con agua de modo que la parte inferior del menisco coincida con la marca de enrase







- 7 Se seca cuidadosamente el interior del cuello del matraz con un papel absorbente enrollado, respetando el menisco
- 8 Se pesa el matraz lleno, con aproximación de 001 g ( $W_{mws}$ ).
- 9 Se repiten las etapas 5 a 8ª la misma temperatura, aproximadamente, con que se haya trabajado la primera vez
- 10 Se transfiere toda la suspensión a un recipiente para realizar baño maría y luego se seca el conjunto a 105 - 110 °C. El secado se prolongara 12 h

La gravedad especifica queda determinada con la siguiente formula.

$$G_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} - W_{mws}} \quad [2.4]$$

**Dónde:**

$W_s$ : Masa del suelo seco.

$W_{mw}$ : Masa del matraz más agua.

$W_{mws}$ : Masa del matraz más agua más suelo después del baño María.

**2.2.5 Ensayo de compactación tipo Proctor.<sup>17</sup>**

El ensayo de Proctor Estándar se realiza para determinar la humedad óptima de compactación y la densidad seca máxima del material, para una energía de compactación.

$$E_c = \frac{W * h * n * N}{V} = \frac{5.5lb * 1pie * 3 * 25}{\frac{1}{30pie^3}} = 12375 \frac{lb - pie}{pie^3}$$

**Dónde:**

$W$  = peso del pisón o martillo = 5.5 Lb

$h$  = altura de caída del pisón o martillo = 1 pie

$n$  = número de capas = 3

$N$  = número de golpes/capas = 25

---

<sup>17</sup> Eulalio Juárez Badillo, Fundamentos de la mecánica de suelos, Metodología de ensayos de Laboratorio, 2005. Editorial Limusa S.A. México.





$$V = \text{Volumen del Molde} = \frac{1}{30\pi e^3}$$

El ensayo se basa en la norma ASTM D698-91.

1. Se toma 2.5 kg de la muestra con humedad natural y se retira de la misma el material que no pasa el tamiz #4
2. Determínese y regístrese el peso del molde Proctor teniendo colocada su placa de base.
3. Se mezcla la muestra con agua suficiente para obtener una mezcla ligeramente húmeda, que aún se desmorone cuando se suelte después de ser apretada en la mano.
4. Se divide la muestra en el número requerido de porciones, una por cada capa que vaya a usarse, aproximadamente iguales, que se pondrán en el cilindro, compactando cada capa con el número correspondiente de golpes requeridos, dados con el correspondiente pisón.
5. Cuidadosamente se quita la extensión del molde y se enraza la parte superior del cilindro con la regla metálica
6. Se determina y registra el peso del cilindro, con la placa de base y el suelo compactado
7. Se retira el suelo del molde y se procede a obtener el contenido de agua de dos muestras representativas, de unos 100 g, una obtenida de un nivel cercano al superior y otra de una parte próxima al fondo
8. Repítase el procedimiento anterior con un contenido de agua en el suelo ligeramente mayor y así sucesivamente hasta que se hayan obtenido, por lo menos, dos puntos en la gráfica de compactación que se sitúen arriba de la humedad óptima.
9. Dibújese los resultados obtenidos en una gráfica que tenga como abscisas, los diferentes contenidos de agua resultantes y como ordenadas los pesos específicos seco (curva de compactación). Además, se dibujó la curva de saturación de acuerdo a la gravedad específica del suelo,  $G_s$  mediante la expresión 2.4 ver figura 2.4.

La curva de compactación Proctor Estándar se obtendrá con los siguientes valores, dados por la Norma ASTM 648.





Para el ensayo Proctor estándar se aplica la energía específica dada por:

$$E_c = \frac{W * h * n * N}{V} = \frac{5.5lb * 1pie * 3 * 25}{\frac{1}{30}pie^3} = 12375 \frac{lb - pie}{pie^3} \quad [2.5]$$

Dónde:

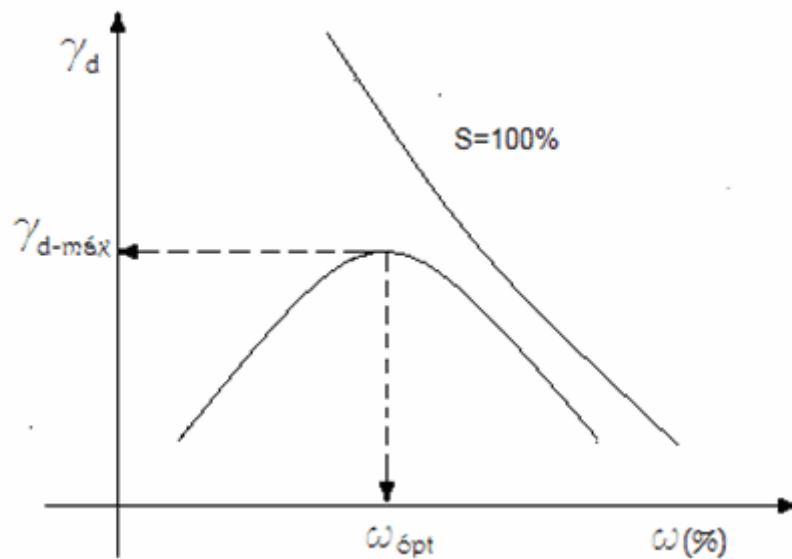
$W$  = peso del pisón o martillo = 5.5 Lb=24.4N

$h$  = altura de caída del pisón o martillo = 1 pie=0.3048m

$n$  = número de capas = 3

$N$  = número de golpes/capas = 25

$V$  = Volumen del Molde =  $\frac{1}{30}pie^3 = 591 \frac{m}{m^3}$



**Figura 2. 4 Variación del peso específico seco con respecto a la humedad para una energía de compactación**

### 2.2.5 Metodología de la prueba para evaluar los geotextiles.

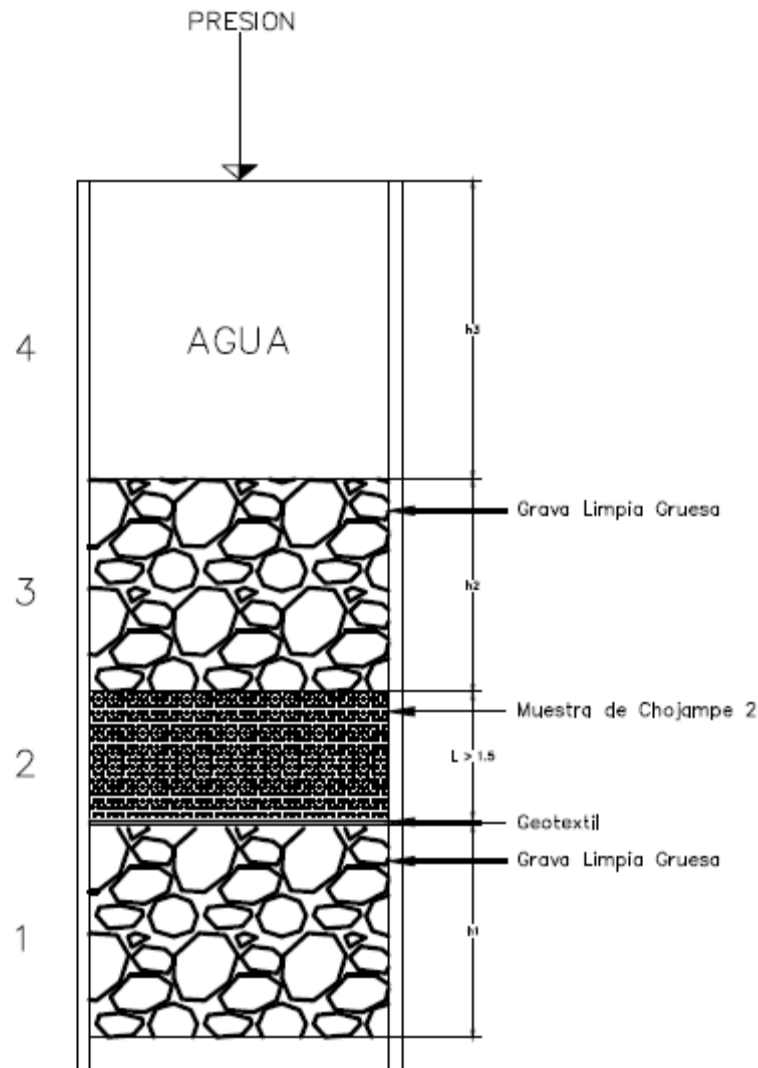
El objetivo de esta prueba es evaluar los geotextiles como filtros en la presa de tierra del proyecto PACALORI. El geotextil debe evitar que las partículas del material protegido emigren a través de él por la acción de la fuerza de filtración (gradiente hidráulico) y con ello evitar el sifonamiento mecánico. Además, el geotextil no puede ocluirse por la emigración de partículas, ya que no cumpliría





la condición que requieren los filtros que es ser más permeable que el material protegido, a fin de garantizar que el agua fluya hacia él y con ello disipar las presiones de poros.

El equipo utilizado se muestra en el esquema dado en la figura:



**Figura 2. 5 Detalles del equipo utilizado para los ensayos.**

$h_1$  = Espesor de la primera capa de grava.

$h_1$  = Espesor del suelo compactado  $L \geq 1.5$

$h_2$  = Espesor de la segunda capa de grava.

$h_3$  = Altura de agua

El procedimiento de la prueba consiste en:





1. Colocar en el fondo del recipiente del permeámetro un espesor de grava gruesa redondeada y limpia (sin finos) de alta permeabilidad, que pase la malla  $\frac{3}{4}$ " y se retenga en la #4.
2. Colocar el geotextil a ensayar acomodado sobre la grava; sellar los bordes con silicón.
3. Colocar la muestra de suelo compactado con la humedad y densidad seca que se espera alcanzar en el terraplén compactado de la presa.- El espesor de la muestra compactada debe ser mayor de 1.5 ( $L \geq 1.5$  cm), luego sellar los bordes con silicón.
4. Colocar sobre la muestra compactada una capa de grava gruesa en las mismas condiciones de la primera capa.- colocar al menos un espesor de 3cm.
5. Colocar agua en el recipiente y aplicar presión a la misma mediante un compresor.
6. Medir la presión aplicada. Esta presión expresada mediante una altura de agua, nos permite calcular el gradiente hidráulico sobre la muestra.

$$i = \frac{h}{L} \quad [2.6]$$

Donde:

i=gradiente hidráulico

h= altura de agua

L = longitud de la muestra compactada.

7. Medir el volumen de agua en la unidad de tiempo para los diferentes gradientes hidráulicos aplicados.
8. Observa la turbidez y la emigración de partículas en la probeta.

Nota.- un incremento brusco del gasto de filtración o la observación de partículas en la probeta, son reflejo de la ruptura del geotextil.





### 3 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS.

#### 3.1 Resultados de los ensayos físicos y mecánicos.

Las características físicas y mecánicas del suelo mezclado de la trinchera número 3 del posible préstamo C-3 de la presa Chojampe 2, una vez realizado los ensayos de humedad natural, granulometría, límites de consistencia y Proctor Estándar se muestra en la Tabla 3.1.

CALICATA	TRINCHERA	HUMEDAD NATURAL	$G_s$	GRANULOMETRÍA		LÍMITE DE CONSISTENCIA			PROCTOR ESTANDAR	
				Arena %	Finos %	LL %	LP %	IP %	$\omega_{opt}$ %	$\rho_{d-max}$ (kg/m <sup>3</sup> )
C-3	T-3	41.96	2.77	5.92	94.08	81.33	65.62	15.71	45.5	1225

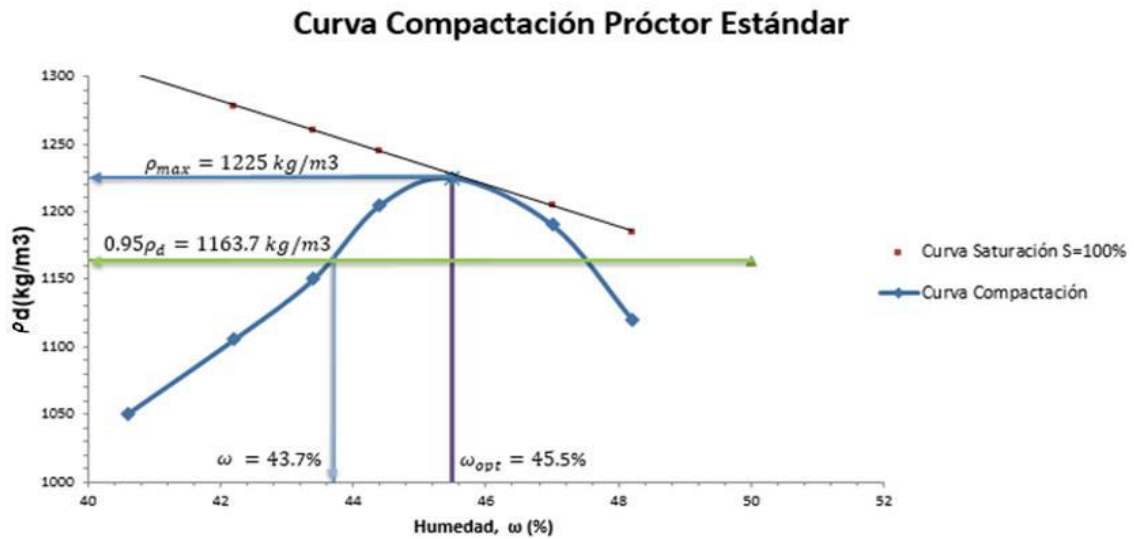
**Tabla 3. 1 Resultado de los ensayos físicos y mecánicos.**

Tomando en cuenta todos los parámetros obtenidos de los análisis descritos anteriormente y basándose en la clasificación de la SUCS el suelo es del tipo MH, correspondiendo a un limo elástico arenoso.

Los resultados del ensayo de compactación Proctor Estándar, realizado a una muestra del referido suelo, se muestran en la Figura 3.1, donde se observa los valores de densidad seca máxima,  $\rho_{d-max} = 1225 \frac{kg}{m^3}$ , y humedad optima,  $\omega_{opt} = 45.5\%$ , ya señalados en la Tabla 3.1.

Tomando en cuenta que las cortinas de las presas de tierra del Proyecto PACALORI, serán construidas con energías de compactación de campo bajas, equivalentes a la energía de compactación de laboratorio del Proctor Estándar, las muestras para evaluar los geotextiles como filtros, se compactaran con humedades y densidades en el rango de humedades económicas, para alcanzar grados de compactación mayores al 95% de la energía del Proctor Estándar.





**Figura 3. 1 Curva de compactación y curva de saturación para el suelo de Chojampe 2.**

### 3.2 Resultados de la prueba a los geotextiles

Para esto se tomaron 3 tipos de geotextiles no tejidos, utilizados comúnmente en el Ecuador como filtros de los subdrenes de carreteras. La diferencia entre ellos es el espesor y su permeabilidad. Los ensayados fueron fabricados por la empresa AMANCO, que se comercializan en el Ecuador. El más fino y más permeable de denomina NT-1400, ensayándose también el NT-1600 y el NT 1800; siendo éste último el más grueso y menos permeable.

Geotextil NT-1400, 1600 y 1800

Los resultados del gasto de filtración obtenidos para diferentes gradientes hidráulicos, en cada uno de los Geotextiles se analizaron se muestran en las siguientes, Tablas (3.2; 3.3 y 3.4).

#### Geotextil NT-1400

La muestra de suelo ensayada se compactó en las siguientes condiciones:

$$\omega = 42\%$$

$$\rho_f = 1234.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$



La longitud de la muestra para la prueba del Geotextil NT-1400 fue de  $L=2\text{cm}$ .

Los resultados se muestran en la Tabla 3.2.

Altura de agua sobre la muestra	Gradiente hidráulico $i$	Tiempo, t Minutos	Volumen de agua, V ( $\text{cm}^3$ )	Gasto de filtración $q = \frac{V}{t} \left(\frac{\text{cm}^3}{\text{min}}\right)$	Observaciones
0.5	28	60	7	0.12	Agua limpia
1	53	60	7	0.12	Agua limpia
5	253	50	8	0.16	Agua limpia
10	503	50	8	0.16	Agua limpia
15	753	40	10	0.25	Agua limpia
20	1003	10	-----	-----	Agua turbia con partículas

**Tabla 3. 2 resultados de los ensayos en el geotextil NT-1400 variando el gradiente hidráulico.**

Al aplicarse al geotextil NT-1400 un gradiente hidráulico de  $i = 1003$ , se observó en la probeta partículas del suelo ensayado y un incremento rápido del gasto de filtración.

Lo anterior muestra que ha dicho gradiente hidráulico se produce el sifonamiento mecánico del suelo por la ruptura del geotextil y la formación de un hueco tal y como se observa en la Foto 3.1.







**Foto 3. 1 Hueco en la muestra del ensayo correspondiente al geotextil NT-1400 y foto del ensayo.**

### **Conclusión.**

Evidentemente, el geotextil NT-1400 puede ser utilizado satisfactoriamente como filtro en las presas de tierra del Proyecto PACALORI, ya que los gradientes hidráulicos a los que se verán sometidos en los drenajes de dicho Proyecto no serán mayores a  $i = 0.29$ , según cálculos del PROMAS en la Etapa de Diseño Definitivo.

Ninguna presa de tierra homogénea se ve sometida a gradientes hidráulicos similares en que falló el geotextil NT-1400.

### **Geotextil NT-1600.**

La muestra de suelo ensayada se compactó en las siguientes condiciones:

$$\omega=43\%$$

$$\rho_f = 1530 \frac{kg}{m^3}$$

La longitud de la muestra para la prueba del Geotextil NT-1600 fue de  $L=1.7cm$ .





Altura de agua sobre la muestra	Gradiente hidráulico $i = h/L$	Tiempo, t minutos	Volumen de agua, V ( $cm^3$ )	Gasto de filtración, $q = \frac{V}{t} \left(\frac{cm^3}{min}\right)$	Observaciones
0,5	33	60	5	0,08	Agua limpia
1	63	60	5	0,08	Agua limpia
5	298	60	5	0,08	Agua limpia
10	592	50	6	0,12	Agua limpia
15	886	50	6	0,12	Agua limpia
20	1181	50	6	0,12	Agua limpia

**Tabla 3. 3 Resultados de los ensayos en el geotextil NT-1600 variando el gradiente hidráulico.**

**Geotextil NT-1800.**

La muestra de suelo ensayada se compactó en las siguientes condiciones:

$$\omega = 43\%$$

$$\rho_f = 1530 \frac{kg}{m^3}$$

La longitud de la muestra para la prueba del Geotextil NT-1600 fue de L=1.9cm.

Altura de agua sobre la muestra	Gradiente hidráulico $i = h/L$	Tiempo, t minutos	Volumen de agua, V ( $cm^3$ )	Gasto de filtración, $q = \frac{V}{t} \left(\frac{cm^3}{min}\right)$	Observaciones
0,5	30	80	3	0,04	Agua limpia
1	56	60	3	0,05	Agua limpia
5	267	60	4	0,07	Agua limpia
10	530	60	4	0,07	Agua limpia
15	793	50	5	0,10	Agua limpia
20	1056	50	5	0,10	Agua limpia

**Tabla 3. 4 Resultados de los ensayos en el geotextil NT-1800 variando el gradiente hidráulico.**





## **Conclusión**

En las pruebas realizadas con muestras de suelo compactado para evaluar los Geotextiles NT-1600 y NT-1800, no se observó la migración de partículas a través de los mismos y por ende, tampoco se produjo la ruptura de los geotextiles como sucedió con el NT-1400, aun cuando se emplean gradientes similares mayores de 1000.





## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones.

- Como observamos en las Tablas 3.2 ; 3.3 y 3.4, los geotextiles NT 1-400; NT-1600 y NT-1800 resisten elevados gradientes hidráulicos sin que se produzca, en el material protegido que constituirá la cortina de la presa Chojampe 2, sifonamiento mecánico, aun cuando los gradientes hidráulicos ensayados  $i > 1000$  , son extremadamente superiores a los que existirán en la presa durante su operación. Incluso, el geotextil NT-1400, que fue el menos satisfactorio, porque se produjo la ruptura del mismo a un gradiente hidráulico de  $i = 1003$ , sirve como filtro de la presa.
- Los resultados de las pruebas de laboratorio obtenidas utilizando los geotextiles no tejidos como filtro, para proteger los suelos finos que constituirán la cortina de la presa Chojampe 2 muestran que los mismos pueden ser utilizados como parte de los drenajes que se han diseñado en la sección de presa de tierra homogénea de dicha presa.

### Recomendaciones

- Importancia económica de las presas, su vida útil de 50 años y los costos de reparación de los drenes se recomienda utilizar el más resistente, aunque sea el menos permeable, ya que las pruebas demuestran que la permeabilidad del Geotextil NT'1800 es satisfactoria.
- Por lo similar que son los suelos con los que construirán las presas de tierra homogénea del Proyecto PACALORI; se recomienda utilizar como filtro de los drenes diseñados en estos, el geotextil NT-1800, por las mismas razones que las explicadas en la recomendación anterior.





<sup>1</sup> . Rolando Armas Novoa, Criterios para diseñar presas de tierra: prioridad y secuencia, Dpto. Ingeniería Civil. ISPJAE, Habana 19390. Cuba.

<sup>2</sup> Ingeniería hidráulica en México Vol. XX, núm. 2, Cuadro 7 pp. 82-87 abril junio del 2005

<sup>3</sup> Eulalio Juárez Badillo, Fundamentos de la mecánica de suelos, Capitulo XIV, 2005. Editorial Limusa S.A. México.

