



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"**

**"LOS GEOTEXILES APLICADOS A  
LA INGENIERIA CIVIL"**

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A

**GERARDO RUIZ RUIZ**

ARAGON, EDO. DE MEXICO

1987



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CIN 137  
SIST 22010



THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
LIBRARY  
1100 EAST 58TH STREET  
CHICAGO, ILLINOIS 60637  
TEL: 773-936-3200  
WWW.CHICAGO.LIBRARY.EDU



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
DIRECCION

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

GERARDO RUIZ RUIZ  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 23 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " LA APLICACION DE LOS GEOTEXTILES A LA INGENIERIA CIVIL ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Méx., junio 6 de 1985.  
EL DIRECTOR

  
LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).  
Unidad Académica.  
Departamento de Servicios Escolares.  
Asesor de Tesis.

Cordialmente expreso mi más sincera  
gratitud al Ing. José Luis Rodriguez  
Torres, quien plasmó en mi persona  
un ejemplo de disciplina y profesio-  
nialismo a seguir toda la vida,  
excelente profesor y mejor director  
de este trabajo.

A DIOS;

Gracias por haberme iluminado  
el sendero que me condujo a -  
la cima del saber.

A mis padres;

José Ruiz Soriano y Francisca  
Ruiz de Ruiz, porque gracias a  
su amor y sacrificio han lograd  
do realizar su mayor anhelo;  
lo que ahora soy.

A mis hermanos;

Ma. Antonieta, Elisa, José, Margarita,  
Guadalupe, Javier, Alberto, Carlos,  
Alejandro, Ma. del Carmen, Vicente,  
Benjamin (Q.E.P.D.) y Veronica, por su  
apoyo y cariño que siempre perdurarán  
en mi como una flama que nunca se ex-  
tinguira.

A mi esposa;

María Micaela porque a lo largo de mi  
formación profesional me ha apoyado y  
estimulado pacientemente para seguir  
siempre adelante.

A mis parientes y amigos;

Por sus sabios y buenos consejos  
que serán la guía espiritual que  
me acompañará el resto de mi vi-  
da.

A mis profesores;

Por su paciente sacrificio y  
loable misión a que se sometieron  
en mi formación profesional y su-  
peración como ser humano.

AMOR OMNIA VINCIT.

AGRADECIMIENTOS :

Hago patente mi más sincero agradecimiento al Sr. Ing. Alejandro Ramírez por su amable colaboración y disposición que siempre tuvo para conmigo.

Mi más sincera gratitud a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en particular a los señores ingenieros Alfredo Martínez Durán, Pedro Chavelas Cortés, Jorge Suárez Ruelas, Salvador Benitez Mora y Gilberto Hernández y Espinosa por sus atenciones y apoyo.

Agradezco al Colegio de Bachilleres, plantel No. 2 "Cien metros", en especial al Sr. Ing. Héctor Pérez Montiel, Director; a la Srita. Lic. Irma Vazquez Aguilar, Subdirectora; al Sr. Ing. Alfonso Montalvo Alvarado, Jefe de la academia de física; y al Sr. Lic. Emigdio Arroyo Cervantes, Jefe de la academia de matemáticas, por la oportunidad que me brindaron de transmitir los conocimientos adquiridos a mis alumnos.

C O N T E N I D O .

	Pág.
<u>CAPITULO 1.</u>	
INTRODUCCION.....	1
 <u>CAPITULO 11.</u>	
GEOTEXTILES.....	4
2.1 Generalidades.....	4
2.2 Propiedades de los geotextiles.....	7
2.2.1 Propiedades físicas.....	7
2.2.2 Propiedades mecánicas.....	9
2.2.3 Propiedades hidráulicas.....	12
2.2.4 Propiedades varias.....	13
 <u>CAPITULO 111.</u>	
NORMAS INTERNACIONALES PARA LOS GEOTEXTILES.....	16
3.1 Requisitos de especificación para geotextiles.....	16
3.1.1 Procedimientos y condiciones del medio ambiente para la especificación de pruebas.....	18
3.1.2 Métodos de prueba para obtener datos de diseño.....	22
3.1.3 Pruebas de control de calidad.....	25
3.2 Normas de calidad para drenes verticales.....	27
3.2.1 Necesidades para la especificación de drenes.....	30
3.2.2 Criterios de calidad para drenes.....	31
3.2.3 Drenes verticales de arena.....	35

CAPITULO 1V.

APLICACION DE LOS GEOTEXILES A LA INGENIERIA CIVIL....	37
4.1 Aplicación en drenes.....	37
4.1.1 Criterio de diseño de filtros.....	37
4.1.2 Criterio de diseño para filtros granulares.....	39
4.1.3 Criterios convencionales.....	40
4.1.4 Criterio de diseño para filtros con geotextiles.....	45
4.2 Aspectos respecto a la capacidad de retención.....	49
4.2.1 Determinación de la capacidad de los geotextiles para retener la descarga sólida.....	49
4.2.2 Resultados obtenidos y elementos característicos.....	51
4.2.3 Criterios para establecer las condiciones óptimas de operación de las telas.....	60
4.3 Diseño geotextil-geomembrana.....	64
4.3.1 Drenaje de líquidos y gases debajo de las geomembranas.	64
4.3.2 Drenaje bajo las geomembranas.....	65
4.3.3 Protección de geomembranas contra acciones mecánicas...	67
4.3.4 Diseño de dren con geotextil bajo una geomembrana.....	71
4.3.5 Diseño de membranas tensadas.....	72
4.4 Uso de geotextiles en construcción de presas.....	74
4.5 Aplicación como protección contra erosión.....	84

4.5.1	Estudio de bolsas de geotextil rellenas de suelo para - control de la erosión.....	84
4.5.2	Programa de pruebas en las telas.....	85
4.5.3	Evaluación de campo del sistema de protección de taludes.....	88
4.6	Aplicación en caminos no pavimentados.....	90
4.6.1	Consideraciones de diseño.....	90
4.6.2	Funciones de la tela.....	91
4.6.3	Arreglos de pruebas a gran escala.....	92
4.6.4	Pruebas de placa con geotextiles.....	93
4.6.5	Pruebas con cargas de camión,(con geotextil).....	94
4.6.6	Pruebas de carga sin tela.....	97
4.6.7	Función de la tela durante las pruebas de carga.....	98
4.6.8	Fórmula de diseño y contribución de la tela.....	99
4.6.9	Propiedades mecánicas del geotextil.....	102
4.6.10	Curvas de diseño de la muestra.....	103
4.6.11	Consideraciones de construcción.....	105
4.7	Aplicación en ferrocarriles.....	107
4.7.1	Comportamiento de los geotextiles bajo cargas simuladas de ferrocarril.....	107
4.7.2	Concepto de pruebas.....	109
4.7.3	Parámetros del suelo y del geotextil.....	111
4.7.4	Procedimiento de pruebas.....	112
4.7.5	Resultados de prueba.....	115

	Pág.	
4.7.6	Discusión de los resultados obtenidos.....	117
4.7.7	Conclusión del programa de pruebas.....	118
4.8	Aplicación en muros.....	120
4.8.1	Comportamiento de los geotextiles como refuerzo en muros.....	120
4.8.2	Muro Southampton.....	121
4.8.3	Muro Jersey.....	123
4.8.4	Muro Portsmouth.....	129
4.9	Aplicaciones especiales de los geotextiles.....	131
4.9.1	Separación, función y capacidad de carga de los geotextiles en métodos especiales de geotécnia.....	131
4.10	Aplicación de los geotextiles en México.....	135
4.10.1	Uso de los geotextiles para la construcción del terraplen sobre suelo pantanoso de la carretera Minatitlán-Coatzacoalcos.....	135
4.10.2	Características regionales.....	136
4.10.3	Estratigrafía y propiedades.....	137
4.10.4	Consideraciones de diseño.....	138
4.10.5	Procedimientos de construcción.....	139
4.10.6	Instrumentación y mediciones.....	142
4.10.7	Resultados.....	144
4.10.8	Conclusiones.....	148

	Pág.
CONCLUSION Y RECOMENDACIONES.....	150
BIBLIOGRAFIA.....	152

## C A P I T U L O I.

### INTRODUCCION.

La gran explosión demográfica ha originado problemas económicos y sociales un tanto difíciles de resolver sistemática y eficientemente, tales problemas repercuten en todos los sectores, y por ende, estos deben formar un grupo interdisciplinario para darles una solución económica y a corto plazo.

Dentro de la industria de la construcción, y en particular en las obras de beneficio social, tales como carreteras, presas de tierra y enrocamiento, vías de ferrocarril y sistemas de alcantarillado, entre otras, se ha ido llevando a cabo una transformación radical en los métodos constructivos y en algunos materiales que constituyen la obra en general.

Esta transformación se dá a consecuencia de que los materiales efectivos para la integración de la obra son escasos, muy costosos o están lejos del lugar en donde se construye; para la estabilidad y buen funcionamiento durante la construcción y después de terminada la obra.

Por tal motivo, se han llevado a cabo estudios sobre diferentes materiales, para tratar de sustituirlos por otros artificiales que cumplan con las propiedades de los primeros pero que sean más fáciles de instalar, económicos y reduzcan el costo total del proyecto. Asi, por ejemplo, la industria de los plásticos ha ido ganando terreno en la fabricación de partes automotrices que antes se hacían en metal, el uso de resinas sintéticas en lugar de vidrio, entre otros.

El contenido de este trabajo, trata de un material sintético llamado "GEOTEXTIL", el cual, es utilizado como material constitutivo en las obras civiles.

Los geotextiles se comenzaron a utilizar a principios de los años 70's como material constituyente en diversas obras de ingeniería civil. Surge de la necesidad de obtener tierras firmes en suelos blandos y de mantener la estabilidad de obras marítimas, es un compuesto polímero de gran resistencia a la tensión, que aumenta la capacidad de carga de suelos blandos para uniformizar asentamientos diferenciales, incrementa la resistencia a la descarga de sólidos finos en filtraciones de agua, estabiliza terraplenes, haciendo posible la verticalidad de éstos, entre otras múltiples aplicaciones.

En el capítulo II, "GEOTEXTILES", se presenta su definición, los tipos de geotextiles que existen y su método de fabricación. Se enuncia también el campo de aplicación y la clasificación de estos elementos como separadores de dos materiales, refuerzo de suelos de bajo valor relativo de soporte, drenaje, control de la erosión y ademes, y por último, se describen las propiedades físicas, mecánicas, hidráulicas, con sus correspondientes pruebas para determinar el grado óptimo de aplicación en las obras en las que se utilizan.

En el capítulo III, "NORMAS INTERNACIONALES PARA GEOTEXTILES", se presentan una serie de recomendaciones, experimentadas en otros países, en la aplicación del geotextil, procedimientos en el control de calidad y las condiciones ideales en el medio ambiente para llevar a cabo pruebas índices de la resistencia del geotextil para obtener datos de diseño y control de calidad.

Así mismo, se dan indicaciones de los mecanismos de prueba que deberán usarse para el ensaye de muestras de geotextil.

El capítulo IV, "APLICACION DE LOS GEOTEXTILES A LA INGENIERIA CIVIL", nos muestra una serie de ejemplos de aplicación de dicho material,

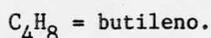
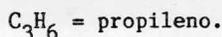
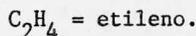
en los cuales, se mencionan las pruebas índice a que se sujetan los geotextiles en la aplicación específica a que son referidos.

## C A P I T U L O 11.

### GEOTEXTILES.

#### 2.1. Generalidades.

Los geotextiles son telas sintéticas, elásticas y resistentes que se utilizan en la ingeniería civil para reforzar los suelos. Siendo éstos manufacturados con uno o más polímeros, los cuales son compuestos derivados de otro por polimerización, es decir, se unen moléculas de un mismo compuesto para conseguir otro de peso molecular más elevado, por ejemplo, son compuestos polímeros los siguientes hidrocarburos, que teniendo la misma composición (C=85.71; H=14.29) tienen diferentes pesos moleculares;



Hay dos tipos de geotextiles, tejidos y no tejidos, los primeros son los que tienen la urdimbre bien definida, esto es, tienen los hilos paralelos de tal manera que constituyen una estructura como el de las telas comunes; los segundos son telas manufacturadas por punzonamiento, es decir, se colocan las fibras sintéticas en máquinas textiles que tienen infinidad de agujas y conforme éstas pasan van siendo desmenuzadas y presionadas para darles la consistencia del material conocido con el nombre de bajo alfombra. Dentro de los no tejidos se encuentran los termosoldados, cuya técnica de manufactura se rige por la aplicación de altas presiones a una cierta temperatura para obtener geotextiles de superfi-

cies tersas e impermeables.

Estas telas se clasifican, de acuerdo a su aplicación, de la siguiente manera:

a.-) Separación de materiales.

Los geotextiles son usados para mantener separados dos materiales diferentes. Esto es, desde luego, cuando hacen ésta tarea de una forma más económica y más fácil que otros métodos comunes; como por ejemplo:

- Separación de secciones zonificadas de diferentes materiales dentro de un terraplén o presa de tierra.

- Separación entre una base de piedra y una subrasante bajo un pavimento para aeropistas, carreteras, estacionamientos, aceras, etc.

- Separación del balasto de las vías del ferrocarril y la subrasante.

b.-) Refuerzo.

Se pretende usar a los geotextiles como refuerzo de subrasantes de bajo valor relativo de soporte. El concepto es teóricamente válido debido a que el geotextil decrece el nivel de esfuerzos en el suelo de cimentación causado por el esfuerzo cortante horizontal movilizado por las cargas verticales. Esto hace que el geotextil trabaje a tensión (similar a la acción de una varilla pretensada en concreto reforzado), lo cual distribuye la carga en un área más grande y por ésto decrece su intensidad, un decremento en el esfuerzo significa menor probabilidad de falla y menores asentamientos. Se usan como refuerzo en:

- Construcción de caminos en zonas pantanosas y depósitos compresivos.

bles en general.

- Incrementa la estabilidad de terraplenes y bordos.
- Contención de suelos que podrían deslizarse lateralmente si se dejaran sin refuerzo.
- Reducción de la propagación de una fractura cuando se usa un concreto asfáltico nuevo en un reencarpetado sobre fracturas, roturas o cualquier otro desperfecto del pavimento existente.

c.-) Drenaje.

Esta es probablemente la segunda gran área de utilización de geotex tiles, ya que el control de la permeabilidad ejercida por ellos puede ser más económica en muchas soluciones de drenaje, como ejemplo se presentan las siguientes aplicaciones como filtros:

- Prevención del movimiento de suelos finos en gravas o en tubos del sistema de subdrenaje.
- Prevención de la penetración y pérdida de un material grueso de alta permeabilidad en el suelo adyacente.
- Eliminación de la necesidad de algunos filtros graduados en la construcción de presas de tierra.
- Facilita el drenaje en muros de retención.

d.-) Control de erosión.

Las instalaciones para el control de la erosión quedan comprendidas entre dos grandes grupos; para protección de ríos y costas y para protección estructural de obras.

La función básica de las instalaciones para la protección de ríos y costas es la de minimizar la erosión del suelo inducida por la acción

del oleaje y por las corrientes a lo largo de la costa. Unos ejemplos de aplicación es cuando se usan como frontera bajo una capa de rocas, escolleras o gaviones y como protección de taludes de márgenes escarpadas.

En instalaciones para protección estructural de obras se usan como protección a la erosión del agua (por ejemplo, "lavaderos" de caminos) y como defensa de un depósito de limos, bloqueando el movimiento del suelo fino acarreado por agua o viento.

e.-) Ademes.

Los materiales de los geotextiles pueden actuar como moldes para contener a otros materiales y poder así satisfacer la forma y topografía de cualquier superficie en la cual son construídos.

## 2.2. Propiedades de los geotextiles.

En la ingeniería de suelos, la aplicación de membranas sintéticas utilizadas como refuerzo a la tensión puede ser estudiada a través de sus propiedades físicas, mecánicas, hidráulicas y otras.

La Sociedad Americana para Ensaye de Materiales (A.S.T.M.) dedica volúmenes completos al ensaye de materiales textiles y un volumen para ensaye de plásticos. Muchas de éstas pruebas, aunque no pueden usarse directamente, son una base excelente para proveer ensayos adecuados a las necesidades de la construcción.

### 2.2.1. Propiedades físicas.

- Peso: La prueba común de la A.S.T.M. para esta propiedad se designa como D-1910. El peso de la membrana se expresa por unidad de área;  $\text{Kg/m}^2$  o  $\text{Kg/m}$  o viceversa  $\text{m/Kg}$ . La determinación del peso puede hacerse

con aproximación de 0.01 % del peso del espécimen, y la longitud y el ancho suelen medirse bajo tensión cero.

- Espesor: El espesor de una membrana es la distancia entre la superficie más alta y la más baja del material, medida bajo una presión específica. El método D-1777 de la A.S.T.M. estipula que el espesor es, medido con una exactitud de por lo menos 0.001 pulg. (0.02 mm.) bajo las presiones indicadas en la tabla 2.1;

Tipo de material.	Tipo de membrana.	Presión.
suave.	cobertores, lanas, geotextiles no tejidos.	0.35-35 g/cm <sup>2</sup> .
moderado	mantas, sábanas, tapetes.	1.40-144 g/cm <sup>2</sup> .
firme.	mezclillas, fieltros, membranas de asbesto.	7-700 g/cm <sup>2</sup> .

Tabla 2.1) Guia de presiones necesarias para medir el espesor de una membrana.

Las membranas para construcción no se incluyen en la tabla debido a que el espesor se vuelve muy importante cuando se requiere en el cálculo de otra propiedad de la membrana, por ejemplo, la determinación del coeficiente de permeabilidad, requiere el espesor del espécimen a través del cual ocurre el flujo.

- Compresibilidad: El espesor de una membrana responde a la variación de una presión. En forma similar, para la prueba de compresibilidad en geotecnia, la pendiente de la curva resultante es un módulo de compresibilidad (o coeficiente). A éste último se considera un índice de propiedad física/mecánica.

### 2.2.2. Propiedades mecánicas.

Se denominan propiedades mecánicas de los geotextiles a las siguientes características: resistencia a la tensión, módulo de deformación inicial, endurecimiento o tenacidad, resistencia al rasgado, resistencia al punzonamiento y resistencia a la abrasión.

- Resistencia a la tensión: conocida como la resistencia de Grab, se mide con la prueba de resistencia usada comúnmente en textiles con los métodos D-1682 y D-751 de la A.S.T.M., en la cual solamente una parte del ancho del espécimen es sostenida entre abrazaderas y ensayado hasta la falla.

Las relaciones esfuerzo-deformación se muestran en la figura 2.1;

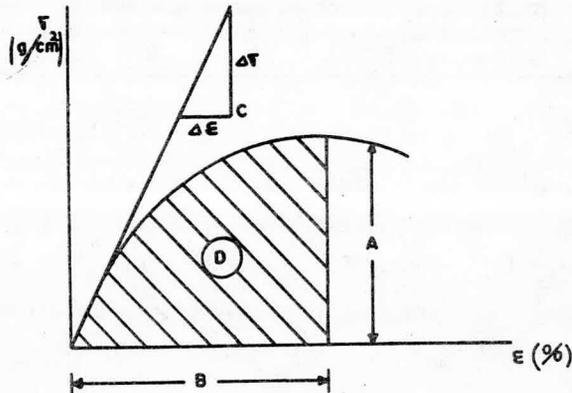


Figura 2.1) Prueba de resistencia a la tensión de Grab (A.S.T.M. 1682), curva esfuerzo-deformación.

De la figura;

A = resistencia última.

B = elongación.

C = módulo = pendiente de la curva esfuerzo-deformación =  $\frac{\Delta F}{\Delta \epsilon} = \frac{A y}{\Delta x}$ .

La resistencia a la tensión es el máximo esfuerzo que soporta la muestra de membrana.

- Deformabilidad bajo tensión (módulo de Grab); El módulo de deformación influye en la capacidad de soporte del geotextil. En la gráfica esfuerzo-deformación, el módulo de Grab es la pendiente inicial de la curva, es decir,  $\frac{\sigma}{\epsilon}$ .

- Tenacidad: Es el trabajo necesario para llevar una muestra a la falla; esto representa la capacidad del geotextil para soportar altas deformaciones y altos esfuerzos. Es el área bajo la curva de resistencia de Grab.

- Resistencia al rasgado (rasgado trapezoidal): Es la fuerza requerida para evitar la propagación de la rotura de algunas fibras del geotextil; se mide con la prueba D-2263 geotextil, de la A.S.T.M. que consiste en insertar una muestra trapezoidal de membrana en una máquina de prueba de tensión con el objeto de que las fibras sean llevadas progresivamente al rasgado; para comenzar el proceso se hace un corte inicial de 5/8 ", figura 2.2.

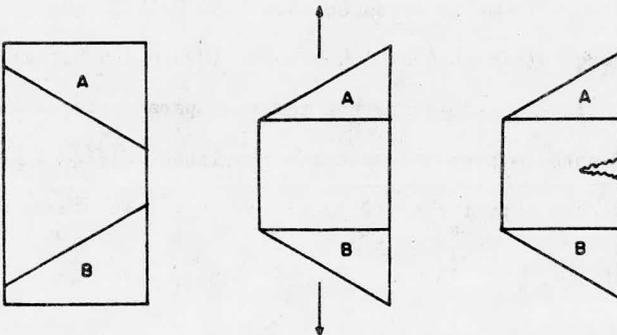


Figura 2.2) Prueba de resistencia al rasgado (A.S.T.M. 2263 geotextil).

- Resistencia al punzonamiento: Es la fuerza que se opone a la penetración de material a través del geotextil. Previene al punzonamiento que pudiera ocasionar el balasto de aristas afiladas. Previene la migración de suelos finos hacia el balasto y viceversa. La resistencia al punzonamiento se mide con la prueba de penetración (A.S.T.M. D-751), que consiste en incrustar una varilla de 5/16 " en una muestra del geotextil anclada en un molde de 1 1/2 ", figura 2.3;

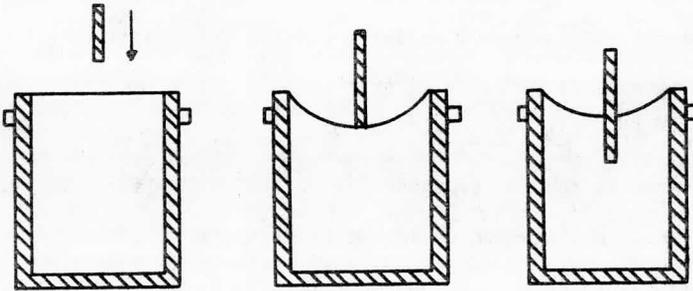


Figura 2.3) Prueba de resistencia al punzonamiento (A.S.T.M. D-751).

- Resistencia a la abrasión: Se define como la resistencia a la fricción a largo plazo. Se estudia para prevenir la formación de oquedades producidas a largo plazo por estar en contacto con el agregado. Se estudia con la prueba Tabor de abrasión, A.S.T.M. D-1175, que consiste en aplicar una carga dinámica ( $F = 100 \text{ N}$  y  $W = 1000 \text{ g.}$ ) sobre un agregado que a su vez está colocado sobre una membrana para posteriormente evaluar el procedimiento de peso del material expulsado, debido a la fricción entre una y otra superficie; al final se efectúa la prueba de Grab, figura 2.4.

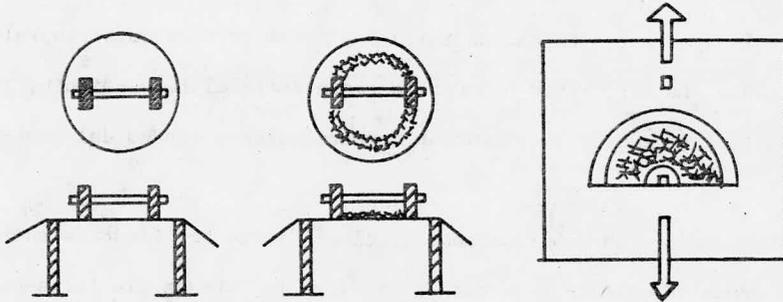


Figura 2.4) Prueba de resistencia a la abrasión (A.S.T.M. D-1175).

### 2.2.3. Propiedades hidráulicas.

Las propiedades hidráulicas que se consideran importantes para la aplicación de geotextiles en la ingeniería civil son: La permeabilidad inicial, resistencia al taponamiento y resistencia a la tubificación.

- Permeabilidad al agua: Puede estudiarse con un permeámetro de carga constante efectuando ciertas adaptaciones. Un espécimen de la membrana a probarse se coloca en una base plástica y se acomoda con otro tubo de plástico de 4.5 " de diámetro en la parte superior. El agua se introduce en la parte superior del tubo desde donde fluye hacia abajo a través de la membrana y fuera del sistema y mantiene la carga constante.

Se llevan a cabo tres pruebas con cargas de 3, 12 y 36 pulgadas, respectivamente. Los datos se grafican de manera convencional para obtener la permeabilidad de la membrana en cm/seg.

- Prueba de relación gradiente: Esta prueba designada como CW-02215 por el cuerpo de ingenieros está definida como la relación del gradiente de filtración a través de la membrana y una pulgada de suelo, al gradien

te a través de dos pulgadas adyacentes del suelo.

La prueba se lleva a cabo en el permeámetro de carga constante, el agua corre 24 hrs. antes de que se tomen los datos para calcular la relación gradiente. Es importante conocer la resistencia al taponamiento, ya que el objetivo es evitar la migración de partículas a través del geotextil.

- Resistencia a la tubificación: Si el gradiente del flujo de suelo se vuelve demasiado grande para que la membrana lo retenga, la falla de la membrana se representará haciendo una prueba de laboratorio similar a la prueba de gradiente ascendente.

#### 2.2.4. Propiedades varias.

- Resistencia a los reactivos químicos: El método D-543 de la A.S.T.M. cubre ésta área con el título "resistencia de los plásticos a los reactivos químicos".

Se trata de evaluar el comportamiento de fibras (acetato, dacrón, nylon, orlón, rayon, algodón, lana, seda, etc.) bajo una gran variedad de agentes químicos (ácido sulfúrico, ácido hidródrico, ácido nítrico, ácido hidrofúorídrico, ácido fosfórico, ácidos orgánicos, hidróxido de sódio, agentes blanqueadores, agentes abrasivos y detergentes, soluciones salinas químico-orgánicas, etc.) muchos de los cuales se emplean en diferentes concentraciones y temperaturas. Después de la exposición especificada las muestras se limpian se secan al aire y después condiciona das a 70° F y 65 % de humedad relativa durante 16 hrs..Estas muestras se someten a pruebas de resistencia a la rotura, elongación a la rotura y tenacidad para comparar sus resultados con los datos de especímenes de

control que no fueron expuestos a los reactivos químicos.

- Resistencia a la luz y a la intemperie: Esta prueba también está cubierta por la A.S.T.M. bajo el título de "intemperismo de plásticos" y se designa como D-1435. Esta es una prueba comparativa que depende del clima, estación del año, condiciones atmosféricas, etc. y como tal, sólo da un índice del comportamiento in situ a largo plazo.

Es importante, en el uso de membranas de construcción, evitar y/o minimizar la exposición a la luz ultravioleta, puesto que tal exposición puede causar rápida degradación de la resistencia. El polipropileno, si no se trata, puede ser particularmente sensible en éste aspecto.

- Deterioro de membranas enterradas: El Consejo Nacional de Investigaciones de Canadá ha ensayado los efectos de enterrar las membranas, ya que el suelo es un material heterogéneo, varía de más o menos 99 % orgánico a 100 % inorgánico. Tiene un amplio intervalo de valores de Ph y varía grandemente en la composición de sus elementos y contenido de microorganismos.

La prueba involucra muestras de membrana de 12 cm. x 12 cm. de nylon-polipropileno y membranas de bicomponentes nylon y polipropileno.

Las muestras son removidas a intervalos de tres meses y son ensayadas de acuerdo al diagrama de presión (ensaye Mullen), prueba fundada en el método D-774 de la A.S.T.M.

- Resistencia a la fricción: Esta es propiamente una característica mecánica de los geotextiles y existen muchos métodos para estudiarla, por ejemplo; el A.S.T.M. D-3334, el método de Al Bell, el método del Tecnológico de Georgia, etc.

Se deben estudiar los efectos de fricción entre el suelo y la membrana o entre el agregado y la membrana, debido a que el geotextil no re

sistirá fuerzas de tensión si la fricción es muy baja y ocurrirá la falla por deslizamiento. También es importante medir la fricción entre geotextil y geotextil, esto es importante sobre todo para definir la longitud de traslapes.

C A P I T U L O 1 1 1 .

NORMAS INTERNACIONALES PARA LOS GEOTEXTILES.

3.1. Requisitos de especificación para geotextiles.

Aunque hay un considerable número de aplicaciones para geotextiles en trabajos de ingeniería civil (tabla 3.1), sus funciones primarias siempre se pueden identificar incluyéndose en una o más de las siguientes categorías: Separación, filtración, drenaje y/o refuerzo.

Aplicación	Función			
	Separación	Filtración	Drenaje	Refuerzo
Vías de ferrocarril y estabilización de subrasantes.	dominante	secundario	no importa	secundario
Drenaje.	secundario	dominante	no importa	no importa
Terraplénés saturados.	secundario	dominante	dominante	secundario
Protección de ríos y costas.	dominante	dominante	no importa	secundario
Mejoramiento de tierras.	secundario	dominante	no importa	secundario
Refuerzo asfáltico.	no importa	no importa	no importa	dominante
Refuerzo de tierras.	no importa	no importa	no importa	dominante

Tabla 3.1) Funciones básicas de operación en varias aplicaciones.

La importancia del manejo y propiedades físicas de los geotextiles en relación a sus funciones básicas se detallan en la tabla 3.2, en la cual se hace evidente que la información necesaria para especificar un geotextil para cada una de las funciones será un poco diferente. Una complicación más remota con respecto a las especificaciones es que la cali-

Grupo.	Propiedades.	Funciones.			Observaciones.
		Separación	Filtro-drenaje	Refuerzo	
1.-) Propiedades físicas y constructivas básicas.	material constitutivo.	no importa	no importa	secundario	Los materiales constitutivos pueden ser el factor dominante para controlar el comportamiento esfuerzo-deformación y la fricción superficial.
	método de manufactura.	secundario a dominante	dominante	dominante	Esto determina que la estructura controle muchas propiedades, por lo tanto, debe ser cuidadosamente controlada.
	masa por unidad de área.	dominante	dominante	dominante	Es una buena medida de la consistencia de la calidad del producto.
	"porometría".	dominante	dominante	no importa	De importancia particular para la separación y filtración, determina la capacidad de los geotextiles para retener suelos internamente o en la interfase suelo-geotextil.
	área abierta.	dominante	dominante	no importa	
	espesor.	dominante	dominante	no importa	La compresión en el suelo y reorientación de fibras durante cambios de deformación del espesor y la estructura modifican muchas propiedades de los geotextiles.
	rigidez de la estructura.	dominante	dominante	dominante	
2.-) Propiedades mecánicas e hidráulicas.	comportamiento esfuerzo-deformación total.	secundario	secundario	dominante	La función de refuerzo es dependiente de todas esas propiedades. También la relación completa esfuerzo-deformación-tiempo y una carga en una relación estándar de deformación son significantes.
	extensión a la ruptura total.	secundario	secundario	dominante	
	creep y relajación de esfuerzos.	no importa	no importa	dominante	
	resistencia local a la ruptura.	dominante	dominante	secundario a dominante	La habilidad para resistir y redistribuir cargas locales son dos de los principales beneficios del geotextil y deber ser asociados a la resistencia a la ruptura y al rasgado.
	propagación al rasgado.	dominante	dominante	dominante	
	fricción superficial/adhesión.	no importa	no importa	dominante	Para movilizar la resistencia a la tensión debe haber suficiente fricción superficial/adhesión.
	capacidad de flujo por unidad de área o de espesor.	no importa	dominante	no importa	La capacidad de los geotextiles para permitir el flujo de agua a través de su estructura es fundamental para todas las funciones de filtración y drenaje.
3.-) Propiedades para el medio ambiente.	durabilidad.	dominante	dominante	dominante	Los geotextiles deben ser capaces de mantener sus desempeños funcionales con el tiempo y, por lo tanto, deben acomodarse a las condiciones del medio ambiente en las que se requiere su funcionamiento.
	estabilidad a la temperatura	dominante	dominante	dominante	
	estabilidad química.	dominante	dominante	dominante	
	estabilidad a la luz U.V.	dominante	dominante	dominante	

Tabla 3.2) Propiedades importantes en funciones básicas.

dad del producto puede afectarse significativamente en la etapa de fabricación, por lo tanto, son necesarios los procedimientos apropiados de prueba para asegurar que la mínima calidad aceptable se mantenga. Así, los requisitos básicos para la especificación de geotextiles podrán incluir los siguientes detalles;

- a.-) Identificación de procedimientos de diseño para continuarse con aplicaciones específicas.
- b.-) Valores límites de las propiedades del geotextil, medidos de acuerdo a procedimientos estándar de pruebas, que pueden adoptarse en un diseño.
- c.-) Procedimientos adecuados para transportación, almacenamiento y manejo de los geotextiles.
- d.-) Procedimientos de instalación o construcción para trabajos de ingeniería civil que utilizan geotextiles para su integridad.
- e.-) Valores límites de las propiedades del geotextil, medidos de acuerdo a procedimientos estándar de pruebas, para fines de control de calidad.

Evidentemente, algunos de los detalles anteriores serán comunes a un rango de aplicaciones del geotextil, así se reduce el número de métodos de prueba y se simplifica el procedimiento para desarrollar especificaciones en aplicaciones particulares.

### 3.1.1. Procedimientos y condiciones del medio ambiente para la especificación de pruebas.

Para mejores trabajos, es usual que una especificación contractual pueda implicar un programa comprensivo de pruebas, como se observa en la figura 3.1.

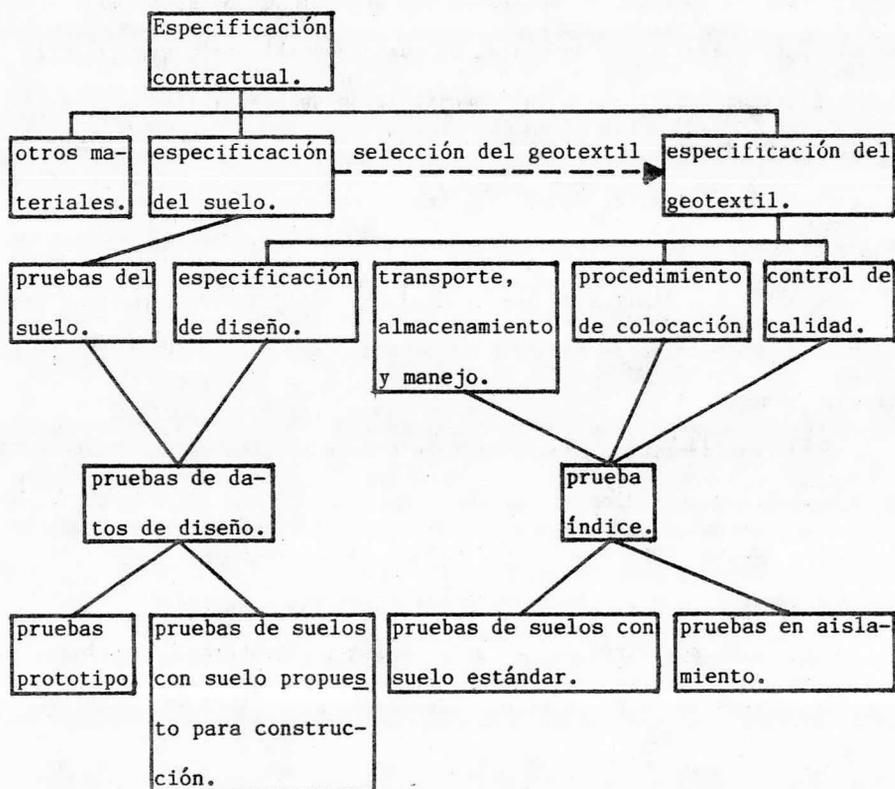


Figura 3.1) Componentes de las especificaciones contractuales para sistemas suelo-geotextil.

Pueden implicarse diferentes condiciones del medio ambiente y tratamientos previos para el control de calidad; y datos de pruebas para el diseño de geotextiles, así, no es apropiado utilizarse en ambos fines la información obtenida en una prueba particular. En cualquier caso, los requisitos de prueba proveen información para un diseño, que deberán ser más complejos que los usados para fines de control de calidad. Las prue-

bas para diseñar el geotextil deben ser llevadas a cabo en laboratorios especializados en suelos o textiles, donde en el control del medio ambiente pueden mantener simuladas, lo mejor posible, las condiciones de campo. Sobre éstas bases se pueden identificar cuatro áreas principales de prueba;

a.-) Ensaye de suelos; el manejo de las propiedades del suelo a ser usado pueden identificarse para determinar las propiedades requeridas del geotextil. Estas pueden incluir pruebas químicas para asegurar que probables sustancias de ataque no se presenten en cantidades significantes a los geotextiles.

b.-) Pruebas en aislamiento; a la muestra del geotextil se le realizan pruebas en condiciones libre o confinada, figura 3.2;

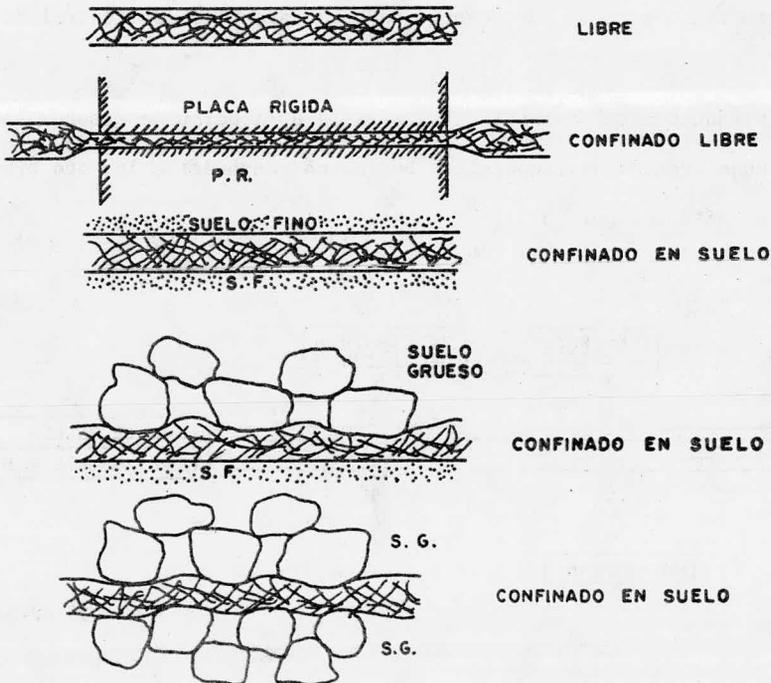


Figura 3.2) Condiciones de prueba para geotextiles.

Para simular las condiciones del medio ambiente en el laboratorio las pruebas se pueden estandarizar, en el Reino Unido ya están de acuerdo con la especificación BS 1051; 1972, que indica una temperatura de  $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$  y una humedad relativa de  $65 \pm 5\%$ . Hasta ahora se considera que más pruebas en aislamiento tienen poca relación para fines de diseño, aunque puede ser posible, con el tiempo y uso extensivo, de relacionar ciertos resultados de prueba al funcionamiento de estructuras que utilizan geotextiles y así producir datos empíricos de diseño.

c.-) Pruebas en suelos; éstas pruebas se están llevando a cabo con el geotextil confinado en el suelo. Para fines de diseño el suelo empleado puede ser el propuesto para los trabajos de construcción, sin embargo, el uso de un suelo estándar puede ser de gran valor para obtener datos relativos tanto para el funcionamiento como para fines de control de calidad.

Llevándose a cabo esas pruebas para la aplicación de diseño, las condiciones ideales de temperatura pueden corresponder a las que predominan en el sitio, figura 3.3;

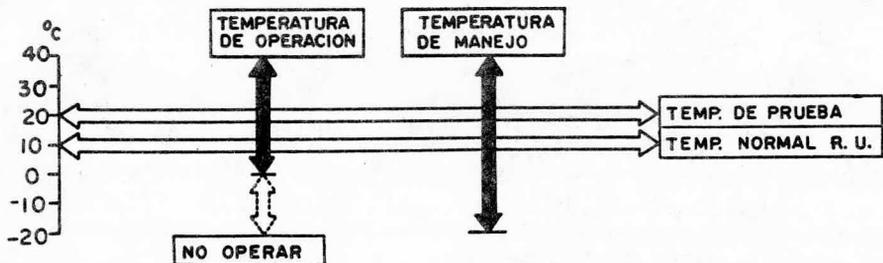


Figura 3.3) Condiciones de temperatura para pruebas.

La humedad relativa puede variar demasiado en el sitio, por lo tanto, se juzga mejor llevar a cabo datos de pruebas de diseño sobre geotextiles en condiciones completamente saturadas.

Estas pruebas en suelos que incluyen el uso de suelos estándar y todas las pruebas en aislamiento sobre geotextiles, están colectivamente dejadas a juicio como pruebas índice.

d.-) Pruebas prototipo; se pueden usar pruebas de laboratorio a gran escala o pruebas de campo para medir el funcionamiento de los sistemas geotextil-suelo, y los datos que resulten, usarlos directamente en diseño, siempre que las condiciones del medio ambiente sean conforme a las esperadas en el sitio. Alternativamente, puede ser posible calcular el funcionamiento de los componentes del suelo y del geotextil por separado para fines de diseño.

### 3.1.2. Métodos de prueba para obtener datos de diseño.

El rango de los requisitos de prueba están enlistados en la tabla 3.3, en la que puede verse que todas las pruebas necesarias aún no están del todo identificadas, aunque el número de pruebas adicionales esperan poco para identificarlas. Sin embargo, un requisito importante es asegurar que todos los métodos de prueba finalmente adoptados permitan al comportamiento suelo-geotextil ser evaluado en el nivel de esfuerzos y condiciones del medio ambiente previstos en el sitio.

A causa de la dificultad de las condiciones del sitio y la complejidad de los problemas de interacción suelo-geotextil-estructura, puede ser esencial, en algunas ocasiones, obtener datos de diseño en pruebas de campo. Una necesidad adicional para tales pruebas puede surgir a causa de los efectos de construcción, que generalmente también son difi-

Propiedades.	Referencia a métodos de prueba propuestos.	Funciones en las que se usan los datos.			
		Separación	Filtración	Drenaje	Refuerzo
Retención de partículas.	aún no identificada.	*****	*****	*****	
Carga-extensión durante la primera carga total.	el método básico es el descrito por Mc Gown, Andrawes, Wilson-Fammy y Brady, 1981, y modificados por cargas cíclicas y creep/relajación de esfuerzos como describen Mc Gown,				*****
Carga cíclica.	Andrawes y Kabir, 1982.				*****
Creep y relajación de esfuerzos.					*****
Fricción superficial/adhesión.	prueba en la caja de corte directo similar a la R.I.L.E.M. recomendación SM-G-13 y a la propuesta por la A.S.T.M. "resistencia al deslizamiento".				*****
Capacidad de flujo a través del geotextil.	el método descrito por Mc Gown, Murray y Kabir, 1982, es usado recientemente, pero,		*****		
Capacidad de flujo a lo largo del geotextil.	una versión modificada de un aparato similar al descrito por Fierz, Martin y Durst, 1980, probablemente reemplace los aparatos en uso.			*****	

Tabla 3.3) Pruebas en suelos para obtener datos de diseño.

ciles de simular en pruebas de laboratorio, aún dominando el comportamiento del sistema suelo-geotextil. Los aspectos adicionales de los requisitos de prueba para obtener datos de diseño se consideran como sigue;

a.-) Retención de partículas; aún se pueden desarrollar procedimientos no convenientes, pero para esto se requiere un método que permita la apropiada retención del suelo por los geotextiles para medirse en estado firme, condiciones de flujo transitorio y reversible, a través de y a lo largo del geotextil. Sin embargo, resulta posible interpretar datos de pruebas de fluidos para obtener ésta información.

b.-) Pruebas de carga-extensión; se pueden desarrollar aparatos, como parte de un estudio común, para obtener las propiedades de carga-extensión de geotextiles en suelos. El ancho máximo del espécimen del geotextil que puede probarse es de 500 mm. y las partículas del suelo que aplican el esfuerzo de confinamiento pueden ser mayores de 25 mm. de diámetro. Hasta ahora el límite superior de presión de confinamiento que puede aplicarse es de  $250 \text{ KN/m}^2$ . Versiones modificadas de los aparatos permiten llevar a cabo pruebas que incluyan cargas cíclicas, relajación de esfuerzos y creep.

c.-) Propiedades fricción superficial/adherencia; el uso de geotextiles para fines de refuerzo requiere que su resistencia a la tensión se movilice a través de la fricción en la interfase suelo-geotextil. Los parámetros de fricción superficial/adherencia se obtienen comunmente usando el aparato de corte directo. Una aproximación más exacta implica confinar el geotextil en medio del aparato de corte directo conteniendo el suelo propuesto para los trabajos de construcción.

d.-) Capacidad de flujo de un fluido; hasta ahora se emplean especí

menes circulares para estas pruebas, pero como estos producen problemas de goteo por las orillas, se propuso una versión adicional utilizando especímenes cuadrados.

### 3.1.3. Pruebas de control de calidad.

El objeto de éstas pruebas es asegurar que las normas mínimas definidas de acuerdo a la especificación de fabricación se mantengan, durante la manufacturación y después de la transportación, almacenamiento y manejo. Normalmente las pruebas se ejecutan sencillamente, a bajo costo y capaces de llevarse a cabo bajo normas de geotecnia, laboratorio de textiles o en el sitio.

Las pruebas apropiadas para una función particular en la cual un geotextil es empleado se presentan en la tabla 3.4., y aunque una selección de esas pruebas requieren llevarse a cabo en circunstancias normales, necesitan hacerse sobre bases regulares y frecuentes.

Algunas veces se hacen tentativas para usar datos de pruebas de control de calidad para fines de diseño, tales datos generalmente son inapropiados, así como los procedimientos de prueba raramente simulan las condiciones de campo. Son mucho más importantes las condiciones del medio ambiente, esfuerzos de confinamiento del suelo, presiones de poro y otros aspectos del comportamiento del suelo que producen efectos significantes que muchas veces se pueden necesitar en ensayos de suelos.

Propiedades.	Probables métodos de prueba para adoptarse.	Funciones en las que se usan los datos				Observaciones.
		Separación	Filtración	Drenaje	Refuerzo	
Masa por unidad de área.	R.I.L.E.M. recomendación SM-G-6 "masa por unidad de área".	*****	*****	*****	*****	
Tamaño de poros "porometría".	R.I.L.E.M. recomendación SM-G-8 "mediciones de porometría" (empleando tamizados técnicos húmedos y secos).	*****	*****	*****	*****	Existen problemas con telas no tejidas espesas con técnicas de tamizado en seco.
Area abierta.	observación directa, Calhoun, 1972.	*****	*****	*****	*****	Solo pueden probarse geotextiles tejidos y no tejidos muy delgados.
Espesor nominal.	R.I.L.E.M. recomendación SM-G-7 "espesores nominales".	*****	*****	*****	*****	
Compresibilidad.	compresión entre dos placas rígidas, Mc Gown, Murray y Kabir.	*****	*****	*****	*****	
Carga total-extensión en la primera carga en aislamiento.	prueba de tensión axial sobre especímenes de 200 mm. de ancho mínimo y relación de 2:1 (ancho:alto).				*****	Similar a la propuesta A.S.T.M. "prueba ancho-ancho".
Resistencia local a la ruptura.	prueba Mullen a la ruptura, B.S. 4786, 1972.	*****	*****	*****	*****	Existen dificultades cuando se prueban geotextiles muy resistentes en estos aparatos.
Propagación al rasgado.	R.I.L.E.M. recomendación SM-G-12 "resistencia al rasgado".	*****	*****	*****	*****	Se requieren mejores pruebas antes de hacerse una decisión en tal prueba por adoptarse.
Fricción superficial.	pruebas en la caja de corte directo llevadas a cabo a la manera de R.I.L.E.M. recomendación SM-G-13 y la propuesta A.S.T.M. "resistencia al deslizamiento".				*****	Las pruebas R.I.L.E.M. y A.S.T.M. son muy similares en este caso.
Permitividad.	R.I.L.E.M. recomendación SM-G-9 "permitividad hidráulica".				*****	Estas pruebas no se consideran convenientes para fines de diseño.
Transmisividad	R.I.L.E.M. recomendación SM-G-10 "transmisividad hidráulica".			*****		
Durabilidad	aún no identificada.	*****	*****	*****	*****	
Estabilidad a la temperatura	aún no identificada.				*****	
Estabilidad química.	aún no identificada.	*****	*****	*****	*****	
Estabilidad a la luz ultravioleta.	exposición prolongada de los geotextiles a la luz ultravioleta, no se permitirá en las especificaciones de transporte, almacenamiento y/o colocado.					

Tabla 3.4) Pruebas índice para fines de control de calidad.

### 3.2. Normas de calidad para drenes verticales.

Para limitar el proceso de consolidación iniciada por movimientos de tierra, muchas veces se utilizan drenes verticales. Anteriormente, de bían emplearse drenes de arena o "pilotes de arena". En los setentas, se desarrollaron un gran número de drenes prefabricados en forma de "mangas largas", luego del dren de cartón desarrollado por Kjellman. Se hacen de mandas de que éstos funcionan tan bien o mejor que los drenes de arena. El control de calidad del dren de cartón debe estar concentrado principalmente en el método de instalación en el sitio de trabajo. Sin embargo, para los drenes prefabricados es necesario, así como efectivo, exigir re querimientos de calidad sobre el dren mismo.

La utilización de normas es más importante desde que existe una ten dencia a disminuir el tiempo disponible de consolidación a través de la aplicación de buenos drenes prefabricados.

En la formulación de normas de calidad para drenes, deben darse con sideraciones para la aplicación en la construcción y el cumplimiento de su funcionamiento en el subsuelo.

El objetivo del drenaje vertical es; "ocasionar un progreso más ace lerado en el proceso de asentamiento y un aumento más rápido en la resis tencia al esfuerzo cortante en subsuelos altamente impermeables".

La función principal de los drenes es; "absorber el agua subterránea expulsada del subsuelo circundante, con una resistencia de entrada relativamente baja y descargarla verticalmente".

La introducción de los drenes prefabricados ha estimulado considera blemente los aspectos de los conceptos teóricos y prácticos de drenajes verticales. Los usuarios se afrontan a un pequeño listado, comparado a los drenes de arena, que se compone de uno o más elementos. Esos elemen-

tos, que están fabricados de materiales que son extraños a los ingenieros en mecánica de suelos, son usados como filtros.

Es comprensible que puedan surgir dudas con respecto al funcionamiento y durabilidad de estos tipos de drenes. La aplicación de drenes prefabricados en forma de "mangas largas" se puede dividir comúnmente en los siguientes tipos:

a.-) Drenes de tela no tejida de una sola pieza, y;

b.-) Drenes compuestos, que tienen un núcleo perfilado con un filtro circundante en forma de manga.

Los tamaños más comunes son de 1 m. por 3 a 4 m.

Hasta ahora la práctica usual en los Países Bajos es aceptar una marca específica y un tipo de dren solo para un trabajo, según el funcionamiento del dren que haya sido demostrado por el productor o provisto por medio de mediciones prolongadas de una prueba de campo en el sitio de trabajo.

Aunque ésta situación es comprensible, no garantiza convenientemente el funcionamiento del dren en todas las condiciones. Para drenes prefabricados, así como los de arena, no sólo es importante el cuidado en la instalación, sino que la calidad del material debe ser consistente en cualquier sitio de trabajo.

El funcionamiento de los drenes puede ser influenciado por: la naturaleza del subsuelo, la existencia de una capa de suelo colocada horizontalmente, el tipo de movimiento de tierras, el tamaño del terraplén resultando en altos o bajos empujes de tierra, pequeñas o grandes deformaciones verticales y horizontales, etc.

Es evidente, en diversos casos, que puedan ocurrir diferencias en

la práctica con respecto a expectativas de diseño. Un ejemplo se presenta en la figura 3.4, el cual fué obtenido de los datos continuos durante más de un año y que indica el alto nivel de la presión de poro.

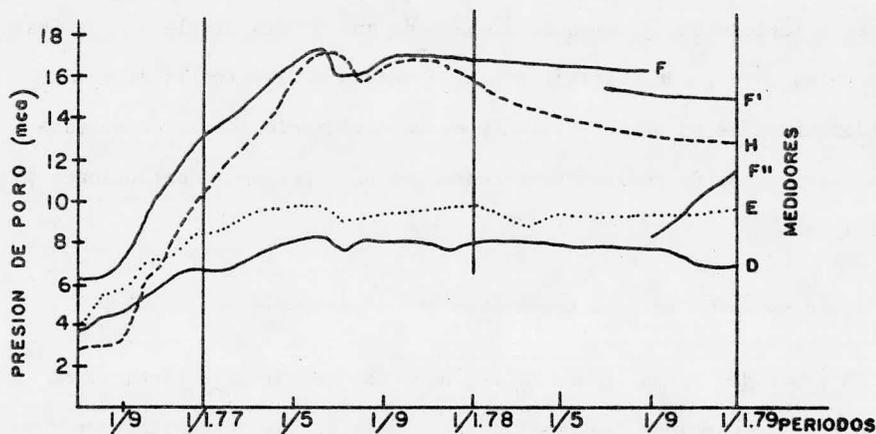


Figura 3.4) Presión de poro bajo sobrecargas con drenes.

Pueden ser de gran valor las mediciones en diferentes tipos de drenes ensayados bajo condiciones comparables, sin embargo, existe la desventaja de que los resultados no están explícitamente relacionados al funcionamiento de los diferentes componentes del dren con respecto al suelo circundante. Esta es una de las mayores razones de porqué es deseable ejecutar pruebas de laboratorio y relacionar esos resultados, tanto como sea posible, a las mediciones in situ. La conducción de pruebas de laboratorio es una investigación mucho más conveniente porque las pruebas pueden llevarse a cabo uniformemente, reproducibles y se consume menos tiempo y resulta más económico. Como resultado, se puede estimular el desarrollo de nuevos drenes y la optimización de los existentes.

Sin normas de calidad puede ser difícil la determinación de equivalencia y es, por lo general, sometida relativamente en la práctica. Esto

puede ser una causa potencial de conflictos entre directores y contratistas, haciéndose más grande si las condiciones del subsuelo y la naturaleza del movimiento de tierras no permiten la determinación del funcionamiento apropiado del sistema de drenaje de una manera simple y objetiva.

De esto se puede concluir que, aún cuando el desarrollo de drenes prefabricados es un paso importante en la aceleración de la consolidación, las normas de calidad son necesarias para prevenir desilusiones y conflictos.

### 3.2.1. Necesidades para la especificación de drenes.

A pesar del hecho de que muchos aspectos del drenaje vertical no son aún bien conocidos, es posible establecer normas de calidad que puedan sujetarse a drenes, de acuerdo con el conocimiento, intuición y experiencia.

Los objetivos de las normas de calidad son;

- Asegurar la efectividad del drenaje vertical en vista de la naturaleza del movimiento de tierras y la estabilidad de terraplenes durante el período de construcción.

- De ser aplicados, evitar drenes inconvenientes en relación a las condiciones del suelo y a la construcción.

Por medio de tales normas se espera que sean alcanzados los siguientes puntos;

- Un procedimiento objetivo de pruebas de laboratorio.
- Una documentación de mediciones in situ demostrando la efectividad e integridad de drenes clasificados en relación al subsuelo, métodos de instalación y tipo de movimiento de tierras.

- Una conveniente estimulación en desarrollos adicionales basados

en laboratorio y de la experiencia in situ.

- Un sistema de clasificación para mecanismos de drenaje.

La operación de los drenes verticales antes de influenciarse por el suelo circundante, los procedimientos de instalación y la interacción en tre el movimiento de tierras y el subsuelo son muy complejos, por lo tan to, es casi imposible establecer una serie única de normas de calidad de modo que los drenes ensayados funcionen apropiada y formalmente en todos los diferentes tipos de mecanismos. En muchos casos éstos conducen a una elevación incesaria en los costos y pueden, además, reducir las posibilidades de nuevos desarrollos para obtener un costo mínimo. Se ha declarado que tal serie de normas toman muchos años de investigación a costos elevados, por lo tanto, éstas pueden subdividirse en relación a las características del subsuelo y tipos de movimiento de tierras.

La efectividad y formalidad de los drenes pueden ser determinadas por mediciones en el sitio de trabajo. Por la introducción de un sistema de mediciones in situ junto con los niveles especificados de las normas de calidad, se llegará a aprovechar la experiencia práctica propiamente documentada con los drenes.

### 3.2.2. Criterios de calidad para drenes.

Aparte de las influencias que son difíciles de cuantificar, tales como la interacción entre el dren y el suelo, el procedimiento de instalación y las precauciones que se tomen durante ésta y la efectividad del dren dependen de las propiedades de los materiales que lo forman y la construcción del mismo. La determinación de las propiedades del material se prestan a sí mismas para la investigación de laboratorio. Las influen cias que son más o menos dominadas por el cuidado y la manera de aplicación en campo, difícilmente pueden determinarse de otra manera que no

sea por mediciones in situ.

Se pueden definir, primero; el tipo de requerimiento que deberán reunir para determinarse y segundo; las pruebas correspondientes de laboratorio que deberán llevarse a cabo.

Estos se deberán de relacionar a la variación de las circunstancias de campo.

Los drenes prefabricados deberán reunir los requerimientos para las siguientes propiedades;

- Resistencia a la tensión: En vista de la posibilidad de penetración no controlada de la broca durante la instalación, la resistencia a la tensión del dren puede exceder 500 N por 1 m. de ancho, en una deformación unitaria máxima del 10 % y a una velocidad controlada de deformación de 200 mm/min.

Según el dren, se debe conservar bajo el agua durante 24 hrs, la resistencia a la tensión última de los filtros en forma de manga debe exceder 120 N por 1 m. de ancho, en una deformación unitaria última entre el 2 y el 10 %, la velocidad controlada de deformación unitaria es de 2.5 mm/min.

El criterio de los 500 N está basado sobre cálculos llevados a cabo para estimar el orden de magnitud de las fuerzas de tensión que puedan ocurrir durante la colocación de un dren. Una prueba rápida de tensión en el laboratorio es un tipo de simulación para la condición de campo. La figura 3.5 ilustra los resultados de la primera prueba de tensión ejecutada sobre muestras de dren prefabricado.

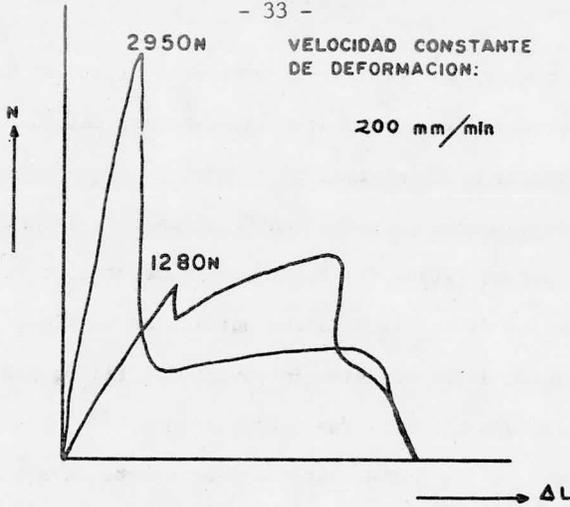


Figura 3.5) Resistencia a la tensión.

El criterio sobre la resistencia de 120 N al 2 % de deformación unitaria debe ser importante al seleccionar filtros convenientes de papel, puesto que en algunos casos, aún cuando sean de apariencia similar, el comportamiento es tan diferente que no satisfacen la norma.

- Cualidades del filtro:

a.-) La resistencia a la fibración (C) del filtro en forma de manga puede ser menor de  $5d \times 10^8$  según una prueba de fibración de 40 hrs. mínima, (d = espesor del filtro en m.)

El límite de la resistencia del filtro ( $5d \times 10^8$ ) está determinado en base a la resistencia del filtro de papel de drenes que aparentemente han funcionado exitosamente en el campo, figura 3.6.

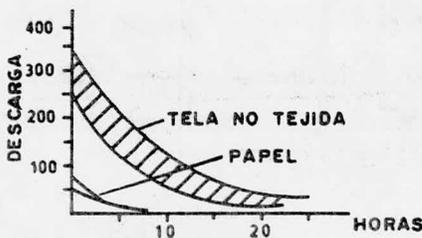


Figura 3.6) Permeabilidad del filtro en condición húmeda.

b.-) La efectividad del filtro, es decir, la capacidad del filtro para retener partículas finas bajo presión, debe ser tal que puedan pasar partículas mayores de 10 micras.

Los criterios opuestos presentan un problema para la aplicación de filtros. A mayor permeabilidad del filtro, será mayor el riesgo de obstrucción del tránsito de la descarga con partículas de limos y arcillas.

La determinación de la resistencia óptima del filtro con respecto al suelo que es drenado aún está fuera del alcance.

Los mecanismos de pruebas de laboratorio, aparte de algunas modificaciones, son similares a las celdas de presión presentadas en la figura 3.7.

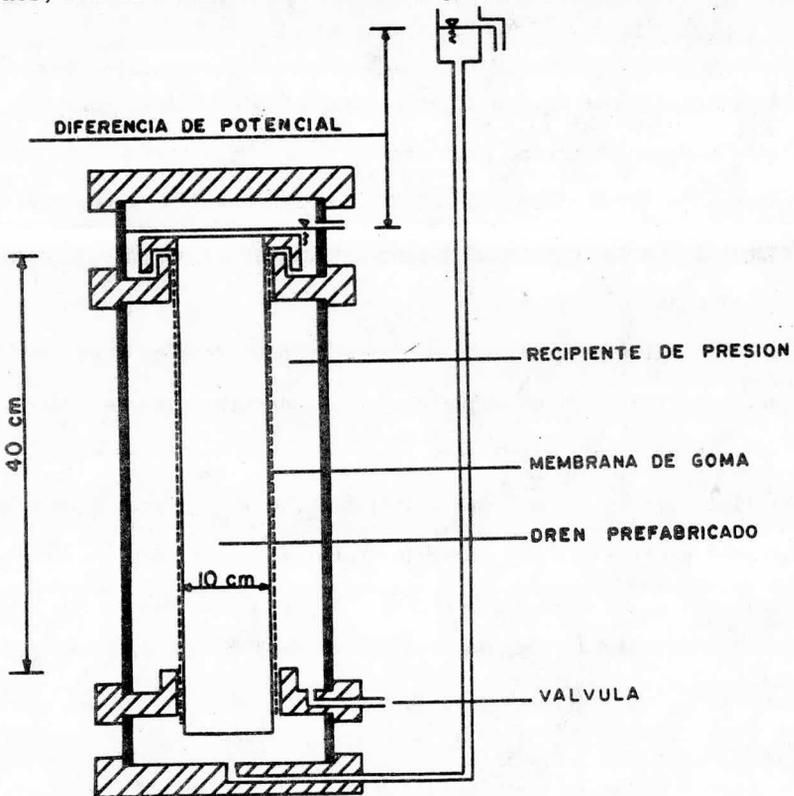


Figura 3.7) Celda de presión.

- Capacidad de descarga:

a.-) La capacidad de descarga vertical mínima puede ser de  $300 \text{ cm}^3/\text{min.}$  con una diferencia de potencial de 0.25 m. transversal a una muestra de 0.40 m. del dren; la presión de la celda es igual a  $10 \text{ N/cm}^2$ .

b.-) La capacidad de descarga vertical mínima de una muestra doblada del dren (una configuración de S aplastada) que tiene una longitud de 0.40 m. puede ser el 30 % de la capacidad de descarga determinada de acuerdo al inciso a.

- Durabilidad y confiabilidad;

Están en desarrollo los requerimientos y los procedimientos de prueba.

### 3.2.3. Drenes verticales de arena.

En casos donde se aplican criterios más estrictos debido a la naturaleza de los trabajos (cargas altas en la superficie, estabilidad de taludes, tiempo limitado para consolidación, etc) o la naturaleza del subsuelo (baja permeabilidad, depósitos blandos muy extensos, alta compresibilidad, baja resistencia al corte, etc), los drenes se sujetan a normas de calidad adicionales. Esto puede lograrse mediante la especificación de valores límites más elevados o por requerimientos de mediciones in situ durante y después de los períodos de construcción o durante las pruebas de campo.

Para lograr este objetivo, se planea un método general de procedimientos, en el que se describen diferentes tipos de movimientos de tierra con distintos niveles de requerimientos. En vista de que en la práctica muchos parámetros están involucrados en la influencia del trabajo del

dren y son dependientes de la interacción suelo-estructura, es razonable establecer, como criterio de aceptación inicial, la operación del funcionamiento del dren demostrada en un cierto proyecto para mecanismos de suelo en que se esperan las condiciones de mayor demanda.

## C A P I T U L O I V .

### APLICACION DE LOS GEOTEXILES A LA INGENIERIA CIVIL.

#### 4.1 Aplicación en drenes.

##### 4.1.1. Criterio de diseño de filtros.

El comportamiento a largo plazo de un filtro en campo es difícil de simular en laboratorio. Cuando las pruebas se llevan a cabo correctamente, se pueden obtener datos respecto al mecanismo de obstrucción del filtro, pero no se obtienen resultados sencillos porque se involucran muchos parámetros. Consecuentemente, se han establecido criterios clásicos para drenajes granulares como resultado de una combinación de laboratorio y consideraciones teóricas, y justificadas, a posteriori, por años de exitosas aplicaciones en campo.

Análogamente, hay muy poca probabilidad de establecer criterios prácticos de filtros para geotextiles solo con la ayuda de pruebas de laboratorio. Parece apropiado usar la investigación combinada (laboratorio y teoría) usada para suelos.

Un filtro debe retener al suelo y permitir que el agua fluya a través de él. Estos dos requerimientos son demasiados contradictorios cuando se formulan estrictamente. Si fuera requerido que todas las partículas del suelo sean retenidas, podría ser necesario una pantalla impermeable, en tal caso el agua no puede fluir a través de ésta. Recíprocamente, si fuera requerido que el flujo del agua esté absolutamente libre de obstáculos en el filtro, las aberturas deberían ser tan grandes que prácticamente las partículas del suelo no podrían ser retenidas.

Consecuentemente, el filtro sólo puede impedir levemente el flujo

de agua y también debe prevenir la destrucción de la estructura del suelo por la erosión.

Un buen filtro necesita aberturas grandes para permitir al agua fluir casi libremente (esto puede ocasionar la pérdida de algunas partículas finas del suelo) pero cuidando que la estabilidad de la estructura del suelo no sea perturbada como resultado de la pérdida de finos. Para evaluar esos "dos requerimientos razonables", se puede desarrollar una teoría de filtración, la cual es difícil de simular completamente debido a dos razones; la variedad de fenómenos involucrados (flujo y capillaridad, interacciones físicas y químicas entre las partículas, erosión, variación del comportamiento mecánico del suelo en función del contenido de agua y presión de poro, etc.) y la gran cantidad de parámetros; 1) condiciones geométricas (forma de la masa del suelo, situación del fluido, dirección del fluido, el cual es variante) y condiciones mecánicas (gravedad, esfuerzos, etc.) y 2) propiedades de los materiales, tales como; el fluido (composición, densidad, viscosidad), las partículas del suelo (forma, dimensión, distribución, densidad, naturaleza química), el suelo (densidad, propiedades mecánicas, tales como la fricción y la cohesión, permeabilidad), los constituyentes del filtro (forma, dimensión, distribución, densidad) y la naturaleza de elementos sólidos (granos o fibras del filtro y distribución de vacíos del mismo), el filtro (continuidad, permeabilidad, propiedades mecánicas).

Hoy en día se está lejos de tener una teoría completa que trate de los fenómenos y parámetros arriba mencionados. Se usa una aproximación simplificada para filtros granulares y geotextiles, que consiste en considerar dos criterios, establecidos por separado con omisión de algunos fenómenos o parámetros; el criterio de permeabilidad y el criterio de

filtración. Consecuentemente, en la filtración del suelo con geotextiles ni uno ni otro es mejor. El criterio propuesto para geotextiles probablemente es tan válido como el criterio clásico usado para filtros granulares.

#### 4.1.2. Criterio de diseño para filtros granulares.

El trabajo original fué hecho por Terzaghi en 1922 y fué continuado por muchos investigadores e instituciones.

Los objetivos fundamentales en los cuales se basan los criterios para diseño de filtros en geotecnia son;

a.-) Permeabilidad. El material filtrante debe tener una permeabilidad 50 a 100 veces mayor que el suelo por proteger; los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente grandes para que el filtro tenga la permeabilidad necesaria para desalojar el agua que llega a él, sin que desarrollen presiones hidrodinámicas y fuerzas de filtración importantes en el filtro.

b.-) Evitar erosión. Con ésta condición los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente pequeñas, para que los finos del material base no sean arrastrados a través del filtro.

Para cumplir los requerimientos anteriores se puede utilizar una sola capa de material filtrante, si la cantidad de agua que llega al filtro es pequeña, de manera que un solo material bien graduado y moderadamente permeable, sea satisfactorio. Sin embargo, cuando la cantidad de agua por remover sea grande, usualmente se requerirá de un filtro compuesto por varias capas; en cada una de ellas se deberá respetar los objetivos fundamentales para el diseño de filtros.

En ambos casos es indispensable que además de satisfacer los reque-

rimientos anteriores, el filtro tenga la capacidad hidráulica suficiente para remover toda el agua que llega hasta él.

En presas de tierra, los filtros además de colocarse a la salida de las filtraciones aguas abajo del corazón impermeable, también se colocan aguas arriba de él, pues deben ser capaces de rellenar cualquier grieta que se produzca en éste, para evitar que se concentre el flujo y se favorezca la erosión del corazón.

Por lo anterior, el material que constituye el filtro debe ser no cohesivo, ni desarrollar posibilidades de cementarse aún bajo los esfuerzos de confinamiento a que estará sometido.

#### 4.1.3. Criterios convencionales.

Los criterios convencionales para diseño de filtros se basan fundamentalmente en la curva granulométrica del material base, y a partir de ella se diseña el filtro que ha de cumplir con las características especificadas.

Estos criterios de diseño son fundamentalmente empíricos y han sido objeto de estudios de verificación mediante pruebas de laboratorio.

Con la intención de hacer un análisis racional del tamaño de los granos que un filtro debe tener, Taylor planteó el problema de determinar el tamaño máximo de las partículas esféricas que pueden utilizarse como filtro, sin peligro de la penetración de los materiales finos por sus poros, y llegó a la conclusión de que las esferas deben tener un diámetro 6.5 veces mayor que el diámetro de la esfera pequeña que puede pasar a través del orificio central que queda entre ellas, figura 4.1.

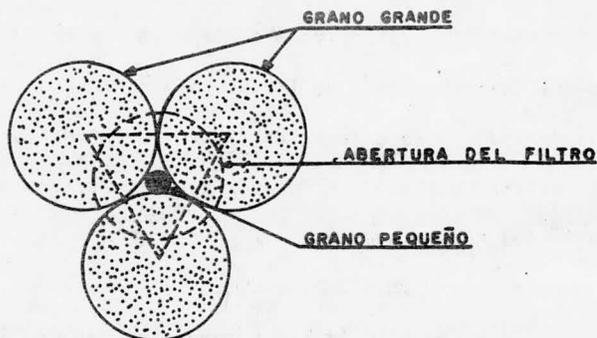


Figura 4.1) Requerimientos de un filtro.

De lo anterior, puede concluirse que para éste arreglo de partículas, el tamaño del material del filtro deberá estar limitado a un tamaño ligeramente menor que 6.5 veces el tamaño del material base.

Desde luego, en el razonamiento anterior, se supone que el filtro está formado por partículas de un solo tamaño, que ninguna de las partículas del material base debe pasar por el filtro, ni que entre ellas mismas sean capaces de desarrollar una estructura que impida el paso de las partículas de menor tamaño.

G.E.Bertram en investigaciones de laboratorio utilizando arena uniforme, demostró que el diámetro de los granos del filtro puede ser hasta 10 veces mayor que el del material base, antes de que éste se erosione a través de aquél.

Estas investigaciones se dirigieron al establecimiento de las relaciones fundamentales entre filtro y material base, de manera que sirvan para el análisis de cualquier caso particular. El criterio de diseño se apoyó en consideraciones relativas a la estabilidad y permeabilidad del filtro y el material base.

Con estas investigaciones se confirmó la validez de las reglas empíricas que Terzaghi había utilizado por primera vez al principio de la década de 1920, para diseñar un filtro invertido para una presa en los Alpes austriacos. Estas relaciones granulométricas se apoyan fundamentalmente en dos condiciones:

a.-)  $D_{15}^F / D_{85}^B < 5$  .....(1)

$D_{15}^F$  es el diámetro nominal tal que, el 15 % en peso de las partículas del filtro, son menores que él.

$D_{85}^B$  es el diámetro nominal tal que, el 85 % en peso de las partículas del material base, son menores que él.

Este requisito garantiza que las partículas del material base serán retenidas por el filtro.

b.-)  $D_{15}^F / D_{15}^B > 5$  .....(2)

$D_{15}^B$  es el diámetro nominal tal que, el 15 % en peso de las partículas del material base es menor que él.

Este requisito garantiza que la permeabilidad del material filtrante sea 50 a 100 veces mayor que la del material base.

En la figura 4.2 se presenta un ejemplo de éstas relaciones entre el filtro y el material base.

Teniendo en cuenta que los suelos y los agregados del filtro están compuestos por partículas graduadas, en la ecuación (1) se acepta que si los vacíos del filtro son suficientemente pequeños para retener el 85 % del material base, las partículas menores que éste tamaño también se mantendrán en su lugar, y no ocurrirá la erosión del suelo protegido. Desde luego, se debe tener presente que cuando el filtro empiece a trabajar, algunas partículas pueden escapar a través de él, mientras se desarrolla el arreglo de partículas necesario para que todo el suelo se retenga,

figura 4.3.

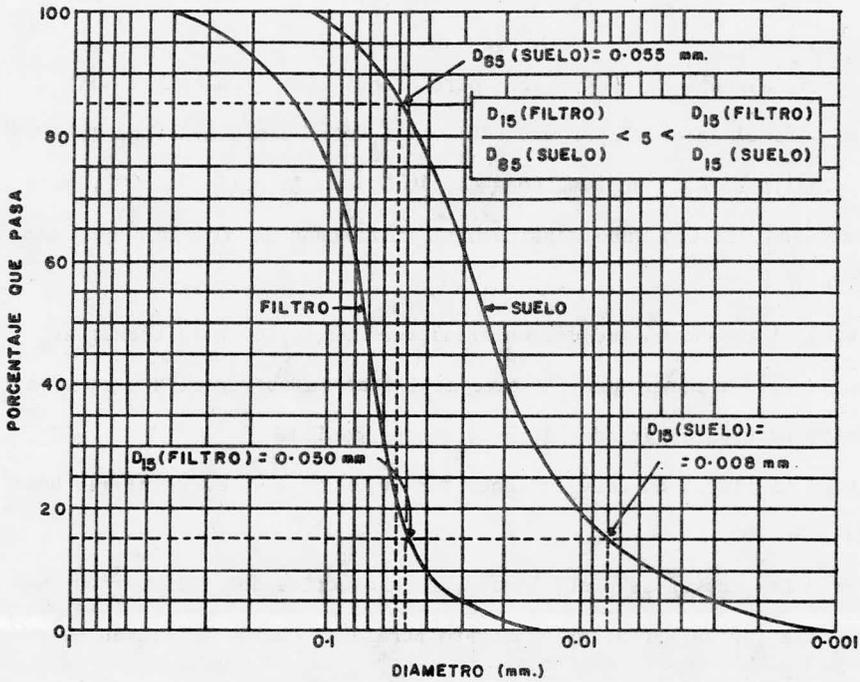


Figura 4.2) Curvas granulométricas de un suelo y su filtro.

**SIMBOLOGIA.**



**SUELO BASE.**



**PARTICULAS DEL SUELO BASE TAMAÑO  $D_{85}$  ATRAPADAS EN EL FILTRO.**



**SUELO BASE QUE HA EMIGRADO HACIA EL FILTRO Y ESTA RETENIDO POR LAS PARTICULAS TAMAÑO  $D_{85}$  DEL MISMO SUELO.**

**FRONTERA NOMINAL ANTES DE LA ESTABILIZACION.**

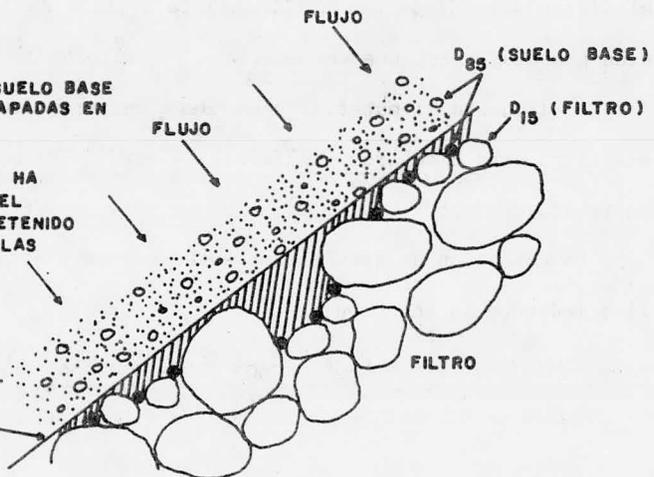


Figura 4.3) Condiciones en la frontera entre un suelo y su filtro.

Obviamente en las ecuaciones anteriores los diámetros  $D_{15}$  y  $D_{85}$  se han elegido al azar, e igualmente pudieron haberse utilizado el  $D_{10}$  y  $D_{90}$  ó  $D_{20}$  y  $D_{80}$ .

Adicionalmente se propusieron otros requisitos, los cuales son;

a.-) Si el material por proteger varía entre una grava (más del 10 % pasa la malla No.4) y un limo (más del 10 % pasa la malla No.200), para el diseño del filtro debe considerarse únicamente la fracción que pasa la malla No.4.

b.-) El tamaño máximo del material que se utilice para formar el filtro, debe ser menor que 3", para minimizar la segregación y el puenteo entre partículas grandes durante su colocación.

c.-) El filtro no debe contener más de un 50 % de material que pasa la malla No.200.

d.-) Las curvas de distribución granulométrica del filtro y del material base, deben ser aproximadamente paralelas cuando se trazan en papel semilogarítmico.

e.-) Cuando el material base contiene un porcentaje grande de grava el filtro debe diseñarse utilizando la porción de la curva de distribución granulométrica que es menor que la malla de 1".

f.-) Cuando el material base tiene una granulometría discontinua, el filtro debe diseñarse utilizando la porción de suelo más fina que la parte discontinua.

La condición de paralelismo entre curvas granulométricas se especifica mediante la ecuación;

$$D_{50}^F / D_{50}^B \leq 25 \dots\dots\dots(3)$$

#### 4.1.4. Criterio de diseño para filtros con geotextil.

La selección de geotextiles para su uso como filtros, se basa generalmente en la comparación de los tamaños del suelo base con la distribución de poros de la tela y en pruebas de permeabilidad.

La distribución de poros de la tela se determina mediante pruebas de cribado de esferas de vidrio calibrado, (especificación A.S.T.M. D-422). En la figura 4.4 se presentan varias distribuciones de poros típicas.

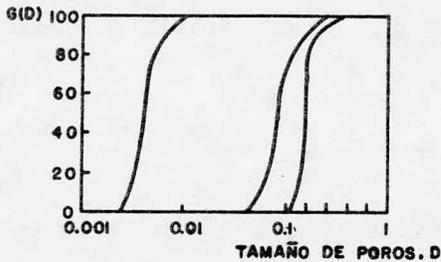


Figura 4.4) Distribuciones típicas de tamaños de poros, "porometría" de geotextiles.

La permeabilidad se determina tanto en el sentido longitudinal como transversal con permeámetros que permiten comprimir la muestra, simulando las cargas a las que estará sometida la tela en el campo. Las pruebas se hacen generalmente bajo carga constante. El orden de magnitud de la permeabilidad es de  $10^{-1}$  cm/s a  $10^{-2}$  cm/s. En la estimación de la permeabilidad de diseño, conviene tener en cuenta cierta reducción por efectos de taponamiento.

No existen en la actualidad criterios de diseño de aceptación general. Es usual que, para cada obra, se hagan pruebas con el suelo particular que se tendrá que detener, en particular para verificar si puede pre

sentarse el taponamiento.

Cedergren ha sugerido el siguiente criterio de selección de tamaño de poros de la membrana;

$$D_{85} \text{ (poros del filtro)} / D_{85} \text{ (granos del suelo)} < 1$$

Para mallas tejidas con poros uniformes, el  $D_{85}$  del filtro se sustituye en la desigualdad anterior por el diámetro en la malla estándar U.S de abertura más cercana a la de la tela (EOS: equivalent opening size).

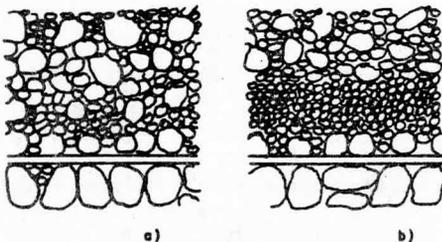
En forma análoga, Ogink recomienda;

$$D_{90} \text{ (poros del filtro)} / D_{90} \text{ (granos del suelo)} < 1 \text{ para geotextiles tejidos.}$$

$$D_{90} \text{ (poros del filtro)} / D_{90} \text{ (granos del suelo)} < 1.8 \text{ para geotextiles no tejidos.}$$

Las membranas comerciales cumplen fácilmente con estos requisitos para todos los suelos granulares y retienen mejor que los filtros granulares las partículas o flóculos muy finos debido al tamaño reducido y uniforme de sus poros, aún bajo presiones altas.

El problema del taponamiento sigue siendo motivo de muchas controversias. Algunos fabricantes arguyen que sus productos no se pueden tapar debido a la formación de un "cake" de partículas relativamente gruesas que quedan retenidas inicialmente e impiden a su vez el paso de las partículas más pequeñas, figura 4.5.



- a) Arrastre de partículas finas en la etapa inicial.
- b) Estructura filtrante obtenida.

Figura 4,5) Mecanismo supuesto para la formación del "cake".

Algunos intentos para detectar la presencia de este cake más permeable en el contacto suelo-membrana no dieron resultados. Por otra parte, es evidente que éste filtro natural no se puede formar si el material está constituido por materiales uniformemente finos o con muchos finos. Se ha indicado que si un suelo tiene más del 50 % de limo o arcilla, existe una alta probabilidad de taponamiento. La tendencia de los geotextiles a taparse tiende a aumentar cuando decrecen el  $D_{90}$  y la relación  $d_{50}/D_{90}$  de sus poros.

Parece posible concluir que los geotextiles si tienen una tendencia más pronunciada a taponarse que los filtros granulares y con consecuencias más serias debido a su poco espesor. La uniformidad de los poros constituye en éste caso una desventaja. Las telas no tejidas, que presentan una mayor variedad de tamaños parecen comportarse mejor que las tejidas debido a que por lo menos los poros más grandes permanecen abiertos.

Conviene observar, sin embargo, que el taponamiento no impide necesariamente que el geotextil siga cumpliendo con algunas de sus funciones. En particular, si la tela se coloca en el desplante de terraplenes granulares sobre suelos blandos, el taponamiento no será un obstáculo a la disipación de presión de poro en el contacto suelo-terraplén mientras el filtro, aún tapado, tenga una impermeabilidad no inferior a la del suelo base.

Si se pretende utilizar la conductividad longitudinal del filtro, será muy importante tomar en cuenta el peligro de taponamiento pero también la reducción de transmisividad de la membrana bajo carga.

Respecto al comportamiento de las telas sintéticas en caso de un agrietamiento que afecte al suelo base, puede decirse que la resistencia a la tensión y la gran deformabilidad a la falla de estos materiales

constituyen una ventaja muy relativa. Conviene recordar que, en este caso, la membrana sufre una deformación unitaria local teóricamente infinita, lo que ningun material puede soportar.

En resumen, las telas sintéticas presentan las ventajas y limitaciones siguientes;

- Su capacidad de retención de partículas es muy adecuada, probablemente superior y más confiable que la de los filtros granulares. Además, no presentan el problema de arrastre de material hacia el drenaje.

- Su capacidad drenante es alta en sentido transversal pero baja o nula en sentido longitudinal, por lo que en la mayor parte de las aplicaciones debe asociarse con un material granular.

- Su susceptibilidad al taponamiento bajo ciertas condiciones puede constituir una limitación seria al uso de éste tipo de filtro.

- La continuidad de la protección obtenida con estos materiales depende de un control cuidadoso durante la construcción.

- Su resistencia a la tensión no constituye una ventaja significativa desde el punto de vista de comportamiento en caso de un agrietamiento. Su capacidad autosellante es nula.

- Siguen existiendo incógnitas en cuanto a su comportamiento a largo plazo.

A pesar de los aspectos algo negativos que contiene lo anterior, se cree que el uso de los geotextiles en geotecnia tenderá en el futuro a aumentar considerablemente debido a la escasez y el costo creciente de materiales granulares de buena calidad.

#### 4.2. Aspectos respecto a la capacidad de retención.

El uso de geotextiles como elementos filtrantes o filtro-drenantes, requiere del conocimiento de las características a ser consideradas dentro de sus estimaciones hidráulicas y eficiencia protectora, expresadas por la permeabilidad de la tela y su capacidad para retener la descarga sólida. Es de extrema importancia formular ciertos juicios acerca de las condiciones de operación óptima y la evolución a tiempo de la capacidad de los geotextiles, como elementos filtrantes o filtro-drenantes.

##### 4.2.1. Determinación de la capacidad de los geotextiles para retener la descarga sólida.

En el "Hydraulic Engineering Research Institute" de Bucarest se inició un programa especial para determinar la capacidad de los geotextiles para retener la descarga sólida. La prueba consiste en la filtración de una suspensión suelo-agua a través de un geotextil bajo una carga constante de 10 cm. de columna de suspensión, figura 4.6;

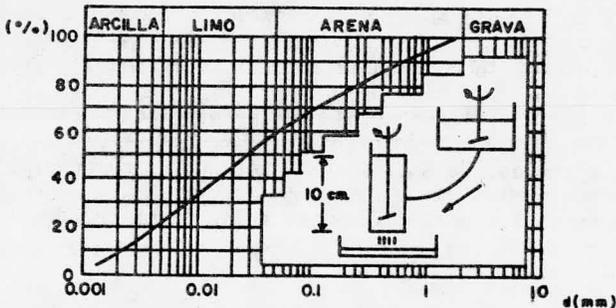


Figura 4.6) Condiciones de prueba para determinar la capacidad de geotextiles para retener la descarga sólida.

Para la ejecución de las pruebas se usó un mecanismo de permeámetro de carga constante. El material granular del permeámetro, así como el tanque que abastece el agua se mantiene permanentemente en suspensión mediante agitadores rotarios.

Las pruebas preliminares condujeron a los siguientes parámetros óptimos de prueba;

- Concentración de la suspensión; 5 %.
- Material granular que tiene una distribución granulométrica continua de 0.002 a 2.0 mm.
- Duración de la filtración; 15 min.

Los valores obtenidos por éstas pruebas son; la distribución granulométrica y la cantidad de sólidos que pasan a través del geotextil (P), retenidos sobre él (R) y retenidos en él (in).

Se determinan los pesos de cada una de esas partes, la distribución granulométrica por tamizado y por el método del hidrómetro. Para los sólidos retenidos en el geotextil es aceptado el uso de métodos indirectos; el peso de los sólidos se obtiene por la diferencia entre el peso de la muestra de la tela antes y después de la prueba, y la distribución granulométrica por la diferencia entre la distribución granulométrica inicial del material y la acumulada de las partículas retenidas sobre y las que pasan a través. De ésta manera, las curvas características de la capacidad de retención para diferentes telas deben representarse en un diagrama semilogarítmico, figura 4.7;

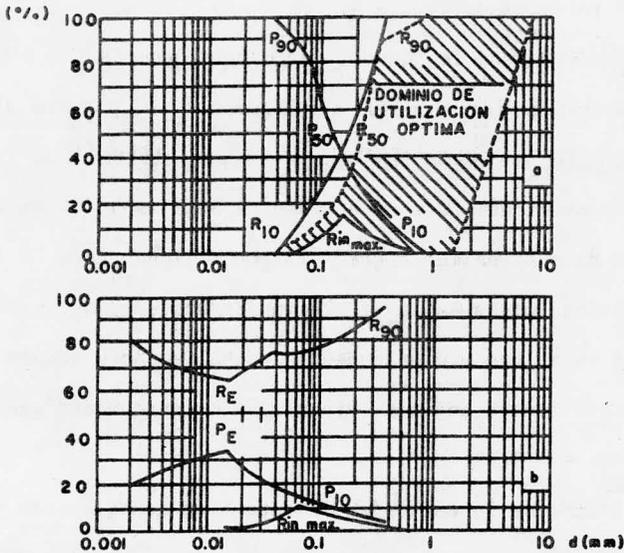


Figura 4.7) Curvas características de la capacidad de retención.

#### 4.2.2. Resultados obtenidos y elementos característicos.

Las pruebas ejecutadas en varios tipos de geotextiles tejidos y no tejidos: Madril, Terasin, Bidim, Terram, Alfa, hacen evidente el hecho de hasta donde es de consecuencia la capacidad de retención de la tela. Hay dos clases diferentes de comportamiento bien caracterizados por sus curvas de capacidad de retención, figura 4.7.

Así, para un cierto tipo de tela, aumenta la cantidad de sólidos que pasan a través de ella a medida que el tamaño de partículas disminuye, figura 4.7 a. Este es el caso de geotextiles con poros grandes (no tejidos) o aberturas grandes (tejidos) los cuales manifiestan una capacidad de retención de naturaleza mecánica hacia las partículas sólidas. Para otro grupo de telas, la capacidad de retención actúa sobre las partículas de limo y arcilla, intensificándose a medida que disminuyen las di

mensiones de partículas, figura 4.7 b.

Como en el 99 % de los casos, las dimensiones de los poros son mayores que las de la fracción en que llega a ser posible la retención mecánica, por lo que éste fenómeno debe ser atribuido a la acción de fuerzas electroquímicas. Este es el caso para telas de poros o aberturas pequeñas que dimensionalmente crean las condiciones para la acción de fuerzas electroquímicas en la filtración de una suspensión de suelo a través de la tela. Las pruebas ejecutadas hasta ahora sitúan casi a todos los geotextiles no tejidos, vinculados mecánicamente por punzonamiento, ensayados, en el último grupo.

Las gráficas de la capacidad de retención deben usarse para definir valores específicos que por su naturaleza pueden considerarse como índices dimensionales de capacidad de retención para geotextiles.

Expresando los límites ilustrativos del fenómeno analizado se proponen los siguientes índices dimensionales de la capacidad de retención;

- Las dimensiones extremas de las partículas de suelo, 90 %, 50 %, 10 % que se retienen sobre el geotextil ( $R_{90}$ ,  $R_{50}$ ,  $R_{10}$ ) o que pasan a través de él ( $P_{90}$ ,  $P_{50}$ ,  $P_{10}$ ).

- La dimensión de partículas sólidas que en proporción mayor es retenida en el geotextil ( $R_{in_{max}}$ ).

- La dimensión de partículas sólidas en la que probablemente empiezan a ejercer la retención por fuerzas electroquímicas ( $R_e$ ).

Las causas objetivas relacionadas a errores que pueden introducirse por la manera y técnicas de prueba, impuestas como dimensiones máxima y mínima de las partículas de suelo que pasan a través o se retienen sobre los geotextiles corresponden al 90 % y al 10 % respectivamente.

Los índices dimensionales de capacidad de retención pueden caracte-

rizar igualmente a las telas tejidas y a las no tejidas. Siendo incompatible, obviamente, la retención de sólidos por telas tejidas en su estructura, el índice  $R_{in_{m\acute{a}x}}$  se pierde y la retención sobre y la que pasa a través son iguales;

$$R_{90} = P_{10} \text{ y } R_{10} = P_{90}$$

Algunos técnicos consideran que los índices dimensionales de la capacidad de retención también proveen información respecto a;

- La dimensión máxima de poros de los geotextiles no tejidos y aberturas de los geotextiles tejidos ( $R_{90}$ ).

- La evaluación del dominio de la dimensión de partículas de suelo sobre el que los geotextiles ejecutan su capacidad de retención ( $R_{90}-R_{10}$ )

- La dimensión de partículas sólidas susceptibles a ser retenidas en la tela ( $R_{in_{m\acute{a}x}}$ ).

- La susceptibilidad del geotextil para obstruirse por la retención de sólidos sobre y en él debido a fuerzas electroquímicas ( $R_e$ ).

- El grado de no uniformidad de poros para telas no tejidas o para aberturas de telas tejidas considerando los siguientes intervalos propuestos;

$$\text{uniforme } 5 > R_{90}/R_{50} > 5$$

$$\text{no uniforme } 15 > R_{90}/R_{10} > 15$$

Una orientación de estudios con respecto a la manera en como las telas ejecutan su función de retener la descarga sólida está basado en la definición de su función en relación a la dimensión de partículas y las características de la porosidad de la tela.

Los resultados obtenidos de la prueba sobre la capacidad de los geotextiles para retener la descarga sólida enfatiza el hecho de que éste fenómeno está distante y es demasiado complejo para definirse exclusiva-

mente por algunos elementos dimensionales;

Tamaño de las partículas del suelo, porosidad de la tela y las dimensiones de poros.

Por diferentes razones, la caracterización de la capacidad de retención de la tela para partículas sólidas por elementos dimensionales solo es cuestionable:

- Los valores dimensionales que ilustran el tamaño de partículas de suelo y la porosidad de la tela se obtienen por pruebas indirectas (análisis por hidrómetro y el método basado en la succión, respectivamente), Hecho que dá a las telas un alto grado de convencionalidad.

- La diferenciación de principios en que esos valores están determinados hacen dudosa su comparación.

- El efecto restrictivo de un medio poroso con una superficie específicamente extensa obviamente es más complejo que la atribuida al proceso mecánico.

Las razones anteriores sugieren la examinación del geotextil y la influencia natural del suelo (composición química o mineralógica) sobre la intensidad del fenómeno de retención de partículas finas.

La atención se ha orientado hacia el proceso inesperado de retener partículas más finas que la dimensión de poros de la tela.

El programa experimental opera con cuatro tipos de tela producidas en Rumania; Madril M, Madril V, Madril P y Terasin; y cuatro tipos de suelo; caolin, loess, arena cuarzosa y arena micácea.

Las características de los geotextiles experimentados, fabricados de varios polímeros y que tienen estructuras diferentes se mencionan en la tabla 4.1.

geotextil	naturaleza del polímero	características de las fibras (tex/mm)	tecnología	masa ( $\mu$ ) ( $\text{g/m}^2$ )	espesor (T) (cm)	porosidad (n) (%)	distribución de poros (%)	
							$\phi < 0.03$	$\phi > 0.03$
Madril M	pp	0.66/60	punzonado	520	0.57	89.9	mm 0.3	mm 99.7
Madril V	pp	1.99/100	punzonado	560	0.59	89.6	0.2	99.8
Madril P	pes	0.44/60	punzonado	470	0.42	91.6	0.3	99.7
Terasin	mezcla de pes pna, pp	-	punzonado y vincula do quí- mico	660	0.75	89.0	0.5	99.5

Tabla 4.1) Definiciones características de geotextiles usados para el programa experimental.

Los suelos, excepto el loess, se inmineralizan, siendo especificadas sus distribuciones granulométricas, figura 4.8.

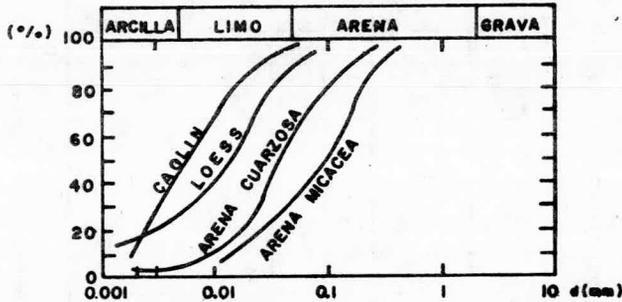


Figura 4.8) Distribución granulométrica del suelo usado en pruebas para determinar la susceptibilidad de los geotextiles para retener finos.

Para las pruebas, los suelos deben utilizarse individualmente y en mezclas de dos.

Las pruebas deben ejecutarse en conformidad con la metodología expresada anteriormente para determinar la capacidad de la tela para retener la descarga sólida.

Una regla para enfatizar la intensidad del fenómeno observado es; la capacidad de retención ha sido analizada para el material que tiene dimensiones de partículas menores al 99 % de los poros del geotextil ( $\emptyset < 0.03 \text{ mm}$ ).

La susceptibilidad de la tela para retener partículas menores a las dimensiones de los poros -Sg (0.03)- está expresada por la relación entre la cantidad de partículas menores de 0.03 mm retenidas sobre la tela -R (0.03)- y que tienen  $d < 0.03$  del suelo inicial -G (0.03)-.

$$Sg = \frac{R(0.03)}{G(0.03)} (100) \quad (\%)$$

Los resultados obtenidos en los cuatro tipos de suelos y las cuatro telas ensayadas se presentan en la tabla 4.2.

suelo geotextil	arena cuarzosa	arena micácea	caolin	loess
Madril M	91	53	72	94
Madril V	78	80	92	77
Madril P	87	92	88	92
Terasin	74	79	87	84

Tabla 4.2) Susceptibilidad de los geotextiles para retener partículas menores a su dimensión de poros.

Los resultados presentados permiten los datos siguientes;

- En todos los casos, la susceptibilidad de las telas para retener partículas menores a la dimensión de poros es obvio.

- Las diferencias se presentan en el comportamiento de cada uno de los tipos de suelos hacia la tela y en el comportamiento de cada tela hacia el suelo correspondiente, siendo la diferencia entre el porcentaje máximo y mínimo del material retenido para la misma tela entre el 5 % y el 41 % y para el mismo suelo entre el 17 % y el 39 %.

- Generalmente hablando, la susceptibilidad analizada es mayor para caolin y loess que para arenas cuarzosas y micáceas, siendo retenidos los primeros en un promedio del 85 % y del 87 % respectivamente y los últimos en un promedio del 76 % y del 83 % respectivamente.

Estos datos arguyen, para la suposición, que durante el proceso de filtración el efecto restrictivo de la tela en la descarga sólida no puede ser expresado solamente por una retención de naturaleza mecánica, sino también por la influencia de alguna acción de las fuerzas electro-quí

micas.

La naturaleza de esa acción está unida a la naturaleza de los dos medios; suelo y telas.

El comportamiento específico de cada conjunto suelo inmineralizado-tela implica una manifestación más compleja que en el caso de mezclas minerales de dos o más componentes.

Las pruebas realizadas para señalar este aspecto deben ejecutarse en mezclas de dos componentes de los cuatro suelos: arena cuarzosa, arena micácea, caolin, loess, siendo hechas, en todos los casos, las combinaciones en una relación de pesos de 4/1, 1/1 y 1/4.

La influencia de las mezclas sobre la susceptibilidad de la tela para retener finos fué expresada por la relación entre la susceptibilidad estimada en cálculos y la susceptibilidad obtenida en pruebas.

Considerando que la diferencia de  $\pm 0.1$  se incluye en el dominio de posibles errores que pueden introducirse por la determinación técnica, fué aceptado que la relación de 0.9 a 1.1 enfatiza que el comportamiento corresponde a los valores calculados de acuerdo con la dosificación.

La relación menor de 0.9 indica una acentuación de la susceptibilidad analizada y la relación mayor de 1.1, su disminución.

Los resultados obtenidos, presentados en la figura 4.9, han conducido a lo siguiente;

- Una estimación general del análisis de todas las pruebas ejecutadas demostró que la mezcla mineral es capaz de influenciar a la susceptibilidad de la tela para retener descargas sólidas; sólo el 50 % de las pruebas corresponden a los valores calculados, el resto presentó cambios.

- Los resultados obtenidos para cada mezcla mineral presentan en todos los casos una influencia en la retención de partículas por la tela

pero con diferencias no importantes debido a la dosificación.

- Aparte de que la dosificación de las mezclas y los componentes de cada tela, introducen un comportamiento específico, la proporción y la manera en que actúan las modificaciones sobre la capacidad de retención son seriamente diferentes, dependiendo de la naturaleza del polímero. Casi se notó un comportamiento similar en las telas fabricadas del mismo polímero (Madril M y Madril V).

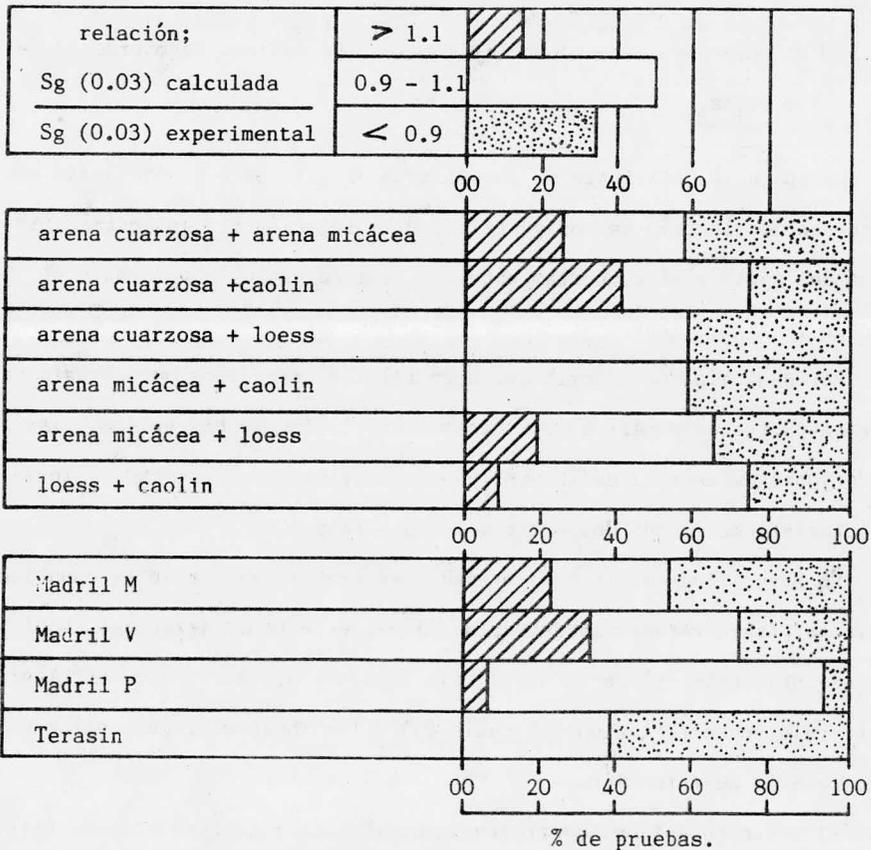


Figura 4.9) Influencia de las mezclas de suelo sobre la susceptibilidad de los geotextiles para retener la descarga sólida.

Los resultados presentados acerca de la susceptibilidad de la tela subrayan el hecho de que durante el proceso de filtración la capacidad de la tela para retener la descarga sólida está influenciada por la composición mineralógica y la naturaleza química del polímero. Por lo tanto, la estimación del comportamiento de la tela como elemento filtrante o filtro-drenante basada exclusivamente en valores dimensionales de los dos medios es insuficiente.

#### 4.2.3. Criterio para establecer las condiciones óptimas de operación de las telas.

La operación eficiente de los filtros de tela está condicionada por la correcta selección de los geotextiles en relación con las características del suelo y el comportamiento del sistema suelo-tela durante el proceso de filtración.

Por analogía con el criterio para filtros granulares se propusieron diferentes reglas empíricas que definen la eficiencia hidráulica y las condiciones de estabilidad hidrodinámica dependiendo de ciertos valores característicos de los dos medios; suelo y tela.

En base a los resultados obtenidos en pruebas acerca de la capacidad de la tela para retener la descarga sólida, se establecieron las condiciones óptimas de operación de la tela usando un criterio que correlaciona el valor característico del suelo ( $d$ ) a los índices dimensionales de la capacidad de retención.

El criterio define la eficiencia hidráulica y la condición de estabilidad hidrodinámica, permitiendo que durante el proceso de filtración la tela debe dejar pasar selectamente a toda la cantidad de agua restringiendo el transporte de partículas sólidas, así como se permite en fil-

tros granulares.

Para telas que solo manifiestan un efecto restrictivo de naturaleza mecánica, el criterio es formulado como sigue;

- Para la condición de estabilidad:

El suelo protegido debe contener fracciones máximas de 10 % que pasan a través de la tela en una relación del 90 %

El suelo protegido debe contener un 10 % mínimo de partículas mayores a la dimensión máxima de poros o aberturas.

El suelo protegido debe contener un 25 % máximo de la fracción correspondiente a la fracción máxima retenida en la tela.

- Para la condición de permeabilidad:

$$K_{\text{tela}} \cong 2K_{\text{suelo}}$$

El criterio establecido define una "granulometría específica" de operación óptima para cada tela, figura 4.7b.

Para telas susceptibles de retener partículas finas por medio de fuerzas electroquímicas se formula el siguiente criterio;

- Respecto a la condición de estabilidad:

La fracción menor de 0.05 mm. pasa a través de la tela con una relación máxima del 25 %.

- Para la condición de permeabilidad:

$$K_{\text{tela}} > 5K_{\text{suelo}}$$

Según comprobaciones en la capacidad de la tela para retener la descarga sólida, su permeabilidad observa la condición;

$$K_{\text{tela}} (\text{según pruebas}) \cong 5K_{\text{suelo}}$$

Para esas telas, el criterio mencionado no debe limitar un dominio granulométrico de operación óptima, haciendo posible su uso para todos los suelos (arenosos, limosos y arcillosos).

La regla para verificar la validez del criterio propuesto fué la ejecución de pruebas de laboratorio sobre modelos físicos, observando la eficiencia de protección llevada a cabo por el filtro de tela y su comportamiento a largo plazo.

Los modelos se pueden hacer del suelo correspondiente al dominio de utilización óptima del geotextil así como de otros suelos.

Para enfatizar los aspectos, junto a la eficiencia de protección de los filtros de tela, las muestras han de ser expuestas a períodos cortos de flujo de  $i = 10$ .

Todas las pruebas ejecutadas con suelos óptimos no registraron el paso de partículas a través de la tela y no se presentó el fenómeno de obstrucción. En pruebas con suelos no conformados se presentó el paso de partículas en todos los casos, algunas veces teniendo una manifestación progresiva hasta el paso completo de la muestra de suelo.

El comportamiento a largo plazo del filtro de tela fué observado en modelos durante más de 700 días en los cuales fué mantenido el flujo a gradiente constante ( $i = 1$ ).

Las pruebas se han de ejecutar en filtros de Madril M, Madril V, Terasin y Madril P. Para comparación, se ha ensayado un filtro granular clásico bajo las mismas condiciones.

Todos los modelos observaron buen comportamiento para filtros de tela, similares a los que se presentan en la figura 4.10, para el geotextil Madril V 500.

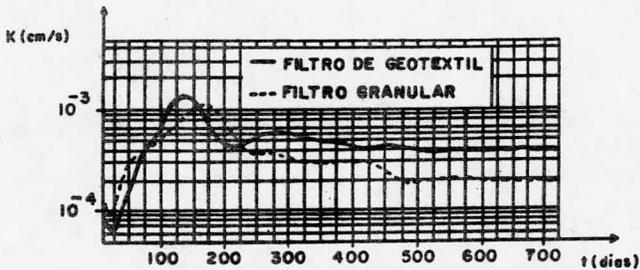


Figura 4.10) Comportamiento a largo plazo del filtro de geotextil Madrid V 500.

Todas las pruebas demostraron la existencia de tres períodos señalados por; la disminución de la permeabilidad del conjunto debido a la recolocación de partículas en el momento de alivio del flujo; el incremento de permeabilidad durante el período correspondiente a la formación inversa del filtro natural sobre el área de contacto suelo-tela; la estabilización del proceso de filtración. En éste último período, conseguido después de casi 300 días, la permeabilidad del conjunto se colocó entre los valores extremos previamente obtenidos, siendo un poco mayor que la permeabilidad alcanzada por los filtros granulares.

Tomando en consideración los resultados obtenidos puede decirse que en todos los casos las telas tienen un comportamiento correcto. Agregando que las pruebas ejecutadas para enfatizar la eficiencia de protección, guían a los mismos resultados cuantitativos, por lo tanto, puede concluirse que la evaluación de la operación de filtración de la tela sobre la base del criterio mencionado puede ofrecer resultados satisfactorios.

#### 4.3. Diseño geotextil-geomembrana.

Las geomembranas (forros sintéticos impermeables y flexibles) se usan cada vez más para estanques, canales y presas (genéricamente llamados depósitos).

Los problemas de colocación pueden ocurrir por diferentes razones, incluyendo; 1) acumulación de líquido o gas debajo de la geomembrana y 2) susceptibilidad de la geomembrana a daños causados por esfuerzos mecánicos. Algunas veces los problemas aparentemente menores conducen a fallas catastróficas.

Los geotextiles pueden ayudar a resolver los problemas por el drenaje de líquidos o gases debajo de la geomembrana y protegerla de esfuerzos mecánicos. La asociación geotextil-geomembrana es natural.

Ambos materiales son fáciles de instalar juntos debido a su flexibilidad, y tienen propiedades complementarias; los geotextiles proveen resistencia y las geomembranas impermeabilidad. Las primeras aplicaciones de la técnica geotextil-geomembrana fueron hechas en 1971 en una serie de estanques. Desde entonces, los geotextiles y las geomembranas pueden usarse juntos en cientos de proyectos.

##### 4.3.1. Drenaje de líquidos y gases debajo de las geomembranas.

El origen de líquidos acumulados bajo una geomembrana puede ser; 1) líquidos del estanque, filtrados por grietas o por escurrimientos sobre el dique; 2) agua del dique o suelo circundante (agua subterránea manantiales, precipitaciones filtradas a través del dique, condensación de vapor, etc.)

El origen de gases acumulados bajo una geomembrana puede ser; 1) ga

ses generados por suelos orgánicos o contaminados; 2) aire atrapado bajo la geomembrana durante la instalación y 3) aire contenido en el suelo que es forzado hacia la superficie por un índice de ascenso del agua subterránea.

Efectos perjudiciales de fluidos; directos sobre las geomembranas; 1) durante la instalación, agua del suelo, especialmente por condensación, pueden humedecer la geomembrana haciendo difícil la junta; 2) la presión de los fluidos acumulados pueden levantar la geomembrana, generando esfuerzos en la misma y perturbando la operación del depósito. Los efectos del exceso de agua sobre la base de apoyo incluye; 1) reducción de la resistencia del suelo, bajando así su resistencia a la acción de las olas o generando deslizamientos, resultando ambos fenómenos en deformación del banco; 2) solución de sales (tales como el yeso), erosión generando dolinas, (en karst), colapso de estructuras (en loess) o tubificación (en mal filtrado de los diques), induciendo hundimientos y 3) contaminación del suelo o del agua subterránea si el líquido atrapado contiene contaminantes.

Todos estos efectos (excepto la contaminación) producen esfuerzos en la geomembrana. Por lo tanto, es necesario el drenaje para prevenir daños causados por esfuerzos en la geomembrana.

#### 4.3.2. Drenaje bajo las geomembranas.

Hay dos componentes en un sistema de drenaje; un dren, para transportar el fluido; y un filtro, para prevenir la obstrucción del dren por el suelo. Los drenes tradicionales están hechos de grava o tubos (algunas veces de arena, cuando la descarga de agua o gas es baja), los filtros tradicionales están hechos de arena.

Bajo una geomembrana, muchas veces se usan capas de arena y grava un poco tenues para formar grandes frazadas de drenaje. Sin embargo, las capas de arena y grava, para extensiones menores, tienen muchas desventajas; son difíciles de instalar en taludes, son inestables en los taludes pronunciados (y no es fácil instalarlos); pueden desacomodarse durante la construcción por el paso de trabajadores y por condiciones de mal tiempo (tales como el viento); pueden erosionarse por corrientes de agua bajo la geomembrana. Los tubos también tienen desventajas; pueden proyectarse y dañar a la geomembrana si son mal instalados o si el talud es deformado por la acción de las olas; pueden originar tubificación si son comprimidos o si sus extremidades no se conectan apropiadamente.

Los geotextiles no deben tener las desventajas mencionadas y son, por lo tanto, cada vez más usados en sistemas de drenaje asociados con las geomembranas en donde actúan como filtros o como drenes. Los geotextiles usados como filtros son los tejidos y los no tejidos; los geotextiles usados como drenes son los gruesos no tejidos punzonados, de felpa y las mallas.

Los geotextiles usados como filtros deben cumplir el criterio de filtros mencionados anteriormente. Los geotextiles usados como drenes deben tener la transmisividad requerida por la fórmula de Darcy:

$$Q/B = \theta i \quad (1)$$

donde; Q = la descarga a ser transportada ( $m^3/s$ ); B = ancho del geotextil (m);  $\theta$  = transmisividad del geotextil ( $m^2/s$ ) e i = gradiente (adimensional).

Los valores típicos de la transmisividad hidráulica son;  $\theta =$  de  $10^{-7}$  a  $10^{-6} m^2/s$  para geotextiles gruesos no tejidos punzonados y  $\theta_w = 10^{-4} m^2/s$  para las mallas. La transmisividad para un gas se deriva de la transmisi

vidad hidráulica por;

$$\theta_g = n_w \rho_g \theta_w / (n_g \rho_w) \quad (2)$$

donde;  $n_w$  y  $n_g$  son las viscosidades del agua y del gas respectivamente;  $\rho_w$  y  $\rho_g$  son las densidades del agua y del gas respectivamente; (para el aire  $\theta_g = 0.07 \theta_w$ ).

Para determinar la transmisividad requerida de un geotextil, deben ser evaluados la descarga a ser transportada y el gradiente. La evaluación de la descarga depende del origen del fluido, tales como goteras de agua a través de la geomembrana o que fluye del suelo, emanación de gases del suelo o aire atrapado bajo la geomembrana. El gradiente depende de la presión del fluido y la geometría del dren. El caso más simple es el drenaje de líquidos por gravedad sobre un talud inclinado donde la presión es igual a cero y el gradiente es;

$$i = \text{sen } \beta \quad (3)$$

donde;  $\beta$  = pendiente.

El drenaje de gases (porque la gravedad se omite) y el drenaje de líquidos en el fondo cuasi-horizontal del depósito (porque la pendiente se omite) requieren presión, por lo tanto, la evaluación del gradiente es más difícil.

#### 4.3.3. Protección de geomembranas contra acciones mecánicas.

Las geomembranas pueden estar sujetas a probables acciones mecánicas que tienen efectos perjudiciales;

- Distribución normal de esfuerzos. Una geomembrana puede ser elevada por líquidos o gases acumulados debajo o es empujada hacia el interior de las cavidades del material de soporte por la presión del líquido atrapado. Las cavidades pueden ser; depresiones (causadas por la deforma

ción del banco o hundimientos o grietas en el concreto). Cuando se eleva o se empuja hacia el interior de una cavidad, una geomembrana es estirada y eventualmente podrá reventarse.

- Distribución tangencial de esfuerzos. Una geomembrana puede estar sujeta a esfuerzos de tensión como resultado de movimientos diferenciales entre la geomembrana y los materiales adyacentes. Tales movimientos pueden ser causados por; deslizamientos de una cubierta de concreto durante su instalación o después de ésta; deslizamiento de una cubierta de tierra o de sedimentos durante el abatimiento del depósito; asentamientos diferenciales del subsuelo de soporte; expansión térmica diferencial entre la geomembrana y los materiales adyacentes.

- Concentración de esfuerzos. Una geomembrana puede ser punzonada por la caída de objetos, escombros flotantes o hielo (cuando ésta no es protegida por una cubierta), piedras angulares (del suelo de soporte o del material de cubierta), bordes cortantes del concreto (concreto agrietado usado como material de soporte, como cubierta o placas de cubierta) vegetación (que brota por abajo o en la cubierta de tierra). Una membrana puede ser rasgada por materiales en contacto que realizan movimientos tangenciales.

- Repetición de esfuerzos. Una geomembrana puede ser; 1) desgastada por partículas sólidas en suspensión en el líquido atrapado o por repetidos movimientos tangenciales de los materiales en contacto; y 2) sujeta a la fatiga por acción repetida de las olas y turbulencias generadas por el viento o agitadores.

Los métodos para proteger geomembranas resuelven casi exclusivamente problemas generados por la concentración de esfuerzos. Estos métodos incluyen; 1) preparación del soporte eliminando piedras protuberantes

y/o la instalación de una capa de arena, cubrir grietas en arcilla o concreto y eliminar filos angulosos de estructuras de concreto y 2) instalación de una cubierta protectora sobre la geomembrana (tierra, losas o blocks de concreto, etc). Los métodos tradicionales, así como la instalación de una capa de arena presentan lo anterior como desventajas, las cuales son causantes de pérdidas de tiempo y además la instalación de una cubierta protectora puede generar esfuerzos (concentrados o distribuidos) perjudiciales a las geomembranas.

Los geotextiles son fáciles de instalar y no tienen esas desventajas. Dependiendo del caso considerado, los geotextiles pueden ejecutar varias funciones para proteger geomembranas contra acciones mecánicas; 1) puede actuar como dren o como filtro para drenar líquidos o gases, por lo tanto, previene la generación de esfuerzos por la elevación de las geomembranas; 2) puede actuar como una membrana tensada para soportar el empuje de una geomembrana hacia el interior de una cavidad por la presión del agua; 3) puede actuar simultáneamente como refuerzo y como dren para proveer resistencia al esfuerzo cortante adicional al concreto fresco y drenar el exceso de agua expulsada de éste durante su colocación, la cual hace resbaladiza la superficie de la geomembrana; 4) con un coeficiente de fricción bajo, puede actuar como lubricador entre una geomembrana y una losa de concreto para facilitar los movimientos diferenciales tangenciales entre la geomembrana y la losa de concreto; y 5) puede actuar como absorbente para proteger a una geomembrana de la concentración de esfuerzos.

Los datos de protección de las geomembranas se han hecho principalmente a través del uso de geotextiles no tejidos, en particular los punzonados. En realidad, se pueden usar varios tipos de geotextiles, depen-

diendo de la función a llevarse a cabo; los tejidos y los no tejidos (membrana tensada); los no tejidos punzonados (refuerzo-dren); los tejidos y no tejidos, especialmente los termosoldados (lubricador); mallas con aberturas y espesores pequeños, no tejidas punzonadas (absorbentes).

El uso de un geotextil que actúa como una membrana tensada para cubrir una cavidad bajo una geomembrana puede diseñarse utilizando el método que se describirá más adelante. La resistencia requerida del geotextil aumenta si la presión del agua y el diámetro de la cavidad (o el ancho de la grieta) aumentan, y/o si la deflexión permisible (o elongación) de la geomembrana disminuye.

Un límite superior de la resistencia requerida de un geotextil que actúa como refuerzo para concreto fresco puede ser derivado por escrito y analíticamente estableciendo que los esfuerzos de corte generados por el peso del concreto son transmitidos por completo al geotextil (presumiendo que el geotextil está apropiadamente anclado en la cima del talud). Si el geotextil también actúa como dren, hay alguna fricción en el talud y el esfuerzo de tensión en el geotextil se reduce.

El diseño de un geotextil que actúa como lubricador entre una geomembrana y una losa de concreto es extremadamente complejo porque los esfuerzos de tensión en el geotextil varían de un punto a otro. Un análisis teórico detallado ha sido realizado y usado para el diseño de un gran canal. Con coeficientes de fricción de 0.7 (geomembrana/geotextil) y de 0.5 (geotextil/losa de concreto), los cálculos demostraron que, para un movimiento diferencial tangencial dado, el esfuerzo de tensión en la geomembrana es cinco veces menor que aquéllas sin geotextil.

El uso del geotextil que actúa como absorbente para proteger a una geomembrana de la concentración de esfuerzos no está disponible para

análisis teóricos. Una prueba, desarrollada inicialmente por la "U.S. Bureau of Reclamation", consiste en aplicar una presión controlada sobre una geomembrana colocada sobre piedra. La misma prueba, llevada a cabo sobre una asociación geotextil-geomembrana demostró un marcado aumento de la resistencia al punzonamiento provista por el geotextil. Esto se confirma por los resultados de pruebas de impacto realizadas por medio de caídas de varios objetos sobre un sistema geotextil-geomembrana.

#### 4.3.4. Diseño de dren con geotextil bajo una geomembrana.

Se considera un geotextil que actúa como dren bajo una geomembrana en un talud. De un análisis teórico conducido para un proyecto donde fué importante un control de grietas, la transmisividad requerida ( $\theta$ ) del geotextil (con respecto a la descarga  $Q$  a través de una unidad de ancho  $B$  de geomembrana y la pendiente  $\beta$ , de acuerdo a la ecuación (1) y ecuación (3) está dada por;

$$\theta = \frac{Q}{B \operatorname{sen} \beta} = \left\{ \frac{K_m}{2T_m} + \frac{\pi e_w g n d^4}{256 \eta_w T_m} + 0.146 \pi N D^2 \sqrt{\frac{g}{Z}} \left( \frac{Z}{\operatorname{sen} \beta} \right)^2 \right\} \quad (4)$$

donde;  $K_m$  = conductividad hidráulica de la geomembrana (m/s);  $Z$  = profundidad bajo el nivel del agua (m);  $T_m$  = espesor de la geomembrana (m);  $\beta$  = pendiente ( $^\circ$ );  $e_w$  = densidad del líquido ( $\text{Kg/m}^3$ );  $g$  = gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ );  $n$  = número de poros por unidad de área ( $\text{m}^{-2}$ );  $d$  = diámetro de poros (m);  $\eta_w$  = viscosidad del líquido ( $\text{Kg/ms}$ ); 0.146 = coeficiente numérico válido solo en el sistema S.I.;  $N$  = número de cavidades por unidad de área ( $\text{m}^{-2}$ ); y  $D$  = diámetro de las cavidades (m).

Para una aplicación dada, la curva (obtenida de la ecuación (4)) que da la transmisividad requerida en función del tirante  $Z$  debe ser comparada a las curvas (obtenidas en pruebas) que dan las transmisividades de una, dos, ..., capas del geotextil considerado en función de la presión

figura 4.11

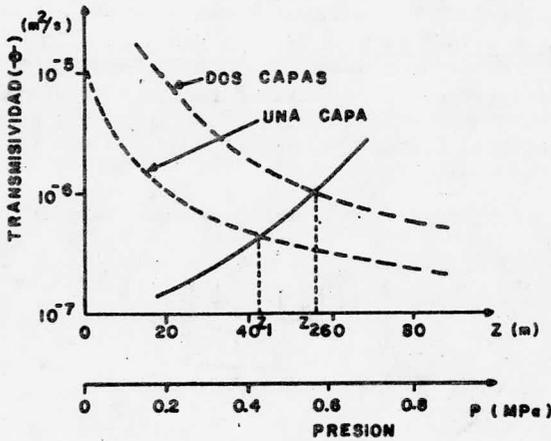


Figura 4.11) Transmisividad requerida (línea continua, obtenida de la ecuación (4)) comparada a la transmisividad del geotextil considerado (líneas discontinuas, obtenidas en pruebas). Se requiere una capa de geotextil entre  $Z = 0$  y  $Z = Z_1$ , y dos capas entre  $Z = Z_1$  y  $Z = Z_2$ .

#### 4.3.5. Diseño de membranas tensadas.

Usando la teoría de la membrana tensada, se ha establecido una gráfica, figura 4.12, la cual da una relación entre los siguientes parámetros;  $b$  = ancho de la grieta (m);  $Y$  = deflexión del sistema geotextil-geomembrana (m);  $P$  = presión del líquido del depósito ( $N/m^2$ );  $\epsilon$  = elongación del sistema geotextil-geomembrana; y  $\alpha$  = fuerza por unidad de ancho del sistema geotextil-geomembrana. Se ha obtenido una gráfica similar para el caso de una cavidad circular y una gráfica más compleja para el caso en el que el sistema geotextil-geomembrana no está perfectamente anclado en las orillas de la grieta y pueda deslizarse. Para usar la grá-

fica, la curva del geotextil considerado ( $\epsilon$ ,  $\epsilon$ ) debe trazarse sobre la gráfica. Ejemplo; para una presión de agua de  $600 \text{ KN/m}^2$  (aproximadamente 60 mca.) y un ancho de grieta de 5 cm (por lo tanto  $P_b = 30 \text{ KN/m}$ ), el geotextil A puede reventarse, el geotextil B puede tener una elongación mayor que la del geotextil C pero puede estar sujeto a una fuerza de tensión menor.

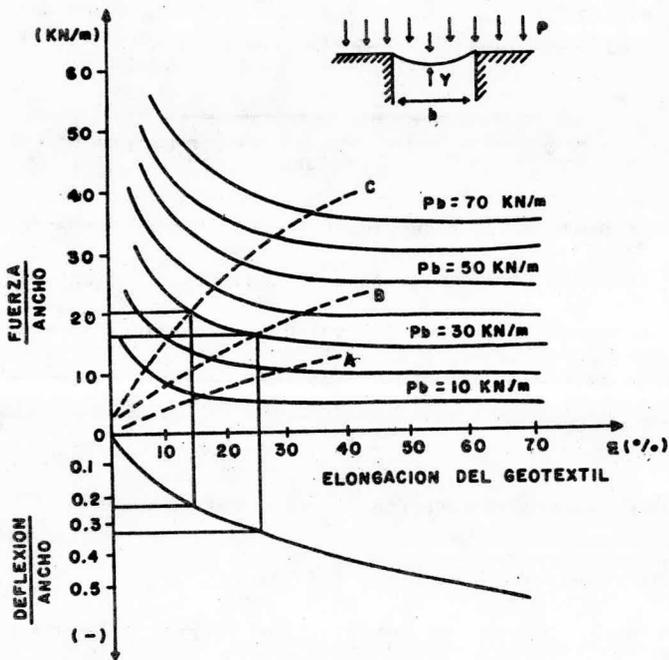


Figura 4.12) Gráfica para el diseño de un geotextil para cubrir una grieta.

#### 4.4. Uso de geotextiles en construcción de presas.

Ocupándose en la construcción de presas, los materiales de construcción requeridos no siempre están disponibles en la zona de la obra en la cantidad y calidad deseadas. Por lo tanto, algunas veces se deben usar materiales preparados artificialmente. Recientemente se construyó un corazón con elementos sellantes usando el método diagrama de trinchera e incluyendo geotextiles. Estos pueden contribuir al aumento de la seguridad de una presa de tierra, principalmente contra la erosión, si se garantiza que sus cualidades permanecen esencialmente inalteradas durante un período suficiente de tiempo. Hay dos opciones para la construcción de las trincheras y la introducción subsecuente del material sellante junto con el geotextil. El método húmedo en el cual la trinchera se adema con una suspensión seguida por el material sellante, colocado principalmente por el método Tremie por el desplazamiento de la lechada. La inserción del geotextil sigue un arreglo particular, el cual es prensarlo contra la pared de la excavación. Los problemas de las juntas de instalación se resuelven separadamente usando este método. Este método es capaz de ser usado después de que la presa se ha llenado parcial o totalmente.

En el método seco, se forma una trinchera abierta en la zona del corazón de la presa, una vez que el llenado ha alcanzado una profundidad de 1 m. a 3 m, siendo el corazón de material suelto más o menos cohesivo. Después de la instalación de una capa de geotextil sobre la superficie aguas abajo de la trinchera se llena con suelo-cemento, no hay problemas en las juntas usando este método.

Debido al pequeño espesor de la pared, se producen grandes gradientes hidráulicos. El geotextil tiene una función particular que cumplir,

respecto a la seguridad, contra la erosión. A fin de comparar varios geotextiles y demostrar su funcionamiento para usos particulares, el "Landesamt für Wasserwirtschaft" de Alemania, llevó a cabo una serie de pruebas, las cuales se hicieron sobre; la toma de agua, el ancho efectivo de aberturas, las permeabilidades vertical y paralela a la superficie del geotextil, la deformabilidad, la acción de sellado y el ángulo de fricción del geotextil. El geotextil "tres capas", tejido, producido por la firma "NAVE", tipo 1002 NS de PES/PA (poliester/poliacrilan), fué aprobado, particularmente por estar bien adaptado, debido a su capacidad para aceptar grandes deformaciones sin cambios estructurales ni cambios en la efectividad del filtro.

Independientemente de los métodos elegidos para la construcción de trincheras diagramas como elementos de sellado de una presa, la rigidez de estos elementos debe igualar en gran parte la de los materiales adyacentes de la presa. La compatibilidad llevada a cabo de cualquier deformación, que puede resultar de esfuerzos debidos a la operación de construcción y después debido a la retención de agua, llevan a la concentración de esfuerzos y posible ruptura de los elementos sellantes. Por lo cual, se llevaron a cabo pruebas a la falla de los materiales sellantes.

Se recomienda que las paredes selladas tengan una formalidad más grande y, a causa de la baja resistencia, el geotextil se usa como protección contra la erosión en la zona del corazón. En otras zonas de la presa los geotextiles se usan para fines de drenaje o para el junteo de capas de relleno. En Alemania los geotextiles se han usado en la construcción de dos grandes presas, las cuales son;

a) Presa Förmitz.

Para la construcción de la presa Förmitz, 33 m. de alto por 700 m.

de largo, aproximadamente, no hubo material adecuado y disponible para el corazón, por lo tanto, después de continuas pruebas, se usó el llamado "método seco" de la trinchera diagrama para la producción del elemento sellante de la presa. En la figura 4.13 se presenta una sección transversal de la presa con el arreglo del geotextil.

- 1) Muro diagrama seco.
- 2) Material semi-impermeable.
- 3) Enrocamiento.
- 4) Galería de control e inspección.
- 5) Aluvión.
- 6) Roca basal.
- 7) Geotextil.

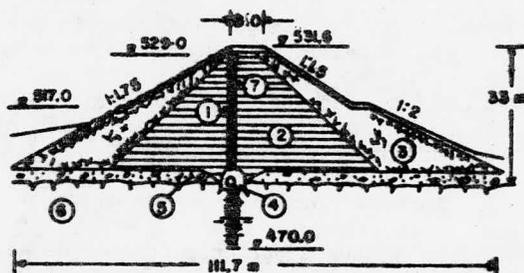


Figura 4.13) Sección transversal de la presa Förmitz.

El elemento sellante se formó en muros de 3 m. de alto; en la parte central, en donde la presa alcanzó la máxima altura, el elemento fué conectado a una galería de inspección, mientras que en los costados se conectó a un muro impermeable. La filtración del agua fué colectada en una artesa de concreto fuera de la cortina.

En la figura 4.14 se presenta cómo se reduce la presión por medio del geotextil.

Consecuentemente, el funcionamiento del geotextil fué doble, primero se utilizó como protección contra la erosión del suelo-cemento de tal forma que no pueden emigrar partículas finas del elemento sellante hacia el interior del relleno adyacente; y segundo, se usó para drenar la filtración del agua de la presa.

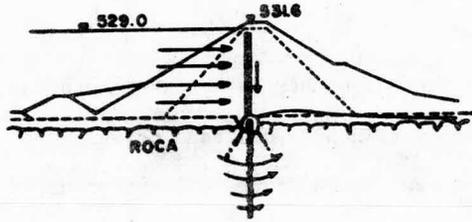


Figura 4.14) Líneas de flujo de la presa Förmitz.

El geotextil se desempeñó bien en ambas funciones. El flujo de agua en una longitud media de 240 m. sólo ascendió a 0.4 l/s. y ha permanecido constante durante años.

En éste ejemplo de construcción se observó que la pared suelo-cemento ejecutó una importante función de sellado, haciéndose fuertes demandas con respecto a; baja permeabilidad, suficiente flexibilidad, resistencia adecuada y protección contra la erosión. Según intensas pruebas de laboratorio, la mezcla óptima para el suelo-cemento se seleccionó como sigue;

85 % de arena con un contenido de limos del 20 % aproximadamente, 10 % de arcilla y 5 % de cemento.

El peso volumétrico seco del suelo-cemento ascendió a  $1600 \text{ Kg/m}^3$ ; para una adición de 400 l. de agua el peso volumétrico fué de  $2000 \text{ Kg/m}^3$

El coeficiente de permeabilidad obtenido en pruebas fué de  $5 \times 10^{-9}$  m/s para un gradiente hidráulico de 100. Se usó la celda triaxial para estudiar el comportamiento suelo-cemento a través de esfuerzos y deformación unitaria. De esto se vió que las deformaciones axiales del 4 % se pudieron alcanzar sin fracturas o cambios en el valor de la permeabilidad.

A fin de comprobar que las deformaciones estuvieran libres de frac-

turas, también fué necesario llevar a cabo pruebas de la extensibilidad del geotextil junto con el suelo-cemento. De estas pruebas se demostró que, después de la producción de fracturas preparadas artificialmente en el suelo-cemento con la presencia de un geotextil, el valor de la permeabilidad descendió a  $1.1 \times 10^{-5}$  m/s. Sin embargo, luego de una pequeña adición de limo regresó rápidamente a  $10^{-8}$  m/s ó  $10^{-9}$  m/s, mientras que sin geotextil no disminuyó el valor.

Se vió el impedimento a la erosión o efecto de saniculado por el geotextil. En la figura 4.15 se presenta el arreglo y los resultados de prueba.

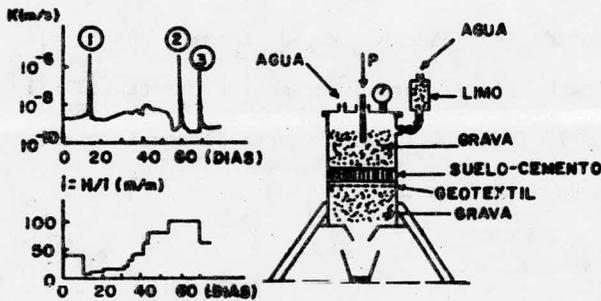


Figura 4.15) Saniculado por geotextiles, aparato y resultados de prueba, 1, 2, 3; grietas causadas artificialmente en el suelo-cemento.

En la figura 4.16 se presenta el mecanismo de prueba para la determinación de la deformabilidad del geotextil.

- 1) Armadura.
- 2) Resorte.
- 3) Eje.
- 4) Placas de acero.
- 5) Esfera.
- 6) Hemisfério.
- 7) Geotextil.
- 8) Abrazadera.
- 9) Cilindro de 30 cm. de  $\theta$ .

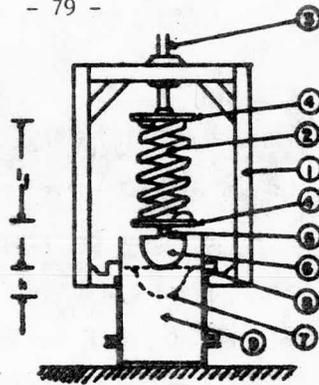


Figura 4.16) Mecanismo de pruebas mecánicas para geotextiles.

De acuerdo a esto, el tipo de instalación del geotextil dentro del elemento sellante como parte de la construcción, sirve para impedir la lixiviación y el proceso de erosión en todas sus manifestaciones más graves. Una aplicación constructiva adicional y una función técnica efectiva sirven para unir el muro diagrama y el geotextil a la cimentación del corazón. En la figura 4.17 se presenta la conexión del muro de sellado a la galería de inspección.

- a) Presa Frauenau.
- b) Presa Förmitz.
- 1) Muro diagrama suelo-cemento.
- 2) Galería de control.
- 3) Geotextil.
- 4) Junta de cinta.
- 5) Suelo-cemento suelto.

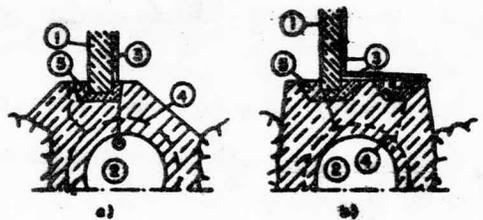


Figura 4.17) Conexión del muro diagrama a la galería de control.

En esta presa pueden ocurrir movimientos sin fracturarse, para eso se le adicionó el 2 % de bentonita al suelo-cemento. Se demostró la efectividad del geotextil mediante pruebas de color, en las que se le intro-

duce un colorante a la corona de la presa.

b) Presa Frauenau.

Después de que el método se hubo demostrado por si solo, en la presa Förmitz, también se utilizó en la presa Frauenau de 86 m. de altura. Para este proyecto se contó con material disponible de permeabilidad adecuada para el corazón, aunque no homogéneo. La presa Frauenau es de enrocamiento con un corazón central sellado, en ambos lados del corazón existen filtros o zonas de transición. El cuerpo principal del relleno está compuesto por rocas quebradas. Los detalles de esta presa se presentan en la figura 4.18.

- 1) Corazón.
- 1a) Muro diagrama seco.
- 2) Zonas de transición.
- 3) Enrocamiento.
- 4) Geotextil para la protección del corazón.
- 5) Geotextil para drenaje.
- 6) Geotextil para la protección del talud de la excavación.
- 7) Ataguía.
- 8) Rocas intemperizadas.
- 9) Roca basal, gneis.
- 10) Galería de control.

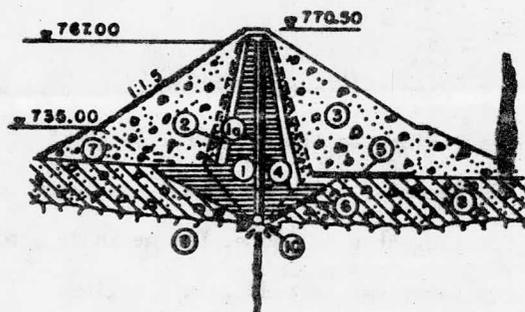


Figura 4.18) Sección transversal de la presa Frauenau.

En esta presa la trinchera diagrama mejora la zona del corazón de limo arcilloso, sellando y proporcionando, debido al geotextil, seguridad adicional para la estructura contra posibles daños de lixiviación y erosión.

Para esta presa, los geotextiles se emplearon para tres funciones específicas;

- a) En el corazón como protección contra la erosión.

b) Como frazadas de filtro y separador entre la cubierta de rocas intemperizadas y los hombros de enrocamiento.

c) Para la seguridad en la excavación del corazón y como filtro.

Durante el lastrado del geotextil en el centro del corazón, se crearon ocho secciones, de modo que la presión y filtración del agua pudieran ser controladas en cada sección por separado. En esta presa también se llevaron a cabo intensas investigaciones de laboratorio con el suelo-cemento, el cual fué formado con arena intemperizada, harina de arcilla y cemento. En la prueba triaxial, se lograron deformaciones libres de falla arriba del 10 % sin observarse cambios en el valor nominal de la permeabilidad.

Las pruebas procedieron con esfuerzos de corte ( $\sqrt{1} - \sqrt{2}$ ) arriba de 18 bars.

Para la construcción de la trinchera diagrama seca, la altura de las láminas se limitó de 1.2 m. a 1.5 m. favoreciendo la construcción.

Además, esto facilitó la perfecta conexión entre los geotextiles y los elementos del muro. Por medio de procedimientos controlados fué posible verificar la condición homogénea del material y las conexiones del muro.

A fin de supervisar la condición de la presa y la trinchera, ambas durante el período de construcción y trabajos últimos de operación, se instaló un sistema de control y medición. La presa se concluyó en 1981.

En la figura 4.19 se presenta, en sección transversal, la distribución de asentamientos al finalizar el período de relleno.

Los asentamientos fueron aproximadamente de 10 cm., que difieren entre la trinchera diagrama y el material adyacente del corazón.

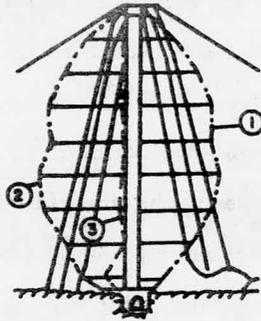


Figura 4.19) Presa Frauenau, distribución de asentamientos en; 1) muro diagrama, 2) corazón y 3) asentamientos diferenciales.

El desarrollo de los esfuerzos verticales del suelo en el corazón, durante el procedimiento de relleno, igualaron el ascenso de la carga por peso propio;

$$\sigma_v = \gamma h.$$

Debido a los asentamientos en el corazón de la presa y el cuerpo de relleno, ocurre la redistribución no nominal de esfuerzos. En base a la condición de esfuerzos en la parte central del corazón y de acuerdo a las deformaciones medidas, se puede suponer que la trinchera diagrama seca no contribuyó a cambios desventajosos. También esto se confirmó por los resultados de la prueba de llenado del vaso. De acuerdo a esto, se puede concluir que el muro suelo-cemento es efectivo. Esto se demuestra a si mismo por las grandes diferencias de presión del agua a través del muro y por la descarga de la filtración muy pequeña, medida en la galería de control. Esto es tan impermeable como se esperaba, razonablemente de una sección de presa de una longitud de 50 m. a 90 m., descargando 0.02 l/s.

Observaciones finales.

De acuerdo a las experiencias logradas hasta ahora, la aplicación

del método de la trinchera diagrama seca con suelo-cemento (con la condi ción de que el material de calidad adecuada para el corazón no esté dis-  
ponible), ha demostrado ser una construcción económica, comparada a la  
preparación artificial del material del corazón. El uso de éste método  
de construcción ha demostrado tener buena armonía con la condición de de  
formación entre los materiales del muro y los adyacentes de la presa.

Instalando un geotextil aguas abajo del muro trinchera puede verse  
que es de gran ventaja, porque por éste medio se produce una protección  
adicional contra la posible erosión.

#### 4.5. Aplicación como protección contra erosión.

##### 4.5.1. Estudio de bolsas de geotextil rellenas de suelo para control de la erosión.

Los fines de este estudio fué analizar una nueva tela sintética (acrilan), en forma de sacos rellenos de arena usados como protección de taludes de presas de irrigación. El proyecto fué ejecutado en dos fases. La primera consistió de una instalación actual y la evaluación de un sistema de protección a gran escala. La segunda fué un estudio en un modelo a escala media en un tanque de olas controlado en laboratorio, equipado con un mecanismo de generación de olas.

##### 1.-) Estudio de campo.

El objetivo de este estudio fué determinar la factibilidad de la colocación de los sacos con equipo y recursos disponibles en una granja agrícola, para monitorear la protección contra la erosión ofrecida por el sistema y comparar el funcionamiento de varias presas de irrigación cercanas al lugar de proyecto con el estudio de campo. También se evaluaron las características de durabilidad y retención del suelo por la tela.

Se usó una instalación de campo a gran escala para valuar el empleo de los requisitos y la protección a la erosión. La inspección de diversas presas de irrigación cercanas al lugar del proyecto proporcionó información con respecto al funcionamiento relativo del sistema. Se llevaron a cabo pruebas de laboratorio para evaluar la resistencia de la tela al intemperismo y su característica de retención del suelo.

El sistema de protección de taludes fué instalado en un depósito de irrigación usando equipo agrícola disponible en una granja de Missouri, para manejar el suelo y rellenar los sacos. Los tractores se usaron para

transportarlos al talud aguas arriba de la presa y para proporcionar electricidad requerida para operar una máquina de coser usada para cerrar los sacos.

La efectividad del sistema se evaluó por el monitoreo de pruebas en la sección de la presa. El sistema fué instalado en tres secciones sujetas a la erosión debida a las olas. La erosión en secciones sin protección fueron monitoreadas en tres lugares adyacentes a las secciones protegidas por los sacos. Cuarenta contornos dentro de las secciones sin protección fueron deslizados a intervalos regulares.

## 2.-) Modelo del estudio.

Los objetivos de este modelo fueron determinar los efectos de ciertos parámetros de la ola sobre la estabilidad del sistema de protección, el monitoreo de la resistencia a la erosión ofrecida por los sacos de arena y formular un criterio de diseño para el sistema, basado en las condiciones locales del suelo y del viento. Los principales parámetros que se investigaron fueron: con respecto a la ola, la altura y el período, los efectos de la escalada (efecto de la viscosidad), la inclinación y la subida relativa sobre los sacos de arena. En cuanto al terraplén, el ángulo de la pendiente. Se estableció una ecuación de diseño propuesta para determinar el peso medio individual de los sacos para usarse en proyectos a gran escala en base a los datos obtenidos en este estudio.

El peso de diseño de los sacos es función de la altura de la ola, ángulo del talud, propiedades del suelo, período de la ola y de los efectos de la escalada.

### 4.5.2. Programa de pruebas en las telas.

a.-) Resistencia a la deterioración.

Se llevaron a cabo pruebas de tensión para evaluar la resistencia al deterioro de la tela. Las pruebas se ejecutaron después de algunos intervalos de exposición al intemperismo, la resistencia después de la exposición fué comparada a la resistencia de la tela original. Se obtuvieron datos de pruebas en muestras de tela de los sacos que permanecieron expuestos a la luz solar, a los agentes del tiempo y de los que estuvieron bajo el nivel del agua del depósito. Esas pruebas de tensión fueron ejecutadas de acuerdo al método de la "tira deshebrada" (25.4 mm.) de la A.S.T.M., descrito en la especificación A.S.T.M. D 1682-64 (aprobado en el año de 1970) "breaking load and elongation of textile fabrics".

Los resultados indicaron que la tela resiste efectivamente la deterioración durante el primer año de exposición. Los análisis estadísticos indicaron que las pruebas de resistencia a la tensión fueron ejecutadas con los mismos medios con menos de un 5 % de probabilidad de error.

b.-) Características de retención del suelo por la tela.

Se ejecutó la prueba de inmersión para determinar la capacidad de la tela sintética para retener su material de relleno cuando se sumerge repetidamente en el agua. Esta prueba fué diseñada para simular la constante acción de ataque de la ola sobre los sacos prototipos.

c.-) Material ensayado.

Se utilizaron dos tipos de suelo para el relleno durante las pruebas. El primer material ensayado fué un grano fino llamado "arcilla México", el segundo fué obtenido cerca de Quincy, Illinois. Este suelo, llamado "loess Quincy", es café, loess limoso y es bastante común en esa región.

Se logró medir la cantidad perdida del suelo a través de la tela por la acción de la ola mediante el uso de un mecanismo de inmersión de

laboratorio descrito por Stephenson (1980). Se condujeron 20 pruebas de evaluación de campo en el talud con la arcilla limosa y 30 en el loess de Illinois. De los resultados de esas pruebas se llegó a las siguientes conclusiones;

1.-) La cantidad de suelo perdido a través de la tela es directamente proporcional al número de inmersiones. Tanto mayor sea la duración del golpe de ola, tanto mayor será la pérdida a través de la tela. Ambos tipos de suelo sufrieron pérdidas excesivas cuando se sujetaron mucho tiempo a la acción de la ola.

2.-) La pérdida de suelo durante la prueba de inmersión fué a través de la tela misma y no de las costuras de los sacos.

3.-) La cantidad de vibración de las bolsas de arena durante la prueba afectaron grandemente los resultados en las muestras del loess de Quincy, causando con la mayor cantidad de vibración la pérdida del suelo en un 80 %. Las vibraciones tuvieron poco efecto en las muestras de arcilla México.

4.-) Las muestras de loess comenzaron perdiendo finos a través de la tela con partículas menores de 0.06 mm. mientras que las muestras de arcilla comenzaron perdiendo finos menores de 0.21 mm. Esta diferencia posiblemente puede atribuirse a la agregación de partículas de arcilla cuando inicia el cribado húmedo por medio de un tamiz No. 200 y la separación subsecuente de las partículas durante las pruebas de inmersión.

A causa de los diferentes resultados no se pudieron hacer conclusiones acerca del tamaño máximo de partículas que pueden filtrarse a través de la tela.

#### 4.5.3. Evaluación de campo del sistema de protección de taludes.

La presa elegida para esta investigación se localiza a 19.31 Km. al este de México, Missouri, aproximadamente a 0.8 Km. al oeste de la carretera No. 54 de los E.E.U.U. La presa, concluida en diciembre de 1976, experimentó muy poca erosión a causa de las olas durante 1977, tiene forma de "L" con una longitud total de cresta de 408.43 m. y alcanza una altura máxima de 7.62 m. en la esquina noreste del depósito.

Para la utilización económica de éste sistema de protección es esencial que un agricultor sea capaz de rellenar, cerrar y colocar los sacos con equipo y recursos disponibles propios.

El funcionamiento del sistema de protección fué monitoreado por medio de pruebas de reconocimiento en las secciones de la presa. Dos secciones de 2.86 m. de longitud se localizan al norte y al este de los taludes aguas arriba de la presa. La tercera sección de 13.72 m. de longitud se localiza en la esquina noreste. Esas secciones recibían el ataque directo de la ola producida por los vientos dominantes de la dirección sur, suroeste y oeste. Los resultados fueron;

a.-) El funcionamiento del sistema de protección de taludes por medio de sacos acrílicos rellenos de suelo fué analizado para obtener datos específicos de las propiedades y requerimientos del método de protección, los datos facilitaron la evaluación de dicho método como una solución económica para el control de erosión en presas de irrigación adicionales.

b.-) La capacidad para instalar eficientemente éste método de protección en un depósito de irrigación fué el mejor aspecto de este estudio. El tiempo y trabajo requeridos para rellenar el número relativamente pequeño de los sacos necesarios para una presa serían prohibitivos sin

asistencia técnica. Se consideraron diferentes opciones como posibles mé todos de rellenar los sacos, una de ellas fué el utilizar una banda transportadora para suministrar el material de relleno.

El sistema fué fácilmente instalado por personal no calificado, con el procedimiento, instrucciones y supervisión capacitada por estudiantes para colocar los sacos sobre el talud de una manera firme y uniforme. Es to produce un sistema competente de protección sin áreas débiles. Dejar secciones débiles en un sistema de protección equivale a la falla progre siva del sistema. El sistema de protección por medio de los sacos se adapta fácilmente a la forma de la presa, las curvas horizontales o verticales no presentan dificultades en la instalación.

c.-) Se evaluó la capacidad del sistema para resistir las fuerzas erosivas de la ola generada por el viento. Las secciones probadas fueron monitoreadas desde enero de 1978 hasta junio de 1979, para un total de 18 meses, durante los cuales las secciones protegidas han permanecido inalteradas. El sistema de protección asentó y ajustó ligeramente las fuerzas naturales que actúan sobre el talud. El sistema permanece intacto durante la ocurrencia de estas fuerzas y ofrece completa protección al talud.

En contraste a las secciones protegidas, las no protegidas presentaron una erosión aguda. La evaluación y cantidad de erosión dependen en gran parte del tiempo. La erosión máxima ocurrió entre los meses de abril y mayo de 1978 y 1979 que generalmente es el tiempo de los vientos de mayor velocidad y mayor duración del año, así como también el depósito alcanza su máximo nivel.

#### 4.6. Aplicación en caminos no pavimentados.

##### 4.6.1. Consideraciones de diseño.

Los caminos no pavimentados incluyen; caminos de acceso a áreas madereras, minas, caminos temporales a sitios de construcción, etc. Tales caminos muchas veces cruzan regiones donde existen suelos de muy baja resistencia al corte. Tradicionalmente, la construcción de caminos no pavimentados ha consistido en la colocación de material disponible para la base lo más rápido posible sobre la subrasante. Muchas veces la circulación de vehículos causa un entremezclado de los materiales de la base con los de la subrasante, necesitando renivelaciones regulares y colocación de material adicional para la base. Recientemente, se han utilizado los geotextiles para colocarlos entre la base y la subrasante para reducir el espesor de la base y para economizar el mantenimiento durante la vida de servicio del camino.

Algunos métodos de diseño y construcción de caminos no pavimentados con la colocación de la base directamente sobre la subrasante han sido presentados por Alvin y Hammit, "National Crushed Stone Institute", y otros. La utilización de geotextiles en caminos de bajo volumen vehicular ha sido discutida, pero los resultados reportados variaron, haciendo así las observaciones tanto para la contribución de la tela como para la estructura del camino. La capacidad de carga en un modelo de pruebas se incrementó con el uso de un geotextil, haciendo así el funcionamiento del camino más efectivo. Otro estudio estableció que el geotextil no reduce la carga de falla del modelo de pruebas pero si reduce las deflexiones. También se notaron reducciones similares en las deflexiones con el uso de telas pretensadas. La importancia de permitir deflexiones grandes para el mejor funcionamiento del geotextil fué notado por Jessberger y esto

también está implicado en las consideraciones de diseño de Giroud y Roer ner. La presente contribución utiliza un procedimiento de diseño haciendo uso de las propiedades mecánicas específicas de los geotextiles y está basado en extensos estudios con modelos a gran escala.

#### 4.6.2. Funciones de la tela.

Las cuatro principales funciones; separación, refuerzo, filtración, drenaje, pueden contribuir conjuntamente a mejorar el funcionamiento de caminos no pavimentados.

- Separación. La tela provee una barrera mecánica entre la base y la subrasante, previniendo la pérdida de la base en la subrasante y la intrusión de finos en la base.

- Refuerzo. Los geotextiles contribuyen a la capacidad de carga debido a sus características mecánicas. La tensión desarrollada en los geotextiles se deriva en fuerzas que incrementan la capacidad de carga del sistema. La mayor consideración de los geotextiles son sus propiedades mecánicas.

- Filtración. Los geotextiles actúan como filtros por la retención de partículas finas mientras que permite el flujo del agua (presión disipada del agua). En esta función los mayores parámetros son la porometría de la tela y su estructura.

- Drenaje. Los geotextiles actúan como drenes al permitir el movimiento del agua sobre su plano. Solo ciertas telas espesas y no tejidas altamente porosas permiten el transporte efectivo del agua.

Las pruebas a gran escala involucran las funciones de separación y refuerzo del geotextil, la filtración no se omite pero tampoco se incluye específicamente en el estudio. El transporte de agua fué esencialmen-

te omitido porque las pruebas de diseño impidieron tal ocurrencia.

Se necesitan pruebas adicionales para estudiar la contribución de esas últimas funciones en caminos no pavimentados en varias condiciones.

#### 4.6.3. Arreglos de pruebas a gran escala.

Se hará una breve descripción de la prueba a gran escala en la cual se basó el concepto de diseño, aunque algunos aspectos también se refieren a otras contribuciones. Las pruebas fueron llevadas a cabo y el concepto de diseño desarrollado por un comité en "Law Engineering Testing Co." que actúan como consultores en "Monsanto Textiles Company". Las pruebas fueron ejecutadas bajo condiciones controladas en secciones a gran escala de caminos no pavimentados. Fué construído un modelo especial en un foso de concreto de 5.5 m. de ancho, 9.1 m. de longitud y 1.2 m. de profundidad. Se utilizó un sistema de soporte de carga removible capaz de resistir fuerzas verticales de reacción de 130 KN. figura 4.20, para las pruebas de carga.

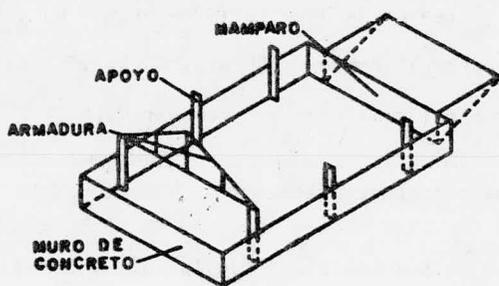


Figura 4.20) Diagrama del foso para la ejecución de pruebas de placa.

El foso se rellenoó de arcilla plástica muy suelta mezclada uniformemente (la subrasante tuvo una cohesión de 3.4 KPa. Fué de "National Standar Bentonite" y 450 % de contenido de agua). Se colocó, sobre la

subrasante nivelada, la tela Bidim (marca registrada de Monsanto Co. para telas no tejidas de poliéster) con una escala de referencia para medir los esfuerzos finales de la prueba. En seguida, se colocó la base (gravas extendidas a compresión con distribución granulométrica máxima de 44.4 mm., densidad de colocado 85 - 90 % máximo de la densidad seca), en tres elevaciones con compactación vibratoria intermedia. Los accesos al nivel de prueba fueron inclinados para permitir el paso de camiones, como se presenta en la figura 4.21.

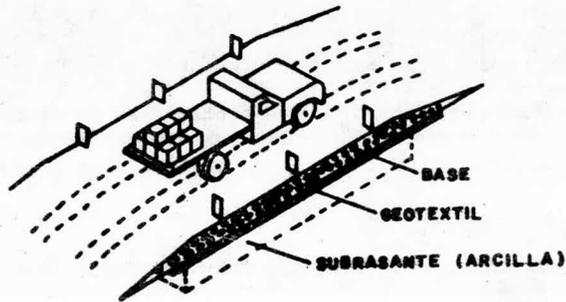


Figura 4.21) Diagrama del foso para la carga de camiones.

Los espesores iniciales de la base variaron de 0.2 m. a 0.6 m. y la densidad de área del geotextil desde 0.150 a 0.340 Kg/m<sup>2</sup>. Fueron construídas secciones de control similares sin geotextil.

#### 4.6.4. Pruebas de placa con geotextiles.

Se llevó a cabo un estudio detallado de las deflexiones con incrementos de carga, cargas decrecientes, descargas y de los efectos de la proporción y número de los ciclos de carga. Una serie de pruebas consistió en incrementar la fuerza sobre una placa rectangular del tamaño de la huella de rodada de un camión dual 10.00-20. La fuerza fué suministra

da por un martillo hidráulico, la reacción de tal fuerza fué tomada por el soporte, y se mantuvo a intervalos convenientes, (10 para el punto de cedencia, el cual fué definido en donde las curvas del desplazamiento de las fuerzas presentaron un repentino incremento en la pendiente, figura 4.22). Se comenzó la descarga después de pasar el punto de cedencia.

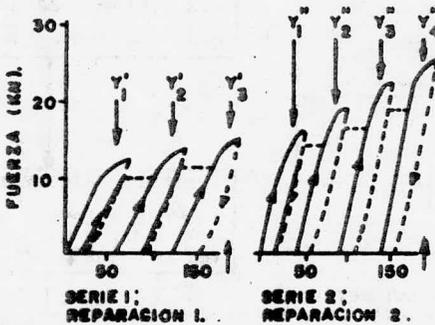


Figura 4.22) Curvas del desplazamiento de las fuerzas para dos series de pruebas de placa (con geotextiles).

Siguieron 20 ciclos entre el 0 y el 80 % del punto de cedencia con lecturas de deflexiones a fuerzas máximas y finalmente una lectura a descarga.

Esto constituyó una secuencia de carga. Fueron entonces agregadas una segunda, tercera o subsecuentes secuencias hasta que la deflexión de descarga alcanzó una profundidad de 150 mm. Cuando este punto fué alcanzado, se efectuó una reparación, rellenando con material de base el interior de la cavidad formada, compactando al nivel original de la corona.

#### 4.6.5. Pruebas con cargas de camión, (con geotextil).

La carga con camión fué realizada utilizando un vehículo con el peso concentrado en el dual trasero. Fué similar al procedimiento de la

prueba de placa y consistió del incremento de cargas y cargas repetidas como se presenta en la figura 4.23.

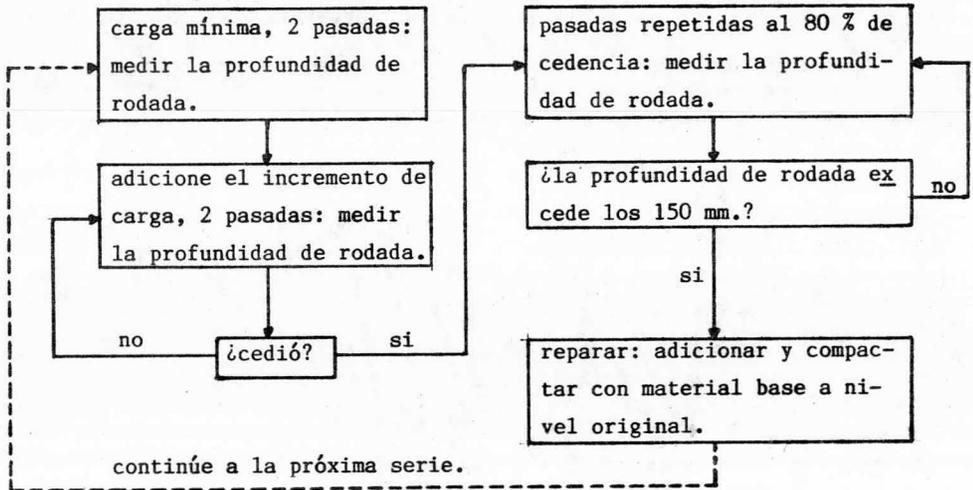


Figura 4.23) Diagrama de la secuencia de pruebas con cargas de camión.

Con ambos tipos de carga de camión, la superficie de rodada fué medida a intervalos regulares transversalmente a la sección de pruebas.

Los resultados de una secuencia de incrementos de carga con camión en una serie se presenta en la figura 4.24.

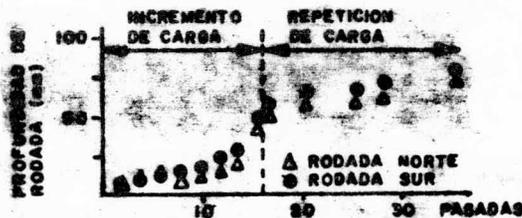


Figura 4.24) Profundidad de rodadas para una secuencia de cargas con camión.

Se continuó sobre la misma región las siguientes dos series, las cuales se presentan en la figura 4.25 e ilustran el gran mejoramiento producido por el tensado gradual de la tela y reparación de las rodadas.

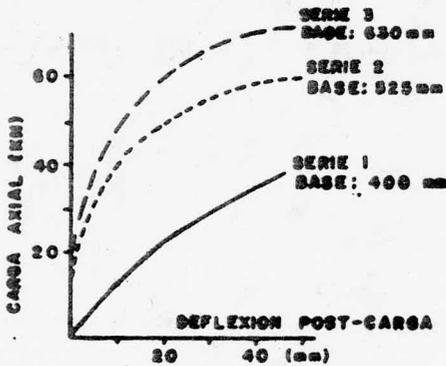


Figura 4.25) Profundidad de rodadas para incrementos de carga con camión en series sucesivas.

Al final de las últimas series de pruebas la base fué excavada cuidadosamente para descubrir la tela y hacer perfiles de la interfase tela subrasante. La figura 4.26 presenta uno de estos perfiles e indica el desplazamiento máximo ocurrido entre la rueda.

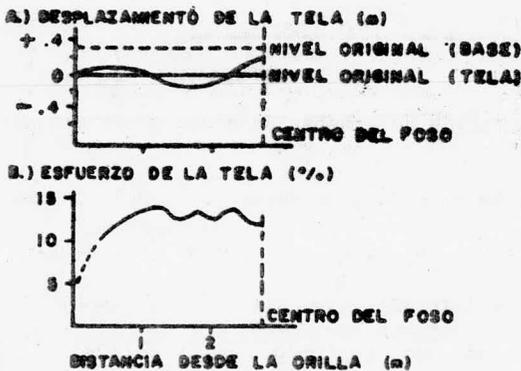


Figura 4.26) Desplazamiento vertical y deformación de la tela después de las pruebas de carga con camión.

Los análisis de tales perfiles conducen a la derivación de B', la distancia entre los puntos de inflexión de la tela.

Las mallas de tela expuesta dan deformaciones residuales entre el 12 % y el 15 % transversales a tres cuartos centrales de la sección de prueba y además puede considerarse esencialmente constante en esa región, figura 4.26 b.

#### 4.6.6. Pruebas de carga sin tela.

##### a.-) Pruebas de placa.

Se llevaron a cabo pruebas en regiones adyacentes con y sin geotextiles. En esas pruebas, se lograron pocos ciclos de carga (1 a 5) entre mediciones de cedencias consecutivas. El orden de los valores de cedencia en sistemas con y sin tela se presentan en la figura 4.27.

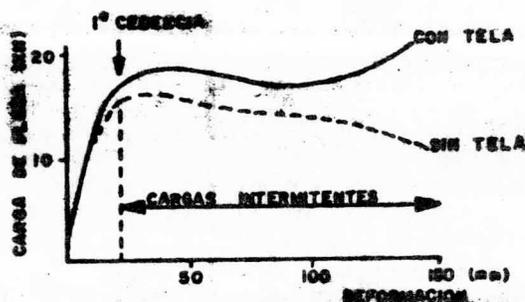


Figura 4.27) Comparación de pruebas de placa con y sin geotextil.

La presencia de la tela no modificó el módulo del sistema inicial pero incrementó (cerca del 15 %) las fuerzas de cedencia. Los puntos de cedencia con ciclos intermitentes, sin tela, presentaron una acelerada tendencia hacia abajo, pero moviéndose hacia arriba con la presencia de la tela. La cedencia inicial presentó una falla al punzonado durante los ciclos. Las grietas de la superficie de falla se deslizaron fuera de la

placa durante los ciclos en el sistema con geotextiles, pero no pudieron observarse semejantes efectos sin tela.

b.-) Pruebas con cargas de camión.

Se llevaron a cabo pocas pruebas semejantes a causa de las desventajas obvias de daño irreversible al subsuelo y a la base y la posible pérdida de un camión. Sin embargo, las observaciones y mediciones en pruebas con cargas de camión confirmaron los resultados de las pruebas con placas: fallas iniciales algo más avanzadas, rápidas rodadas subsecuentes y deterioración si las cargas se continúan cerca del valor de cedencia.

4.6.7. Función de la tela durante las pruebas de carga.

Las pruebas de placa y con cargas de camión condujeron a las siguientes conclusiones;

1.-) Sólo fueron visibles cantidades muy pequeñas de finos en la superficie de la tela al final de la prueba más extensa, por lo tanto, la tela proporciona una barrera de separación efectiva entre la subrasante, de arcilla blanda y el material de la base.

2.-) La presencia de la tela en la estructura del camino presentó sólo efectos menores arriba de la primera cedencia. Arriba de tal punto, la tela no fué suficientemente deformada o tensada para generar fuerzas significantes de soporte.

3.-) Se notó un gran incremento en la capacidad de carga cuando el sistema del camino estuvo sujeto a diversos ciclos de paso de vehículos con cargas cercanas al valor de cedencia. Estos ciclos incrementaron el área sobre la cual se tensa y también las fuerzas resultantes.

4.-) Después de la rodada y reparación, las cargas subsecuentes resultaron en grandes incrementos uniformes en la resistencia de carga.

Después de la reparación la tela está tensa y en una configuración geométrica de modo que pequeñas fuerzas uniformes de tensión puedan convertirse en considerables fuerzas verticales de soporte.

5.-) La observación de los esfuerzos uniformes de la tela (transversales al flujo de vehículos) requirió de un conocimiento del comportamiento esfuerzo-deformación de la tela bajo condiciones de deformación en el plano. Los resultados de otros métodos de prueba pueden introducir serios errores.

#### 4.6.8. Fórmula de diseño y contribución de la tela.

##### a.-) Consideraciones generales.

Los conceptos de diseño, como los desarrollados por Sowers están basados en la fórmula tradicional de Terzaghi-Meyerhoff, pero modificada, para calcular la capacidad de carga del suelo incluyendo un término adicional para la contribución del geotextil. Así, en el punto de falla incipiente de la interfase base-subrasante, la resultante de la carga aplicada (presión del neumático),  $q_t$ , es exactamente balanceada por la capacidad de carga del sistema debido a la cohesión del suelo,  $q_c$ , la contribución de la tela,  $q_g$ , y un efecto de sobrecarga,  $q_s$ . Así;

$$q_t = q_c + q_s + q_g \dots\dots\dots(1)$$

El término  $q_t$  puede calcularse utilizando el concepto del diagrama de esfuerzos. Si la carga del neumático es  $F_t$ , sus dimensiones: B (ancho) y L (longitud) y el ángulo de la base del diagrama es  $\theta$ , ver figura 4.28, entonces la presión efectiva de la subrasante para la profundidad, Z, del agregado se convierte en;

$$q_t = \frac{F_t}{(L + 2Z \cot \theta)(B + 2Z \cot \theta)} \dots \dots \dots (2)$$

La cantidad  $q_c$  es el producto de la cohesión,  $c$ , y el factor de capacidad de carga de la cohesión,  $N_c$ , este valor se selecciona apropiado para el tipo de falla considerada.  $N = \overline{N}$  para falla local (sin tela) y  $N = \overline{N} + 2$  para falla general.

El término de sobrecarga,  $q_s$ , se estableció para tener un pequeño valor positivo, pero la contribución de este término es muy poca, excepto para valores muy grandes de  $Z$ .



Figura 4.28) Relación de parámetros del diagrama de esfuerzos.

b.-) Soporte debido a la tela,  $q_g$ .

La tensión en la tela contribuye a soportar la carga de dos maneras; directamente bajo los neumáticos; la deflexión cóncava de la tela resulta en una fuerza neta hacia arriba. En la porción convexa, al otro lado del diagrama de esfuerzos, la fuerza neta es hacia abajo y ayuda a contener al suelo.

La contribución de la tela puede expresarse como;

$$q_g = \lambda \alpha B^* \dots \dots \dots (3)$$

donde;

$\alpha$  = la banda de tensiones de la tela (banda de tensión = fuerza de tensión por unidad de ancho de tela medida bajo las condicio-

nes de deformación del plano).

$\lambda$  = factor de deformación unitaria de la tela relacionado al grado de deformación de la misma

$B^* = B + 2Z \cot \theta$ , ancho de la base del diagrama de esfuerzos.

El factor  $\lambda$  fué derivado de un análisis de la interfase base-tela-subrasante y la deformación unitaria de la tela resultó de las pruebas de carga. Fue dado por supuesto que;

1.-) La forma deflectada de la tela puede aproximarse a una serie de parábolas, cóncava bajo la carga de los neumáticos y convexa en el otro lado. Los puntos de inflexión fueron asumidos para permanecer en el nivel original de la tela. La relación entre  $B'$  (distancia entre los puntos de inflexión) y  $B^*$  (presentados en la figura 4.29) fué obtenida en las mediciones de la deformación de la tela.

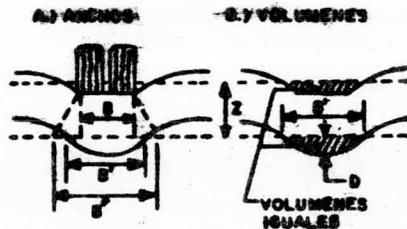


Figura 4.29) Parámetros de la deformación de la tela.

2.-) La deflexión vertical máxima de la tela,  $D$ , está relacionada a la superficie de la deflexión del material de la base por igualación de los volúmenes desplazados en esos dos niveles, figura 4.29 b, la forma (volumen) de la superficie de rodada fué determinada experimentalmente.

3.-) La contribución total de la tela está compuesta de la resultante vertical hacia arriba ( $q_g/2$ ) de la tensión de la tela bajo los neumáticos y dos resultantes hacia abajo ( $q_g/4$ ) cada una bajo las medias pará

bolas convexas en otro lado de los puntos de inflexión.

Con estas suposiciones y la sustitución simplificada  $4D/B' = \beta$ , el factor de deformación,  $\lambda$ , puede darse como;

$$\lambda = \frac{8(\sqrt{1 + \beta^2} - 1)}{\beta} \dots\dots\dots(4)$$

Si el ancho original de la tela fué  $B'$  y es entonces deformada para bolicamente a una profundidad  $D$ , la deformación promedio de la tela,  $\epsilon$ , está dada por;

$$\epsilon = \sqrt{1 + \beta^2} + \beta^{-1} \ln(\beta + \sqrt{1 + \beta^2}/2) - 1 \dots\dots\dots(5)$$

Para calcularse así el valor de  $\lambda$  para cualquier deformación de la tela,  $\epsilon$ , dada.

#### 4.6.9. Propiedades mecánicas del geotextil.

Nueve de los métodos estándar de prueba para textiles sujetan telas a condiciones de esfuerzos en el plano similares a los observados en estas pruebas. Por lo tanto, se desarrolló un nuevo aparato de pruebas en el que las telas son tensadas en el plano de deformaciones. Los resultados de prueba, cuando son convertidos a bandas de tensión  $\alpha$ , vs, deformación  $\epsilon$ , entonces se pueden usar en decisiones racionales de diseño.

Se usan para seleccionar valores apropiados de la deformación de la tela para el uso y selección de la tela más conveniente para el funcionamiento o economía óptimos. La alternativa del diseño de operación de la tela (valores de  $\alpha$  y  $\epsilon$ ) dependerá del máximo tránsito esperado, instalación y procedimientos de mantenimiento y el factor de seguridad considerado apropiado. También deben ser tomadas en cuenta las propiedades del creep.

La ecuación (3) demuestra que tanto más grandes sean las bandas de tensión ( $\alpha$ ) y la deformación ( $\lambda$ ), tanto mayor será el soporte de la

tela ( $q_g$ ). Así, contrario a otras aplicaciones de geotextiles donde la deformación no es deseable, en un camino no pavimentado las telas con alta resistencia y módulo intermedio presentan la mejor combinación de propiedades. Para dos telas diferentes con igual resistencia a la ruptura pero de diferentes módulos, la que tiene el módulo menor dará mayor refuerzo (y rodada más grande) para los mismos trabajos de esfuerzos.

#### 4.6.10. Curvas de diseño de la muestra.

Algunos ejemplos específicos ilustran el método de diseño con geotextiles. Entonces se pueden llevar a cabo cálculos para derivar valores de  $c$  a cualquier valor dado de  $Z$  por la combinación de las ecuaciones (1), (2) y (3) con valores apropiados de  $N_c$ ,  $q_s$ ,  $\alpha$  y  $\lambda$ . Algunas de las curvas resultantes del diseño, figura 4.30, ilustran la relación entre la cantidad requerida del material de la base para diferentes resistencias del suelo en los casos de capas sin tela y de capas con tres telas no tejidas punzonadas de estructura similar pero diferentes densidades de área (masa por unidad de área).

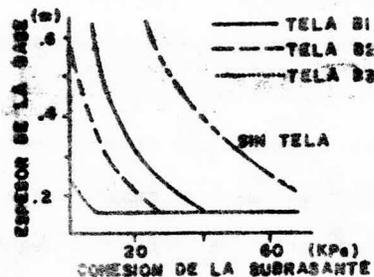


Figura 4.30) Curvas de diseño para carga axial de 130 KN en neumáticos dual 10.00-20; con y sin tela.

Estas curvas asumen un material para la base compactado con densidad de  $2160 \text{ Kg/m}^3$ , una fuerza normal en cada eje dual de 130 KN y deformaciones de la tela correspondientes al 50 % de la resistencia de falla.

La construcción del camino es apropiada con el tensionado de la tela in situ y la reparación de rodadas cuando estas alcanzan una profundidad de 150 mm. (para uso normal es apropiado un espesor mínimo en la base de 150 mm. pero éste puede ser aumentado por las curvas y áreas de ruptura).

El diagrama ilustra que hay grandes diferencias en el espesor requerido de la base cuando se utilizan diferentes telas en caminos sobre suelos muy blandos, pero que las diferencias disminuyen o muchas veces desaparecen en condiciones firmes del suelo. Con una cohesión de 14 KPa requerirá un espesor de 0.15 m. para la tela B5 (densidad de área  $M = 0.55 \text{ Kg/m}^2$ ), 0.23 m. para la B3 ( $M = 0.34 \text{ Kg/m}^2$ ) y 0.45 m. para la B1 ( $M = 0.15 \text{ Kg/m}^2$ ). Sin tela se necesita más de 1.5 m. de material para la base.

Tales curvas de diseño, costo de la tela, material de la base y mano de obra pueden usarse para calcular alternativas de costos de construcción. La figura 4.31 ilustra el caso para suelos muy blandos,  $c = 6 \text{ KPa}$ , figura 4.31 a, y suelo blando,  $c = 22 \text{ KPa}$ , figura 4.31 b. Puede alcanzarse una gran economía en los costos del 88 % para el primero y del 56 % para el segundo usando el 5 % en telas. Las diferencias de costos entre usar diferentes telas pueden ser considerables (como se muestra en la figura 4.31 a) o mínimos (como se muestra en la figura 4.31 b).

En casos donde los costos de construcción son similares entre las alternativas, el sistema que usa una tela gruesa será una mejor elección, como en el caso de condiciones inesperadas de sobrecarga o resistencia de suelo suelto, la tela gruesa continuará funcionando cuando la tela más ligera pueda ser excesivamente rodada o fallar uniformemente.

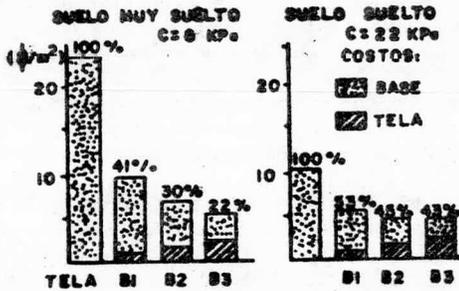


Figura 4.31) Costos de construcción con y sin geotextil.

Para subrasantes firmes puede parecer una ventaja no económica el uso de las telas gruesas.

Pueden construirse curvas similares para otras situaciones. En todos los casos, cuanto más pobre sea el suelo, más pesada sea la carga y mayor sea el costo del agregado, tanto mayores serán las diferencias de los costos y, por lo tanto, hay un ahorro potencial en el uso de los geotextiles en la construcción de caminos no pavimentados. En los casos extremos, la tela más gruesa (mayor densidad de área) logrará los costos totales más bajos.

#### 4.6.11. Consideraciones de construcción.

El proceso de telas tensadas in situ permite el uso óptimo de las propiedades del geotextil. Del control de rodadas en el camino durante la construcción, pueden ser construídos a intervalos cuando ésta se ha suspendido. La construcción de caminos usando geotextiles, en las peores condiciones del suelo, tales como temporadas de lluvias, se convierte no sólo en posible sino también en ventajosa y económica.

La importancia de la deformación de la tela durante la construcción (o durante el curso inicial de servicio) ejercida por la adición del material de la base al interior de las rodadas no debe ser recalcada. Por este proceso la contribución de la tensión de la tela fué llevada en acción y, en efecto, el camino es construído con material para base y soporte a la tensión adicional en áreas en donde fué más necesario (figura 4.32). Por ejemplo en la línea de tránsito principal y en áreas débiles del suelo de soporte.



Figura 4.32) Sección transversal del camino con geotextiles tensados in situ.

Durante la construcción el ingeniero puede conocer mucho acerca del patrón de rodadas en el camino y hacer más efectivo el uso del material para la base.

En muchas situaciones el tráfico de construcción implica cargas más pesadas que el tráfico subsecuente, en este caso, el camino una vez construído será rediseñado y no ocurrirán deterioraciones significantes en el futuro.

#### 4.7. Aplicación en ferrocarriles.

##### 4.7.1. Comportamiento de los geotextiles bajo cargas simuladas de ferrocarril.

Durante los pasados 100 años, los ferrocarriles se establecieron virtualmente en cada condición climática y sobre cada tipo de suelo. El sistema riel-durmiente originalmente fué colocado directamente sobre el suelo nativo dándole poca consideración a su comportamiento. Subsecuente mente, como las cargas del riel, junto con el paso de rodadas, aumentaron y como ascendieron los costos de mantenimiento, se desarrollaron pro cedimientos analíticos más refinados involucrando conceptos básicos en geotecnia. Ahora las vías de ferrocarril están construidas en cimentaciones compuestas que están dimensionadas para satisfacer varios criterios de esfuerzo y deformación.

Una de las consideraciones principales en el diseño común de cimentaciones de ferrocarril, tal como se presenta en la figura 4.33, es la migración de suelos nativos, de partículas finas, hacia el interior de la base y del balasto, un proceso comunmente llamado contaminación.

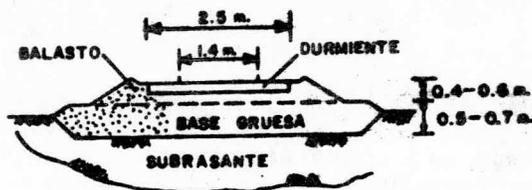


Figura 4.33) Sección transversal típica de vías europeas.

La contaminación de la base y del balasto resulta en cargas dinámicas ocasionadas por las ruedas del ferrocarril "bombeando" el material de partículas finas hacia arriba y a través de los poros del material

más grueso. Este fenómeno de bombeo prevalece particularmente en suelos limosos, que son bastante finos para pasar a través de la base y el balasto y que tienen poca o nada de resistencia al corte sin estar confinados. Como el balasto y la base están contaminados con suelos finos, las vías padecen grandes deformaciones ocasionadas por las cargas que transmiten las ruedas del tren. También se hacen más críticas las consideraciones secundarias tales como el drenaje y la susceptibilidad a las heladas. Eventualmente pueden ocurrir significantes costos de mantenimiento.

El método más común para prevenir el paso de finos involucra la colocación de una capa de arena entre el suelo fino y la base. El espesor y las características de la capa de arena son seleccionados para satisfacer ciertos criterios de filtro. Este método de diseño puede involucrar altos costos de construcción y, por lo tanto, la opción es hacer cualquiera de los casos siguientes; minimizar el espesor de la capa de arena o eliminarla.

La alternativa en potencia para resolver este problema involucra el uso de los geotextiles. Estos ofrecen dos magníficos beneficios;

- 1.-) Pueden usarse como filtros entre dos estratos de suelos y;
- 2.-) Ofrecen un refuerzo adicional a la base durante la carga transmitida por las ruedas del ferrocarril.

Además, el costo del geotextil, en base a la unidad de área, puede ser muy competitivo con un filtro de arena, si éste se coloca, considerando el costo de los materiales y del mantenimiento a largo plazo.

Aunque los beneficios en potencia, de usar geotextiles, son bastante evidentes, su aceptación para la industria ferrocarrilera ha sido lenta. Esta lentitud puede atribuirse a los datos limitados, base por la cual se juzgan los beneficios. En un esfuerzo para establecer los datos,

se condujo un programa de pruebas de laboratorio con el propósito de investigar los efectos de los geotextiles en; 1) paso del suelo fino y; 2) resistencia de la base durante cargas dinámicas producidas por el paso de trenes.

#### 4.7.2. Concepto de pruebas.

El problema de la interacción rueda-cimentación es muy complejo, en virtud de la geometría de la cimentación y las cargas transitorias de las ruedas. Consecuentemente, se hicieron un número de simplificaciones durante este estudio para investigar los efectos de los geotextiles para retener la migración de finos y la resistencia de la base.

Aunque algunas de esas simplificaciones deban limitar la aplicabilidad de los resultados, es palpable que las tendencias obtenidas del programa de pruebas proveen una valiosa ayuda para el uso de geotextiles como un medio para prevenir la migración de finos e incrementar la resistencia de la base.

La primera simplificación involucra el uso de un espécimen triaxial de dos capas para representar las condiciones en la interfase base-subrasante, figura 4.34.

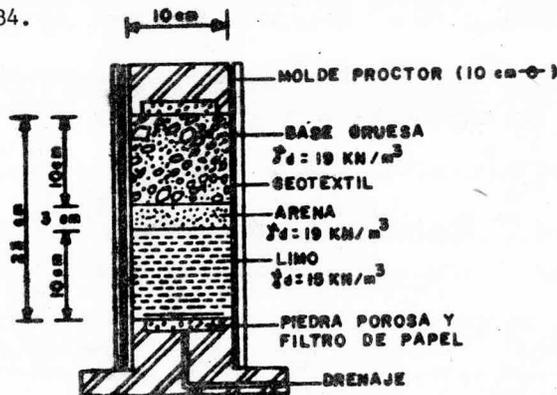


Figura 4.34) Sección transversal de un espécimen de prueba triaxial.

Considerando que la muestra triaxial no es una réplica exacta de campo, particularmente desde un punto de vista a escala, ésta ofrece una simple medida para valuar los efectos de ciclos de repetición de cargas bajo esfuerzos y condiciones de drenaje conocidos.

Para el estudio, la mitad superior del espécimen fué de material pa ra la base; la mitad inferior fué de subrasante fina. Como se mencionó anteriormente, los limos han sido más susceptibles a la migración, por lo tanto, estos se seleccionaron para representar la subrasante.

Otra importante consideración son las condiciones de agua dentro del sistema de cimentación. El problema de migración ha sido más notable cuando la subrasante está saturada. El balasto, generalmente es muy poro so y está sobre el nivel freático, por lo tanto, normalmente está bajo una condición drenada. Para este análisis se supuso que el limo puede sa turarse, con una altura freática al nivel de la interfase base-limo.

La siguiente simplificación involucra las condiciones de esfuerzos bajo cargas geostáticas y transitorias de las ruedas. Los esfuerzos geos táticos en la interfase base-limo se supuso de  $35 \text{ KN/m}^2$  basado en el pe so volumétrico del balasto y las cargas muertas del durmiente y del riel.

La carga transitoria fué representada por una curva senoidal, figu- ra 4.35, con un esfuerzo transitorio máximo de  $50 \text{ KN/m}^2$ .

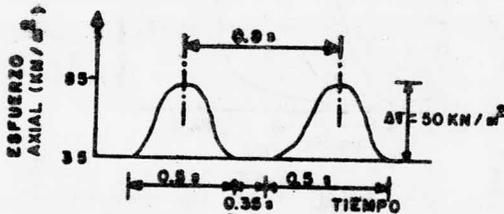


Figura 4.35) Forma típica de la curva para representar cargas transito- rias.

Este nivel de esfuerzos corresponde al paso de una carga axial de aproximadamente 90 KN a una profundidad de 50 cm. bajo un durmiente de concreto. El período de la carga transitoria fué de 0.8 s. Este período resultó de un carro de ferrocarril viajando a 40 Km/h, en un espacio pro medio, de eje a eje, aproximadamente de 8 m. Este porcentaje de carga es menor del que se puede esperar en muchas situaciones, sin embargo, esto se hizo con la intención de maximizar la oportunidad de bombeo (con cargas más rápidas se puede pasar completamente sin drenar).

#### 4.7.3. Parámetros del suelo y del geotextil.

Se usaron tres tipos de suelo durante la investigación, un material grueso para la cimentación (base), arenas con partículas de finas a medias y limo. Las curvas granulométricas de tales suelos están representa das en la figura 4.36.

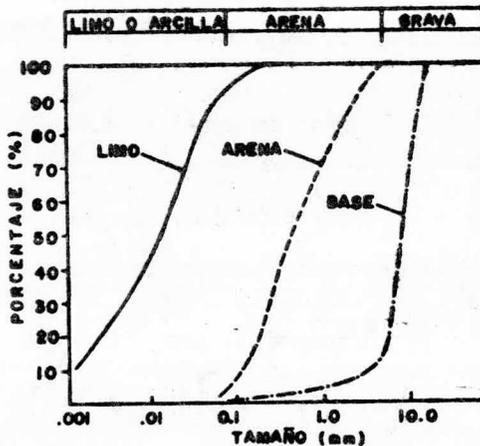


Figura 4.36) Distribución granulométrica de los materiales de prueba.

El limo fué ligeramente plástico; el límite líquido, índice de plasticidad y contenido natural de agua (durante la prueba) fueron de 42 %, 25 y 18 % respectivamente.

15 % y 20 %, respectivamente. La arena fué usada durante tres pruebas como material filtrante suplementario. La distribución granulométrica de la arena, durante la construcción de las vías del ferrocarril, fué constante. Para mantener una relación satisfactoria del tamaño de diámetros del espécimen, el tamaño máximo de la base, partícula gruesa, fué limitado a 15 mm.

Durante el programa de pruebas fueron utilizados dos geotextiles; PROPEX 6062 y el PPS 45, los cuales se designan como geotextil 1 y geotextil 2, respectivamente. Ambos son telas tejidas de polipropileno, las características de estos geotextiles se resumen en la tabla 4.3.

	geotextil 1	geotextil 2
tamaño equivalente de aberturas (EOS)	0.11 mm.	0.17 mm.
porcentaje de área abierta	7 %	5 %
espesores a 20 KN/m <sup>2</sup> .	0.50 mm.	0.37 mm.
peso	190 g/m <sup>2</sup> .	140 g/m <sup>2</sup> .
resistencia a la tensión.	1700 N/5 cm	1125 N/5 cm
deformación de falla.	16 %	12 %
permeabilidad.	17 l/m <sup>2</sup> seg	10 l/m <sup>2</sup> seg

Tabla 4.3) Propiedades de los geotextiles de prueba.

Generalmente, los dos geotextiles son similares en sus características, pero variando en la resistencia a la tensión y en la permeabilidad debido a la forma del tejido.

#### 4.7.4. Procedimiento de pruebas.

Los métodos usados en la preparación, prueba y evaluación de las muestras se describen como sigue;

- Preparación de la muestra: Cada muestra fué preparada por compactación del limo en un molde de compactación Proctor de 10 cm. de diámetro por 23 cm. de altura usando un martinete de 2 Kg. Se aplicaron aproximadamente 25 golpes por capa, las cuales son de 1.0 cm. de espesor, una vez que la altura media del espécimen fué alcanzada, aproximadamente 10 cm. se siguió uno de los siguientes cuatro procedimientos;

1.-) Una capa de 3 cm. de arena y una capa de geotextil colocadas sobre el material fino, después el material grueso fué compactado usando el mismo procedimiento (pruebas 1 y 2).

2.-) Una capa de 3 cm. de arena colocada sobre el material fino, después de la cual el material grueso fué compactado (prueba 3).

3.-) Una capa de geotextil colocada sobre el material fino, sobre la cual el material grueso fué compactado (pruebas 4 y 5).

4.-) El material grueso fué compactado directamente sobre el material fino (prueba 6).

Los pesos volumétricos del limo, arena y base, después de la compactación fueron aproximadamente de 15, 19 y 19 KN/m<sup>3</sup>, respectivamente. La figura 4.37 muestra los casos de prueba.

<b>ARREGLO</b>						
<b>GEOTEXTIL</b>	1	2		1	2	
<b>PRUEBA</b>	1	2	3	4	5	6
<b>SIMBOLO</b>	○	□	●	◇	▽	△

Figura 4.37) Casos de prueba.

Después de que el espécimen fué apisonado a sus 20 o 23 cm. de altura, se pesó y trasladó a una celda de prueba triaxial. Cada muestra fué

"cabeceada" con un compuesto de yeso para asegurar un plano en la parte superior de la misma. Entonces el espécimen se consolidó durante la noche bajo una presión de  $35 \text{ KN/m}^2$ , esta duración de confinamiento fué más que suficiente para permitir la completa consolidación del suelo fino.

Fué mantenida una altura freática en la parte superior del limo desde el principio hasta el final de la prueba.

- Muestras ensayadas: Cada muestra se sujetó a 5000 ciclos de carga, utilizando un mecanismo de carga cíclica para aplicar esta secuencia. Este mecanismo se operó de un modo controlado de esfuerzos para imponer un esfuerzo axial cíclico constante. Se usó una celda de presión, colocada arriba de la celda triaxial, para monitorear los ciclos de carga. Las deformaciones de la muestra fueron medidas por un L.V.D.T. "Linear Variable Differential Transformer". Durante los ciclos de carga el drenaje de la muestra fue cerrado en el fondo y abierto en la parte superior.

Las medidas de las cargas y las deformaciones fueron registradas con un oscilógrafo (tipo rayo ligero) y un registro X-Y. De estas mediciones fue posible definir el creep y el rebote elástico durante cada ciclo de carga. Estos datos fueron utilizados para determinar el módulo de elasticidad para cada ciclo de carga. Por definición el módulo elástico es; "La relación del esfuerzo desviador cíclico dividido entre la porción recuperable de la deformación axial", figura 4.38.

- Evaluación post-prueba: En la conclusión de cada prueba, el sistema se desmontó y la muestra fue cuidadosamente inspeccionada. Se ejecutaron análisis granulométricos en diferentes muestras para determinar si ocurrieron caídas de partículas gruesas o intrusión de finos. Para las pruebas 1, 2, 4 y 5 las telas fueron inspeccionadas con un microscopio para determinar si existió alguna evidencia de deterioración.

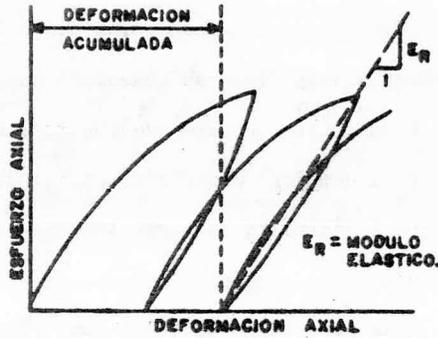


Figura 4.38) Reacción idealizada del suelo.

4.7.5. Resultados de prueba.

Los valores del módulo elástico ( $E_R$ ) obtenidos durante este programa de pruebas están graficados en la figura 4.39.

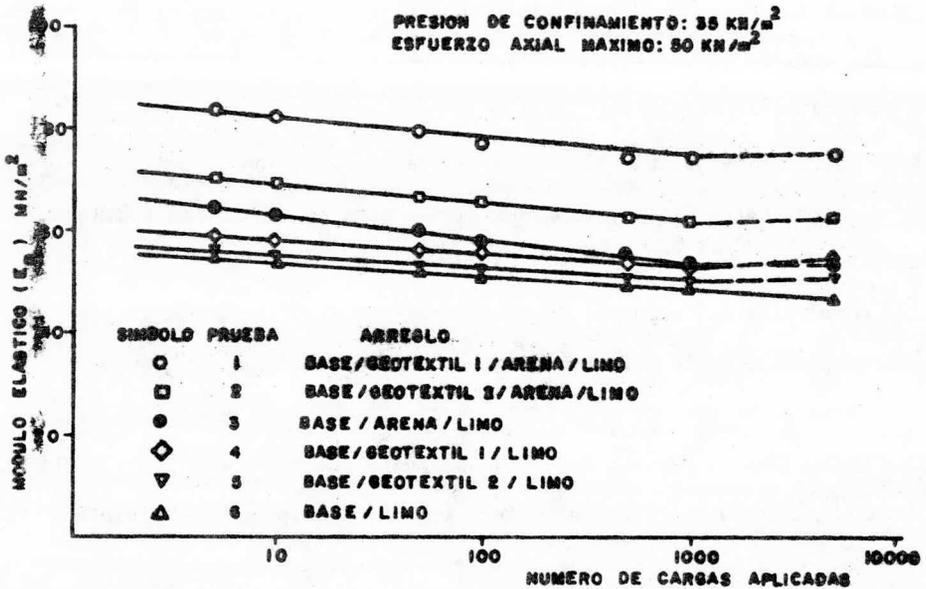


Figura 4.39) Variación del módulo elástico con el número de aplicaciones de carga.

Esta gráfica presenta la variación de  $E_R$  con los ciclos de carga y con diferentes condiciones de interfase. Es claro, de estos resultados, que el módulo elástico generalmente decrece con los ciclos de carga y que para cualquier número dado de aplicaciones ocurre un módulo elástico consistentemente mayor cuando el geotextil es usado. También resultó una diferencia notable en el módulo elástico cuando se colocó una capa delgada de arena entre la base y el limo y entre el geotextil y el limo.

Las deformaciones plásticas acumuladas para los seis casos están graficadas en función del ciclo de cargas en la figura 4.40.

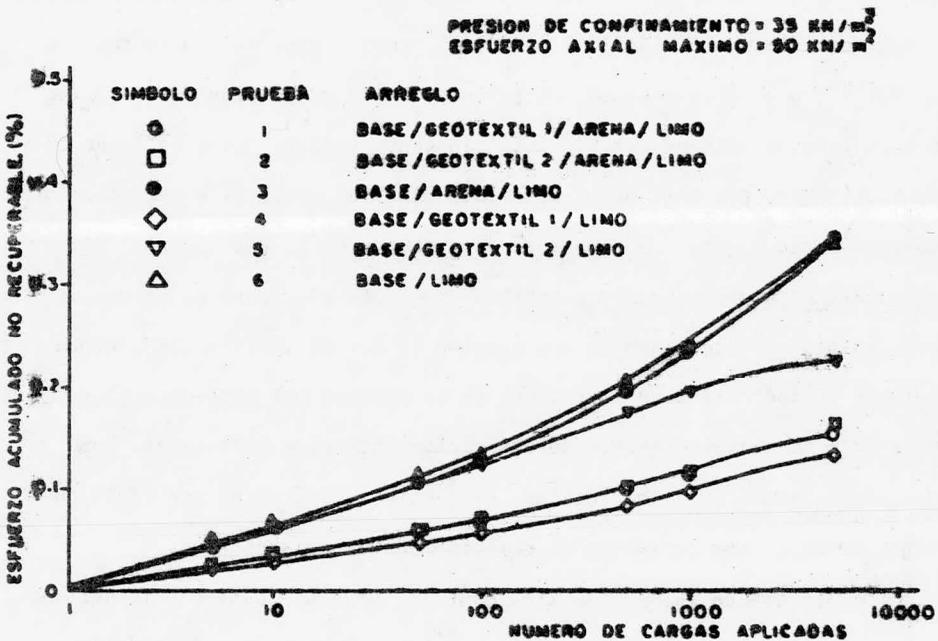


Figura 4.40) Variación de las deformaciones no recuperables acumuladas con el número de aplicaciones de carga.

Esta gráfica demuestra que las deformaciones plásticas se incrementan con el número de ciclos de carga. Sin embargo, la deformación plástica

ca de un espécimen con geotextil siempre fue menor para un número de aplicaciones de carga dado, que si el geotextil fuera excluído.

Una inspección visual de los especímenes de las pruebas 3 y 6 reveló que si ocurrió la migración de suelo fino. Como era de esperarse, esta migración se redujo cuando un geotextil separó los dos materiales, (pruebas 1, 2, 4 y 5). No hubo evidencias de deterioración en el geotextil con los ciclos de carga.

#### 4.7.6. Discusión de los resultados obtenidos.

Se pueden notar diferentes tendencias en los datos presentados en las figuras 4.39 y 4.40. Primero, la proporción del módulo elástico parece decrecer al concluir de 1000 a 5000 ciclos de carga para muestras con geotextil. No ocurren cambios, al parecer, en la proporción de crecimiento para muestras sin geotextil. Esta respuesta sugiere que a la larga el geotextil puede prevenir mejor la deformación. La gráfica de deformación plástica de la figura 4.40 sostiene esta observación, por ejemplo, las deformaciones acumuladas, para pruebas con geotextil, parecen estabilizarse (deben ser deducidas de las pruebas 1, 2 y 4). Esto refleja probablemente un incremento en la rigidez de la muestra por el geotextil en donde ésta no resiste mayores deformaciones laterales ilimitadas. Como las deformaciones son restringidas, el cambio volumétrico, por ciclo de carga, decrece, por lo tanto, el comportamiento es asintótico.

Los efectos de los geotextiles sobre el módulo elástico y la deformación acumulada también forman una respuesta consistente. El módulo elástico, para un número dado de aplicaciones de carga, es siempre mayor cuando se incluye el geotextil. Del mismo modo las deformaciones acumuladas son menores del 60 % en las mismas condiciones anteriores. La capa de arena entre el geotextil y el limo provoca un incremento notable del

módulo. Esto último indica que se desarrolla más resistencia en una interfase arena-geotextil que en una interfase limo-geotextil, que debe reflejar un coeficiente de fricción mayor para el primer caso.

Las múltiples características de los geotextiles también conducen a diferentes módulos elásticos y deformaciones acumuladas. El módulo es más bajo y la deformación acumulada es mayor en el geotextil más flexible (PPS 45). De nuevo, la diferencia en la respuesta del espécimen se atribuye a las diversas propiedades de los geotextiles.

#### 4.7.7. Conclusión del programa de pruebas.

Los resultados de este programa de pruebas fueron, por necesidad, limitados. Aún existe un número de cuestiones respecto al comportamiento de los geotextiles durante los ciclos de carga, por ejemplo, los efectos de pulsación a mayores esfuerzos seguramente merecen una consideración adicional. Los efectos del porcentaje de carga y los ciclos de carga también podrán ser de interés. A pesar de esas cuestiones, el programa de pruebas demostró exitosamente que un geotextil puede ser usado para incrementar el módulo de elasticidad de un sistema base-subrasante de un 10 % a un 50 % para condiciones típicas de carga en vías de ferrocarril. Siendo más bajas las deformaciones acumuladas de un 30 % a un 60 %, resultando también una reducción en la intrusión de finos.

Estas tres observaciones apoyan el uso de los geotextiles en el diseño de vías de ferrocarril. Una reducción en la deformación acumulada es particularmente importante en el diseño de vías de ferrocarril en las que la formación de cavidades en el balasto próximo a los rieles pueden decrecer. El agua tiende a acumularse en esas cavidades, reduciendo de éste modo la capacidad de carga de la subrasante y causando deterioración en la capacidad de soporte de las vías. El incremento en la rigidez

de la cimentación también se permite por una reducción en el espesor del balasto o la base. Finalmente, la reducción en la intrusión de finos permitirá llevar un mejor comportamiento a largo plazo del sistema vías-ci-miento.

Aunque esos resultados son prometedores, aún se requieren estudios adicionales para confirmar tendencias notadas en este estudio y para investigar varias indecisiones, siendo la principal con respecto a los efectos de los ciclos de carga bajo una gran variedad de condiciones del medio ambiente, particularmente fluctuaciones de temperatura. En todas las posibilidades estas indecisiones no serán completamente resueltas en laboratorio pero sí requerirán experimentación de campo a largo plazo.

En cuanto a los beneficios de los geotextiles son potencialmente significantes, tal que los experimentados en campo son altamente recomen-dados.

#### 4.8. Aplicación en muros.

##### 4.8.1. Comportamiento de los geotextiles como refuerzo en muros.

La técnica de reforzamiento de suelos se ha dado en muchas aplicaciones en la década pasada, pero principalmente ha sido usada para la construcción de muros de retención. Se ha hecho un uso extenso de refuerzos con metal en esos muros, pero esto conduce a problemas de corrosión bajo ciertas condiciones del medio ambiente. Para vencer esta dificultad se ha desarrollado una alternativa en los sistemas de refuerzo. Tal alternativa es el sistema "WEBSOL" de refuerzo del suelo. Este sistema consiste de paramentos con paneles de concreto reforzado, tiras de fibras de poliéster "Paraweb", tela no tejida "Terram" y material conveniente de relleno. Los muros de tierra construidos con ese tipo de materiales de refuerzo probablemente están comportándose de diferente manera que aquéllos que usan metal para refuerzo. Para monitorear el comportamiento de estructuras reforzadas con tela, se ha desarrollado una instrumentación instalándose en tres muros, cada uno construido con el sistema Websol.

Se construyó un muro de 4.00 m. de altura en la delta de un río en "Southampton", Inglaterra. La instrumentación se instaló para monitorear las fuerzas en las conexiones del refuerzo y los paneles del paramento y para medir la deformación a lo largo del refuerzo. Después, en "Jersey", Channel Islands, se construyó otro muro de puerto de 8.00 m. de altura. La instrumentación usada fué similar a la instalada en Southampton con la adición de celdas de presión e inclinómetros. Posteriormente y a manera de investigar el comportamiento de las telas se construyó en el "Geotechnics Field Centre, Portsmouth Polytechnic, England", otro muro de

2.50 m. de altura. En donde varias configuraciones diferentes con refuerzo se están monitoreando. Se llevaron a cabo pruebas de extracción y parte del muro será ensayado a la falla.

#### 4.8.2. Muro Southampton.

El muro está localizado en la desembocadura del río Itchen en Southampton. El sitio de la desembocadura son tierras aprovechables y el subsuelo consiste de aproximadamente 5.00 m. de arcilla orgánica suelta. El rango de mareas es de 4.00 m. El muro de retención fue construido sobre una tela gruesa de 600 mm. de espesor para reforzar la cimentación, la cual consiste de tres capas de desechos de gravas separadas por el geotextil Terram 2000. Este muro se construyó con el sistema Websol debido a las condiciones del medio ambiente. Se usó un agregado de grava de 15 mm. de diámetro de drenado libre como material de relleno en la parte más baja del muro. En la parte superior se especificó roca triturada graduada. El refuerzo del muro fue provisto por tiras Paraweb de 6.00 m. de longitud y geotextiles Terram 1000.

En el sistema Websol las tiras de refuerzo Paraweb son ancladas a los paneles usando grapas de acero templado o barras de codillo. Cada panel tiene un número de puntos de anclaje, que consisten cada uno de dos ojales a través de los cuales la barra de codillo es instalada. Para medir las fuerzas en las conexiones Paraweb en la superficie del panel, algunas de las barras estándar fueron reemplazadas por barras de codillo con calibración de deformación fabricadas especialmente. Estas barras fueron producidas por un transductor de corte usando extensómetros. Se instalaron cinco en un gran panel de  $2.5 \text{ m}^2$ . aproximadamente, uno en cada esquina y uno cerca del centro. Los cables del extremo de cada barra

especial fueron tomados dentro de un tubo vertical de plástico, ajustándolo estrechamente detrás del panel y de ahí a la superficie.

El monitoreo de las barras cargadas tuvo lugar durante muchos meses después de la construcción. Aunque la carga promedio permaneció medianamente constante la distribución transversal del panel cambió lentamente con el tiempo. Esta tendencia continuó por algún tiempo después de la construcción y fué más marcada inmediatamente después de las primeras mareas primaverales, figura 4.41.

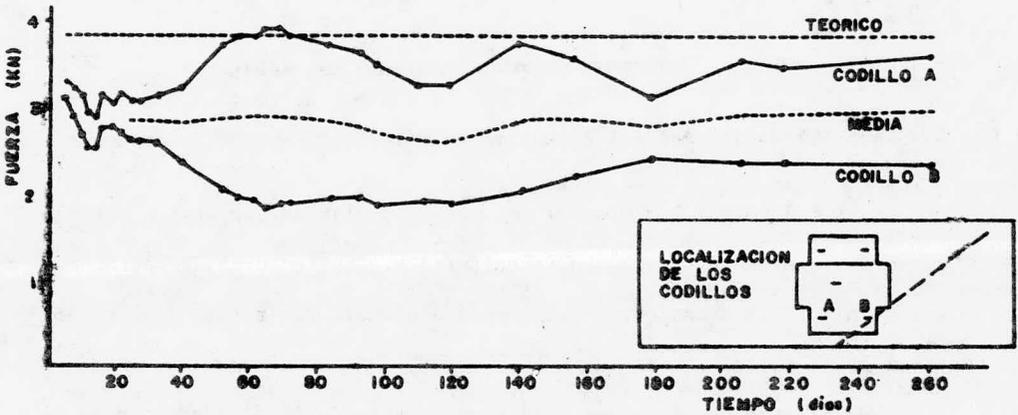


Figura 4.41) Barras cargadas con marea baja, muro Southampton.

Se toman lecturas durante mareas primaverales altas y bajas presentando una pequeña diferencia consecuente, la cual fué menos marcada durante marea baja.

Se ha desarrollado un sistema de extensómetro magnético para medir la distribución de deformaciones en las tiras Paraweb. Se colocan pequeños magnetos en una cámara de plástico y se emperna a través de la tira antes de la construcción. Doce magnetos fueron empernados en cada una de las ocho tiras Paraweb. Un tubo largo de acceso de 12 mm. de diámetro

fue colocado sobre cada tira y situado a través de cada cámara magnética.

Una exploración especial, que consistió de cables multicolores y doce switches, se colocaron en cada tubo para localizar la posición de magnetos. Los resultados típicos del sistema de extensómetros magnéticos presentan una cantidad considerable de dispersamiento, figura 4.42.

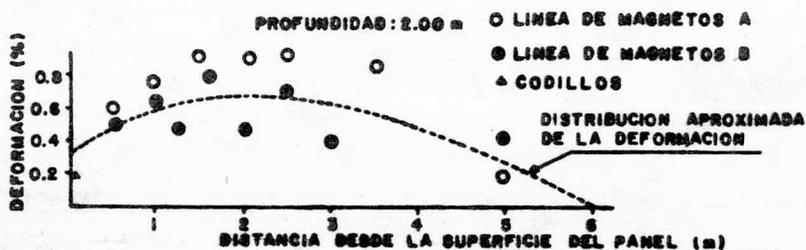


Figura 4.42) Resultados del extensómetro magnético, muro Southampton.

Para monitorear los efectos del vaivén de las mareas dentro del muro se instalaron tubos verticales perforados. Las lecturas demostraron que el nivel del agua dentro del muro fué siempre horizontal y al mismo nivel de la marea.

Los asentamientos fueron monitoreados tomando niveles en la cima de los paneles. La línea de asentamiento de los paneles, entre 40 mm. y 80 mm. durante los primeros seis meses, ocurrió en la mayoría de estos en los tres meses iniciales.

#### 4.8.3. Muro Jersey.

Se presentó la oportunidad de instrumentar un muro mucho más grande en "St. Helier, Jersey, Channel Islands". Este nuevo muro de puerto es de aproximadamente 250 m. de largo, 8 m. de altura y varía en ancho desde 7 m. en la base a 5 m. en la cima, el rango de mareas es de 11 m.

aproximadamente. El método de construcción fué el sistema Websol de reforzamientos de suelos, el cual fué ofrecido como alternativa al tradicionalmente enrocamiento, primordialmente utilizado en el puerto. El muro está colocado sobre un terraplén de enrocamiento importado. El mismo enrocamiento ha sido utilizado como material de relleno en el muro reforzado. La fachada hacia el mar (frente) del muro comprende paneles de concreto reforzado, y la fachada hacia tierra (posterior) utiliza paneles temporales "Plywood". Se espera que el relleno de tierra remate la parte posterior dentro de pocos años.

Fue instrumentada una sección vertical completa del muro. Esta sección del muro es de 8 m. de altura (5 paneles) y 2 m. de ancho (1 panel).

El monitoreo con los instrumentos se ha continuado a intervalos regulares desde la instalación y durante el relleno. La instrumentación fue un desarrollo de la utilizada en Southampton y consistió de lo siguiente;

- a) Extensómetros de codillo anclados a los paneles.
  - b) Celdas de presión dentro del enrocamiento.
  - c) Inclínómetros situados dentro del relleno.
  - d) Extensómetros Paraweb.
  - e) Extensómetros magnéticos empernados a los Paraweb.
- a) Extensómetros de codillo.

En el muro Jersey cada panel tiene seis puntos de anclaje. En la sección instrumentada de los cinco paneles se propuso que cada una de las 30 barras estándar fueran reemplazadas por las barras especiales. Esto facilitó la evaluación de cargas sobre cada barra y cada panel. Las barras de codillo comercialmente fabricadas, usadas en el muro South-

ampton, fueron muy costosas, por lo que se decidió fabricar codillos especiales similares en los talleres del "Portsmouth Polytechnic". Cada barra especial de 200 mm. de longitud y fabricadas en barras cuadradas de 50 mm. fueron cuidadosamente cortadas y barrenadas para dar superficie a la colocación de extensómetros e instalaciones asociadas. Los extensómetros y las instalaciones fueron protegidas con un compuesto conveniente de goma. Las barras de codillo fueron completamente sopleteadas después de ser protegidas con varios recubrimientos de pintura epóxica y poliuretano especificado para los codillos estándar. Aunque la intención original fué instalar 30 codillos especiales, posiblemente sean solamente 25 debido a ciertas dificultades que se encontraron en el sitio. Los cables de los extremos de cada barra se tomaron dentro de un tubo vertical de plástico de 100 mm. de diámetro, ajustándolo estrechamente detrás del panel. El monitoreo de los extensómetros de codillo se ha llevado a cabo regularmente durante la construcción y a intervalos regulares desde la instalación. Hasta ahora, 24 de las barras aún están funcionando satisfactoriamente. Los resultados obtenidos, tomados en diferentes condiciones de mareas, indican que el funcionamiento de la estructura es un tanto variable al predicho, figura 4.43.

b) Celdas de presión.

Se instalaron celdas de presión, de aceite, de 300 mm. de diámetro dentro del enrocamiento para monitorear presiones a varios niveles, figura 4.44.

Se colocó un grupo de cinco celdas en la mitad del muro a una profundidad de 7 m. aproximadamente y un grupo de tres celdas a una profundidad de 4 m.

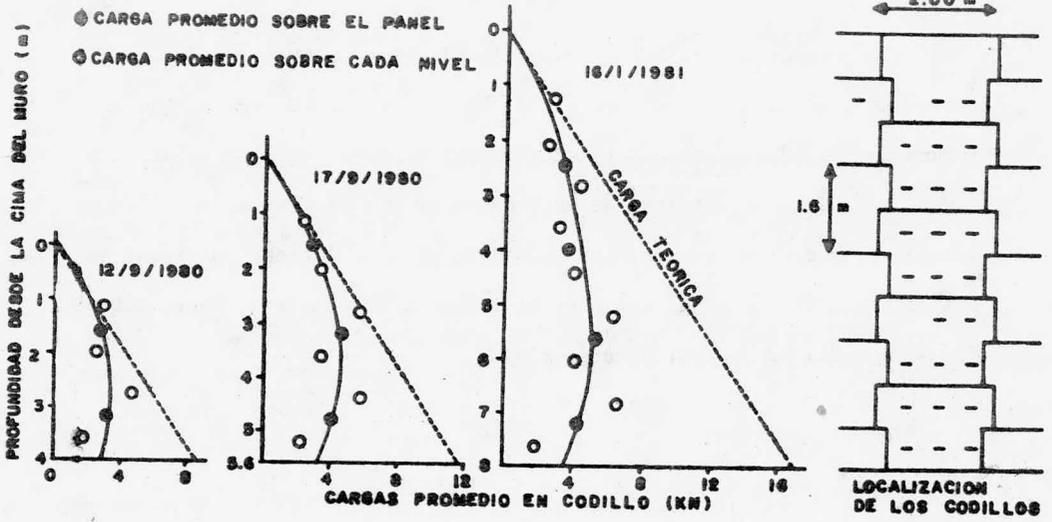


Figura 4.43) Barras cargadas, Muro Jersey.

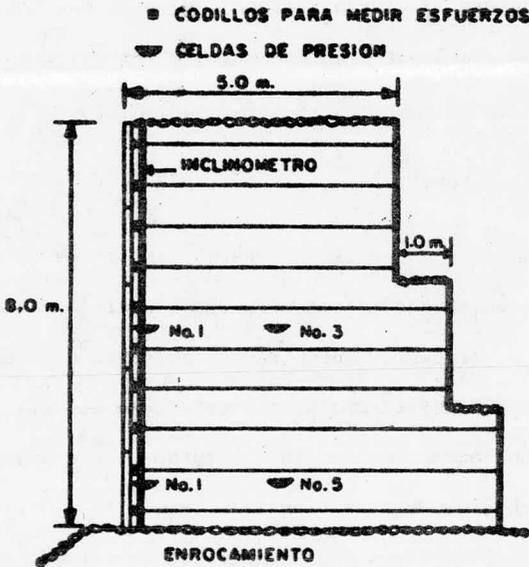


Figura 4.44) Esquema de la sección transversal del muro Jersey que presenta la posición de la instrumentación.

Se colocaron celdas individuales inmediatamente atrás de los paneles a las profundidades de 4 m. y 7 m. Los cables de las celdas fueron extendidos horizontalmente y tomados por un tubo vertical de plástico de 75 mm. y conducidos a través de éste hasta la superficie. El tubo fué colocado atrás de los paneles. Las celdas de presión parecen funcionar satisfactoriamente, aunque, con algunas excepciones, los resultados obtenidos a la fecha no son muy alentadores.

c) Inclinómetros.

Se instalaron dos inclinómetros de sección cuadrada atrás de los paneles. Estos se prolongan a toda la profundidad del muro (figura 4.44).

Las lecturas han sido tomadas a intervalos regulares desde su instalación, usando el sistema "Norwegian Geonor". A la fecha, los resultados indican que están tomando lugar pequeños movimientos del muro, con lecturas continuas.

d) Extensómetros Paraweb.

Se ha intentado que algunas tiras Paraweb, dentro de la sección de pruebas, funcionen como extensómetros para monitorear la distribución de carga, sin embargo, al tratar de encontrar un adhesivo conveniente para unir los extensómetros a las fibras de poliéster, se encontraron problemas considerables. Los extensómetros dan lecturas pero los resultados no son alentadores. Muchas veces si fue posible demostrar mediciones de deformaciones con Paraweb de largo período pero es improbable que puedan haberse obtenido resultados útiles. La colocación del enrocamiento causó considerable distorsión a las tiras Paraweb y bien pudo haber dañado los extensómetros.

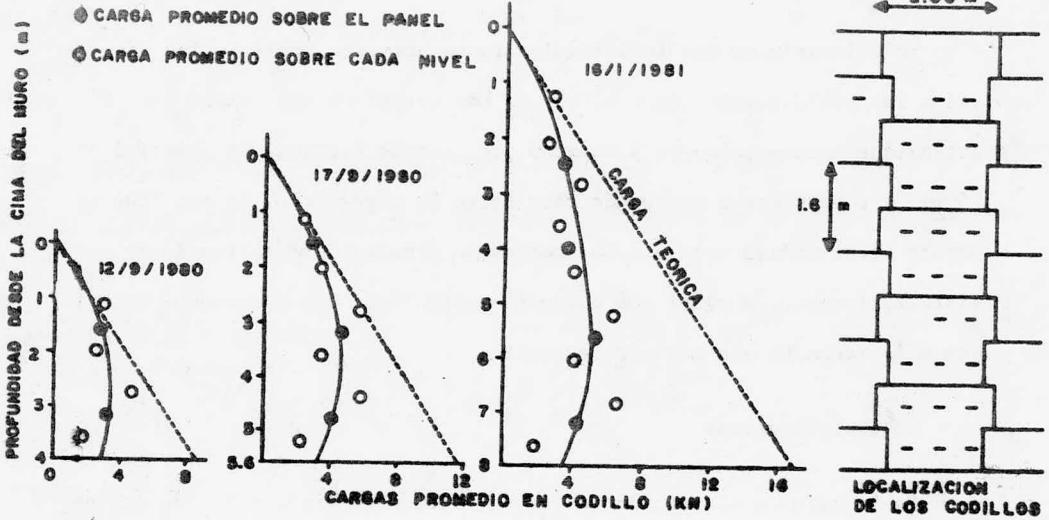


Figura 4.43) Barras cargadas, Muro Jersey.

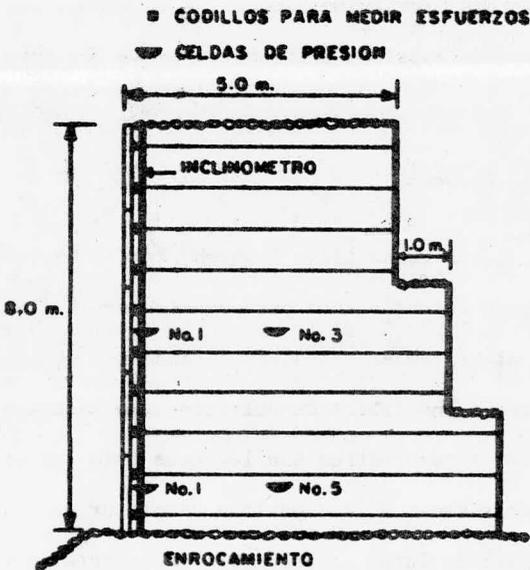


Figura 4.44) Esquema de la sección transversal del muro Jersey que presenta la posición de la instrumentación.

Se colocaron celdas individuales inmediatamente atrás de los paneles a las profundidades de 4 m. y 7 m. Los cables de las celdas fueron extendidos horizontalmente y tomados por un tubo vertical de plástico de 75 mm. y conducidos a través de éste hasta la superficie. El tubo fué colocado atrás de los paneles. Las celdas de presión parecen funcionar satisfactoriamente, aunque, con algunas excepciones, los resultados obtenidos a la fecha no son muy alentadores.

c) Inclinómetros.

Se instalaron dos inclinómetros de sección cuadrada atrás de los paneles. Estos se prolongan a toda la profundidad del muro (figura 4.44).

Las lecturas han sido tomadas a intervalos regulares desde su instalación, usando el sistema "Norwegian Geonor". A la fecha, 'los resultados indican que están tomando lugar pequeños movimientos del muro, con lecturas continuas.

d) Extensómetros Paraweb.

Se ha intentado que algunas tiras Paraweb, dentro de la sección de pruebas, funcionen como extensómetros para monitorear la distribución de carga, sin embargo, al tratar de encontrar un adhesivo conveniente para unir los extensómetros a las fibras de poliéster, se encontraron problemas considerables. Los extensómetros dan lecturas pero los resultados no son alentadores. Muchas veces si fue posible demostrar mediciones de deformaciones con Paraweb de largo período pero es improbable que puedan haberse obtenido resultados útiles. La colocación del enrocamiento causó considerable distorsión a las tiras Paraweb y bien pudo haber dañado los extensómetros.

e) Extensómetros magnéticos.

Los extensómetros magnéticos fueron usados exitosamente para monitorear la extensión de las tiras Paraweb en el muro Southampton. En Jersey 3 de esos magnetos fueron incorporados en cada una de las 10 tiras Paraweb. Se extendió un tubo plástico de 15 mm. de diámetro sobre cada línea de magnetos y proyectados a través de una pequeña cavidad en el armazón posterior de los paneles. Se ha intentado insertar una sonda, incorporando un switch, dentro de cada tubo para localizar los magnetos, desafortunadamente, la severa y no esperada deformación creada en la Paraweb por el uso del enrocamiento impide el subsecuente monitoreo de esos magnetos.

En un esfuerzo para registrar asentamientos verticales del enrocamiento, se colocaron cinco anillos magnéticos de 300 mm. de diámetro horizontalmente alrededor de un tubo seccional vertical de plástico de 30 mm. de diámetro, en tres sitios transversales a la sección instrumentada. El enrocamiento parecía ser continuamente movido según se colocaran capas adicionales, como resultado, dos de los tubos verticales "caminaron" hacia otro lado del muro y los magnetos fueron desplazados.

El trabajo en Jersey aclaró algunas de las dificultades considerables, relacionando investigaciones científicas llevadas a cabo en un sitio de cálculo. Muchas veces, durante el corto período disponible para el desarrollo y fabricación de instrumentos, hubo cambios de especificación y diseño sobre la estructura causando problemas menores al programa de instrumentación. Como resultado, algunos de los instrumentos no han funcionado como se esperaba. En varias ocasiones los instrumentos fueron inadvertidamente dañados en el sitio después de la instalación.

La experiencia ganada durante el trabajo en Jersey ha provisto muchos beneficios en el diseño, construcción e instrumentación de un

muro experimental recientemente terminado en Portsmouth.

#### 4.8.4. Muro Portsmouth.

Este muro experimental fue construido en el "Geotechnics Field Centre, Portsmouth Polytechnic". El diseño se basa en el sistema Websol e incorpora diversas configuraciones con refuerzos diferentes. El muro es de 20 m. de longitud aproximadamente, 5 m. de ancho y 2.5 m. de altura. Los paneles son de madera y el material de relleno es de agregado de gravas de 20 mm. de diámetro.

Sin el ambiente marítimo fue posible desarrollar un extensómetro de codillo relativamente sencillo, localizado fuera de los paneles de madera.

Aunque la fabricación y calibración fue un trabajo mayor, se han incorporado 224 codillos especiales en la estructura para monitorear las diversas configuraciones reforzadas. Las dificultades iniciales, relacionadas con las juntas y la impermeabilidad de los extensómetros en las Paraweb, han sido vencidas grandemente y una sección de este muro está instrumentado de esa manera. Los inclinómetros se han instalado dentro del relleno en varias posiciones. Las telas de Terram se han utilizado en partes del muro y se han omitido en una sección directamente comparable. De esa manera se espera evaluar más correctamente la contribución del Terram a la función de refuerzo. Se llevaron a cabo pruebas de extracción sobre tiras Paraweb, simples y múltiples. Un extremo del muro se ha construido con tiras Paraweb transversales, en ángulo recto, similares a un estribo de puente de suelo reforzado. En el otro extremo se ha hecho una provisión para capacitar a las tiras Paraweb a disminuirse progresivamente hasta que la falla del muro sea inducida al final. Se

han incluido marcas de levantamientos en los paneles y las pruebas serán llevadas a cabo cuando todos estos, y las lecturas de los instrumentos se hayan estabilizado.

#### 4.9. Aplicaciones especiales de los geotextiles.

##### 4.9.1. Separación, función y capacidad de carga de los geotextiles en mé todos especiales de geotécnia.

###### a) Cimentaciones piloteadas.

El uso de telas no tejidas para pilotes perforados colocados in situ representa una innovación australiana. En turbas y limos de consistencia plástica a líquida, la contracción o flujo no controlados del concreto fresco hacia el interior del suelo podrán ser evitados. Esto puede lograrse envolviendo una tela no tejida elástica alrededor del acero de refuerzo. La presión del concreto nuevo empuja hacia afuera a la tela.

Cuando el tubo (ademe) es tensado, garantiza así suficiente protección sobre el acero. La figura 4.45 presenta el pilote ademado en capas críticas del suelo.

Recientemente, éste método ha resultado exitosamente con loess, en el espacio de bóvedas antiguas, corredores subterráneos antiguos, viejas cavidades, etc. Las telas no tejidas también se han utilizado en lugar de metal pretensado, en la reconstrucción de áreas donde se puede esperar varias cavidades subterráneas.

Además, tales ademados con telas no tejidas pueden reducir claramente la fricción superficial negativa de los pilotes, por ejemplo, en pilas de puentes altos, que resulta del relleno.

Se ha tomado especial cuidado en la "soldadura" del recubrimiento de tela. En pruebas a gran escala, 1:1, las costuras, en cierto modo desunidas tienden a abrirse. Además, para el ademado de tela es necesario estar suficientemente empotrado, aproximadamente 1 m. o más, en el interior del suelo firme, el cual ocurre en el estrato resistente, base de

las cavidades, bóvedas, etc. o sobrecargando bajo suelos plásticos, envolviendo la parte inferior. Por otra parte, como experiencia pudo comprobarse que, hay el peligro de que las telas no tejidas sean elevadas por encima de las capas durante el proceso de tensado del ademe, permitiendo así que el concreto nuevo fluya a los lados.

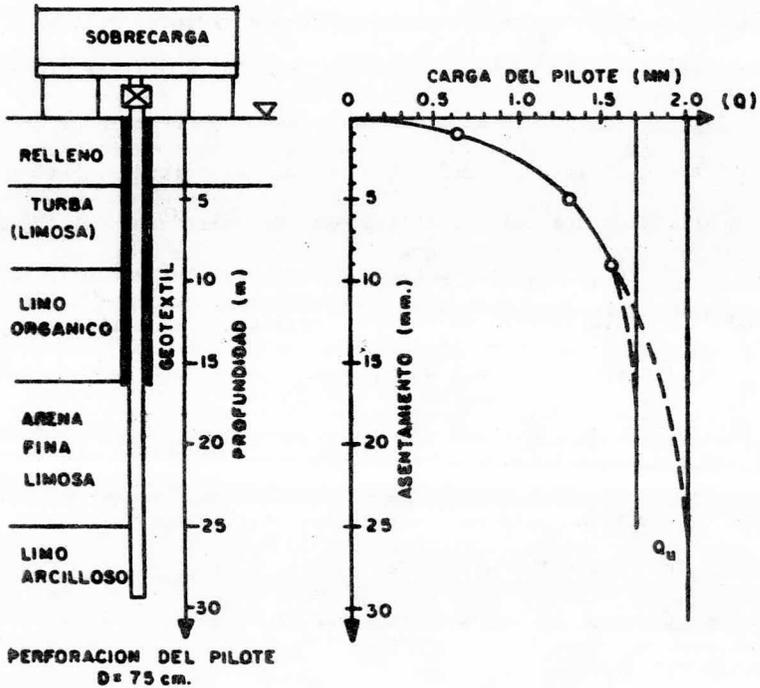


Figura 4.45) Pruebas de carga sobre pilotes perforados.

b) Alcantarillas.

Los tubos acostados en el subsuelo pueden resistir mejor los esfuerzos de carga estáticos y dinámicos, tanto mejor si están enclavados. Las condiciones más desfavorables ocurren, (momento flexionante máximo en el tubo), si éste no está completamente apoyado, pero solo descansa sobre

una línea. En subsuelos blandos y heterogéneos, existe el riesgo adicional de descansar el tubo sobre terreno accidentado y elástico, el cual puede causar esfuerzos excesivos, especialmente en las conexiones.

Si una tela no tejida es extendida sobre el subsuelo blando, la base de la trinchera puede ser cubierta con grava arenosa, la cual puede ser suficientemente compactada. Así la capacidad de carga del tubo se incrementa considerablemente y se reducen los asentamientos diferenciales.

c) Colectores de metal.

Estos colectores flexibles son capaces de absorber presiones radiales muy altas sin ninguna deformación significativa, si todo el encajonamiento circular es cuidadosamente compactado, figura 4.46.

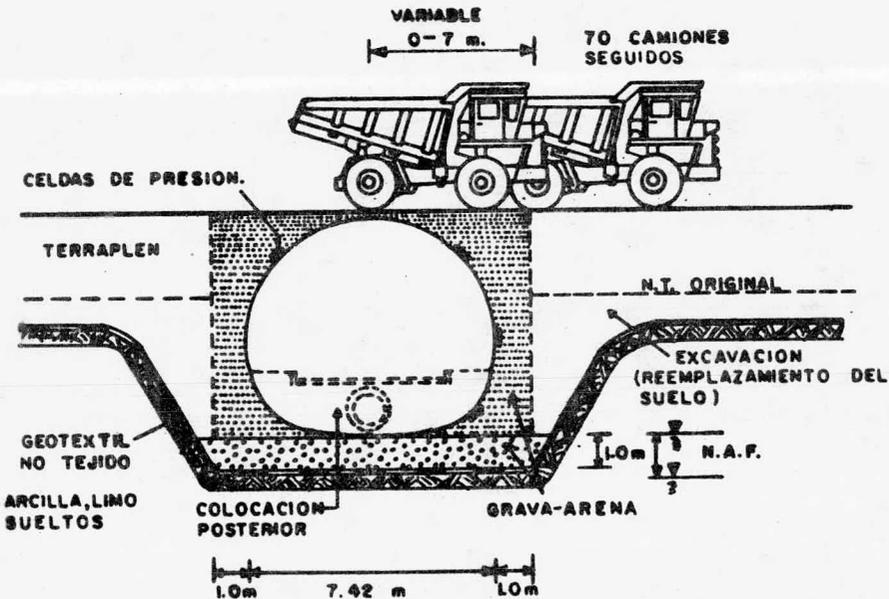


Figura 4.46) Colector de acero (longitud; 40 m.) sobre subsuelo blando y geotextil: Pruebas de carga con 70 camiones Euclid. (uno tras otro).

Además, son relativamente resistentes a los asentamientos diferenciales. Si las condiciones del subsuelo son pobres, la tela no tejida puede usarse en vez de obtener sustituciones profundas del suelo. Estos geotextiles hacen capaz una compactación suficiente de la base y un buen drenaje del subsuelo saturado durante la consolidación. Colectores flexibles con diámetros de 4 a 8 m han demostrado su valor mejor que los puentes rígidos de concreto reforzado establecidos sobre pilotes: Las ventajas son; menor costo, períodos más cortos de construcción y la reducción de asentamientos diferenciales entre el terraplén y el colector.

#### 4.10. Aplicación de los geotextiles en México.

##### 4.10.1. Uso de los geotextiles para la construcción del terraplén sobre suelo pantanoso de la carretera Minatitlán-Coatzacoalcos.

Debido al incremento industrial de la explotación de depósitos petroleros en el área sureste de México, ha sido necesario, en esa región, el diseño y construcción de una estructura mejorada del camino. La carretera existente no ofrece facilidades en la conveniente transportación, especialmente entre la ciudad de Coatzacoalcos y las áreas industriales de Pajaritos, La Cangrejera y Morelos. Esto es debido a la ineficiencia del puente que cruza el río Coatzacoalcos. La Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas ha resuelto el problema con la construcción de un puente nuevo llamado Coatzacoalcos II, el cual está localizado a 20 Km aguas arriba del viejo puente. Este nuevo puente requirió la construcción de dos carreteras de acceso en ambos lados del río con 30 Km de longitud. La carretera del lado izquierdo del río cruza una zona de suelos blandos, la cual se localiza en la parte suroeste de la ciudad de Minatitlán. La nueva carretera es de 22.50 m de ancho y permitirá 4 carriles. Se espera un promedio de 20,000 vehículos por día cuando la carretera entre en servicio, siendo camiones muchos de ellos. Se usó un geotextil de polipropileno no tejido termosoldado para la construcción del terraplén de la carretera. Para determinar la influencia de la tela en el comportamiento del camino, se llevó a cabo una instrumentación y mediciones en cuatro sitios, dos de ellos donde existe un estrato limoso y arcilloso altamente compresible y otros dos en una zona pantanosa. Este subcapítulo describe los estudios llevados a cabo en la zona pantanosa. También se incluyen los resultados y las conclusiones de tales es-

tudios. La figura 4.47, presenta las secciones inicial y final del proyecto.

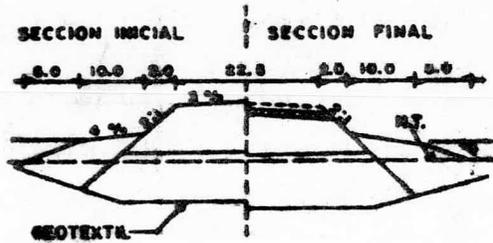


Figura 4.47) Sección del proyecto.

#### 4.10.2. Características regionales.

El proyecto está localizado en la planicie costera del Golfo de México. Las formaciones geológicas más antiguas en esta área corresponden al período terciario (mioceno medio). Estas tienen un origen sedimentario y están formadas por arcillas firmes, lutitas y arenisca suelta que aflora en las inmediaciones de la región. La zona de inundación del río Coatzacoalcos a través de la cual corre parte de la carretera, está formada por depósitos fluvio-lacustres recientes y por depósitos altamente orgánicos que descansan sobre las formaciones terciarias. La precipitación anual está cerca de los 250 mm con lluvias casi a todo lo largo del año y con temperatura anual promedio de 26°C. Esta región es una de las áreas sísmicas más activas de México, con una aceleración máxima del terreno de 110 cm/seg<sup>2</sup>, para un período de retorno de 50 años. El sismo más reciente de mayor intensidad tuvo lugar en agosto 26 de 1959 con una intensidad de 7° en la escala modificada de Mercalli causando severos daños, tales como la falla de una sección de la carretera Minatitlán-Coatzacoalcos.

#### 4.10.3. Estratigrafía y propiedades.

La carretera de la parte izquierda del río, como se mencionó antes, está situada en una zona pantanosa, la cual tiene una altura de agua casi permanente de 0.5 m sobre el nivel del terreno, en una longitud de casi 12 Km se encuentran grandes depósitos de turba desde la superficie, muy compresible, con una estructura altamente fibrosa, baja resistencia al esfuerzo cortante y espesores que van desde 1.5 a 3.5 m. El contenido de agua ( $w$ ) alcanza valores tan altos como el 750 %, más grande que el límite líquido ( $w_L$ ) que alcanza valores de 700 %. La máxima relación de vacíos ( $e$ ) es 14 y el peso volumétrico ( $\gamma$ ) es de  $9.81 \text{ KN/m}^3$ . La resistencia al esfuerzo cortante ( $\tau_f$ ) en pruebas de compresión simple varía entre 2.94 y 7.85 KPa. Bajo la capa de turba se encuentra un estrato de limos de alta plasticidad, con un espesor promedio de 1.5 m,  $w = 70 \%$ ,  $w_L = 80 \%$  y  $w_p = 40 \%$ . Bajo este limo hay arcilla orgánica altamente compresible, con un promedio de contenido de agua de 100 % y  $\tau_f$  entre 9.81 y 14.72 KPa y lentes de arena cuarzosa fina muy suelta. A la profundidad de 15 m, predominan las formaciones arenosas, cuya densidad se incrementa rápidamente con la profundidad. Por lo tanto, se considera que la profundidad total de suelos compresibles, orgánicos e inorgánicos, está entre los 13 y los 17 m.

De las pruebas de consolidación se ha observado que el grupo de depósitos están normalmente consolidados y que la consolidación secundaria es significativa para el pantano.

#### 4.10.4. Consideraciones de diseño.

Basándose en el análisis de estabilidad de terraplenes construidos sobre suelos sueltos y en la magnitud y distribución de los esfuerzos, se concluyó que la baja resistencia al esfuerzo cortante de las formaciones superiores hacen necesario utilizar bermas en las secciones del terraplén para obtener el comportamiento satisfactorio del mismo. La carretera tiene cuatro carriles, con un ancho de corona de 22.5 m. Está provista de una pendiente del 3 % comenzando desde la línea central. Las bermas proyectadas en ambos lados de la carretera son de 10 m. de ancho, dando un total de 56.5 m. de ancho para la sección de trabajo.

La estructura es como sigue;

a) Un geotextil no tejido de polipropileno termosoldado denominado Typar, estilo 3401 manufacturado por "E.I. DuPont de Nemours and Co." colocado sobre la subrasante y cosido in situ. Este geotextil es utilizado para reducir fallas por corte que pueden generar un incremento en los gastos del material de relleno, que puede penetrar diferencialmente en el interior del estrato blando y también para prevenir la contaminación del material selecto, mientras que permite el drenado y ayuda a construir un colchón de operación.

b) El relleno y el colchón de operación se formaron con arena arcillosa colocada sobre el geotextil por no existir otro material de mejor calidad, disponible en las áreas colindantes.

c) El terraplén está formado por arena arcillosa compactada al 95 % de la prueba de compactación Proctor modificada. Los 0.30 m. superiores sobre los cuales descansará la sub-base podrá ser compactada al 100 % de la prueba mencionada.

d) El pavimento formado por una sub-base de 0.15 m de espesor, una base mejorada con cemento Portland de 0.20 m de espesor y concreto asfáltico de 0.07 m en la superficie.

#### 4.10.5. Procedimiento de construcción.

La construcción del terraplén fue proyectada de acuerdo a las siguientes etapas;

1.-) Se preparó el terreno con la eliminación de toda la vegetación de 0.03 m de diámetro o mayores. Durante la construcción se observó que fué práctico dejar la restante vegetación y no fué eliminada.

2.-) Instalando el geotextil en tiras de 76 m colocadas transversalmente al camino. Los extremos son cosidos, para cubrir el área de proyecto, usando hebras del mismo material como se presenta en el detalle de la figura 4.48. La longitud de cada tira es de 19 m (el ancho en exceso de las tiras es el 22 % de la base de operación, prevista para asentamientos) La tela es extendida directamente sobre la zona pantanosa, ya sea que haya altura de agua o no.

3.-) Construyendo el colchón de operación. El borde del extremo inicial del geotextil es asegurado sobre terreno firme por la cobertura del relleno. En este período se usa el procedimiento de punta de flecha, figura 4.48, vaciando el material y extendiéndolo del centro a los lados utilizando un bulldozer tipo D-6 con 8 veces de pasada sobre el relleno para proveer una compactación práctica.

El colchón de operación es construido a todo lo ancho del proyecto incluyendo las bermas. Durante éste proceso, se producen asentamientos y deformaciones, por ésta razón el relleno será ajustado, redistribuido y renivelado constantemente hasta que el colchón de operación alcance el

nivel establecido en el proyecto (aproximadamente 0,50 m sobre el nivel del agua, figura 4.49).

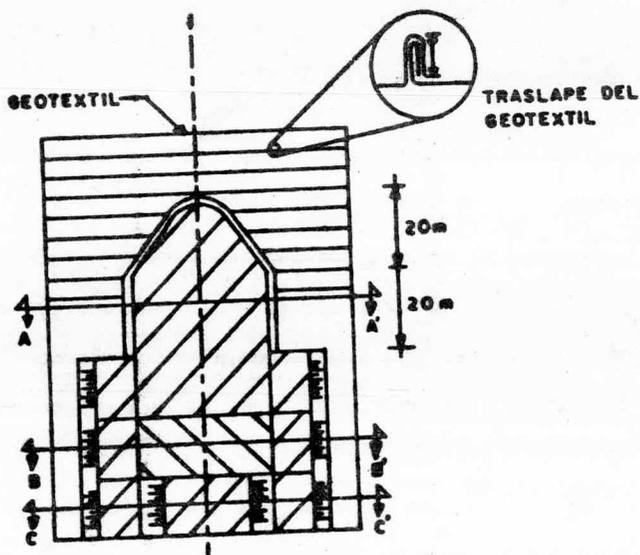


Figura 4.48) Carga en punta de flecha y etapas de construcción.

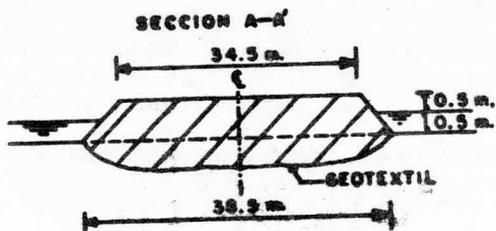


Figura 4.49) Construcción del colchón de operación.

4.-) Trabajos simultáneos del terraplén y las bermas hasta el nivel final de las mismas, figura 4.50.

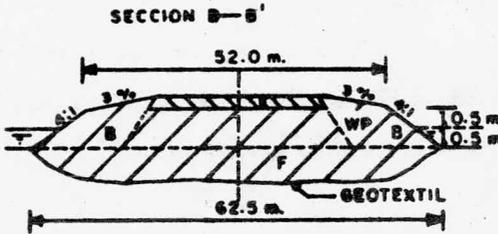


Figura 4.50) Construcción de bermas y terraplén.

Las bermas, de 10 m de ancho y taludes de 4:1, están formadas simétricamente en ambos lados del colchón de operación utilizando los mismos materiales y el mismo procedimiento de construcción del inciso 3. El cuerpo del terraplén está formado por capas de material de 0.3 m de profundidad, compactadas hasta que alcanzan el 95 % de su máximo peso volumétrico seco, de acuerdo a la prueba de compactación Proctor modificada.

Se usa el mismo procedimiento para terminar las bermas.

5.-) Conclusión del cuerpo del terraplén y una sobrecarga de 1.0 m de altura medida desde la cima al cuerpo del terraplén, siguiendo el mismo procedimiento de construcción del inciso 4, figura 4.51.

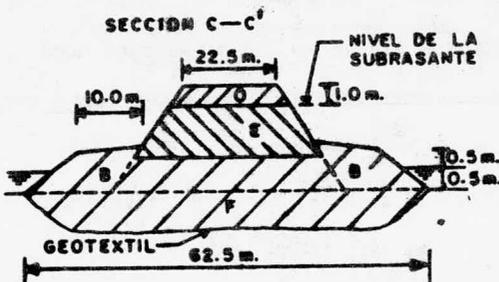


Figura 4.51) Sección final del movimiento de tierras.

Una vez que es alcanzado el 80 % de los asentamientos predichos, el

material de la sobrecarga es eliminado y descargado sobre las bermas. Si guiendo a esto, se escarifica 0,3 m de material y recompactado al 100 % de su peso volumétrico máximo seco de acuerdo a la prueba de compactación Proctor modificada. Esto es seguido por la construcción final del pavimento.

#### 4.10.6. Instrumentación y mediciones.

Para valuar la influencia del uso de la tela en el comportamiento de la carretera en áreas de suelo blando, se desarrolló un programa de investigación incluyendo la construcción de dos secciones de prueba a lo largo del terraplén, donde la tela Typar no fué usada y el relleno fué colocado directamente sobre la subrasante. La primera sección de pruebas fué localizada a 100 m de la sección de tela sobre zona pantanosa y la otra a 100 m de la sección de tela sobre el área de alta compresibilidad

Esto abastece cuatro estaciones de control; a.-) sobre pantano con geotextil; b.-) sobre pantano sin geotextil; c.-) suelos altamente compresibles con geotextil y; d.-) suelos altamente compresibles sin geotextil. De ésta manera, se puede llevar a cabo un estudio comparativo. La instrumentación consistió en el uso de los siguientes mecanismos:

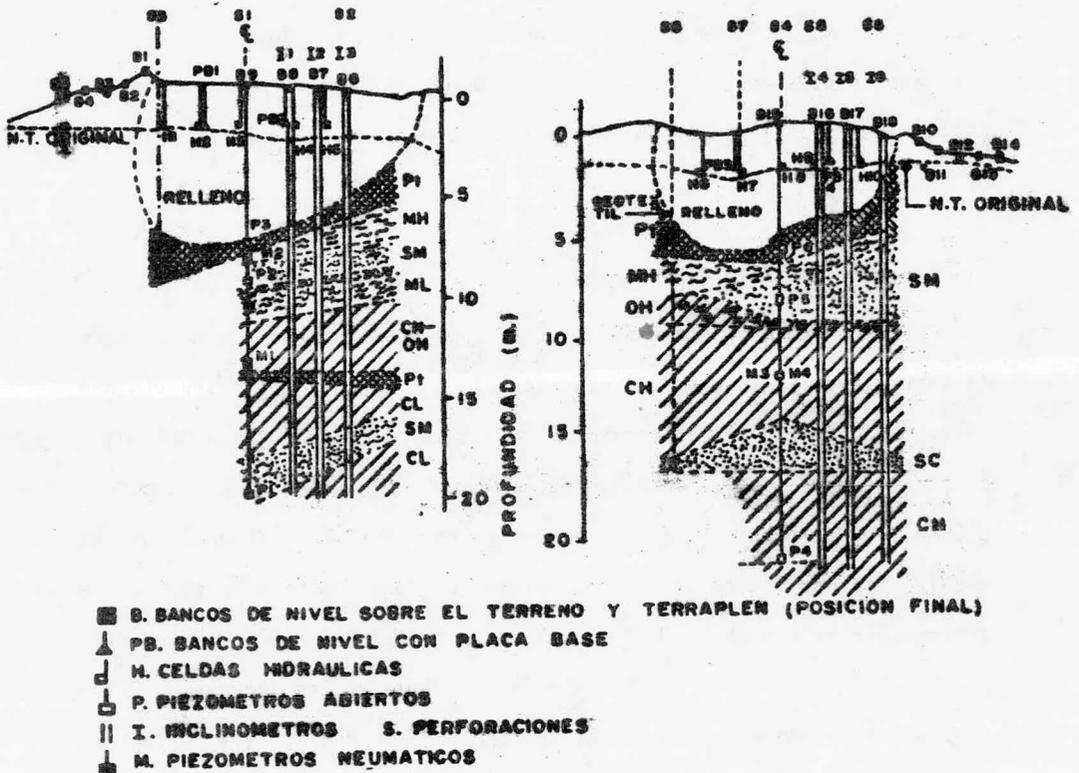
a.-) Nueve testigos, cinco sobre el nivel del terreno y cuatro sobre la superficie del terraplén. Dos testigos con una placa base instalados a una profundidad de 2.0 m de la línea de nivelación y un testigo profundo como referencia fija para todos los niveles.

b.-) Cinco celdas hidráulicas de 0.20 x 0.20 x 0.18 m instaladas a 2.00 m bajo la línea de nivelación, situadas en diferentes lugares del terraplén.

c.-) Tres piezómetros abiertos tipo Casagrande y dos piezómetros

neumáticos instalados a diferentes profundidades en ambos suelos, permeable e impermeable, colocados bajo la línea central de la sección.

d.-) Tres inclinómetros de entubado de aluminio con un péndulo eléctrico digital con una profundidad promedio de 20.5 m. en la sección sin geotextil y de 26.7 m. en la sección con geotextil, cuyas posiciones pueden verse en las figuras 4.52 y 4.53.



Figuras 4.52 y 4.53) Instrumentación de las secciones 1 y 2, sin y con geotextil, respectivamente.

La instalación de estos mecanismos permitió la evaluación de asenta

mientos, desplazamientos verticales y horizontales y la evolución de la presión de poro. Las lecturas fueron tomadas regularmente en un período de 7 meses. Es importante mencionar que en la sección sin geotextil los instrumentos fallaron antes del vaciado del relleno debido a los fuertes desplazamientos del terreno, por ésta razón los instrumentos fueron reemplazados después de que el relleno estuvo en posición. En adición a los sondeos hechos antes de que el terraplén fuera construido, se hicieron tres más después de la construcción en la sección sin tela y seis en la sección con tela, localizados en la línea central y sobre ambos lados de la carretera.

#### 4.10.7. Resultados.

Los resultados presentados aquí son los obtenidos en las secciones de control No. 1, la cual corresponde a la porción del terraplén sin geotextil, construido sobre pantano; y No. 2, la cual hizo utilización de geotextil y fué construido sobre el mismo tipo de suelo que en la sección No. 1. La tabla 4.4 presenta la magnitud de los desplazamientos verticales medidos en los testigos de ambas secciones durante un período de observación de 7 meses.

La localización de cada testigo puede verse en las figuras 4.52 y 4.53. También puede verse que los testigos instalados en la superficie experimentaron menor asentamiento en la sección No. 2 que en la No. 1. Los asentamientos para los testigos con placa base fueron prácticamente los mismos. Dos meses después de la construcción, se observó una reducción sustancial en la proporción de asentamientos, la cual puede suponerse como indicación del final de la consolidación primaria.

Las lecturas obtenidas de las celdas hidráulicas indicaron que el

asentamiento máximo ocurrió en el centro y en los lados del terraplén en donde la profundidad del relleno y suelo suelto es mayor.

Sección No. 1, sin geotextil.		Sección No. 2, con geotextil.	
testigo	desplazamiento (m.)	testigo	desplazamiento (m.)
B-1	0.45	B-10	0.11
B-2	0.44	B-11	0.05
B-3	0.24	B-12	0.00
B-4	0.29	B-13	0.02
B-5	0.16	B-14	0.01
B-6	0.33	B-15	0.32
B-7	0.42	B-16	0.21
B-8	0.37	B-17	0.16
B-9	0.25	B-18	0.12
PB-1	0.28	PB-3	0.25
PB-2	0.25	PB-4	0.30

Tabla 4.4) Valores de los asentamientos en los testigos de las secciones No. 1 y No. 2.

También se observó que en la sección No. 2, la curva de asentamientos presentó una línea más convexa que en la sección No. 1, lo cual es ventajoso dado que la distribución de esfuerzos es más homogénea. Las medidas piezométricas demostraron que la presión de poro tiende a disminuir en ambas secciones con el tiempo.

El exceso de la presión de poro en promedio fué de 9.81 KPa, 7 meses después de que el terraplén fué finalizado. Los desplazamientos horizontales medidos por los inclinómetros demostraron que los movimientos

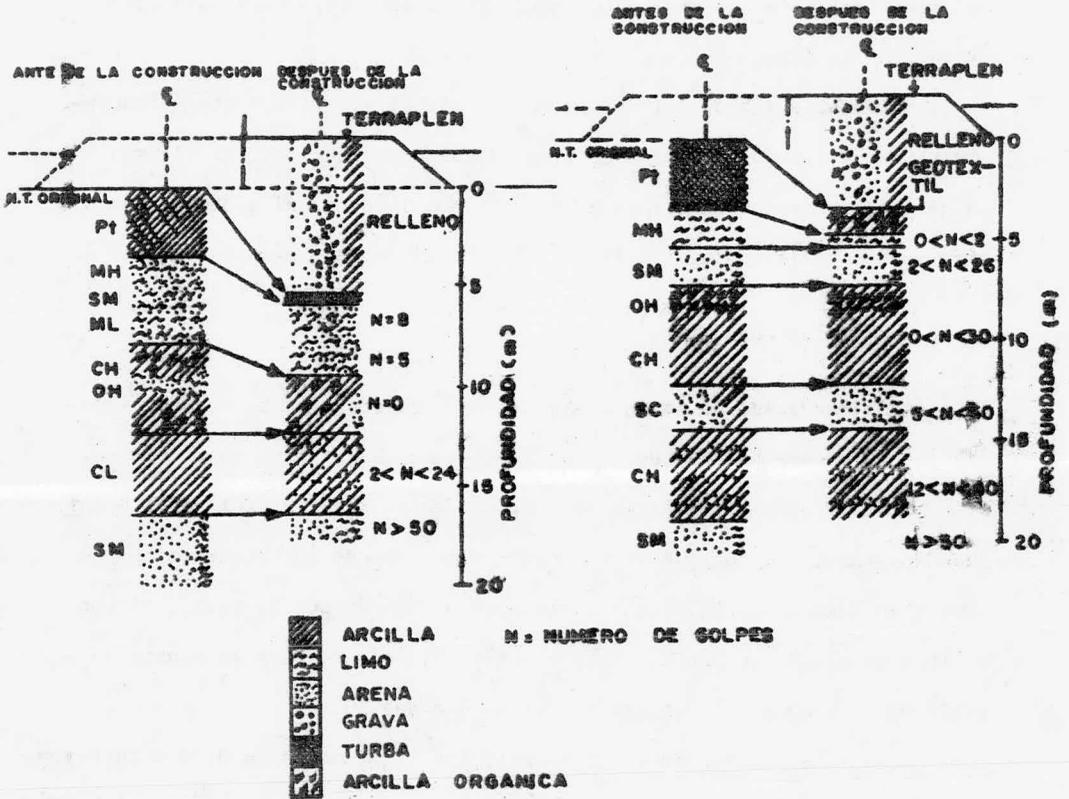
máximos tuvieron lugar en el terreno y en los suelos blandos. Seis meses después de la instalación de los inclinómetros, las deformaciones máximas horizontales del relleno fueron de 0.035 m. en la sección No. 1 y de 0.04 m. en la sección No. 2. En los suelos blandos estas fueron de 0.04 m. en la sección No. 1 y de 0.017 m. en la sección No. 2. Durante la operación de construcción, ocurrieron fuertes desplazamientos horizontales en la turba, a grandes distancias. Postes situados a 50 m. del borde de la carretera fueron inducidos a inclinarse. Las figuras 4.52 y 4.53 presentan la intrusión del relleno en la subrasante, determinada por sondeos. El relleno fué establecido en estado suelto, con un valor de  $N = 5$ , excepto en el primer metro, como consecuencia de capas demasiado profundas de relleno colocado durante la construcción. Una primera diferencia esencial entre las secciones de control fué establecida en la intrusión de relleno, que tuvo lugar durante e inmediatamente después de la colocación del mismo. La tabla 4.5 presenta ésta diferencia.

Sección No. 1, sin geotextil.		Sección No. 2, con geotextil.	
sondeo	intrusión de relleno.	sondeo	intrusión de relleno.
S-1	5.2 m.	S-4	3.4 m.
S-2	3.0 m.	S-5	1.0 m.
S-3	5.1 m.	S-6	3.0 m.

Tabla 4.5) Intrusión de relleno en el interior de la subrasante en las secciones No. 1 y No. 2.

En general es observado que, la profundidad y el volumen del relleno entremetido es dos veces mayor, en promedio, en la sección No. 1 que en la sección No. 2. En ambas secciones un volumen asimétrico de relleno es desplazado a la izquierda de las figuras 4.52 y 4.53. La causa de es-

to es el espesor y la inclinación de la capa del limo arenoso que yace ligeramente bajo el relleno. En las figuras 4.54 y 4.55 se hace una comparación entre la estratigrafía antes y después de la construcción del terraplén, en la línea central de la carretera, para ambas secciones.



Figuras 4.54 y 4.55) Comparación estratigráfica antes y después de la construcción del terraplén, sin y con geotextil, respectivamente.

En estas figuras puede observarse que la magnitud de la intrusión del relleno es mayor en la sección No. 1 que en la sección No. 2, como

se presenta también en la tabla 4.5.

También, puede verse que el espesor de la capa de turba es reducido considerablemente en la etapa final del trabajo debido al gran desplazamiento del material inducido por el progreso de la construcción y en grado menor debido al asentamiento inmediato; éste último causó una fuerte reducción de espesores en el otro suelo blando.

Es notable que de una determinada profundidad, el estrato subyacente no fué afectado, al menos al final de la construcción. Las figuras 4.54 y 4.55 demuestran que en la sección No. 1, donde el geotextil no fué usado, tuvieron lugar deformaciones en el estrato más profundo.

#### 4.10.8. Conclusiones.

Como resultado de la instrumentación y el comportamiento observado de las secciones No. 1 y No. 2, se llegó a las siguientes conclusiones;

a.-) La intrusión máxima del relleno en el interior del nivel original del terreno durante e inmediatamente después de la construcción fué mayor en la sección No. 1 que en la sección No. 2, por lo tanto, el uso de tal material previno el gasto excesivo de relleno para la construcción del terraplén. El ahorro fué alrededor del 50 %.

b.-) La evolución de asentamientos fué ligeramente mayor sin geotextil que con él, pero desde un punto de vista práctico, puede decirse que los asentamientos ocurrieron de la misma manera y magnitud en ambos casos.

c.-) Los desplazamientos horizontales, medidos en el relleno, fueron prácticamente iguales en ambas secciones, sin embargo, los desplazamientos verticales del terreno fueron mayores en la sección No. 1 que en la sección No. 2. De esto, puede establecerse que la restricción impues-

ta por el geotextil reduce la magnitud de los esfuerzos en el área de contacto entre el terraplén y la subrasante.

d.-) Las curvas de asentamiento reportadas, de las mediciones de las celdas de presión, presentaron una línea más convexa en la sección No. 2 que en la sección No. 1, lo cual implica un perfil más uniforme de la base del terraplén y una distribución de esfuerzos más homogénea.

e.-) Desde un punto de vista constructivo, el uso del geotextil auxilia grandemente al comienzo de la construcción del terraplén para el asentamiento de un colchón de operación más estable.

f.-) Se espera que en el futuro, la intrusión más uniforme del relleno en la subrasante, reducirá la necesidad de mantenimiento, dado que la generación de asentamientos diferenciales será menor.

## CONCLUSION Y RECOMENDACIONES.

De acuerdo al comportamiento de éstos materiales como elemento constitutivo de las obras de ingeniería civil, su funcionamiento observado a largo plazo, su facilidad de manejo e instalación, y su bajo costo, se concluye lo siguiente;

- Un geotextil es un elemento que cumple con diferentes características propias de algunos materiales de construcción, por lo tanto, es factible utilizarlos como material constitutivo dentro de la ingeniería civil.

- Por su economía, facilidad de manejo y su resistencia, el geotextil es un elemento versátil al que se le puede dar infinidad de usos dentro de la ingeniería civil y en otras ramas de la industria.

- Por su gran resistencia a la tensión se pueden utilizar para aumentar la capacidad de carga en suelos blandos y dar estabilidad a terraplenes.

- Debido a la función como separador de dos materiales distintos, un geotextil es capaz de trabajar como filtro-drenante reduciendo el espesor de la capa de material granular y, en consecuencia, el costo de construcción es menor.

- Las pruebas que se realizan a los geotextiles son fácilmente reproducibles y económicas y son dejadas a juicio como pruebas índice.

Para garantizar una buena aplicación dentro de la ingeniería civil y una mejor funcionalidad de éstos materiales, deben observarse cuidadosamente las siguientes recomendaciones;

- Se debe contar con una supervisión responsable y capaz para mantener en buen estado las propiedades del geotextil, desde su fabrica-

ción hasta su instalación.

- De ser aplicados los geotextiles en una obra determinada, se debe tener especial cuidado en el método constructivo, para no alterar el funcionamiento del mismo y, así, mantener el control de calidad de la obra.

- Como se mencionó en el cuerpo de la tesis, si un geotextil no se protege con esmero y cuidado de los rayos solares, éste sufrirá un severo deterioro en su estructura y perderá resistencia, ocasionando con esto, la falla parcial o total de la obra.

- Si se utiliza como refuerzo se debe considerar una buena longitud de traslape para asegurar el buen funcionamiento dentro de esta área de utilización.

A consecuencia de la gran demanda que se ha hecho de estos materiales, es posible que dentro de poco se implanten nuevas técnicas en la industria de la construcción, eliminando métodos tradicionales, que sean mucho más económicas y más rápidas, para solucionar la problemática que trae aparejado el crecimiento urbano.

Esperamos que este trabajo sirva de base en un futuro próximo, para incrementar la utilización de estos materiales en la ingeniería civil mexicana, aplicándolos como refuerzo en suelos de bajo valor relativo de soporte o compresibles en general, como filtro-drenantes en la construcción de presas de tierra o como drenajes de carreteras, para disminuir así los costos de construcción, mano de obra y mantenimiento.

BIBLIOGRAFIA.

- Fabric membrane in flexible pavement construction over soils of low bearing strength.  
McGown, A. and Ozelton, M. W., 1973.  
Civil Engineering and public works review.
  
- Methods of test for textiles-glossary of terms relating to the conditioning and testing of textiles.  
British Standard Institution (London).  
B. S. 1051, 1972.
  
- A new method of determining the load-extension properties of geotechnical fabric.  
McGown, A., Andrawes, K. Z., Wilson-Fahmy, R. F. and Brady, K. C.  
Transport and Road Research Laboratories, report No. 704, 1981.
  
- Load-extension properties of geotextiles confined in soil.  
McGown, A., Andrawes, K. Z. and Kabir, M. H.  
Second International Conference on Geotextiles, 1982. Las Vegas.
  
- Compressibility and hydraulic conductivity of geotextiles.  
McGown, A., Murray, R. T. and Kabir, M. H.  
Second International Conference on Geotextiles, 1982. Las Vegas.

- Development of design criteria and acceptance specifications for plastic filter cloths.

Calhoun, C. C.

U. S. Army Corps of Engineers Waterways Experimental Station.

Tech. report S-72-7, 1972.

- Methods of test for textiles. Determination of the bursting strength and bursting distension of fabrics.

British Standard Institution (London).

B. S. 4768, 1972.

- Fabric filters on prefabricated under-drains.

Long, R., Healy, K.

Cr. Coll. Int. Sols, textiles, vol 11 (Paris), 1977.

- Use of synthetic fabrics on muskeg subgrades in road construction.

Visher, W.

U. S. Forest Service Bureau, 1975.

- Resilient response of railway ballast.

Knutson, R. M. and Thompson, M. R.

Transportation Research Board, record No. 651, 1977.

- The filtration behavior of construction fabrics under conditions of dynamic loading.

Snaith, M. S. and Bell, A. L.

Geotechnique vol. No.28-4, december, 1978.

- Static and dynamic earthpressure on retaining walls.  
Fukuoka, M.  
Third Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, vol. 3,  
(Wellington, 1980).
  
- Especificaciones de construcción de terracerías en la zona de  
pantano y alta compresibilidad. Proyecto del camino de acceso  
al puente Coatzacoalcos II, (México, D. F., 1979)  
S. A. H. O. P.
  
- Mecánica de suelos, tomos I, II y III.  
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez  
Ed. Limusa.
  
- Uso de medios filtrantes en ingeniería sanitaria y mecánica de  
suelos.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C.  
México, D. F., 1982.
  
- Vocabulario de mecánica de suelos, terminos usados en America  
Latina; ingles, portugues, español y frances.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C.  
México, D. F., 1977.