

38  
2 ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
"ARAGON"**

**ESTABILIDAD Y COMPORTAMIENTO DE  
TERRAPLENES CONSTRUIDOS SOBRE  
SUELOS BLANDOS**

**FALLA DE ORIGEN**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA :**

**HECTOR MANUEL HERNANDEZ SANCHEZ**

San Juan de Aragón, Edo. de Méx.,

1995



## **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 está 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.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON  
DIRECCION



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO



HECTOR MANUEL HERNANDEZ SANCHEZ  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 7 de julio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLORZANO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " ESTABILIDAD Y COMPORTAMIENTO DE TERRAPLENES CONSTRUIDOS SOBRE SUELOS BLANDOS ", 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.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPañOL"  
San Juan de Aragón, Mex., 13 de Julio de 1994  
EL DIRECTOR



- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
- c c p Ing. Daniel Velázquez Vázquez, Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil.
- c c p Ing. Amilcar Galindo Solórzano, Asesor de Tesis.

CCMC'AIR'11a.

Un buen día decidí ser ingeniero civil y trabajé arduamente para ello. No obstante todos mis esfuerzos y dedicación hubieran sido infructuosos de no ser por el apoyo, educación y amistad de mis padres, Octavio Hernández y Carlota Sánchez, para quienes guardo todo mi amor y respeto.

Mis hermanos, Octavio, Rosario, Francisco y Mariana, con quienes he compartido mi vida.

Mis sobrinos, Octavio y Martín.

Mi abuelita, Refugio Padilla, quien depositó en mí todo su cariño.

Mis primos, Sergio Sánchez y Miguel Ángel Chávez.

Mi familia, Sandra y Carlos, quienes han venido a mi vida a colmarla de amor y de ilusión.

Muchas son las personas que han contribuido a mi preparación profesional y al feliz término de este trabajo. Familiares, Amigos, Profesores, Compañeros de Trabajo, etc. Todas aquellas personas con las que he compartido, ya sea una gran amistad o un instante de la vida, a todos ustedes gracias.

## **Índice General**

	<b>Página</b>
<b>Capítulo I Introducción</b>	<b>1</b>
<b>Capítulo II Estudios Previos</b>	
2.1. Introducción	4
2.2. Estudios Geológicos y Fotointerpretación	4
2.3. Exploración Geofísica Indirecta	5
2.3.1. Método Sísmico	6
2.3.2. Método de Resistencia Eléctrica	8
2.4. Exploración Directa	10
2.4.1. Pozos a Cielo Abierto	10
2.4.2. Método de Penetración Estándar	11
2.4.3. Método de Tubo de Pared Delgada	13
2.4.4. Método del Cono	16
2.4.4.1. Prueba de Cono Mecánico	16
2.4.4.2. Prueba de Cono Dinámico	19
2.4.4.3. Prueba de Cono Eléctrico	24
2.4.4.4. Correlación de las Pruebas de Cono	26
2.5. Clasificación de Suelos	28
2.6. Pruebas Índice y Mecánicas	30
<b>Capítulo III Procedimientos Constructivos de Terraplenes Sobre Suelos Blandos</b>	
3.1. Introducción	32
3.2. Método de Eliminación y Reemplazo	33
3.3. Método de Desplazamiento	33
3.4. Desplazamiento con Explosivos	34
3.4.1. Barrenación en el Frente de Avance	35
3.4.2. Método New Hampshire	36
3.4.3. El Método Alemán	38
3.5. Reglas Semiempíricas para Establecer el Ancho del Terraplén	39
3.6. Método de Drenaje Vertical de Arena	40
3.6.1. Método de Chorro Rotativo	41
3.6.2. Método de Mandril Impulsado	41
3.7. Procedimientos y Equipos de Compactación	42
3.7.1. Factores que Influyen en el Proceso de Compactación	42
3.7.2. Métodos de Compactación	43
3.7.2.1. Compactación por Amasado	44
3.7.2.2. Compactación por Presión	46
3.7.2.3. Compactación por Vibración	47

3.7.2.4. Compactación por Métodos Mixtos	48
3.7.2.5. Compactación por Impacto	49
3.7.3. Criterios de Compactación en Campo	49
3.7.4. Pruebas de Compactación en Laboratorio	51
3.7.4.1. Pruebas Dinámicas	51
3.7.4.2. Pruebas Estáticas	52
3.7.4.3. Pruebas por Amasado	52
3.7.4.3. Pruebas por Vibración	53
<b>Capítulo III-A Procedimientos Constructivos Especiales Utilizando Materiales Aligerantes</b>	
3-A.1. Introducción	55
3-A.2. Construcción de Cimentaciones Compensadas Usando Rellenos Artificiales	55
3-A.3. Mecánica de Suelos de Agregados Ligeros	60
3-A.4. Rellenos de Agregados Ligeros como Solución a Problemas de Asentamientos en el Puente Charter Oak Hartford, Connecticut	67
3-A.5. Relleno de Concreto Ligero Espumoso o con Aire	72
3-A.6. El Uso de Fragmentos de Llanta en Rellenos Ligeros	82
3-A.7. El Uso de Fibras de Madera y Refuerzos de Geotextiles en la Construcción de Terraplenes	94
3-A.8. Suelos de Caucho como Geomateriales Aligerados	101
3-A.9. Estabilización de Terraplenes para Acceso de un Paso a Desnivel en la Ciudad de Matamoros, Tamaulipas, Utilizando un Material Local, Producto de Desecho Fabril	110
<b>Capítulo IV Análisis de Estabilidad</b>	
4.1. Introducción	113
4.2. Método Sueco	113
4.2.1. El Método Sueco Aplicado a Taludes con Suelos Puramente Cohesivos ( $\phi = 0$ ; $C \neq 0$ )	114
4.2.2. El Método Sueco Aplicado a Taludes con Suelos con Cohesión y Fricción ( $\phi \neq 0$ ; $C \neq 0$ )	117
4.2.2.1. Suelos con Cohesión Y Fricción ( $\phi = 0$ ; $C = 0$ ) Analizado con Esfuerzos Efectivos	119
4.2.3. Taludes con Suelos Estratificados	123
<b>Capítulo V Análisis de Asentamientos</b>	
5.1. Introducción	125
5.2. Distribución de Esfuerzos en la Masa de Suelo por una Carga Trapecial de Longitud Infinita	125
5.3. Consolidación de los Suelos	126
5.3.1. Pruebas de Consolidación Unidimensional	126

5.3.2. Proceso de Consolidación	128
5.3.3. Analogía Mecánica de Terzaghi	131
5.3.4. Ecuación Diferencial de la Consolidación Unidimensional	132
5.3.5. Determinación de las Condiciones de Frontera para Resolver la Ecuación Diferencial de la Consolidación	137
5.3.6. Coeficiente de Permeabilidad Partiendo de la Prueba de Consolidación	142
5.3.7. Consolidación Primaria	142
5.4. Temas de Instrumentación	144
5.4.1. Mediciones de los Asentamientos	144
5.4.2. Medición de los Movimientos Laterales del Terreno de Cimentación	144
5.4.3. Medición del Estado de Presiones del Agua	145
<b>Capítulo VI Comportamiento Ante Acciones Dinámicas</b>	
6.1. Consideraciones Generales	147
6.2. Método para la Determinación del Período Fundamental del Suelo	149
6.3. Método para Calcular las Deformaciones Permanentes de un Terraplén por Efecto de Cargas	152
6.3.1. Introducción	152
6.3.2. Método de Cálculo	153
<b>Capítulo VII Aplicación a un Problema Real</b>	
7.1. Introducción	158
7.2. Objetivo	158
7.3. Topografía y Geología	158
7.4. Exploración del Subsuelo	158
7.5. Pruebas de Laboratorio	159
7.6. Estratigrafía y Propiedades	159
7.7. Análisis de Estabilidad	160
7.7.1. Cálculo de Círculo de Falla Crítico	160
7.8. Cálculo de Asentamientos	162
7.8.1. Obtención de Distribución de Esfuerzos	162
7.8.2. Gráfica de Presión Efectiva Inicial ( $P_0$ ) y Presión Efectiva Final ( $P_v$ )	163
7.8.3. Asentamientos en Cada Sondeo	164
7.8.4. Resumen de Asentamientos	169
7.9. Análisis y Recomendaciones	169
<b>Capítulo VIII Conclusiones</b>	
	173
Bibliografía	175

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

Numerosas obras de infraestructura afrontan el problema de construir terraplenes sobre suelos blandos. La estabilidad de estos terraplenes se ve comprometida por la baja capacidad del suelo en que se asientan y a menudo esta situación desemboca en fallas que afectan las condiciones de servicio o que representan un colapso total con la consiguiente pérdida de la inversión y las posibles afectaciones a terceros en sus propiedades o en su seguridad.

El problema es particularmente difícil en la Ciudad de México que en su mayor parte esta desplantada sobre suelos de fama mundial por su alta compresibilidad y por sus grandes contenidos de agua. Estos suelos se ubican en una zona que constituía el fondo de un lago, que al ser desecado permitió la expansión de los asentamientos humanos en esta metrópoli. Esta difícil condición de los suelos de la capital de México ha propiciado el desarrollo de técnicas novedosas tanto para la cimentación de edificios altos como para la construcción de diversas estructuras entre las que se incluyen los terraplenes de obras tales como presas, bordos, caminos, etc.

Por otra parte la estabilidad de un terraplén sobre suelo blando se ve afectada todavía más bajo la acción dinámica del sismo que por una parte incrementa los esfuerzos desestabilizantes y por la otra reduce las fuerzas resistentes. El hecho de que la mayor parte del territorio mexicano se encuentre en zonas de alta sismicidad ha azuzado aún más el ingenio de los técnicos nacionales para afrontar el problema que es el objetivo central de esta tesis: La estabilidad de terraplenes sobre suelos blandos.

En el presente trabajo se realiza un estudio sobre el estado del arte para el diseño y la construcción de terraplenes sobre suelos blandos con especial énfasis en aquellos que se utilizan en las vías terrestres: carreteras y ferrocarriles.

En el capítulo segundo se presentan los conceptos básicos de Mecánica de Suelos referentes a la exploración y pruebas que es necesario realizar para conocer las características del suelo antes de realizar un análisis de estabilidad.

En seguida, el capítulo tercero describe los procedimientos constructivos de terraplenes sobre suelos blandos. Esta descripción se divide en dos partes, en la primera se hace referencia a los métodos tradicionales que son los más difundidos y más aplicados en México; en la segunda, se presentan métodos innovadores que utilizan materiales especialmente desarrollados para incrementar la estabilidad de los terraplenes sobre suelo blando. Algunas de las técnicas descritas en esta segunda parte no han sido aplicadas en nuestro país pero se estima conveniente conocerlas en vista de su posible aplicación futura.

El capítulo cuatro presenta los fundamentos teóricos de la Mecánica de Suelos que se aplican al análisis de estabilidad de taludes y el capítulo cinco describe los métodos tradicionales que aporta la misma disciplina para la determinación de los asentamientos probables.



Es oportuno aclarar que los fundamentos de los capítulos cuarto y quinto se refieren a acciones estáticas y que deben ser modificados ante acciones dinámicas como la sísmica que como ya se dijo son de notoria importancia en los terraplenes sobre suelos blandos. Por esta razón en el capítulo VI se describe de manera general el método de análisis de la estabilidad para incluir acciones dinámicas. Dada la complejidad de este tema el tratamiento que se da en este capítulo VI es solamente de tipo general.

Finalmente, con el objeto de ejemplificar prácticamente algunos de los conceptos anteriormente expuestos, en el capítulo VII se presenta un ejemplo de aplicación numérica a un problema real que se refiere al proyecto de un entronque de la carretera Chalco-Ixtapaluca con la carretera México-Puebla, ubicado en el km 9+300 de esta última; en el Estado de México. Este fue construido sobre arcillas altamente compresibles y presentó serios problemas de estabilidad y de asentamientos.

## **CAPITULO II**

### **ESTUDIOS PREVIOS**

#### **2.1. Introducción**

Para la construcción y diseño de terraplenes se requiere realizar estudios previos de diverso tipo, con el objeto de asegurarse que el proyecto responda por una parte a las condiciones sociales y económicas del medio y por la otra que sea adecuado a las condiciones del entorno. Entre los estudios que generalmente se realizan se pueden mencionar los topográficos, hidráulicos, los de impacto ambiental y los de factibilidad económica y financiera.

Aún cuando estos estudios son imprescindibles para garantizar el éxito de un proyecto carretero, no se detallarán en este trabajo por apartarse del tema fundamental del mismo que se refiere a los terraplenes de carreteras construidos sobre suelos blandos.

Para este tema son fundamentales los estudios de tipo geológico y geotécnico que permitan conocer las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en que se desplantará el terraplén así como la de los suelos que se utilizarán para conformar la estructura del terraplén.

Por lo anterior, en este capítulo se hará una descripción breve de los estudios previos de carácter geotécnico y geológico que aportan los datos necesarios para definir las condiciones de seguridad de terraplenes sobre suelos blandos.

#### **2.2. Estudios Geológicos y Fotointerpretación**

En el desarrollo de las vías terrestres es invaluable el aporte de los mapas geológicos. Los cuales nos brindan la primera idea de las condiciones del terreno donde se va a llevar a cabo nuestra obra. apoyándose en la fotointerpretación de pares estereoscópicos de aerofotografías con los cuales se pueden determinar las diferentes formaciones de suelos y rocas, sus límites, secuencias y procedencias, así como la primera información sobre problemas de estabilidad. De igual manera en un estudio geológico que incluya un mapa geológico con suficiente detalle es posible definir las estructuras geológicas de interés tales como fallas y trayectorias de juntas y fisuras, deslizamiento de tierras, etc.

Los sistemas y aparatos de fotointerpretación se han venido desarrollando y de ellos depende una buena fotointerpretación, no obstante en general se recurre a la realización de trabajos de fotointerpretación sobre fotografías a escalas crecientes hasta en tres etapas de trabajo sucesivas, por lo regular se utiliza la escala 1:50 000 para la primera etapa, en donde se trata de visualizar uno o más corredores en el terreno en donde se va a localizar nuestra obra y en una segunda etapa una escala 1:25 000 con el fin de una afinación posterior en los lugares o puntos de mayor interés y por último en una tercera etapa con una escala 1:10 000 en donde seguramente se realizarán las afinaciones finales convenientes para nuestro estudio.

Cabe mencionar que en un estudio de fotointerpretación puede cubrirse desde la valuación de anteproyectos hasta la elaboración de un proyecto definitivo, pero sea cual fuere la etapa de proyecto que esté cubriendo nuestra fotointerpretación, será preciso verificar las conclusiones en el campo examinando la zona por donde pasará nuestra obra para comprobar las características del estudio.

De un buen estudio geológico de Fotointerpretación, con personal calificado y experimentado y con el desarrollo de las técnicas y tecnologías actuales en esta rama, es posible obtener con la ayuda de la fotointerpretación los siguientes datos:

1.- Características sociales y económicas de la zona por la que se desarrollará la vía terrestre, incluyendo poblaciones, industrias, cultivos, minería y un levantamiento de obras de ingeniería existentes en la región.

2.- Topografía de la zona, incluyendo las rutas de acceso.

3.- Datos climáticos y relacionados con el clima, tales como vegetación, humedad, etc.

4.- Factores hidrológicos, tales como corrientes importantes, longitud y localización de puentes y la localización precisa del drenaje regional.

5.- Descripción general de rocas y suelos.

6.- Identificación de características geológicas de interés, tales como formaciones lacustres o pantanosas, formaciones inestables, lugares de erosión acentuada, falta o abundancia de materiales de construcción, posibles dificultades para realizar excavaciones, zonas de infiltración, llanuras de inundación, etc.

7.- Definición de los usos del suelo, tenencia de la tierra, etc.

No obstante a pesar de la abundante información que se pueda obtener de un estudio de fotointerpretación; es primordial realizar estudios geotécnicos de detalle en lugares donde se requiera ampliar o precisar la información geológica, que en conjunto nos brindarán la base para analizar alternativas, detectar problemas de importancia y generar un programa de estudios subsecuentes de mayor precisión y el criterio de dónde y cómo efectuarlos.

### **2.3. Exploración Geofísica Indirecta**

Este tipo de exploración nos brinda un medio más para determinar las condiciones del subsuelo, rindiendo excelentes frutos por su capacidad para explorar grandes extensiones con una buena precisión y a un costo relativamente bajo.

Más allá de la geología clásica, la superficial basada en la observación cuidadosa en el campo y el laboratorio, la geofísica actual considera la tierra en relación con el sistema solar, considerando al globo terráqueo como la estructura en donde se pueden situar los estudios geológicos clásicos y la geofísica como la ciencia que amplía los límites de la comprensión humana en estudios geológicos de detalle.

Aunque existen diversos métodos geofísicos, los más utilizados dentro del ámbito de proyecto y construcción de vías terrestres son los siguientes:

- Sísmico
- Eléctrico

de los cuales a continuación daremos una breve reseña.

### 2.3.1. Método Sísmico

Este método se lleva a cabo considerando la diferencia de velocidades de propagación de ondas elásticas de tipo sísmico a través de medios materiales de constitución diferente. El hecho de utilizar ondas elásticas se debe primordialmente a que su propagación depende mucho del módulo elástico de los diferentes materiales y permite una correlación bastante confiable de ellos con las medidas de propagación, dándonos evidencia de cambios en la naturaleza de los materiales y estratificaciones.

En la tabla II.1 se muestran algunos rasgos de velocidad de propagación de ondas elásticas correspondientes a diferentes tipos de suelos y rocas.

Las ondas elásticas de tipo sísmico se provocan en el terreno mediante una pequeña explosión en un punto determinado del área a explorar utilizando una pequeña carga de explosivo usualmente nitroamonio. Dichas ondas son captadas por aparatos muy sensibles capaces de registrarlas, llamados sismógrafos o geófonos, separados entre sí de 15 a 30 m, quienes las transmiten amplificadas a un oscilógrafo central que inscribe una línea para cada geófono.

La manera de viajar de las ondas elásticas en el suelo, la podemos inferir considerando una masa de suelo homogéneo que yace sobre una roca basal, en primera instancia unas ondas llegarán a los geófonos viajando a través del suelo a una velocidad  $v_1$ ; algunas otras llegan después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Hay un ángulo crítico de incidencia respecto a la frontera con la roca basal que hace que las ondas ni se reflejen ni se refracten hacia adentro de la roca, con una velocidad  $v_2$ , hasta ser recogidas por los geófonos. El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca.

Para esquematizar lo anterior puede construirse una gráfica de relación entre la distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación y el tiempo que tardó la onda en registrarse en el mismo geófono. Por lo regular las ondas directas llegan primero a los geófonos más cercanos al punto de la explosión, mientras que en los alejados llegan primero las ondas refractadas.

No obstante para nuestro caso existe un punto de frontera en donde los dos tipos de onda llegan a la vez, como puede apreciarse en la figura II.1. Al dibujar los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono, se obtienen dos rectas. Hasta el punto 3 el primer impulso es de onda directa, en la que el tiempo de excitación es proporcional a la distancia del geófono, de 3 en adelante, la primera excitación es de onda refractada en la que el tiempo es una cierta función,  $a + bx$ , de la distancia, representando "a" el tiempo constante en que se recorren los dos tramos inclinados hasta y desde la roca basal.

Material	Condición	Velocidad (km/seg)
Limos y arenas	Compactos suelos	0.4 - 0.7 0.2 - 0.4
Arcillas	Dura Blanda	0.6 - 1.0 0.2 - 0.3
Boleos y gravas	-	0.2 - 0.4

Tabla II.1 Propagación de ondas elásticas en suelos.

Se obtienen así dos rectas que evidentemente han de cruzarse en la abscisa del punto 3. Si  $x_1$  es la abscisa de tal punto, puede demostrarse en la figura II.1 que:

$$H = \frac{x_1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (2.1)$$

donde:

- H      Espesor del estrato de suelo homogéneo
- $v_1$  y  $v_2$       Se pueden determinar las pendientes de las dos rectas de la figura

Sin embargo los casos prácticos no son tan sencillos debido a que este método sólo se puede usar cuando la velocidad de propagación de las ondas va creciendo en los estratos sucesivamente más profundos; no puede determinarse la presencia de un estrato en que las ondas se propaguen a menor velocidad que en los subyacentes; lo que hace necesario que el técnico cuente con una gran experiencia para interpretar los resultados obtenidos.

# FALLA DE ORIGEN

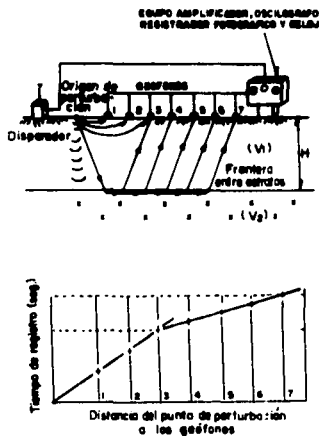


Figura 11.1 Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método sísmico.

## 2.3.2. Método de Resistencia Eléctrica

Este es un método que se basa en la diferencia de conductividad eléctrica que presentan, dependiendo de su naturaleza, los materiales en el subsuelo cuando una corriente es inducida a su través. En general, la resistividad eléctrica depende principalmente de la cantidad y salinidad del agua contenida en el subsuelo y, en menor grado de la composición mineralógica de los suelos y de las rocas.

La manera en que puede medirse la resistividad eléctrica de una zona de suelo se describe a continuación:

- 1.- Se colocan 4 electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados
- 2.- Los dos exteriores van conectados en serie a una batería, siendo estos simples varillas metálicas con punta afilada, denominados electrodos de corriente, la cual es medida por un miliamperímetro.
- 3.- Los dos electrodos restantes interiores van conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circundante y se denominan de potencial, los cuales son unos recipientes porosos, llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo, garantiza un buen contacto eléctrico. Lo anterior se esquematiza en la figura II.2.
- 4.- Posteriormente se aplica la fórmula:

$$\rho = 2 \pi d \frac{V}{I} \quad (2.2)$$

a partir de las lecturas del miliamperímetro  $I$ , del potenciómetro  $V$  y de la separación entre  $w$  los electrodos  $d$ .

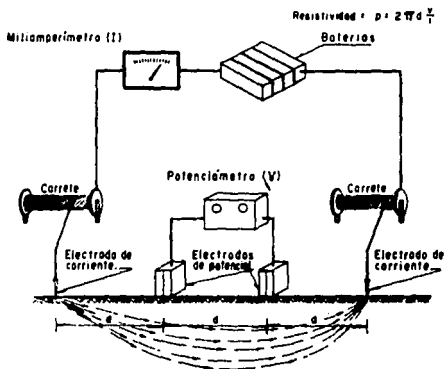


Figura II.2 Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de resistividad eléctrica.

Este método además de medir la resistividad a diferentes profundidades nos sirve para medir la resistividad a una misma profundidad a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia  $d$ , entre los electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando  $d$  constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar.

## **2.4. Exploración Directa**

Conocida como directa o de detalle en la cual nos interesa el contacto directo del hombre con el suelo. Para ello existen diferentes métodos de exploración, basados esencialmente en perforaciones y en penetraciones mecánicas en el suelo. Siendo su principal objetivo la obtención de muestras alteradas e inalteradas para con ellas realizar pruebas de laboratorio; no sin antes en campo realizar algunas pruebas y tratar de conocer propiedades de resistencia del suelo.

Dentro de los métodos de exploración más utilizados en los suelos blandos podemos mencionar los siguientes:

- a) Pozos a cielos abierto
- b) Penetración estándar
- c) Métodos de tubo de pared delgada
- d) Cono

y las pruebas realizadas en este tipo de suelos son:

- a) Triaxiales
- b) Consolidación
- c) Cortante in situ

A continuación haremos una breve descripción de estos métodos:

### **2.4.1. Pozos a Cielo Abierto**

Este método consiste en excavar un pozo en el terreno natural con dimensiones suficientes (aproximadamente  $1.5 \times 1.5$  m) para que un especialista pueda bajar y tener espacio suficiente para examinar las condiciones del suelo, los diferentes estratos o capas y darse cuenta del agua contenida en las mismas; por esta versatilidad se le considera el método más eficaz en exploración de suelos.

No obstante la experiencia y los conocimientos del especialista son fundamentales para distinguir entre la naturaleza del suelo "in situ" y las posibles modificaciones a causa de la excavación, por lo que es muy recomendable que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro



Este método además de medir la resistividad a diferentes profundidades nos sirve para medir la resistividad a una misma profundidad a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia  $d$ , entre los electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando  $d$  constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar.

## **2.4. Exploración Directa**

Conocida como directa o de detalle en la cual nos interesa el contacto directo del hombre con el suelo. Para ello existen diferentes métodos de exploración, basados esencialmente en perforaciones y en penetraciones mecánicas en el suelo. Siendo su principal objetivo la obtención de muestras alteradas e inalteradas para con ellas realizar pruebas de laboratorio; no sin antes en campo realizar algunas pruebas y tratar de conocer propiedades de resistencia del suelo.

Dentro de los métodos de exploración más utilizados en los suelos blandos podemos mencionar los siguientes:

- a) Pozos a cielos abierto
- b) Penetración estándar
- c) Métodos de tubo de pared delgada
- d) Cono

y las pruebas realizadas en este tipo de suelos son:

- a) Triaxiales
- b) Consolidación
- c) Cortante in situ

A continuación haremos una breve descripción de estos métodos:

### **2.4.1. Pozos a Cielo Abierto**

Este método consiste en excavar un pozo en el terreno natural con dimensiones suficientes (aproximadamente  $1.5 \times 1.5$  m) para que un especialista pueda bajar y tener espacio suficiente para examinar las condiciones del suelo, los diferentes estratos o capas y darse cuenta del agua contenida en las mismas; por esta versatilidad se le considera el método más eficaz en exploración de suelos.

No obstante la experiencia y los conocimientos del especialista son fundamentales para distinguir entre la naturaleza del suelo "in situ" y las posibles modificaciones a causa de la excavación, por lo que es muy recomendable que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro

completo de las condiciones del subsuelo hecho por el especialista. Desafortunadamente los pozos a cielo abierto presentan grandes dificultades de realizarse a gran profundidad. Dificultades como el control del flujo de agua bajo el nivel freático, la naturaleza propia del tipo de suelo en los estratos, el encarecimiento a causa de excesivos traslapesos del material retirado, así como la necesidad de ademes para estabilizar las paredes del pozo.

Lo más importante de este método es que nos permite la obtención de muestras alteradas e inalteradas de los diferentes estratos encontrados. Las muestras alteradas son pequeñas porciones de suelo que se toman de los diferentes estratos o profundidades que se desee, protegiéndolas únicamente contra pérdidas de humedad al introducirlas en bolsas de polietileno o frascos de cristal.

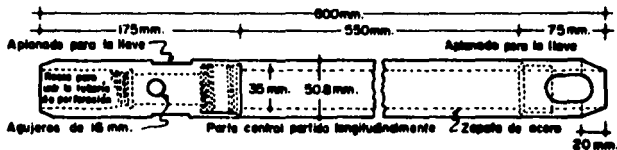
Para la obtención de muestras inalteradas, es necesario seguir un procedimiento de labrado de la muestra en el estrato que se requiera; generalmente el labrado se realiza en una oquedad en la pared o en el piso del pozo, dándole a la muestra una forma cúbica de aproximadamente 30 cm por lado, la cual debe ser protegida de inmediato contra pérdidas de humedad utilizando para ello una envoltura de capas de manta de cielo impermeabilizada con brea y parafina.

#### **2.4.2. Método de Penetración Estándar**

Es un método explorativo preliminar el cual nos proporciona una muy útil información en torno al subsuelo, la cual va más allá de una simple descripción, por ejemplo en los suelos friccionantes nos permite conocer características de comportamiento mecánico, como la compactación, mientras que en suelos plásticos, aunque someramente, nos permite tener una idea de la resistencia a la compresión simple. Aunado a lo anterior algo muy importante en este método es que cuenta con un procedimiento de muestreo que nos proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo para este método consta de las siguientes partes:

- 1.- Muestreador o penetrómetro estándar (fig. II.3) de media caña para facilitar la extracción de la muestra.
- 2.- Juego de tuberías de perforación, que se entrosca al penetrómetro para alcanzar diferentes profundidades.
- 3.- Martinete de 140 libras (63.5 kg) hueco y guiado por la misma tubería de penetración.
- 4.- Un sistema para levantar el martinete y la tubería de penetración que consta de un cable, una polea y un tripie, generalmente montado sobre neumáticos para su transportación.



PESO TOTAL 6.8 kg.

Figura II.3 Penetrómetro estándar.

La prueba consiste en lo siguiente:

- Se enrosca el penetrómetro a la tubería de perforación y se pone en forma vertical sobre el sitio a perforar.
- Se deja caer el martinete desde 30 pulgadas (76 cm) contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 1 pie (30 cm).
- En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior que constituye la muestra.

Es muy importante destacar que en esta prueba se pueden llevar a cabo correlaciones de la penetración estándar realizadas en campo y en laboratorio de diversos suelos. Estas correlaciones son posibles, ya que se han realizado pruebas de penetración estándar en estratos accesibles de los cuales se pueden obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les puede determinar los valores de sus propiedades mecánicas por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza, como es el caso de la compactación y el ángulo de fricción interna,  $\phi$ , en las arenas y en arcillas el valor de la resistencia a la compresión simple,  $q_u$ , únicamente con el número de golpes necesarios en el lugar del sondeo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados.

En la actualidad, para suelos friccionantes, existen tablas y gráficas (fig. II.4 y II.5) dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de penetración estándar con  $q_u$  son mucho menos dignas de crédito.

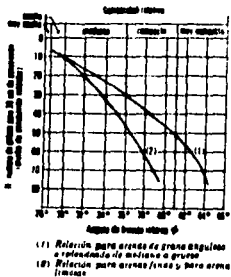


Figura 11.4 Correlación entre el número de golpes de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

## FALLA DE ORIGEN

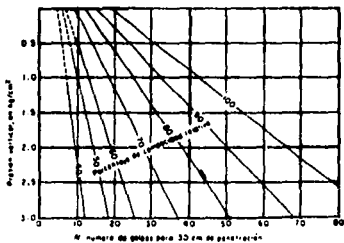


Figura 11.5 Relación entre la penetración estándar, para 30 cm de presión vertical y la compacidad relativa de las arenas.

### 2.4.3. Método de Tubo de Pared Delgada

Cabe mencionar que aún en la actualidad no existe ningún método de muestreo que obtenga muestras de suelo rigurosamente inalteradas, por lo que cuando en Mecánica de Suelos se habla

de muestras inalteradas, se entiende que se trata de un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer el mínimo de cambios de las condiciones de la muestra "in situ".

Para el caso de suelos cohesivos se han desarrollado procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada, que gracias al estudio de M. J. Hvorslev, se utilizan actualmente en forma prácticamente única. Hvorslev manifiesta que el grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente del procedimiento de hincado, siendo el más aceptable el hincado ejerciendo una presión continua a una velocidad constante, que pasa un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración en esencia depende de la llamada relación de áreas:

$$A (\%) = \frac{De^2 - Di^2}{De^2} \quad (2.3)$$

donde:

De Diámetro exterior del tubo

Di Diámetro interior

A continuación se observan en la figura II.6 muestreadores de tubo de pared delgada y un dispositivo de hincado por presión de un diferencial.

# FALLA DE ORIGEN

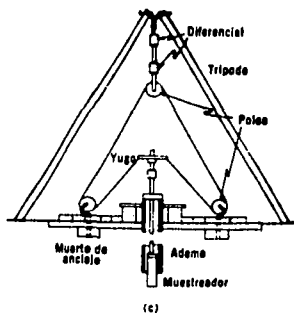
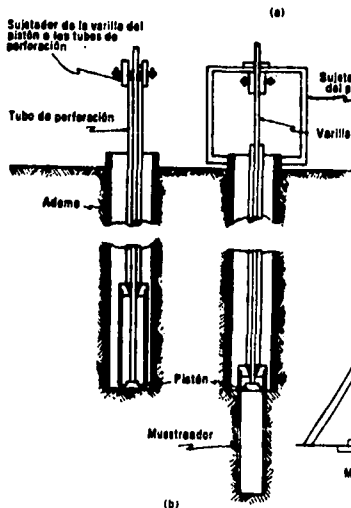
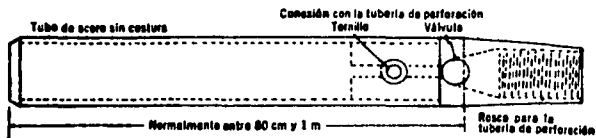


Figura 11.6 Muestreadores de tubo de pared delgada.

a) Tipo Shelby

b) De pistón

c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial

#### 2.4.4. Método del Cono

Más allá de un sondeo para obtener muestras, los métodos de penetración de conos estáticos o dinámicos permiten definir las resistencias de punta y fricción o la resistencia dinámica, dependiendo del tipo de cono empleado, e interpretando estos parámetros es posible obtener con precisión los cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

A continuación se describen aspectos generales de las pruebas de conos mecánico, dinámico y eléctrico:

##### 2.4.4.1. Prueba de Cono Mecánico

###### Descripción del equipo:

Consta de una tubería de acero con barras sólidas concéntricas, con 3.6 cm de  $\varnothing$  exterior y 1.6 cm de  $\varnothing$  interior en tramos de 1 m de longitud unidas con cuerdas concéntricas, la barra sólida interior es también de 1 m de longitud y 1.5 cm de  $\varnothing$ .

###### Punta de Penetración:

Puede ser de dos tipos:

- a) La Delft, que únicamente permite determinar la resistencia de punta y
- b) La Begeinann que sirve para determinar las resistencias de punta y fricción.

###### Descripción breve de ambos tipos:

###### a) Punta Delft (fig. II.7)

Consta del cono (1) de 3.6 cm de diámetro ( 10.0 cm<sup>2</sup> de área ), montado en el extremo inferior de una funda deslizante (2) de 9.9 cm de longitud, cuya forma cónica lo hace poco sensible a la fricción del suelo confinante; el cono penetra gracias a la fuerza axial que le transmite el vástago (3) roscado al cono y protegido por el cople protector (4).

###### b) Punta Begeinann ( fig. II.8 )

Consta del cono (1) de 3.57 cm de  $\varnothing$  ( 10.0 cm<sup>2</sup> de área ), montado en una pieza cilíndrica deslizante (2) de 11.1 cm de longitud y 3.25 cm de diámetro, lo sigue la funda de fricción (3), de 13.3 cm de longitud y 3.6 cm de  $\varnothing$  (150.4 cm<sup>2</sup> de área), esta funda también es una pieza deslizante. El vástago (4) está enroscado al cono y tiene una ampliación para jalar a la funda de fricción; finalmente el cople conector (5).

###### Equipo de carga (fig. II.9)

Se trata de un mecanismo hidráulico con capacidad de 10000 kg cuyos elementos principales son:

- 1.- El sistema de carga axial de 1 m de carrera, igual a la longitud de las barras, que genera la carga mediante una bomba hidráulica.
- 2.- Las piezas de cerrojo, que puede aplicar carga selectivamente a la columna de barras

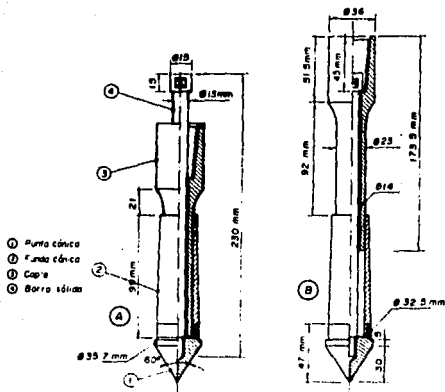


Figura II.7 Punta Delfi.

centrales, a las barras huecas o simultáneamente a ambas.

3.- Los manómetros de alta y baja presión de la celda hidráulica hermética en la que se apoya el dispositivo de cerrojo.

4.- El sistema de anclaje, resuelto mediante cuatro barras helicoidales que se hincan en el suelo a rotación.

#### Determinación de las Resistencias

En base a las presiones medidas en los manómetros y con el dato del área de la celda hidráulica, se puede determinar la fuerza mecánica para hincar el cono o el cono y la funda simultáneamente; y aplicando las siguientes expresiones:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (2.4)$$

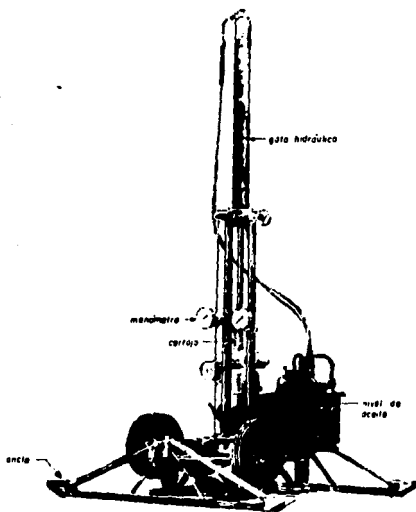
donde:

- Qc Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg.  
 Ac Area transversal del cono 10.0 cm<sup>2</sup>





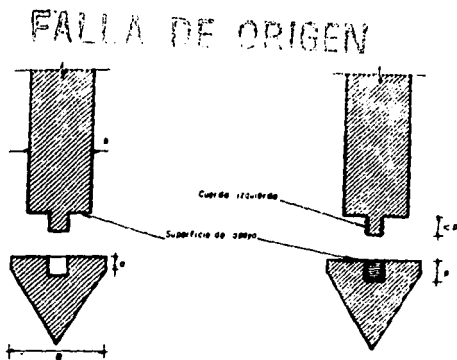
# FALLA DE ORIGEN



*Figura 11.9 Mecanismo de carga axial.*

## **2.4.4.2. Prueba de Cono Dinámico**

De tipo rescatable o perdible, consiste en una punta de acero con ángulos de ataque de  $60^\circ$ , cuyo diámetro  $B$  siempre debe ser mayor que el diámetro  $b$  de las barras con que se hincra, el cono que une al cono con las barras de hincado puede ser liso o con rosca izquierda, para que una vez que se ha penetrado hasta la profundidad de interés fácilmente se desprenda o bien pueda ser recuperado. (fig. 11.10).



*Figura II.10 Como perdible y recuperable.*

### Mecanismo de Carga

Para realizar las pruebas de cono dinámico perdible o recuperable, se requieren dispositivos que levanten la masa de impacto recuperable y la dejen caer lo más libremente posible, desde una altura constante y una cadencia uniforme; para realizar esta acción existen diferentes equipos que van desde los más simples como el malacate de fricción operado manualmente y los más desarrollados como los Pilcon, Borros, Sermes y Fundasol; que se muestran esquemáticamente en la figuras II.11, II.12, II.13, II.14 y II.15.

### Determinación de las Resistencias

Se acostumbra hacer la interpretación de las pruebas de cono con la fórmula holandesa que permite definir la resistencia dinámica del suelo a la penetración mediante la expresión siguiente:

$$R_d = \frac{M^2 H}{A_e (M + P)} \quad (2.6)$$

donde:

- Rd Resistencia dinámica del suelo, kg/cm<sup>2</sup>
- M Masa del Martillo, en kg
- H Altura de caída de la masa, cm
- P Peso del conjunto de barras y cono, kg

- A    Área transversal del cono, cm<sup>2</sup>  
 e    Penetración del cono en cada golpe, cm

La manera más usual de aplicar esta expresión es calcular la resistencia para el número de golpes que corresponde a una penetración acumulada de 10, 20 o 30 cm así:

$$R_d = \frac{M^2 H N}{A E (M + F)} \quad (2.7)$$

donde:

- E    Penetración acumulada en 10, 20 o 30 cm  
 N    Número de golpes

## FALLA DE ORIGEN

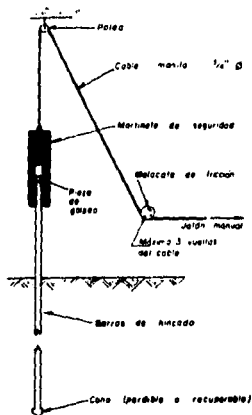


Figura 11.11 Malacate de fricción.

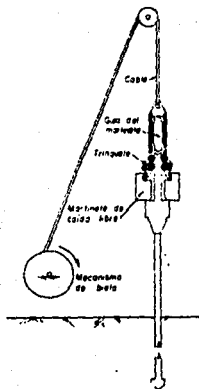
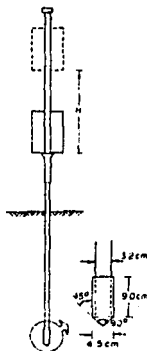
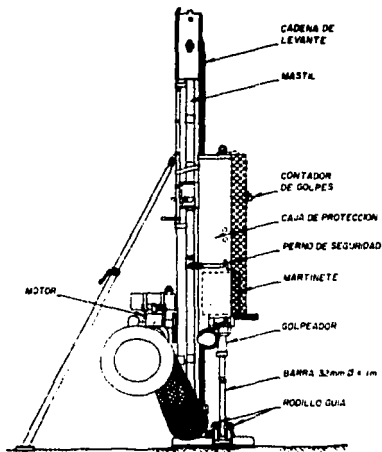


Figura 11.12 Sistema Pilcon.

# FALLA DE ORIGEN

FALLA DE ORIGEN



DESCRIPCION	A	B1	B2	C	D
Peso del martillo, kg	63.5	50	10	63.5	63.5
Altura de caída, cm	90	50	50	75	75
Diámetro de la barra, cm	3.2	3.2	2.2	4.2	4.2
Diámetro del cono, cm	4.5	4.37	3.58	5.05	(a)
Ángulo del vértice, °	90°	90°	90°	90°	(a)

NOTA: (a) Penetrómetro estándar

- A) NORMA SUECA
- B) NORMAS ALEMANAS 1 y 21
- C) NORMA POLACA
- D) NORMA AMERICANA

Figura 11.13 Cono Borros.

# FALLA DE ORIGEN

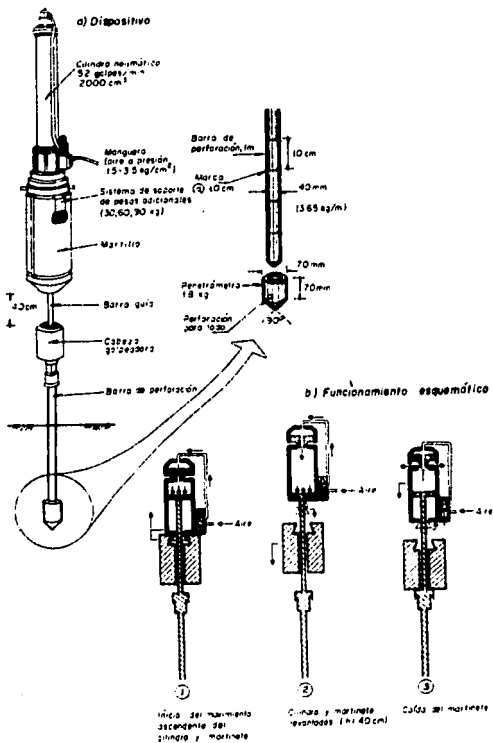


Figura II.14 Cono Sermees.

# FALLA DE ORIGEN

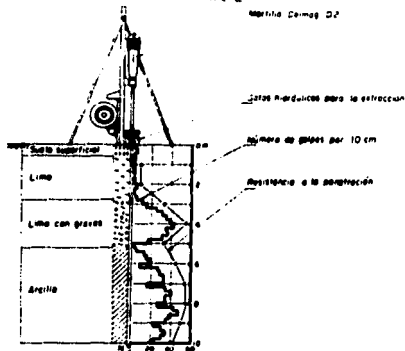


Figura II.15 Penetrómetro Fundasol.

## 2.4.4.3. Prueba de Cono Eléctrico

### Descripción del equipo:

**Punta de medición.** Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages) figura II.16.

De acuerdo a la figura el penetrómetro funciona de la siguiente manera, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2) y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4).

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica o gráficamente.

### Mecanismo de Carga

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, generalmente de 3.6 cm de  $\varnothing$  exterior, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada ( fig. II.16 ). Es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, siendo usualmente la velocidad de hincado 2 cm/seg., aunque se ha propuesto una norma tentativa de 1 a 2 cm/seg  $\pm$  25%.

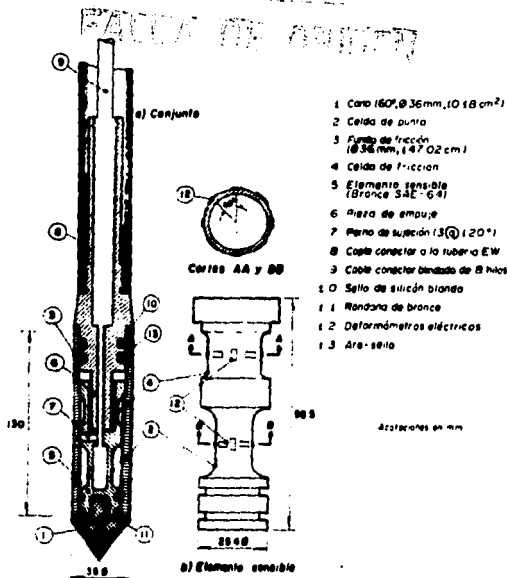


Figura 11.16 Corte transversal del penetrómetro eléctrico.

### Determinación de Resistencias

Las celdas sensibles miden las fuerzas necesarias para el hincado y se interpretan con las expresiones anteriormente señaladas en el cono mecánico, sólo que ahora incluyen la siguiente expresión que considera tanto el cono como la funda.

$$R_t = \frac{R_t - Q_c}{A_f} \quad (2.8)$$

donde:

**R<sub>t</sub>** Resistencia necesaria para hincar el cono y la funda en Kg, en conos que miden ambas variables.



#### 2.4.4.4. Correlación de las Pruebas de Cose

Otro aspecto importante de las pruebas realizadas con cose son las posibles correlaciones que estas pruebas pueden tener especialmente con la clasificación indirecta de los suelos y las muy utilizadas pruebas de Penetración Estándar.

En lo referente a la clasificación indirecta de los suelos se muestran las siguientes gráficas debidas a Sanglerat y a Schmertmann.

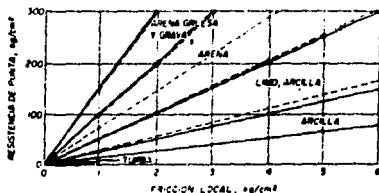


Figura 11.17 Clasificación de suelos con penetrómetro estático electrónico.

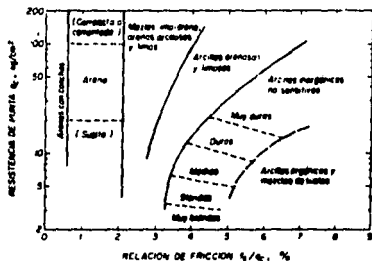


Figura 11.18 Clasificación de suelos con penetrómetro estático.

# FALLA DE ORIGEN

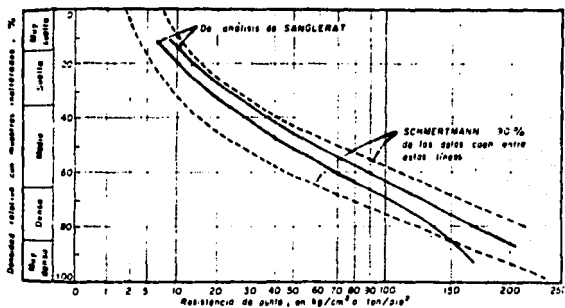
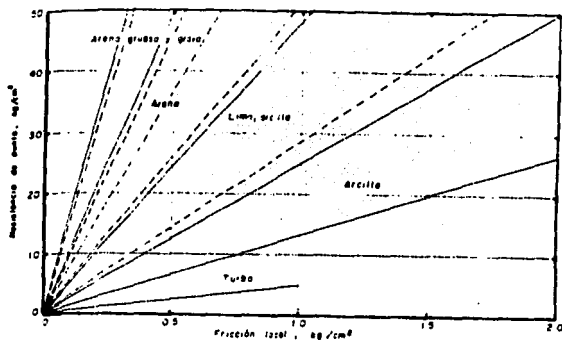


Figura 11.19 Clasificación de suelos blandos o suelos y Figura 11.20 Correlación entre la resistencia de punta y la densidad relativa de arenas finas.

La correlación de Schmertmann, con la prueba de penetración estándar, entre la resistencia de punta  $q_c$ , y el número de golpes  $N$  se puede resumir en la siguiente tabla (11.2).

Tipo de suelo	qc/N
Limos, limos arenosos, mezclas limo-arena ligeramente cohesivas	2
Arenas limpias finas a medias, y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava	5
Gravas arenosas y gravas	6

*Tabla II.2 Correlaciones con la penetración Estándar.*

## 2.5. Clasificación de los Suelos

Los estudios de exploración y las pruebas índice y mecánicas descritas anteriormente permiten clasificar los suelos con fines de su utilización en la construcción de obras de ingeniería civil. Esta tesis tiene como objeto estudiar el comportamiento de los terraplenes construidos sobre suelos blandos, pero ¿a qué se le conoce como suelo blando?. Definitivamente este tipo de suelos presenta grandes realciones de vacíos, son los denominados suelos finos, que permiten la consolidación. Pero si bien es cierto que el suelo puede representar cualquier tipo de material terroso, que puede ir desde un relleno de desperdicio hasta areniscas parcialmente cementadas, también es cierto que existe un sistema para diferenciarlos, el denominado Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Cuya primera división es la que separa a los suelos gruesos de los finos, distinguiéndolos a través del cribado de la malla No. 200; es decir, las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas. Los suelos gruesos están constituidos generalmente de gravas y arenas, cuyo símbolo genérico en inglés es para gravas G (gravel) y para arenas S (sand). Las cuales se separan en la malla No. 4 de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50%, de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario. A su vez estos grupos se subdividen en otros, en los cuales se considera la gradación, la limpieza de finos, etc. Los cuales se incluyen en la tabla II.3.

Los suelos finos se agrupan formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, dando lugar a las siguientes divisiones:

- a) Limos inorgánicos de símbolo genérico M (del sueco mö y mjala, limo)
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (clay).
- c) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

A su vez estos tres grupos se subdividen según su límite líquido, en los siguientes dos grupos:  
 1.- Si el límite líquido (LL) es menor del 50%, es decir, son suelos de compresibilidad baja o

# FALLA DE ORIGEN

TABLA II. 3

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S. U. C. S.)		CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTICULAS GROSAS MAS DE LA UNIDAD DE MATERIALES RETENIDO EN LA MALLA N°200 (φ) (USESE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	ARENAS MAS DE LA UNIDAD DE LA FRACCION GRESA PASA LA MALLA N°4 (MIRE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE TAMAÑO)	GW	<p>DETERMINAR LOS PORCENTAJES DE ARENA Y ARCILLA DE LA CURVA GRANULOMETRICA, IDENTIFICAR EL PORCENTAJE DE FANGO (FRACCION MAS FINA DE LA MALLA N°200) LAS MUESTRAS ANALIZADAS SE CLASIFICAN COMO SUELOS DE 5%: GP, GM, SP, SM, MAS DE 5%: GW, GC, SW, SC.</p>
		GP	
		GM	
	ARENAS CON FINOS (ARENAS LIGERAS) MAS DE LA UNIDAD DE LA FRACCION GRESA PASA LA MALLA N°4 (MIRE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE TAMAÑO)	GW	
		SP	
		SM	
SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA UNIDAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA N°200 (USESE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	ML	<p>EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G-GRAVA M-LIMO O-SUELOS ORGANICOS W-BEN GRADUADOS L-BAJA COMPRESIBILIDAD S-ARENA C-ARCILLA T-TURBA P-MAL GRADUADA H-ALTA COMPRESIBILIDAD</p>
		CL	
		OL	
	LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	MH	
		CH	
		OH	
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Pt		

COEFICIENTE DE IMPUREZAS (C<sub>u</sub>) COEFICIENTE DE CURVATURA (C<sub>c</sub>)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ MAYOR DE 4} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \text{ ENTRE 1 Y 3}$$

NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW

LIMITE DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" G<sub>1</sub> MENOR QUE 6

LIMITE DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CO<sub>1</sub> MAYOR QUE 6

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ MAYOR DE 6} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \text{ ENTRE 1 Y 3}$$

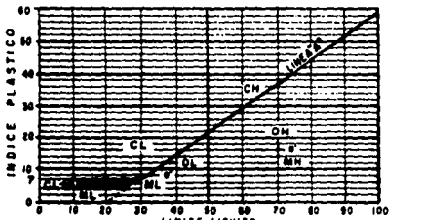
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA SW

LIMITE DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" G<sub>1</sub> MENOR QUE 6

LIMITE DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CO<sub>1</sub> MAYOR QUE 6

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS  
G-GRAVA M-LIMO O-SUELOS ORGANICOS W-BEN GRADUADOS L-BAJA COMPRESIBILIDAD  
S-ARENA C-ARCILLA T-TURBA P-MAL GRADUADA H-ALTA COMPRESIBILIDAD

COMPARANDO SUELOS A IGUAL LIMITE LIQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO



CARTA DE PLASTICIDAD PARA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO

↑ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U.S. STANDARD

media, se añade al símbolo genérico la letra L (Low compressibility) obteniéndose los grupos ML, CL, y OL.

2.- Si el límite líquido (LL) es mayor de 50%, se consideran de alta compresibilidad (High compressibility) y se agrega al símbolo genérico la letra H, teniendo los grupos MH, CH y OH.

Para la identificación de estos suelos se cuenta con la carta de plasticidad que es resultado de los estudios de A. Casagrande en base al LL e  $I_p$  de los suelos finos, la cual es una gráfica que tiene como ordenadas el  $I_p$  y como abscisas el LL, con los cuales se obtuvo una línea designada empíricamente como frontera entre los grupos de suelo; la cual pasa por las coordenadas (0, 20) y (50, 22) y es comúnmente conocida como línea A. Esta línea y la vertical trazada por el punto (0, 50), conocida como línea B, dividen a la gráfica en 4 zonas que son las que fundamentalmente se consideran en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ver figura II.21) no sin tener algunas modificaciones indicadas en la figura II.22 que se refieren a los suelos arriba de la línea A con índice plástico comprendido entre 4 y 7 y se cambia la clasificación de los suelos que caen dentro de la línea punteada.

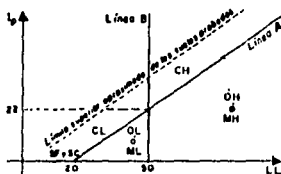


Figura II.21 Carta de plasticidad, como se usó en el Sistema de Aeropuertos.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente del símbolo Pt (del inglés peat, turba).

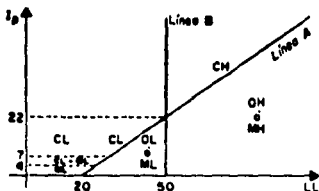


Figura II.22 Carta de plasticidad, tal como se usa actualmente.

## **2.6. Pruebas Índice y Mecánicas**

Estas pruebas tienen un papel fundamental para el conocimiento físico de los suelos, se pueden realizar con muestras alteradas e inalteradas; dichas pruebas nos permiten conocer las propiedades físicas del suelo de tipo índice y mecánico.

Propiedades : Índice  
Mecánicas

Índice:

- Contenido de agua (w %)
- Relación de vacíos (e)
- Densidad de Sólidos (S<sub>s</sub>)
- Granulometría
- Límites de consistencia

Mecánicas:

- Resistencia al esfuerzo cortante
- Compresibilidad o expansibilidad
- Permeabilidad

Todas y cada una de las propiedades anteriormente mencionadas revisten singular importancia, por lo cual son necesarias para el mejor aprovechamiento de las condiciones del suelo. Y para la obtención de cada una de estas es menester realizar su correspondiente prueba de laboratorio. Algunas de estas pruebas son importantes para el tema central de esta tesis y se describirán en capítulos subsiguientes.

## CAPITULO III

### PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

#### 3.1. Introducción

En general para la construcción de terraplenes sobre depósitos de suelos blandos y turbas susceptibles de causar ciertos problemas, es de suma importancia tomar muy en cuenta las siguientes propiedades del terraplén:

- Peso Específico
- Contenido de Agua
- Permeabilidad
- Resistencia al Esfuerzo Cortante
- Compresibilidad

es decir, nuestros procedimientos constructivos, iban encaminados a soslayar las dificultades que ocasionan dichos suelos blandos; por lo cual no se podrá actuar como en el pasado donde los terraplenes se construían a la altura total de una sola vez, mediante vaciado por volteo, sin control de contenido de humedad ni de consolidación. Basándose en la idea de que el terraplén o relleno se asentaría durante algún tiempo; por lo que la construcción de pavimento permanente, sobre los terraplenes elevados a menudo se dejaba para un año o más después de completarse el relleno para permitir el asentamiento.

No fué, sino hasta la década de los 30's que se encontró que los terraplenes elevados podrían construirse con capas sucesivas relativamente delgadas y consolidadas a contenido óptimo de humedad; dando como resultado una mayor densidad que provocaba una resistencia superior en la masa del suelo, así como asentamientos y permeabilidades menores. Propiciándose, además, en los procesos de construcción una mayor uniformidad en el material mismo, en su densidad y en su contenido de humedad. Esto era benéfico, ya que cualquier cambio subsiguiente de volumen en el terraplén sería relativamente uniforme.

No obstante, a pesar de que el control de construcción de terraplenes parece sencillo; desde el punto de vista práctico presenta varios problemas. Por ejemplo, no se pueden separar los tipos de suelo durante la construcción tal como puede hacerse en laboratorio; la operación eficiente del equipo puede exigir que las cargas de materiales no similares procedentes de varios orígenes sean combinadas en un solo terraplén. Por lo que bajo tales circunstancias, el control de la humedad y la determinación de la densidad pueden ser muy difíciles.

Más aún, para nuestro caso particular tratándose de suelos blandos la construcción convencional

de terraplenes no es satisfactoria y son necesarios algunos procedimientos especiales, los cuales a continuación serán descritos.

### **3.2. Método de Eliminación y Reemplazo**

Primeramente, en este método de eliminación y reemplazo se requiere de una excavación ya sea parcial o completa. De ser completa exige la eliminación de suelo blando hasta el nivel de material estable que se encuentra por debajo, antes de que comience la construcción del terraplén, este sistema puede intentarse cuando los espesores de turba o suelo blando son poco profundos, así como cuando se desea que los terraplenes rápidamente se consoliden.

Por lo general al realizar una excavación en estas condiciones geotécnicas, suele quedar llena de agua y con taludes muy tendidos. No obstante este tipo de excavación completa suele ser más eficiente a medida que el terraplén es más ancho, pues de ser incompleta, a mayor anchura es más probable que debajo del terraplén quedan atrapadas masas considerables de turba o de suelo blando que con el paso del tiempo originen graves problemas.

Sin embargo, la remoción completa es difícil de realizar, por las discontinuidades de la estratigrafía y los requerimientos de acarreo de desperdicio; hasta el momento, se han hecho remociones hasta de 10 m de espesor de suelo.

Ahora bien para el caso de una excavación parcial, ésta es recomendable si la resistencia del suelo blando crece con la profundidad y a su vez presenta una importante disminución de compresibilidad.

Por otra parte, este método debe ser justificado, en el espesor de remoción de capas de material, ya que podría resultar antieconómico por el excesivo movimiento de tierras, tanto como de remoción como de reemplazo.

### **3.3. Método de desplazamiento**

En este método se comunica con el terraplén al terreno un esfuerzo que supera su resistencia, así como cualquier fuerza restrictiva que pueda haber; ocurriendo un desplazamiento de dicho terreno en la dirección de la menor resistencia. Al producirse el desplazamiento se generan ondas de lodo a los costados del terraplén a manera de restringir posteriores desplazamientos, si dichas ondas no se remueven pueden generar la suficiente restricción como para impedir todo ulterior desplazamiento.

Sin embargo si se quitan las ondas de lodo y durante el hundimiento de la estructura se mantiene la misma elevación de la corona del terraplén el proceso de hundimiento continuará debido a que el material del terraplén tiene mayor peso específico que el suelo blando.

La intensidad del desplazamiento depende de la relación entre el espesor del estrato blando y la altura y ancho del terraplén. Si la altura del terraplén no se aumenta sino que se mantiene constante el desplazamiento conducirá a una compensación parcial del terraplén.

En algunos casos es conveniente acelerar el proceso de desplazamiento o mejorar su eficiencia,



en dichos casos se recurre a la aplicación de una sobrecarga, lo cual además de inducir un mayor desplazamiento propicia que ocurran antes los asentamientos por consolidación.

## FALLA DE ORIGEN

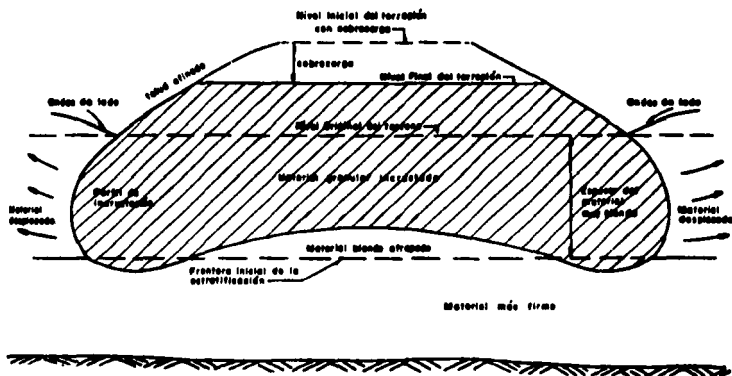


Figura. III.1 Colocación de un terraplén por desplazamiento de un suelo blando, con uso de sobrecarga.

Sin embargo, la aplicación de una sobrecarga, debe de ser impuesta con el límite de la resistencia del terreno, pues el provocar una falla violenta de deslizamiento de talud o de capacidad de carga puede tener muy malas consecuencias en estos casos, pues el remoldeo que se produce en los materiales blandos, origina la pérdida de su estructura molecular disminuyendo drásticamente e irreversiblemente su resistencia.

### 3.4. Desplazamiento con explosivos

Con este método se busca incrementar instantáneamente la presión neutral, reduciendo así la resistencia del suelo. Para llevar a cabo este método de desplazamiento de suelos muy blandos con explosivos los procedimientos más utilizados son los siguientes:

- Barrenación en el frente del avance
- Método de New Hampshire
- Método alemán

A continuación se dará una breve descripción de los métodos anteriores:

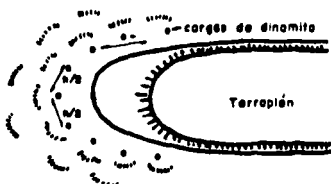
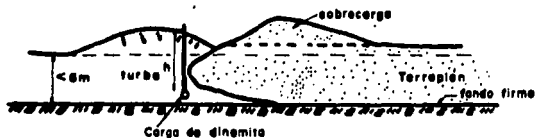


Figura III.2 Desplazamiento por barrenación en el frente de avance.

### 3.4.1. Barrenación en el frente de avance

Mediante explosiones provocadas en barrenos situados en torno al extremo de avance del terraplén en construcción y a una distancia de 8 a 10 m de éste, se pretende alterar y desplazar los depósitos de suelo blando.

En la figura III.9 se encuentra referida una profundidad  $h$ , la cual nos sirve para determinar experimentalmente la carga explosiva en cada perforación la cual debe ser lo suficientemente pequeña como para no dañar al terraplén adjunto; con frecuencia esta carga resulta del orden de  $h/4$ .

Para mayor eficiencia de este método y evitar que el suelo blando se quede atrapado debajo del

terraplén se ha establecido una secuencia operacional para este método que puede considerarse como una variante de su forma tradicional y que se resume en las siguientes etapas:

- 1.- Se forma una plataforma de trabajo de arena adelante de la punta de avance del terraplén (fig. III.2). El espesor de esta plataforma puede estar comprendido entre 30 y 60 cm.
- 2.- Sobre la plataforma se perforan los pozos de barrenación, con 20 o 30 cm de diámetro, llegando al terreno firme. El espaciamiento de los pozos puede oscilar entre 2 y 5 m, dependiendo del espesor del suelo por desplazar.
- 3.- Las cargas de explosivos se colocan en el fondo de las perforaciones, en cantidad comprendida entre 8 y 40 kg.
- 4.- Se establecen las conexiones eléctricas necesarias para la explosión, protegiendo los alambres convenientemente.
- 5.- Se prolonga la explosión. Se recomienda hacer explotar una hilera de barrenos cada vez.

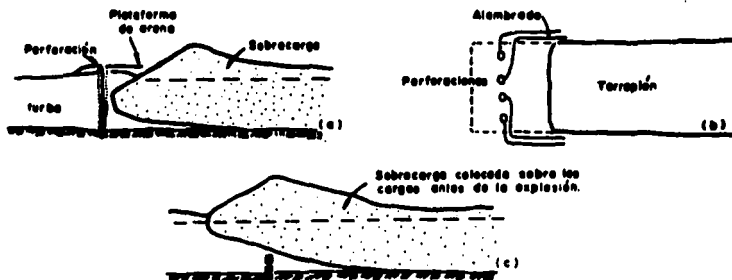


Figura III.3 Método alemán para barrenación en el frente de avance.

### 3.4.2. Método de New Hampshire

Este método fué desarrollado por el Departamento de Carreteras de New Hampshire, y se ha utilizado en suelos blandos cuyo espesor oscila entre 3 a 15 m; consiste en descansar al terraplén construido sobre estratos firmes subyacentes.

Este método se realiza mediante el siguiente procedimiento:

- 1.- Se limpia el terreno de la cobertura vegetal.
- 2.- Se construyen primeramente los dos segmentos extremos del terraplén, utilizando para ello sobre-carga hasta apoyar la sección en estratos firmes.
- 3.- Posteriormente se unen los dos extremos, construyendo la totalidad del terraplén vaciando material sobre el suelo blando, de manera que éste queda atrapado bajo aquel.
- 4.- Para desplazar el material blando atrapado debajo del terraplén. Se colocan barrenos a ambos lados del relleno, con separación del orden de 3m; los barrenos son de 4 o 5 cm de diámetro y por lo general contienen una cantidad de explosivo en kg del orden de la tercera parte del espesor del material blando en m.
- 5.- En caso de existir ondas de lodo importantes, a los lados del terraplén se puede poner una segunda hilera de barrenos a unos 3 m de la anterior, haciéndose explotar esta segunda hilera un instante después de la primera. En la parte c de la figura III.4 se muestra la posición a la que debe llegar el terraplén.

Es recomendable la utilización de material grueso, e incluso entrocamiento para formar el cuerpo del terraplén, pues este tipo de material se asienta de manera más homogénea que cuando esta construido de materiales más finos.

No obstante para la configuración final del terraplén el material que se utilice puede ser cualquier que pueda ser colocado de la manera tradicional.

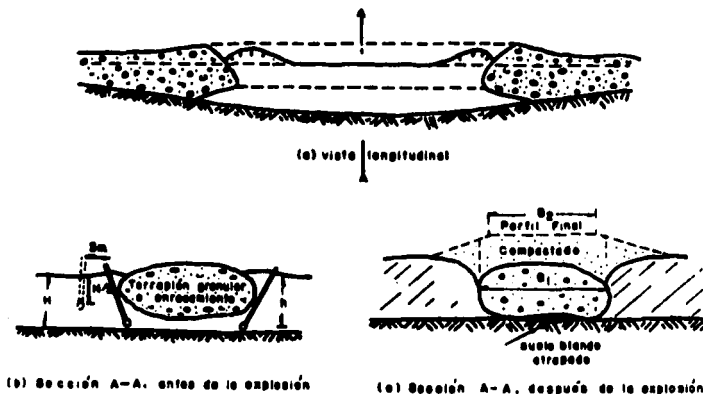


Figura III.4 Método New Hampshire.

### 3.4.3 El método Alemán

Para este caso después de limpiar la cubierta vegetal se construye el terraplén en toda su longitud y posteriormente bajo el terraplén en toda su longitud y ancho se coloca una gran cantidad de cargas, las cuales se hacen explotar simultáneamente (fig III.5). Con dicha explosión se destruye la resistencia del suelo blando de manera que el terraplén se asienta fácilmente.

La carga explosiva se puede disponer en 4 o más hileras debajo del terraplén, variando la carga en cada barreno desde 25 kg de explosivo en espesores pequeños hasta 100 kg en grandes espesores de suelo blando.

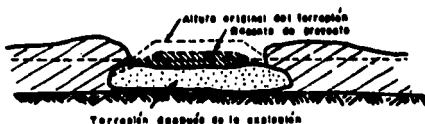
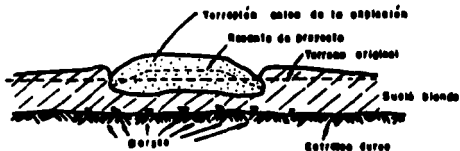


Figura III.5 Método Alemán.

### 3.5. Regla semiempírica para establecer el ancho del relleno del terraplén

Estas reglas semiempíricas fueron propuestas por L. Casagrande y se desarrollan para averiguar cuál debe ser el ancho del relleno que se coloque para evitar deformaciones posteriores del terraplén de la siguiente forma:

Considera dos situaciones, una cuando el terraplén está incrustado con ayuda de una sobrecarga, y la otra cuando no existe ayuda de sobrecarga.

Para el caso de que el terraplén se incruste sin la ayuda de una sobrecarga, el método para determinar el ancho de la excavación requerida se ilustra en la figura III.6.

A partir de A, sobre el hombro del terraplén dibújese una línea con un talud 1.25:1 hasta su intersección con el punto Co, es decir, el estrato duro. La vertical C o Do fija el ancho de la excavación en el suelo blando. El talud del terraplén definitivo se dibuja con la inclinación 2:1 y su cero (B) aproximadamente coincide con el punto Do, que aunque queda ligeramente fuera de la zona de relleno, no hay peligro de que se deforme sustancialmente el pie del talud.

No obstante si la relación  $h/d$  es muy grande, caso ilustrado en la figura III.7, la misma construcción anterior conduce a un punto B muy alejado a la derecha de Do, con lo que una parte importante del terraplén final quedaría sobre suelo blando sometida a deformaciones. Esta situación puede resolverse ampliando el ancho de la excavación de modo que Do coincida aproximadamente con B, construyendo ya sea una berma o dando al terraplén un talud más vertical hasta que B quede cerca de Do.

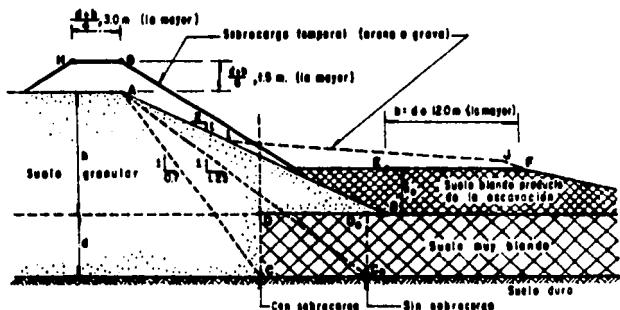


Figura III.6 Determinación del ancho mínimo de relleno para  $h/d$  pequeña.

Ahora para el caso en que el terraplén se incruste con ayuda de una sobrecarga temporal de suelo, el método propuesto por L. Casagrande para determinar el ancho de la zona excavada y rellena, se ilustra con la regla siguiente y se relaciona con las figuras III.6 y III.7.

A partir del punto A, se trata ahora una línea con talud 0.7:1 determinándose así el punto C sobre el suelo duro. La vertical CD define el ancho de la excavación en el suelo blando. De acuerdo a lo anterior pueden hacerse reflexiones similares en relación a la posición relativa de los puntos B y D, siempre con el criterio de que no quede apoyada sobre el suelo blando una parte sustancial del terraplén.

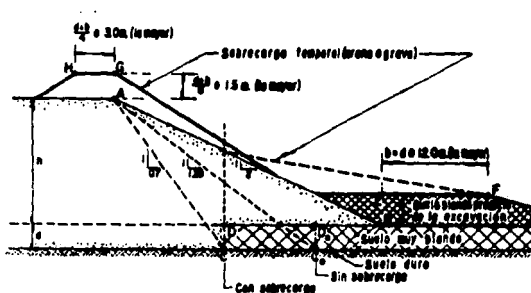


Figura III.7 Determinación del ancho mínimo de relleno para  $h/d$  grande.

## 2.6. Método de drenaje vertical de arena

Este método propicia una consolidación rápida de las capas profundas de suelo blando. Estos drenes de arena penetran casi hasta llegar al estrato resistente, en su parte superior se encuentra una capa horizontal de arena que se extiende a través de los taludes del terraplén ( ver figura III.8 )

La construcción de los drenes de arena comienza con la colocación de una mesa de trabajo de material de terraplén y con diferentes métodos y equipos se opera para instalar las columnas verticales de arena.

Si el material superior es particularmente inestable, tiende a exprimirse y llenar los orificios. Se han alcanzado profundidades hasta de 21.4 m con taladro rotativo.

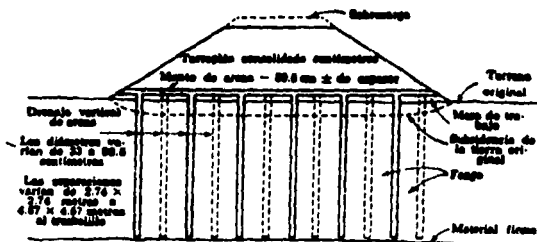


Figura III.8 Instalación típica de drenaje vertical de arena.

### 3.6.1. Método de Chorro Rotativo

Los orificios se perforan por medio de un chorro rotativo de alta velocidad, y los residuos se llevan a la superficie por medio de lavados con agua.

### 3.6.2. Método de Mandril Impulsado

Se impulsa un tubo de acero hueco con un fondo de portezuela, por medio de un martinete. El fondo está cerrado durante la impulsión para conservar el mandril vacío. Después, el tubo impulsado se llena con arena, lentamente se le extrae y la arena sale por el fondo y llena el orificio. Frecuentemente se inyecta aire comprimido en la parte superior del tubo para obligar a la arena a salir más rápidamente. Se han instalado drenes hasta de 30.5 m de profundidad en esta forma.

La colocación de la cubierta de arena, el terraplén apisonado y la sobrecarga, se hacen por métodos convencionales. Con la colocación del terraplén y sobrecargas sobre los drenes de arena se desarrollan presiones internas en el suelo blando y si éstas se hacen demasiado grandes el suelo blando será desplazado por debajo del terraplén.

Bajo la presión producida por el terraplén y la sobrecarga, el agua infrasuperficial fluye hacia arriba por los drenes y hacia fuera del terraplén provocándose con esto una rápida compactación. Se ha comprobado que con los demás factores constantes, el tiempo requerido para expulsar el agua fuera del suelo de grano fino, varía aproximadamente como el cuadrado de la distancia que el agua debe recorrer.



Sin los drenes de arena esta distancia es por lo menos la mitad de la anchura del terraplén; que es próxima a 1.5 m. Además la mayoría de los suelos blandos tienen una mayor permeabilidad en dirección vertical, y los drenajes proporcionan un medio sencillo para el movimiento vertical del agua. Se ha estimado que los drenajes de arena producen la misma consolidación en la centésima parte del tiempo. En otros términos, se obtiene un asentamiento de 50 años durante un período de la construcción de seis meses.

### **3.7. Procedimientos y Equipo de Compactación**

La compactación es el método mecánico por excelencia que se utiliza para el mejoramiento artificial de las propiedades mecánicas de los suelos; como son el aumento de la resistencia y la disminución de capacidad de deformación. Los cuales se obtienen mediante un proceso que aumenta el peso específico seco, disminuyendo sus vacíos, trayendo como consecuencia cambios importantes de volumen, ligado a la pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación.

El aspecto fundamental que persiguen las técnicas de compactación, es la obtención de un suelo cuya estructura adquiera y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a lo largo de toda la vida útil de la obra.

No obstante, la multiplicidad de objetivos que persiguen las técnicas de compactación, las convierten en técnicas complejas al grado de que algunos de estos objetivos podrían ser contradictorios, ya que, para cumplir los requerimientos de alguno, otro u otros resultarían afectados. Podríamos citar el ejemplo de que con frecuencia puede ser cierto de que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptibles al agrietamiento o a la absorción de agua lo cual provocaría un descenso drástico de su resistencia. Por lo anterior se puede afirmar que los problemas de compactación tienen una estrecha relación con el control de calidad de los trabajos de campo, con el objeto de saber si el proceso de compactación alcanzó los fines propuestos. Esto nos lleva a la utilización de procesos estandarizados que hasta donde sea posible reproduzcan en forma significativa los procesos de compactación de campo en el laboratorio.

A pesar de que los procesos de compactación se estudian con referencia a las técnicas de campo y a todo un conjunto de técnicas de laboratorio; existe otro factor de suma importancia que se refiere a la investigación de las propiedades que es posible obtener en los suelos compactados. Aunándose los anteriores factores dan forma al criterio que se requiere para el control de calidad de los suelos compactados.

#### **3.7.1. Factores que Influyen en el Proceso de Compactación**

Como se ha mencionado existen diversas variables que afectan el proceso de compactación; unas que atañen al tipo de suelo, otras relativas al método de compactación que se emplee y por último, varias más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran

prevalocer en el suelo que se trabaja.

De estos factores podemos destacar los siguientes:

- 1.- La naturaleza del suelo
- 2.- El método de compactación
- 3.- La energía específica
- 4.- El contenido de agua del suelo
- 5.- El sentido con que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación
- 6.- El contenido de agua original del suelo
- 7.- La recompactación
- 8.- La temperatura

De entre todos los aspectos que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que dos son los más importantes: El contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica empleada en dicho proceso. Entendiéndose por energía específica, la energía de compactación que se aplica al suelo por unidad de volumen. No obstante los demás valores tienen una significación y una importancia práctica que no debe de subestimarse.

### 3.7.2. Métodos de Compactación

La compactación de terraplenes puede ser realizada mediante cualquiera de las formas siguientes:

- a) Por amasado
- b) Por presión
- c) Por impacto
- d) Por vibración
- e) Métodos mixtos

Ahora bien para la realización de cualquiera de estos procesos, es fundamental la elección del equipo para realizarlo para lo cual es importante además de las características de los suelos que se vayan a compactar, considerar con mucho cuidado las condiciones estructurales que se desea obtener, de acuerdo a las condiciones del terraplén por construir y con la ubicación de la zona que se compacte dentro de la misma sección transversal.

A continuación se presentan algunas de las consideraciones importantes que se deben de evaluar para la elección del equipo adecuado.

- 1.- Tipo de suelo
- 2.- Variación de suelo dentro de la obra
- 3.- Tamaño e importancia de la obra

- 4.- Especificaciones de compactación fijadas por el proyecto
- 5.- Tiempo disponible para ejecutar el trabajo
- 6.- Equipo que ya se posea antes de comenzar los trabajos

Cabe mencionar, que aunque el material para formar el cuerpo del terraplén sea obtenido de bancos, préstamos laterales, etc., es decir, de material que puede ser, hasta donde las condiciones naturales lo permitan, controlable, en nuestro caso particular tratándose de terrenos blandos, generalmente se presenta el problema de resistencia insuficiente para un buen desempeño del equipo de compactación en las primeras capas de base. Para lo cual cuando no es suficiente con airear el terreno, es recomendable la construcción en toda la zona de desplante una plantilla de trabajo, preferentemente de material granular fino, con 20 ó 30 cm de espesor; al compactar dicha capa se mejorará también la parte más superficial del suelo natural mejorando las condiciones de conjunto.

Retomando el aspecto de los procesos de compactación, a continuación se dará una breve descripción de los mismos así como del equipo más indicado para su realización.

### 3.7.2.1 Compactación por Amasado

Este método se realiza normalmente con el rodillo pata de cabra y su característica principal es que compacta el suelo de abajo hacia arriba produciendo un efecto de amasado, el cual es posible gracias a las protuberancias con que cuenta este rodillo de aproximadamente 15 cm de longitud con un espaciamiento de 15 a 25 cm en cualquier dirección; estas protuberancias pueden tener formas variadas (figura III.7). El sistema radica en que estos compactadores concentran gran peso en las pequeñas áreas de estas protuberancias por lo que se ejercen presiones muy grandes al penetrar éstas en el suelo. A medida que se efectúan las distintas pasadas sobre el material, las patas profundizan cada vez menos en el suelo hasta llegar el momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional, en una profundidad del orden de 6 cm, la superficie queda siempre distorsionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

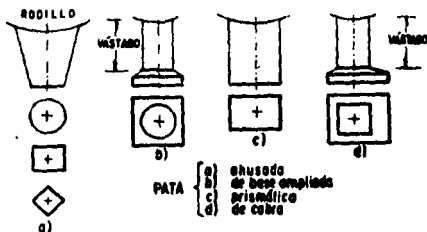


Figura. III.7 Tipos usuales de patas de rodillo pata de cabra.

La acción del amasado es representativa de este equipo, porque aunque al pasar los vástagos del rodillo sobre el suelo la presión que se ejerce no es uniforme en el tiempo; los vástagos al penetrar ejercen presiones crecientes llegando a un máximo en el momento en el que el vástago se encuentra en posición vertical y en su máxima penetración, un instante después de este momento la presión paulatinamente disminuye hasta que el vástago sale. Aunado a esto la acción del rodillo es tal que aumenta la compactación de la capa de suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar, para que esto se lleve a cabo de manera satisfactoria el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago.

Habitualmente la penetración del vástago del 20 al 50% en su longitud se considera una operación adecuada al aumentar el número de pasadas. El rodillo pata de cabra es muy versátil en la compactación de terraplenes de suelos muy finos, ya que, produce en ellos una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas sucesivas. En la figura III.8 se presenta el efecto del número de pasadas de un rodillo de tipo medio sobre diferentes tipos de suelos; se puede apreciar que por lo general disminuye el incremento de peso volumétrico seco por pasada al aumentar la plasticidad, y que el número adecuado de pasadas depende del tipo de suelo que se tenga en cada caso.

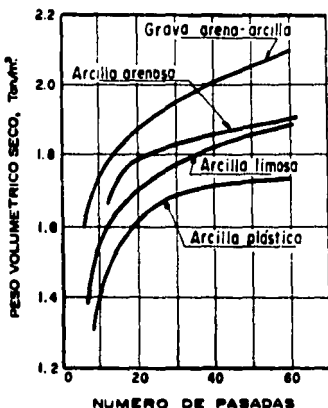


Figura III.8 Compactación con rodillo pata de cabra. Efecto del número de pasadas en el grado de compactación de diversos suelos.

### 3.7.3.2. Compactación por Presión

Este método comprime el suelo de arriba hacia abajo tratándose de abarcar una área considerable entre el equipo y el suelo. Para este trabajo generalmente se emplean rodillos lisos o rodillos neumáticos.

Refiriéndonos a los rodillos lisos, existen los remolcados que están compuestos generalmente de dos tambores montados en un marco al que se sujetan los ejes; su peso varía entre 14 y 20 toneladas y pueden ser lastrados llenando un depósito sobre el marco con agua o arena húmeda. También se cuenta con los rodillos lisos autopropulsados con motor, ya sea de gasolina o diesel con avance al frente y en reversa y cuenta con un peso de 3 a 13 toneladas.

Estos tipos de rodillos tienen una muy buena aplicación en suelos de tipo granular como son las arenas y gravas relativamente limpias, es decir, en materiales que no requieren de cantidades elevadas de presión, por no formar grumos o por no necesitar disgregado, también se utilizan de manera muy regular para dar acabado final a superficies ya compactadas en subrasante, en la base y hasta en la mezcla asfáltica.

Sin embargo cuando se utilizan estos rodillos sobre arcillas o limos plásticos, es muy común que al aumentar el número de pasadas, la parte superior de la capa que se está compactando adquiere una alta rigidez, por el exceso de compactación, provocándose fracturas, mientras que en el lecho inferior de la misma capa, se adquiere una resistencia relativamente baja. Este efecto de la disipación de la presión con la profundidad y con la eficiencia compactadora de un rodillo liso de tres ruedas, con peso total de 9.5 toneladas que actúa sobre un material arcillo-limoso con un contenido de agua de 13.5%; se puede apreciar en la figura III.9.

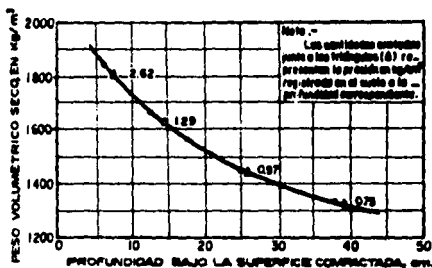


Figura. III.9 Disipación de la presión de contacto de un rodillo liso con la profundidad.

Ahora bien cuando se utilizan rodillos neumáticos, generalmente éstos cuentan con varias llantas llenas de aire en posiciones superpuestas que dejan aproximadamente 2/3 de huella libre entre las superposiciones.

Generalmente este tipo de rodillos están dispuestos en uno o dos ejes y sobre ellos normalmente se encuentra una superficie o plataforma de lastre y al igual que los rodillos lisos también pueden ser remolcados o autopropulsados. Los autopropulsados por lo general son ligeros con menos de 13 toneladas y están provistos de 9 a 13 ruedas en dos ejes. Los de peso medio varían de 13 a 25 toneladas y suelen tener de 4 a 11 ruedas, en uno o dos ejes. Los pesados se fabrican con pesos de 25 a 110 ton y por lo común tienen 7 ruedas en dos ejes o cuatro en un sólo eje.

La presión de inflado de las llantas es fundamental en este equipo, ya que la presión que aplica el rodillo es casi igual a la presión de inflado de la llanta, si se descuentan pequeños efectos de rigidez de la llanta misma. Por esta razón y debido a que a medida que el suelo se compacta, su resistencia a la penetración va aumentando. En ocasiones es necesario emplear en principio equipos de presiones de contacto bajas y para etapas finales otros que ejerzan mayores presiones. Para evitarse el uso de diferentes equipos, se han fabricado algunos rodillos neumáticos autopropulsados con un dispositivo especial que permite al operador variar la presión de inflado de las llantas hasta cierto límite, sin interrumpir el proceso de compactación; los cambios de presión se efectúan con una compresora conectada a las llantas. Actualmente existen equipos que pueden variar la presión de inflado de 2.1 a 7 kg/cm<sup>2</sup>. Podría pensarse que la eficiencia de la compactadora pudiese crecer de manera indiscriminada con la presión de inflado, lo cual no es del todo cierto, ya que en el rendimiento influyen otro tipo de factores, como son; la carga por rueda, el ancho del rodillo, el porcentaje de cubrimiento por pasada, el traslape entre pasadas y la velocidad del compactador. No sin aceptar que en cada caso se presentan condiciones diferentes.

Los rodillos neumáticos se utilizan en suelos en donde no existen grumos cuya disgregación requiere de una alta concentración de presión, generalmente suelos arenosos con finos y limos poco plásticos, que requieren de una aplicación de presiones uniformes en áreas mayores, lo que incluso evita que se presenten sobrefatigas en el material compactado. Muy a menudo se utilizan sobre todo en la compactación de la capa subrasante.

### **3.7.2.3. Compactación por Vibración**

El efecto de vibración se logra ya sea con un sistema de masas desbalanceadas o de tipo hidráulico pulsativo que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador propiamente dicho el cual esta constituido ya sea por reglas, placas ó rodillos. En este método de compactación la frecuencia de vibración tiene una notable influencia; la cual comprende, de acuerdo a múltiples observaciones, que su intervalo de variación óptimo se encuentra entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que lleva al aparato a frecuencias prácticas del orden de 1500 a 2 000 ciclos por minuto.

Refiriéndonos exclusivamente al equipo de compactación podemos nombrar los siguientes

factores que influyen en gran medida en el rendimiento del equipo.

- a) La frecuencia, es decir, el número de revoluciones por minuto del oscilador.
- b) La amplitud, generalmente medida por una distancia vertical en casi todos los equipos comerciales.
- c) El empuje dinámico que se genera en cada impulso del oscilador.
- d) La carga muerta, es decir, el peso del equipo de compactación, sin considerar el oscilador propiamente dicho.
- e) La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.
- f) La estabilidad de la máquina.

Es importante resaltar que como en los demás equipos de compactación es muy conveniente en suelos gruesos, ya que el efecto de la vibración reduce por instantes la fricción interna de los granos produciéndose una orientación de las partículas en el momento en que tienden a separarse y una fuga de las partículas más finas hacia los huecos entre las partículas más grandes.

Otra ventaja de gran importancia en la aplicación de vibración, en suelos gruesos, de tipo por ejemplo GW y GP, estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor, lo cual aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de operación. Por ejemplo en estos suelos GW y GP, con vibración se puede conseguir compactar capas de hasta 60 cm con el mismo resultado que un rodillo neumático muy pesado que podría compactar capas de 20 ó 30 cm.

Es recomendable para el caso de suelos gruesos (arena y grava) con contenido de suelos finos, y contenido de agua altos, que dichos suelos finos no excedan del 10%, ya que desde el punto de vista de la compactación por vibración, ésta puede dificultarse notablemente.

Para el caso de suelos arcillosos la acción de los mecanismos de vibración no está del todo definida, sobre todo en arcillas húmedas y en condiciones más o menos plásticas, sin embargo parece ejercer un efecto favorable al hacer variar la viscosidad de las sustancias coloidales. Además de que las arcillas húmedas pueden compactarse con energías mucho menores que las más secas y con equipos que ejerzan una presión adicional también mucho menor.

No obstante, también se ha apreciado que la vibración disminuye la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, probablemente al producir una degradación estructural ya sea gradual o permanente.

#### **3.7.2.4. Compactación por Métodos Mixtos**

En este caso nos referimos a equipos, que cambian funciones o sistemas de compactación con el fin de lograr la obtención de resultados óptimos de compactación para cada caso en particular. No obstante lo anterior es muy difícil de obtener, pero con la utilización de estos equipos se han denotado algunas mejoras en la compactación. A continuación hablaremos de algunos de estos equipos, ya utilizados.

Rodillo liso vibratorio. Existen remolcados, autopropulsados, son muy efectivos en suelos granulares y permiten compactar capas mayores que con el puro método de presión. La base de este equipo es de rodillo liso al cual se acopla la unidad vibrante.

**Rodillo neumático vibratorio.** Generalmente es de tipo remolcado y la incorporación de la vibración le permite transmitir sus efectos a mayor profundidad. Siendo más eficiente que un rodillo liso cuando aumenta el contenido de finos en suelos friccionantes; teniendo su mejor aplicación en suelos arenosos, bien graduados, arenas limosas e incluso arenas arcillosas.

**Rodillo para de cabra con aditamento vibratorio.** También aumenta su capacidad de compactación de espesor de capa, generalmente son de tipo remolcado y son recomendables para compactar suelos finos arcillosos.

**Rodillos lisos y neumáticos.** Esta combinación suele ser de tipo autopropulsado, teniendo en el eje trasero un conjunto de llantas neumáticas y en el delantero rodillo liso, además muchos de estos cuentan con un sistema que puede levantar cualquiera de las dos clases de tambores, lo cual le da una tercera modalidad de operación.

También el rodillo liso se puede combinar con rodillo liso vibratorio, ya sea con placas o plataformas vibratorias.

En la actualidad estos equipos tienen una amplia difusión en las empresas dedicadas a la construcción de terracerías.

#### **3.7.2.5. Compactación por Impacto**

Este método se encuentra dentro de la compactación dinámica, el cual se utiliza en arenas sueltas, mediante la aplicación de un impacto, en caída libre de un planchón, aplicando una fórmula que relaciona la profundidad del tratamiento con la energía generada por el impacto:

$$D = 0.5 \sqrt{P z H} \quad (3.1)$$

donde:

D es la profundidad en metros

P es el peso del planchón en toneladas

H es la altura de caída del planchón en metros.

#### **3.7.3. Criterios de Compactación en Campo**

Para los requerimientos de compactación en campo suele fijarse un cierto peso volumétrico seco que se debe alcanzar con el equipo que se utilice. Dicho valor del peso volumétrico seco generalmente proviene de un estudio de laboratorio en el que se realizan pruebas de compactación en muestras de suelo a utilizar, eligiendo la prueba que represente mejor al proceso de compactación que se va a llevar a cabo en campo.

No obstante es común que con frecuencia se olvide el aspecto de representatividad de las pruebas de laboratorio; y sin considerar el proceso de compactación, se realiza la prueba más enérgica para confiar en que están establecidos niveles de compactación lo bastante altos como para obtener en el campo un material de buen comportamiento, sin que muchas veces se consideren



o se investiguen las características finales de ese material. Lo cual convierte a este aspecto en la deficiencia más grave en relación con el manejo práctico de las técnicas de compactación. De cualquier manera el peso volumétrico que se desea obtener en el campo se fija con base a la prueba de laboratorio, sin considerar las deficiencias que pueden existir en los diferentes procesos de compactación y los problemas que pudieran presentarse en el campo. Debido a ello, generalmente el peso volumétrico obtenido en campo no es idéntico al peso volumétrico seco máximo de la prueba de laboratorio que sirvió de base. Esta diferencia de valores por tradición se mide a través del concepto denominado Grado de Compactación. Se define como grado de compactación de un suelo compactado en la obra a la relación, en porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo en el campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio que fundamentó el estudio. Denotado de la siguiente manera:

$$G_c (\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_d \text{ máx}} \quad (3.2)$$

Sin embargo este concepto de grado de compactación a pesar de tener un amplio uso en la actualidad, se encuentra lejos de estar exento de defectos y hasta podría decirse que es inadecuado para evaluar la calidad lograda por un cierto equipo en el campo. Por las anteriores razones algunas instituciones han adoptado una relación diferente para medir la compactación que alcanza el suelo en el campo, la cual se denomina "Compactación Relativa" y esta definida por la expresión

$$C.R. (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_d \text{ mín}}{\gamma_d \text{ máx} - \gamma_d \text{ mín}} \quad (3.3)$$

donde:

- $\gamma_d \text{ máx.}$  es el máximo peso volumétrico seco obtenido en la prueba de laboratorio que se utilice.
- $\gamma_d \text{ mín.}$  es el mínimo peso volumétrico seco del mismo material.
- $\gamma_d$  es el peso volumétrico seco del material compactado en la obra.

Esta relación tiene la ventaja de no caer en la ambigüedad del grado de compactación pues ahora un material totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa, pero presenta el inconveniente, en la actualidad de no existir aún un procedimiento estándar para determinar  $\gamma_d \text{ mín.}$  Sin embargo como ya se comentó, en la actualidad el concepto de Grado de compactación es el más usual para fijar el grado de compactación que ha de lograrse en el campo. Siendo tradicional

expresarlo con una frase como ésta: "Compáctese este material hasta el 95% del peso volumétrico seco máximo obtenido en tal prueba de laboratorio, como mínimo".

Para llevar el control de la compactación la empresa contratista realiza el trabajo y la parte contratante controla los resultados obtenidos para verificar el cumplimiento de las condiciones de compactación en el proyecto.

### **3.7.4. Pruebas de Compactación en Laboratorio**

Debido a las condiciones generales que presenta un proceso de compactación, con sus muchas complicaciones o complejidades; se ha desarrollado la tendencia de realizar pruebas que reproduzcan fácil y de manera económica aquellos procesos que nos permitan racionalizar las técnicas y conocer más este proceso tan difícil e importante, que es la base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo.

Se puede decir que actualmente las pruebas de compactación de laboratorio tienen dos usos principales. El primero de ellos es el de compactar los suelos para obtener datos para proyectos de estructuras de tierra, la cual brinda información de resistencia, permeabilidad, deformabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. El segundo caso de las pruebas de compactación es el de darles el carácter de operaciones de control de calidad, en este caso, la prueba funciona fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo y la similitud de propiedades macánicas entre ambos es mucho menos importante, siendo por consecuencia intrascendente cualquier idea de "representabilidad" referente a la prueba.

De acuerdo a las técnicas, equipos y procesos de compactación en el campo, es lógico pensar que existen varios tipos de pruebas de compactación. Los cuales podemos agrupar de la siguiente manera:

- a) Pruebas Dinámicas
- b) Pruebas Estáticas
- c) Pruebas por Amasado
- d) Pruebas por Vibración

#### **3.7.4.1. Pruebas Dinámicas**

Por lo regular, todas las pruebas dinámicas de uso actual tienen en común las siguientes características:

- 1.- La compactación del suelo se realiza por capas, dentro de un molde metálico cilíndrico, variando según la prueba el tamaño del molde y el espesor de la capa.
- 2.- Para todos los casos el efecto de compactación se realiza aplicando a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un peso, variando de una prueba a otra, el peso, dimensiones, altura de caída y el número de golpes.
- 3.- En todos los casos la energía específica se puede calcular con bastante aproximación con el

empleo de la siguiente expresión:

$$E_s = \frac{Mn W/h}{V} \quad (3.4)$$

donde:

- $E_s$  = energía específica
- $N$  = número de golpes por cada capa del pisón compactador
- $n$  = número de capas
- $W$  = peso del pisón
- $h$  = altura de caída
- $V$  = volumen total del molde

4.- Se especifica el tamaño máximo de partícula que pueda contener el suelo, eliminando con el cribado los de tamaños mayores. Y es frecuente también, establecer una especificación relativa al reuso del material durante la prueba.

Podemos nombrar algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado difusión como son: La prueba Proctor estándar (que es la que originalmente propuso Proctor), la prueba Proctor (AASHO) modificada (con cuatro variantes) y la prueba británica estándar.

#### 3.7.4.2. Pruebas Estáticas

Generalmente utilizadas para la determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se pueden emplear en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor de 6. El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de 25.4 milímetros (1"), a los que se agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga estática.

#### 3.7.4.3. Pruebas por Amasado

El método representativo de este sistema es la prueba denominada "miniatura" que desarrolló S.D. Wilson en la Universidad de Harvard (E.U.). En la cual el efecto del amasado se trata de reproducir presionando un émbolo de área especificada contra la superficie de las diversas con las que se constituye la muestra dentro de un molde, que tiene las dimensiones para formar un espécimen apropiado para la realización de pruebas triaxiales convencionales, en cualquier aplicación se transmite al émbolo una presión constante, lo que se consigue cuando se le adapta un resorte calibrado que permite saber el momento en que se aplica tal presión.

Su campo de aplicabilidad se encuentra en suelos arcillosos con tamaño máximo de 2 mm.

empleo de la siguiente expresión:

$$E_s = \frac{N_n W h}{V} \quad (3.4)$$

donde:

$E_s$  = energía específica

$N$  = número de golpes por cada capa del pisón compactador

$n$  = número de capas

$W$  = peso del pisón

$h$  = altura de caída

$V$  = volumen total del molde

4.- Se especifica el tamaño máximo de partícula que pueda contener el suelo, eliminando con el cribado los de tamaños mayores. Y es frecuente también, establecer una especificación relativa al reuso del material durante la prueba.

Podemos nombrar algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado difusión como son: La prueba Proctor estándar (que es la que originalmente propuso Proctor), la prueba Proctor (AASHO) modificada (con cuatro variantes) y la prueba británica estándar.

### 3.7.4.2. Pruebas Estáticas

Generalmente utilizadas para la determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se pueden emplear en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor de 6. El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de 25.4 milímetros (1"), a los que se agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga estática.

### 3.7.4.3. Pruebas por Amasado

El método representativo de este sistema es la prueba denominada "miniatura" que desarrolló S.D. Wilson en la Universidad de Harvard (E.U.). En la cual el efecto del amasado se trata de reproducir presionando un émbolo de área especificada contra la superficie de las diversas con las que se constituye la muestra dentro de un molde, que tiene las dimensiones para formar un espécimen apropiado para la realización de pruebas triaxiales convencionales, en cualquier aplicación se transmite al émbolo una presión constante, lo que se consigue cuando se le adapta un resorte calibrado que permite saber el momento en que se aplica tal presión.

Su campo de aplicabilidad se encuentra en suelos arcillosos con tamaño máximo de 2 mm.

#### **3.7.4.4. Pruebas por Vibración**

Este tipo de pruebas aún se está desarrollando, debido al interés que han puesto los investigadores en los últimos años. Realizando pruebas en las que se utiliza un molde Proctor montado en una mesa vibratoria; se estudia el efecto de la frecuencia, la amplitud y la aceleración de la mesa vibratoria, así como la influencia de las sobrecargas, de la granulometría del suelo y del contenido de agua.

Otro método de prueba de laboratorio por vibración, desarrollado es la técnica sueca, que consiste en colocar un espécimen en la parte baja de un cilindro unido a un bloque masivo de concreto, sobre el espécimen y cubriéndolo, en toda su superficie vibra una placa, provista de un vástago sobre el que actúa el vibrador.

## CAPITULO III-A

### PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS ESPECIALES UTILIZANDO MATERIALES ALIGERANTES

#### 3-A.1. Introducción

El uso de otros materiales de relleno distintos del suelo, particularmente sobre terrenos de cimentación blandos, es cada vez más frecuente. Los siguientes temas contribuyen significativamente brindando y ofreciendo información sobre resultados de vivencias y experiencias de los ingenieros en el uso de tales materiales. Dichos temas están agrupados en dos diferentes categorías; materiales artificiales ligeros y materiales ligeros de desperdicio. Estos últimos son materiales, que normalmente terminan en el basurero, pueden usarse como materiales de construcción, solventando así algunos problemas de desperdicio de la sociedad. Se presenta un resumen del uso de los materiales ligeros así como el concepto de ganancia de peso relacionado al uso de tales materiales.

Por otra parte se describe la construcción de los terraplenes de acceso del puente Charter Oak transversal al río Connecticut en Hartford, Connecticut.

Además se presentan sus propiedades ingenieriles tales como, peso específico, absorción, densidad y esfuerzo cortante de pequeños trozos de neumáticos de caucho, que se deben de considerar en la fase de planeación.

#### 3-A.2. Construcción de Cimentaciones Compensadas Usando Rellenos Artificiales

Se presenta una descripción del origen y evolución de un mejor tipo de relleno artificial, como es el hule espuma, dando algunos ejemplos de compensación aplicando una variedad de materiales, incluyendo hule espuma sólido, depositado en el lugar y agregados plásticos, "Elastizel", "Solite" y desechos materiales ( trozos de madera y fragmentos de neumáticos de caucho ). Se brinda una evaluación de las propiedades mecánicas y químicas. Se examinan aspectos de permanencia y durabilidad, así como de oquedades.

En la historia de la construcción, quizá el primer estudio publicado referente a la elección de rellenos aligerados fue hecho por Benjamín Hough del Grupo Geotécnico de Nueva York en la Sección Metropolitana, quien dijo que si se usara un relleno de ceniza ligera con aceptable resistencia y estabilidad esta importante reducción de peso, podía corresponder a un incremento de la carga estructural.

Es muy común entre los ingenieros geotecnistas dar especificaciones para limpiar y utilizar materiales granulares bien graduados en rellenos, como reemplazo de una superficie de suelo con una profundidad relativamente baja ( por ejemplo turbas ). El peso del terreno puede ser significativamente más alto por unidad de peso que el de la turba de reemplazo, quizá de 2000 kg/m<sup>3</sup> para el relleno granular y 1600 kg/m<sup>3</sup> para la turba. Esto disminuirá la carga disponible para la estructura.

Sin embargo el procedimiento es rutinario debido a la dificultad de conseguir rellenos ligeros tales como la ceniza sugerida por Hough, los cuales pueden resultar costosos.

En el año de 1965, la espuma plástica sólida se utilizó en la cubierta de pequeños barcos de vela, (como en la exposición de barcos del Coliseum de Nueva York). El desarrollo de la idea de utilizar este material como relleno, surgió después de investigaciones preliminares que hicieron notar una importante disminución del peso.

La espuma plástica sólida es mejor conocida técnicamente como "poliestireno expandido", el cual generalmente es fabricado en forma de tablas, las cuales se pueden apilar, o blocks, comúnmente llamados EPS blocks.

El primer uso que se le dio al EPS blocks en la construcción de carreteras fue como aislante en regiones frías para proteger al pavimento contra el levantamiento provocado por el congelamiento. Este método de construcción fue patentado en 1966 por Lonar, pero no incluía aplicaciones del EPS como aligerador de peso. Para 1967 se había instalado EPS como aislante en pavimentos en 11 Estados de EUA y 3 provincias de Canadá.

### **3-A.2.1. Construcciones Aligeradas con Espuma Plástica**

La única espuma plástica de la cual se especifican sus propiedades y puede ser usada como aligerante en la construcción , es una sólida espuma de poliestireno hecha por medios químicos. Esta tiene por lo general un amplio potencial de usos debido a que puede ser producida con rangos de densidad desde menor de 16 kg/m<sup>3</sup> hasta de más de 1120 kg/m<sup>3</sup>. Esto la hace factible para diversos trabajos o circunstancias especiales. En adición o combinación con productos existentes se puede utilizar para diseñar secciones transversales de pavimentos, con el fin de colocar mejores materiales en las zonas donde los esfuerzos sean altos y materiales de menor calidad donde los esfuerzos sean menores.

### **3-A.2.2. Puente Pickford**

Los EPS blocks fueron usados en trabajos para el departamento de carreteras de Michigan para la rehabilitación del estribo y terraplén de acceso para el puente Pickford, Michigan.

Inicialmente se repararon los terraplenes de acceso mediante un reemplazo de suelo compactado convencionalmente. Sin embargo, debido a la existencia de depósitos blandos bajo el relleno, el nuevo relleno empezó a asentarse rápidamente representando daños potenciales al estribo y al puente. Para evitar el completo fracaso, el terraplén de acceso fue removido, y se utilizaron

### **EPS blocks.**

Antes de iniciar la construcción aligerada la arcilla sobre la cual se colocaron los EPS blocks se reportó como extremadamente blanda. Los EPS blocks fueron colocados a mano por dos hombres en medio día. El relleno en el estribo fué aproximadamente de 3 m de altura. Sin embargo el grosor de plástico necesario para cumplir con los requerimientos de aligeramiento fue aproximadamente de 1.5 m, de esta manera existía una notable disminución en el costo del relleno plástico ( el costo del relleno plástico en el puente Pickford fué de \$ 52/m<sup>3</sup>, pero éste varió considerablemente debido a que la espuma es un producto derivado del petróleo. Los bultos de EPS fueron cubiertos con un sellador de poliestileno para protegerlos de los derrames de petróleo o gasolina. Suelo normal de relleno se colocó por debajo de la subrasante para evitar la flotación en períodos de lluvias.

Como este proyecto representa el inicio del uso de grandes espesores de espuma plástica para aligerar las construcciones, se pregunto recientemente al autor acerca del comportamiento de la construcción. La respuesta fue que en una inspección visual en el sitio la sección longitudinal del puente se mantiene estable. En la sección de los muros donde el potencial de los movimientos es grande, se han presentado algunos movimientos pero esto es aceptable si consideramos que la construcción ha sido satisfactoria durante sus veinte años de vida.

#### **3-A.2.2.1. Selección de datos Técnicos de Poliestireno Expandido**

En la siguiente tabla se encuentran las propiedades de la Styrofoam HI-35, el EPS que fue utilizado en el puente Pickford:

	Datos de Prueba	Método de Prueba
Esfuerzo de Compresión para 5% de deflexión	241 kPa	ASTM D1621-59T
Absorción de Agua	0.25% (por volumen)	ASTM C272-53
Densidad	40 kg/m <sup>3</sup>	

#### **3-A.2.2.2. Permanencia y Durabilidad**

A través de inspecciones visuales periódicas hechas en el puente Pickford, se ha observado que el material permanece estable. Entre 1962 y 1966, blocks EPS fueron utilizados en cerca de 39 instalaciones como aislantes en pavimentos de carreteras. En la mayoría de los casos la cantidad de plástico usado fue de 25 a 75 mm, típicamente colocados por debajo de la subrasante. En muestras de espuma tomadas de varias carreteras después de varios años de servicio, se ha observado una muy pequeña absorción de agua. En pruebas rápidas de laboratorio, como ciclos de congelado y derretido, así como de inmersión en agua, han mostrado muy poca humedad absorbida.



Las deformaciones causadas por el tráfico fueron medidas en dos secciones con aislante y una sección de control sin aislante. Las deformaciones fueron del orden de 0.5 mm en las secciones con aislante, muy por debajo de las de la sección de control, teniéndose un máximo de cerca de 0.8 mm durante la época del deshielo.

#### **3-A.2.2.3. Problemas y Oquedades**

El propósito de la espuma plástica como aislante en carreteras es aminorar el efecto del congelamiento en terraplenes susceptibles a la degradación. Sin embargo, existe el problema de crear un peligro muchos mayor: el del congelamiento diferencial. En días en que la temperatura ambiente está en un punto abajo del punto de congelación, una sección tratada de pavimento recibe calor del sol y de esta manera si llueve el agua sobre el pavimento seguirá en estado líquido. En una sección adyacente provista de espuma aislante, que impide los efectos del calor, el agua en el pavimento puede congelarse. Lo cual puede resultar especialmente peligroso para los automovilistas, debido a lo resbaloso de la superficie, propiciando durante la década de los 70s serios accidentes.

En la mayoría de los casos con construcciones aligeradas, este problema se presentó en proporciones menores. Por ejemplo, en el puente Pickford la espuma plástica quedó suficientemente enterrada y no propició problemas de congelamiento. En terraplenes de acceso similares, en que la espuma se coloque a profundidades menores ( para tener una mayor disminución de peso ) es conveniente instalar señales de peligro.

#### **3-A.2.2.4. Agotamiento del Ozono**

El agotamiento de la capa de ozono por la liberación de cloro-fluoro-carburos (CFCS) dentro de la atmósfera es un mal que concierne a todo el mundo. Algunos científicos estiman que la rapidez del agotamiento incrementa los riesgos de cáncer de la piel y de cataratas en los ojos y disminuye las defensas contra ciertas infecciones.

Uno de los materiales que producen CFCS son los agentes activos que se usan en la fabricación de espuma plástica, generalmente usada como aislante en carreteras y diversas aplicaciones como aligerante.

#### **3-A.2.3. Aligeramiento de Construcciones con Materiales Diferentes a la Espuma**

Otros materiales que como la espuma plástica se han desarrollado en los recientes años para aplicarse como rellenos ligeros, son:

##### **3-A.2.3.1. Elastizell**

El Elastizell es una especie de concreto ligero fácil de bombearse, preparado en el sitio mediante la mezcla de un concentrado líquido de proteína hidrolizada, cemento y agua; existen seis tipos, los cuales desde el I hasta el VI tienen un rango de densidad desde 300 a 1300 kg/m<sup>3</sup> y sus correspondiente esfuerzos de compresión en rangos desde cerca de 280 a 4800 kPa.

Uno de los principales trabajos hechos con Elastizell (una marca comercial) fue en el estribo de un puente sobre suelos blandos cerca de Minneapolis, Minnesota. Cerca de 92 000 m<sup>3</sup> fueron vertidos. Los diseños típicos incluyen más de una clase de Elastizell, colocando el material resistente donde se necesite según el comportamiento.

Una extensión de este criterio será utilizar la muy ligera espuma plástica junto con el Elastizell donde se requieran grandes disminuciones de peso debido a los suelos extremadamente blandos. El Elastizell no requiere de compactación y una vez fraguado no produce presión lateral en los muros.

#### **3-A.2.3.2. Solite**

El solite es un producto comercial que se produce con esquistos, arcillas o pizarras. Se expande en un recipiente rotatorio a alta temperatura para producir un material subangular granular de bajo peso, que es altamente drenante. Este material se emplea ya sea como suelo de relleno o como agregado para producir concreto ligero.

Como relleno, es normalmente compactado a densidades menores que 960 kg/m<sup>3</sup>, produciendo un material con un ángulo de fricción interna de cerca de 40°. El material es químicamente inerte.

Como concreto su peso específico está cerca de 1900 kg/m<sup>3</sup>, a los 28 días su resistencia a la compresión es de 44 900 kPa.

#### **3-A.2.3.3. Diseño Híbrido**

Una combinación de materiales puede ser utilizada en general como aligerante en accesos como el Solite puede ser utilizada como un concreto ligero en los miembros estructurales de un puente; es posible diseñar un proyecto completo usando materiales superligeros (como la espuma plástica) y otros materiales ligeros (Elastizell) para todos los rellenos (con una cuidadosa selección de los materiales de acuerdo a las necesidades de aligeramiento) y usar concreto ligero (solite) para algunos componentes estructurales, teniéndose un verdadero diseño híbrido.

#### **3-A.2.3.4. Rellenos de Desperdicios**

Los desperdicios o materiales reciclados pueden ser utilizados exitosamente y obtener de ellos beneficios secundarios como aligerantes.

Un trabajo de este tipo fue diseñado por una compañía en Minnesota, incluyendo uso de geotextiles, trozos de madera y fragmentos de neumáticos de caucho como rellenos sobre suelos inestables de turba. El geotextil fue colocado en el fondo de la excavación de 1.5 m y los trozos de madera colocados a una altura de 0.3 m por encima del nivel freático, de acuerdo con un requerimiento de la Agencia de Control de la Contaminación en Minnesota.

Los fragmentos de neumáticos fueron colocados a una altura de 1.0 m por encima de la superficie de rodamiento original. La capa de neumáticos fue cubierta con un geotextil y éste tejido se cosió con él formando un saco. Los trozos de neumático pesaron cerca de 1/6 del peso de un relleno convencional de suelo.

### **3-A.2.4. Conclusiones**

El uso de rellenos artificiales en el futuro será más extenso por un buen número de razones. Los suelos limpios para relleno resultan cada vez más escasos, especialmente en áreas densamente pobladas. Lo cual hace necesario afectar diversas áreas para obtener el material suficiente y con la calidad requerida. Esta situación se produjo antes de que se difundieran regulaciones ambientales.

Otro factor a favor del incremento del uso de rellenos artificiales es la necesidad de reciclar materiales como los plásticos, papel, vidrio y aluminio.

Se obtendrán muchos beneficios aumentando el uso de rellenos artificiales, como la conservación del ambiente, beneficios económicos asociados con la conservación y reciclaje, así como un ahorro en el consumo de energía.

## **3-A.3. Mecánica de Suelos de Agregados Ligeros**

### **3-A.3.1. Propiedades y Aplicaciones**

Por más de 70 años, esquistos, arcillas y pizarras se han expandido en hornos rotatorios para producir los agregados estructurales ligeros que se usan en concretos y piezas de mampostería. Millones de toneladas de agregados ligeros estructurales se producen anualmente, y están disponibles en lo largo y ancho de Norteamérica y en otros países industrializados del mundo. Los agregados estructurales ligeros son considerados como un remedio a los problemas geotécnicos; principalmente por sus propiedades físicas mejoradas tales como la reducción de peso, la alta estabilidad interna, la alta permeabilidad y la alta resistencia a la temperatura. La ventaja de disminución de peso es debida al bajo peso específico de sus partículas, la estabilidad resulta inherente al alto ángulo de fricción interna, la permeabilidad se logra mediante una textura abierta y una granulometría controlada, la alta resistencia a la temperatura se desarrolla debido a la porosidad de las partículas.

#### **3-A.3.1.1. Propiedades Físicas de los Agregados Ligeros Estructurales**

##### **3-A.3.1.1.1. Forma de las partículas y granulometría**

Como ocurre con los materiales granulares naturales, los agregados ligeros tienen partículas de diversas formas que varían de redondas a angulares, caracterizadas por altos vacíos intersticiales que dan como resultado un angosto rango de tamaños de partículas. En los agregados ligeros que se utilizan en cuestiones geotécnicas deben considerarse dos atributos primarios:

- a) El alto contenido de vacíos intersticiales, estrechamente controlado por la constitución granular de los agregados, semejantes a una piedra triturada, y
- b) El alto volumen de poros encerrados dentro de las partículas.

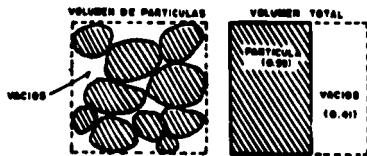
La granulometría de los agregados comúnmente utilizados en edificios altos y en las superestructuras de puentes grandes, cumple con los requerimientos de ASTM C330. El estrecho rango de tamaño de partículas garantiza un alto contenido de vacíos de aproximadamente 50% en estado suelto.

### 3-A.3.1.1.2. Porosidad de las Partículas y Densidad total

Cuando esquistos, arcillas y pizarras adecuados se introducen en el horno rotatorio a temperaturas mayores de 1100° C, se forma una estructura celular de poros esféricos no interconectados rodeados por una fuerte y durable matriz que tiene características similares a la de los ladrillos de arcilla vitrificada. El peso específico después del secado en horno de los agregados ligeros varía, pero comúnmente se encuentra en el rango entre 1.25 a 1.40. La combinación de estos pesos específicos bajos, con altos contenidos de vacíos entre partículas produce un agregado ligero con una densidad de volumen de 720 kg/m<sup>3</sup>.

La compactación de los agregados expandidos de manera similar a la usada en las piedras trituradas, genera una red interconectada de alta estabilidad que puede desarrollar en el lugar densidades húmedas menores de 1040 kg/m<sup>3</sup>.

Las diferencias de porosidad y densidad total entre agregados ligeros y suelos ordinarios pueden ilustrarse en la siguiente serie de esquemas. Con fines comparativos en la figura III-A.1 se presentan los espacios entre partículas en un agregado grueso ordinario. Aunque un agregado de peso normal comúnmente tiene porosidades de 1 al 2%, en la figura esquemática se considera que un agregado ordinario es 100% sólido. Con fines ilustrativos, el volumen total se supone dividido en una parte de sólidos y una parte de vacíos entre partículas.



Dato:

suelto = 1520 kg/cm<sup>3</sup>  
compactado = 1600 kg/cm<sup>3</sup>

Volumen de partículas (suelto) = 1520 kg/cm<sup>3</sup> / 2600 kg/cm<sup>3</sup> = 0.59

Volumen de partículas (compactado) = 1600 kg/cm<sup>3</sup> / 2600 kg/cm<sup>3</sup> = 0.63

Figura III-A.1 Vacíos en agregados gruesos ordinarios.

En la figura III-A.2, se observa la estructura celular de los agregados ligeros. La ASTM prescribe medir el peso específico "saturado" en un picnómetro y luego determinar el contenido

de humedad en la muestra que ha estado inmersa en agua durante 24 horas. Después de un día de inmersión en agua, la tasa de absorción de humedad en el agregado ligero será tan baja que el peso específico parcialmente saturado, permanecerá esencialmente inalterado durante el tiempo necesario para tomar las medidas de peso en el picnómetro. Cuando se sabe el contenido de humedad, el peso específico seco puede ser calculado directamente. En este caso representativo de agregado ligero grueso con peso específico total en seco de 714 kg/m<sup>3</sup> y una densidad en seco de 1.38, da como resultado que las partículas ocupan un 52% del volumen total y el 48% restante lo componen los vacíos entre partículas.

La densidad de la fracción de cerámica sólida sin poros de un agregado ligero puede ser determinada por procedimientos estándar, encontrándose un valor promedio de 2.55 y considerando una densidad en seco de 1.38 del agregado ligero; se obtiene que un 54% del volumen está compuesto por partículas de cerámica sólida y el restante 46% está constituido por poros.

$$\gamma_s = \text{Densidad en seco} = \gamma_a \text{ (Densidad parcialmente saturado, superficialmente seco)}$$

$$(1 + M) \text{ (contenido de humedad en seco para inmersión)}$$

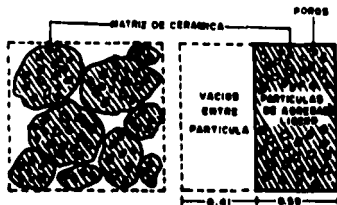
$$\gamma_D = 1.50 / (1 + 0.83) = 1.36$$

Porción de la muestra total del agregado ocupada por las partículas de agregados ligeros:

$$= 714 \text{ kg/cm}^3 / 1380 \text{ kg/cm}^3 = 0.52$$

Fracción de la muestra total de agregado ocupada por los vacíos entre partículas:

$$= 1.00 - 0.52 = 0.48$$



$$V_s = \gamma_D / \gamma_s$$

$V_s$  = Fracción de las partículas de agregados ligeros ocupadas por la matriz de cerámica

$\gamma_D$  = Densidad específica en seco

$\gamma_s$  = Densidad específica en seco de una matriz de cerámica sin poros

$$V_s = 1380 \text{ kg/cm}^3 / 2550 \text{ kg/cm}^3 = 0.54; \text{ Entonces } V_{\text{poros}} = 1 - 0.54 = 0.46$$

Figura III-A.2 Vacíos entre partículas y poros dentro de las partículas de un agregado ligero.

En la figura III-A.3 se presenta una separación de los elementos que componen el agregado ligero con sus respectivos porcentajes de acuerdo a la muestra, donde se observa un 48% de vacíos, un 28% de cerámica sólida y un 24% de poros.

Fraciones volumétricas en una muestra de agregado ligero suelta y seca

Vacíos	= 0.48
Fración de sólidos de cerámica	$0.52 \times 0.54 = 0.28$
Poros en agregado ligero	$0.52 \times 0.46 = 0.24$

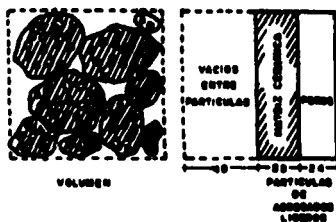
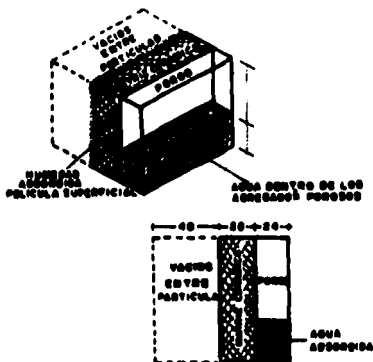


Figura III-A.3 Fracción de vacíos, poros y de matriz de cerámica en una muestra de agregado ligero.

### 3-A.3.1.1.3. Características de Absorción

Los agregados ligeros almacenados tendrán algunos poros internos parcialmente llenos y también podrán tener una película de humedad adsorbida sobre la superficie de las partículas. El contenido de humedad que es definido por ASTM como "absorción" basada en una inmersión durante 24 hrs es generalmente asociado en tecnología del concreto con el peso específico "saturado" superficialmente seco, en realidad corresponde a una condición en la cual considerablemente menos del 50% del volumen de poros está lleno.

Esta situación se describe en un esquema volumétrico (ver figura III-A.4) donde se observa el grado de volumen de saturación de los poros de una partícula de agregado ligero, donde se observa que la muestra tiene un peso volumétrico suelto húmedo medido de  $785 \text{ kg/m}^3$  con un 8.5% de humedad absorbida lo que de hecho representaría una condición en la cual aproximadamente 25% de poros están llenos de agua.



Fración de la muestra total mojada ocupada por la humedad adsorbida  $61/1000 = 0.06$

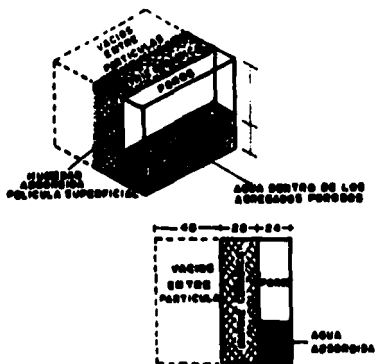
Grado de saturación del volumen de poros de agregados ligeros, según el contenido de humedad mojada  $0.06/0.24 = 0.25$

La condición "aturada" y superficialmente seca, después de un día de inmersión, representa aproximadamente un grado de saturación de 25% de los poros de un agregado particular.

*Figura III-A.4 Grado de saturación de un agregado ligero.*

Los agregados ligeros para estructuras producidos en plantas, expuestos a la humedad y almacenados en montones tendrán un contenido de humedad de equilibrio. En una investigación el peso específico de una muestra sumergida de agregado ligero se midió a lo largo de un año para registrar el aumento de peso a largo plazo.

En la figura III-A.5 se observan las características de absorción en largos períodos para muestras de agregados ligeros.



Fracción de la muestra total mojada ocupada por la humedad absorbida  $61/1000 = 0.06$

Grado de saturación del volumen de poros de agregados ligeros, según el contenido de humedad medido  $0.06/0.24 = 0.25$

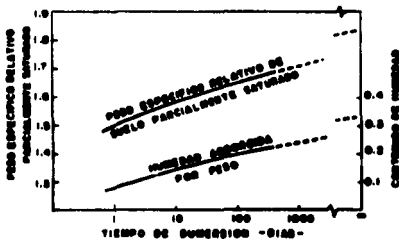
La condición "saturada" y superficialmente seca, después de un día de insuación, representa aproximadamente un grado de saturación de 25% de los poros de un agregado particular.

*Figura III-A.4 Grado de saturación de un agregado ligero.*

Los agregados ligeros para estructuras producidos en plantas, expuestos a la humedad y almacenados en montones tendrán un contenido de humedad de equilibrio. En una investigación el peso específico de una muestra sumergida de agregado ligero se midió a lo largo de un año para registrar el aumento de peso a largo plazo.

En la figura III-A.5 se observan las características de absorción en largos períodos para muestras de agregados ligeros.





*Figura III-A.5 Absorción de humedad en peso y peso específico relativo de agregados ligeros parcialmente saturados, superficialmente secos, en función del tiempo de saturación.*

#### 3-A.3.1.1.4. Características de Durabilidad

La durabilidad de agregados ligeros utilizados en concreto estructural es bien conocida. Más de 400 grandes puentes en E.U. han sido construidos empleando concretos con agregados ligeros los cuales han tenido un bajo mantenimiento y un limitado deterioro. La durabilidad a largo plazo característica de los agregados ligeros fue demostrada en 1991, cuando se recobraron y probaron muestras de rellenos de agregados ligeros colocados en 1968 en un sitio del río Hudson. Para ello se aplicó la prueba de solidez de magnesio a muestras recuperadas de agregado expuesto a largos períodos de interperismo resultando valores de solidez comparables con los indicados en las pruebas de control de calidad en los mismos rellenos 23 años de atrás; indicando pequeños deterioros tras largos períodos de sumersión y ciclos de congelamiento y descongelamiento del agua.

#### 3-A.3.2. Propiedades Geotécnicas de los Rellenos de Agregados Ligeros

##### 3-A.3.2.1. Compactación In Situ

Los resultados de las pruebas de densidad de agregados ligeros compactados realizadas de acuerdo con procedimientos de laboratorio (pruebas Proctor) deben ser interpretados de manera diferente a los resultados en suelos naturales. Dos aspectos fundamentales de los rellenos de suelos de agregados ligeros pueden modificar la interpretación usual que los ingenieros de suelos hacen de los datos de la prueba Proctor. El primero es que la absorción de los agregados ligeros es mayor que la del suelo natural. Parte del agua agregada durante la prueba será absorbida por las partículas del agregado y no afectará la física entre partículas (aglomeramiento, lubricación,

etc.). El segundo es que al contrario de los suelos cohesivos naturales, la granulometría de los agregados ligeros contiene pocos finos, lo cual limita el incremento de la densidad debido al empaquetado de los finos entre partículas mayores. El objetivo de la compactación de los rellenos de agregados ligeros no es obtener una máxima densidad in situ, sino obtener una óptima densidad que brinde una alta estabilidad sin incrementar indebidamente la densidad del material compactado. La óptima densidad en campo es comúnmente obtenida por dos a cuatro pasadas de equipo con neumáticos de caucho. Debe evitarse el uso de rodillo metálico ya que éste podría causar una excesiva degradación de las partículas.

#### **3-A.3.2.2. Esfuerzo Cortante**

Los agregados ligeros tienen esencialmente poca cohesión por lo cual desarrollan su estabilidad por fricción. En pruebas realizadas en especímenes de 25x60 cm fueron encontrados ángulos de fricción interna de más de 40°. En pruebas de compresión triaxial realizadas a agregados ligeros producidos en seis plantas, en los cuales se incluyeron variaciones de granulometría, contenido de humedad y niveles de compactación se obtuvieron altos ángulos de fricción interna. Con un peso específico húmedo compactado en el sitio menor de 960 kg/m<sup>3</sup>, puede observarse mediante un sencillo análisis que las presiones laterales, los momentos de volteamiento y los empujes, generalmente son la mitad que los asociados con los rellenos de suelo ordinario.

#### **3-A.3.2.3. Compresibilidad**

Pruebas de compresibilidad de gran escala realizadas en rellenos de agregados ligeros demuestran que la curvatura e inclinación de las gráficas esfuerzo-deformación de los agregados ligeros en compresión confinada es similar a las curvas esfuerzo-deformación de las piedras calizas. Pruebas cíclicas de placa sobre rellenos de agregados ligeros indican que el módulo de reacción vertical es esencialmente similar para los agregados ligeros y para los agregados de peso normal.

Los intentos de tecnólogos del concreto para estimar los esfuerzos característicos de los agregados, sometiendo a muestras no confinadas de agregados ligeros a la presión de un pistón, confinados dentro de un cilindro metálico, han producido datos inútiles e inconsistentes para la determinación de la resistencia de los concretos a los que se les incorporan agregados ligeros. La mayoría de los concretos con agregados ligeros pueden desarrollar esfuerzos de 34.4 Mpa, y un pequeño número puede desarrollar niveles de esfuerzo a la compresión mayores de 69 Mpa.

#### **3-A.3.2.4. Permeabilidad**

Se han intentado medir las características de permeabilidad de agregados ligeros sueltos pero no se ha obtenido gran información, debido a la imposibilidad de medir el flujo irrestricto del agua a través de los espacios abiertos de la granulometría. Esta característica ha sido también observada en el campo, donde se ha visto que grandes volúmenes de agua fluyen a través del sistema de drenaje de los agregados ligeros. La formación de drenes de agregados ligeros ha

demostrado tener capacidad para filtrar grandes volúmenes de agua. Los sistemas de impermeabilización subterráneos, son una alternativa para evitar el uso de áreas valiosas por largos períodos como tanques de almacenamiento de agua.

### **3-A.3.3. Interacción Entre Rellenos de Agregados Ligeros y Geotextiles**

Valsangkar y Holm, reportaron resultados de un programa de pruebas sobre la interacción entre geotextiles y rellenos de agregados ligeros en las que se incluyeron como variables diferentes tipos y densidades de agregados, diferentes espesores de capa de agregados y diversos tipos de geotextiles. Estos resultados indican que la rigidez total del terraplén no es afectada, cuando se usan agregados ligeros en lugar de agregados de peso normal, para pequeñas deflexiones y cargas iniciales. Realizando estas pruebas a gran escala se encontró que los ángulos de fricción entre un agregado ligero y un geotextil en la interfase, en general, son mejores que para los agregados normales.

#### **3-A.3.3.1. Aplicaciones**

Durante la pasada década, se han realizado casi 100 diversas aplicaciones geotécnicas exitosas dentro de los siguientes tipos de obras:

- Rellenos en muelles
- Muros de retención
- Estribos de puentes
- Compensación de cargas en suelos blandos
- Mejoras de la estabilidad
- Aplicaciones para lograr alta resistencia a la temperatura

#### **3-A.3.4. Conclusiones**

Los rellenos de agregados ligeros poseen una densidad reducida, una alta estabilidad interna y pueden ser utilizados para reemplazar grava, piedra triturada y suelo natural en aplicaciones geotécnicas sobre suelos blandos, reduciendo las fuerzas laterales y los pesos y representando una solución económica.

### **3-A.4. Relleno con Agregados Ligeros como Solución a Problemas de Asentamientos y Estabilidad en el Puente Charter Oak, Hartford, Connecticut**

#### **Resumen**

Se presenta un resumen de la aplicación de rellenos de agregados ligeros de esquistos expandidos para resolver problemas de asentamientos y estabilidad en una carretera y en un puente

construídos sobre depósitos de arcilla blandos en el valle del río Connecticut.

Más de 61 200 m<sup>3</sup> de rellenos de agregado ligero fueron colocados en el terraplén de acceso del lado este, de 14 m de altura. La reducción de pesos sobre la capa de arcilla, combinada con la mayor resistencia al esfuerzo cortante del relleno de agregados ligeros, resolvieron los problemas de estabilidad del terraplén. Se colocaron rellenos de agregados ligeros en el acceso del nuevo puente para reducir los asentamientos del puente existente adyacente.

Para evitar aún asentamientos mínimos, en una alcantarilla de 2 m de diámetro que atravesaba el terraplén de acceso oeste, el suelo que se encontraba por encima de ella fue retirado y reemplazado por un relleno de agregado ligero. La reducción de pesos compensó los efectos de los esfuerzos adicionales provocados por los rellenos adyacentes y el hincado de pilotes.

### 3-A.4.1. Descripción del Proyecto

El nuevo puente Charter Oak que comunica Hartford y Hartford del Este, Connecticut, fue abierto al tráfico en agosto de 1991, 72 meses después de iniciado su diseño y 40 meses después de iniciada su construcción. Cuenta con 6 carriles, 1037 m de longitud, y con una estructura de múltiples vigas de acero estructural con un costo de \$ 90 millones. Construído a 60 m al sur del antiguo puente, permite el cruce de la ruta 5 y de la carretera estatal 15 sobre el río Connecticut y sus zonas de inundación. El proyecto incluyó una extensa construcción de terraplenes de acceso y puentes, valuados en \$110 millones.

### 3-A.4.2. Relleno Ligero

Los rellenos ligeros fueron agregados de esquistos, arcillas o pizarra producidos en un horno rotatorio a una temperatura de aproximadamente 1149° C. Los agregados vitrificados y expandidos fueron cribados para obtener la granulometría deseada. Los poros formados durante la expansión por lo general no están interconectados. Las partículas son subgranulares, durables, químicamente inertes y poco sensibles a la humedad.

Para este proyecto se especificó la siguiente granulometría:

Tamaño de la Malla (mm)	Porcentaje que Pasa por Peso
25.4	100
19.0	80 - 100
9.5	10 - 50
No. 4	0 - 15

Para el diseño se utilizó un peso específico de 961 kg/m<sup>3</sup> y un ángulo de fricción interna de 40°.

### 3-A.4.3. Condiciones del Subsuelo

Las condiciones del subsuelo en la planicie de inundación del río Connecticut, al ir aumentando la profundidad, son las siguientes:

- Relleno Existente a) Rellenos variables de 1.5 a 4.6 m de espesor de materiales artificiales y orgánicos desechados b) de la carretera que están relativamente libres de material no mineral.
- Estratos aluviales de arena y limo, terraplenes formados por depósitos de la planicie de inundación y del canal principal de 9.1 a 12.2 m de espesor.
- Arcillas lacustres estratificadas y arcillas limosas de muy blandas a blandas en capas regulares de 6.3 a 12.7 mm de espesor (más de 25.4 mm de espesor en algunas zonas) depositadas en el lago Hitchcock durante glaciaciones del pleistoceno. Estos depósitos son aproximadamente de 10.7 m de espesor en la parte oeste y de 27.5 a 45.8 m en la parte este del río.
- Estrato glacial de morena, consistente en un limo arenoso de denso a muy denso asociado con gravas gruesas y finas, arcilla y ocasionalmente boleos.
- Niveles de agua freática dentro de la arena aluvial y el limo arenoso a aproximadamente 1.5 m por encima del nivel normal del río Connecticut.

### 3-A.4.4. Estabilización de Terraplenes

Si se construyera con material normal de 2.002 kg/m<sup>3</sup> el terraplén con una altura máxima de 14 m del acceso este al puente Charter Oak no tendría un factor de seguridad aceptable contra la inestabilidad del talud. El factor de seguridad calculado para el deslizamiento del talud contra el adyacente río Hockanum, utilizando un relleno de tierra resultó de solamente 1.0 a 1.1 (fig. III-A.6).

Se consideraron algunas alternativas de estabilización, de las cuales la más económica fue la de colocar una berma al pie, sobre el río, pero fue rechazada para evitar el retraso que provocaría la obtención de permisos ambientales. Por lo tanto se decidió construir el terraplén con rellenos ligeros. Los 62 730 m<sup>3</sup> de relleno ligero es una de las más grandes cantidades de relleno de colocados en un proyecto en los Estados Unidos.

El relleno ligero redujo significativamente los esfuerzos, en los poco confiables estratos de arcilla. Aún así fue necesario remover una porción del relleno en los accesos del puente existente para proveer al diseño de un factor de seguridad de 1.25. El ángulo de fricción interna de 40° de los rellenos ligeros fue más alto que el del relleno de tierra, lo cual incrementó las fuerzas resistentes a lo largo del plano potencial de falla.

Otro beneficio del relleno ligero fue la significativa reducción de los asentamientos comparados con los de los rellenos de tierra. El asentamiento total en los primeros 15 años del terraplén ligero fue precedido dentro de un rango de 0.43 a 0.64 m, mientras que en un terraplén de material normal se estimó un asentamiento de 1.98 m. Los asentamientos observados en el estribo este del puente, después de un año concuerdan con los valores precedidos. Por lo tanto la sobrecarga de relleno y los drenes verticales que se planearon para acelerar la consolidación

del relleno normal fueron innecesarios. No obstante la tecnología de los rellenos de agregados ligeros tuvo un costo adicional de \$2 millones sobre el diseño convencional con bermas y rellenos de tierra.

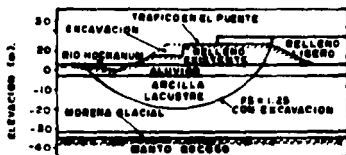


Figura III-A.6 Estabilidad de talud en el estribo este. Condiciones finales con relleno ligero.

### 3-A.4.5. Reducción de Asentamientos en el Puente Existente

Una parte del proyecto total fue la sustitución del cruce de la ruta 15 sobre Main Street en Hartford Este, Connecticut con un nuevo puente: Una estructura de un sólo claro de 55.8 m en el puente existente, pero extendiéndose 21.4 m al norte y 7.6 m al sur. El plan de construcción de la superestructura fue el de mantener el tráfico en el puente existente al tiempo que se construía la sección norte del puente nuevo. Este mismo tráfico fue canalizado a la parte norte del puente nuevo al mismo tiempo que el puente existente se demolió y la parte sur se construía. La construcción del relleno ligero hizo posible mantener en servicio el puente existente mientras se construía la parte norte del nuevo puente además de evitar el uso de alternativas más costosas para prevenir los asentamientos.

El puente existente está soportado en zapatas sobre una capa de arena por encima de aproximadamente 42.7 m de arcillas lacustres blandas. Una inspección reciente reportó un asentamiento de 7.6 cm en el estribo oeste, así como rotación y movimientos horizontales en ambos estribos. Se planeó una reparación correctiva temporal, sin embargo, había poca tolerancia para deflexiones adicionales.

Aunque el puente nuevo fue diseñado para ser soportado en pilotes profundos de punta, los 7.6 m de altura de relleno en los accesos incrementarían los esfuerzos y producirían asentamientos en las arcillas que se encuentran debajo del puente existente. Si se empleara un terraplén de tierra se tendrían asentamientos de un rango de 1.3 a 1.5 cm, los cuales fueron considerados intolerables. Por lo tanto el proyecto fue diseñado empleando rellenos ligeros en las zonas de los accesos a 23 m del puente existente. Los rellenos ligeros redujeron los incrementos de esfuerzos en las arcillas, así como los asentamientos previstos del puente existente a límites tolerables, a aproximadamente la mitad de los calculados para rellenos de tierra. Los

asentamientos medidos de los dos estribos del puente en el plazo de año y medio entre la colocación del terraplén y la demolición del puente fueron de 0.16 y 0.22 cm, los cuales se encuentran dentro del rango esperado para los rellenos ligeros.

La opción de rellenos ligeros fue significativamente menos costosa que la de recimentar el puente existente y alargar el puente nuevo para proveer mayor distancia entre los accesos y la estructura existente.

### 3-A.4.6. Prevención de Asentamientos en la Alcantarilla Existente

Existe una alcantarilla de 2 m de diámetro transversal al puente existente y al puente nuevo, alineada entre el estribo oeste y la pila No. 1. Dicha alcantarilla de 60 años de antigüedad, de tubo de concreto colado in situ, se encontraba cimentada sobre un aluvión de limo suelto por encima del estrato arcilloso. El relleno de precarga para la construcción del puente, el hincado de pilotes adyacentes y el nuevo alineamiento de la carretera I-91 con rumbo al norte requerían hasta de 6.1 m de relleno por encima de la alcantarilla, lo cual causaría asentamientos en el estrato de arcilla lacustre e inaceptables movimientos en esta tubería antigua.

Los más severos problemas de asentamiento se resolvieron diseñando un puente apoyado sobre pilotes para que la I-91 pasara sobre la alcantarilla. Sin embargo el incremento de esfuerzos en la arcilla por el relleno del acceso adyacente y los efectos del hincado de pilotes se estimó que provocaría un asentamiento de 2.5 a 5.1 cm por debajo de la tubería. Para prevenir los asentamientos en la tubería, 1.5 m de aluvión por encima de la tubería fueron reemplazados con rellenos ligeros. Lo cual disminuyó el esfuerzo efectivo en la arcilla por debajo del tubo en aproximadamente 1.5 ton/m<sup>2</sup> y contrarrestó los asentamientos producidos por las otras causas. No se midieron asentamientos significativos en el tubo.

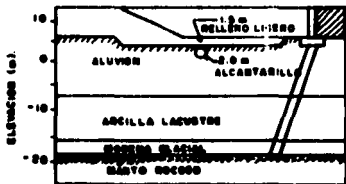


Figura III-A.7 Relleno ligero sobre la alcantarilla.

### 3-A.4.7. Estabilización del Muelle

El proyecto incluía la construcción de un muelle y rampas para botes en la orilla oeste del río Connecticut al sur del puente Charter Oak. El relleno de agregados ligeros fue diseñado para proveer de estabilidad al muelle.

Las tablaestacas retenían 7.6 m de suelo degradado por encima del nivel del río (ver figura III-A.8). El análisis de estabilidad indicaba un factor de seguridad inaceptablemente bajo. Como una alternativa para anclar un muro más rígido dentro del manto rocoso se proveyó una capa de relleno ligero para reducir los esfuerzos en el débil estrato de arcilla lacustre y en los depósitos aluviales, así como para incrementar el factor de seguridad de 1.25. El diseño se realizó reemplazando una parte del suelo existente con una capa de 1.5 m de espesor de agregados ligeros. La losa del muelle de 0.20 m de espesor fue colocada sobre una capa de 0.30 m de espesor de arena compactada por encima del relleno de agregado ligero.

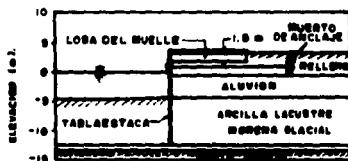


Figura III-A.8 Relleno ligero colocado para mejorar la estabilidad del tablaestacado de contención del muelle.

### 3-A.4.8. Conclusión

El diseño y la construcción del puente Charter Oak y sus accesos sobre suelos blandos fue complejo y difícil. Los rellenos de agregados ligeros fueron una manera valiosa de incrementar la estabilidad y reducir los asentamientos, facilitando la nueva construcción y protegiendo las estructuras existentes.

### 3-A.5. Rellenos de Concreto Ligero Espumoso o con Aire

Los suelos del Estado de Nueva York son complejos y variables; los que causan mayor preocupación son las arcillas y suelos orgánicos que son débiles y altamente compresibles, lo cual puede provocar asentamientos diferenciales y/o inestabilidad en el terreno de cimentación



de los terraplenes. Esta misma compresibilidad puede también producir el arrastre en los pilotes de la cimentación e intolerables cargas laterales en los estribos y muros de contención. Estos problemas gotécnicos se han eliminado o minimizado con el uso de rellenos de concreto ligero espumoso (RCLE).

Este relleno es un concreto celular de baja densidad, que consiste en una matriz de cemento portland con vacíos de aire no interconectados uniformemente distribuidos. Dichos vacíos son producidos dentro de la matriz mediante un agente espumante que provoca densidades de 288 a 1280 kg/m<sup>3</sup> y un correspondiente esfuerzo a la compresión de 0.7 a 210 kg/cm<sup>2</sup>

En el Estado de Nueva York actualmente son dos distribuidores los que suministran productos, información y ejemplares de dos agentes espumosos Elastizell y Geoespuma líquida Mearl por lo que las experiencias que siguen se limitan al uso de estos dos productos.

### 3-A.5.1. Aplicaciones Típicas

El Departamento de Transporte del Estado de Nueva York usa estos rellenos para prevenir el incremento de cargas en el suelo de cimentación de los terraplenes. Esto se basa en el concepto de excavaciones compensadas en el que se remueve una cantidad de relleno existente o material natural y se reemplaza con un terraplén hasta la rasante requerida, de relleno ligero, con un peso igual al del material removido para no incrementar las cargas sobre el terreno de cimentación. Por ejemplo, si se retiran 0.3 m de material con una densidad de 1920 kg/m<sup>3</sup>, se pueden colocar 0.9m de relleno de material ligero con una densidad de 640 kg/m<sup>3</sup> sin inducir ninguna carga adicional al terreno de cimentación.

El concreto espumoso también se emplea como relleno trasero en estribos y muros de contención para prevenir el incremento de cargas laterales (empujes). En algunos lugares se utiliza una capa más densa de concreto espumoso como base para el desplante y en otros lugares se coloca una capa densa superior y se aplica directamente sobre ella el pavimento de concreto reforzado.

### 3-A.5.2. Colocación

Existen diferentes formas para la colocación del relleno ligero de concreto espumoso. La forma por utilizar depende de la experiencia del constructor con el producto y de las restricciones en el sitio de trabajo.

En algunos casos, el perímetro de la zona de colocación del relleno está delimitado por alguna estructura como puede ser un estribo, un muro de contención o una excavación. Para estos casos únicamente se requiere contener el relleno con moldes en el lado abierto del área de excavación, por otra parte si la colocación es en una área grande, el constructor puede colocar el relleno en áreas más pequeñas, delimitadas con moldes más pequeños.

La preparación del relleno requiere del siguiente equipo: una unidad para diluir y mezclar el agente espumoso, una unidad de calibración y mezclado, un camión de cemento con una tolva

para medir el cemento y un tanque de agua, si ésta no se tiene en el lugar.

El proceso comienza con la medida del agente espumoso (usualmente con base en la experiencia), colocando éste dentro de una cámara de dilución, adicionando agua y mezclando. La espuma resultante se canaliza hacia la unidad de mezclado y calibración en donde se le adiciona una cierta cantidad de cemento; entonces el relleno se bombea hacia la zona de colocación. En este momento muestrea el relleno en el punto de colocación por parte de un representante del proveedor y un inspector del Departamento, para asegurar de conformidad que se cumple con los requerimientos de densidad máxima húmeda y para realizar ajustes en los proporcionamientos, de ser necesarios.

La altura de colocación del relleno en cada pasada está limitada a no más de 0.6 m debido a dos razones:

- 1.- Generalmente los trabajadores colocan el relleno dejando la manguera sobre el suelo y lentamente la van arrastrando a través del relleno para minimizar los huecos cerca de la estructura o de los moldes. Limitando la colocación a capas de menos de 0.6 m de espesor esto puede hacerse más fácilmente.
- 2.- En capas mayores de 0.6 m de espesor, el excesivo calor de hidratación puede desarrollar efectos negativos en el contenido de vacíos de aire dentro del relleno. Antes de colocar cada capa sucesiva la superficie de la anterior es escarificada con una escobilla o con un rastrillo. Cada capa subsiguiente se colocará después de esperar un mínimo de 12 h.

### **3-A.5.3. Pruebas de Calidad**

Para asegurar que se alcanzó la densidad requerida, se aplica una prueba de densidad en las muestras recogidas en el punto de la colocación. Las muestras se pueden tomar desde la revoltura inicial y de este momento en adelante a cada 30 min. Para conocer la densidad se rellena un cilindro de peso y volumen conocidos con el material muestreado. El cilindro lleno se pesa y se calcula la densidad y con base en los resultados de estas pruebas el proceso se ajusta según sea necesario.

Varios son los factores que pueden afectar la mezcla. Por ejemplo, la cantidad de agente espumante determina el número de vacíos de aire contenidos en el relleno, pero la temperatura de mezclado determina su tamaño. Además, si en la colocación la manguera y la distancia de bombeo exceden de 244 m, los vacíos de aire se rompen.

Las resistencias a compresión son evaluadas tanto por los distribuidores como por la oficina de materiales del Departamento, mediante pruebas realizadas en muestras recogidas en el sitio de colocación. El distribuidor toma 4 cilindros de 8x15 cm por cada día de colocación o por cada 61 m<sup>3</sup> de relleno colocado. El Departamento toma 4 cilindros de 15x30 cm por cada día de colocación o cada 77 m<sup>3</sup> de relleno colocado. Aunque los distribuidores y el Departamento realizan pruebas de compresión a los 28 días, rigen los resultados del Departamento. Comúnmente, unas muestras adicionales se recogen para realizar pruebas de compresión a intervalos de 7 y 14 días.

En algunos casos, las muestras más grandes del Departamento no han cumplido con el mínimo esfuerzo de compresión a los 28 días en tanto que las muestras de menor tamaño de los distribuidores se encuentran por encima del requerimiento mínimo. El Departamento está reuniendo datos para correlacionar el tamaño de las muestras y su resistencia a la compresión. Los mismos datos también se recopilan para muestras probadas a los 7 y 14 días para correlacionar sus resultados con las resistencias de compresión de muestras ensayadas a los 28 días.

**3-A.5.3.1. Especificaciones del Departamento de Transporte del Estado de Nueva York**  
Aunque el Relleno espumoso está disponible en un amplio rango de densidades, las especificaciones del Departamento restringen su uso a una o dos densidades, identificadas como tipos A y B. Estas densidades producen resistencias adecuadas y cumplen con los requerimientos de reducción de cargas. Actualmente estas especificaciones son para una densidad máxima del relleno húmedo de 480 kg/m<sup>3</sup> para el tipo A y 672 kg/m<sup>3</sup> para el tipo B.

#### **3-A.5.3.2. Comparación con otros Rellenos Ligeros**

Para reducir las cargas, el Departamento considera también el uso de esquistos o escorias expandidas con una densidad desde 880 a 1280 kg/m<sup>3</sup> que es dos o tres veces mayor que la del Relleno espumoso. En consecuencia los requerimientos de excavación para el uso de esquistos expandidos pueden ser hasta 50% mayores y frecuentemente pueden involucrar problemas de nivel freático, lo cual aumenta su costo.

El costo de los esquistos y escorias expandidas es de \$30 a \$40/m<sup>3</sup> (US Cy). Mientras que el costo del Relleno espumoso es de \$50 a \$70/m<sup>3</sup>. Sin embargo, el costo de los rellenos ligeros varía con la cantidad requerida para el proyecto, la experiencia del constructor con el producto y la distancia de acarreo.

#### **3-A.5.4. Consideraciones de Diseño**

Cuando se pensó en el uso de Relleno espumoso por primera vez, surgieron varias preguntas acerca de su colocación ¿ Era factible utilizarlo en zonas urbanas con volúmenes de tráfico extremadamente altos ?, ¿ Podría ser utilizado en proyectos con limitado espacio para almacenarlo ?, ¿ Podría ser afectado por el agua ?, ¿ Podría saturarse o incrementar su densidad si se exponía al agua freática ?, ¿ Era susceptible a ciclos de congelación y descongelación ?, ¿ Podría colocarse directamente el pavimento sobre el relleno ?, etc.

Las respuestas a estas preguntas explicadas en detalle por un estudio de Douglas y experiencias subsiguientes con ese relleno dieron por resultado una lista de consideraciones de diseño actualmente utilizadas por el Departamento. La colocación del Relleno espumoso en áreas con altos volúmenes de tráfico o donde la zona de colocación es limitada no presenta dificultades ya que se requiere de un equipo de solamente 4 piezas, el cual se puede colocar en una sola posición desde la cual se pueden cubrir diversas áreas.

La instalación requerida es fácilmente alojada en las áreas de colocación utilizando tubos en soportes temporales.

Las pendientes y perfiles requeridos pueden lograrse con la colocación de rellenos en capas escalonadas de 15 a 30 cm que pueden ser escarificadas y cubiertas con asfalto de ajuste para alcanzar el nivel de rasante. Otro método consiste simplemente en dar un espesor sobrado a la capa superior y en la remoción del exceso con herramientas manuales. Una opción más es colocar una capa de relleno convencional después de las capas de relleno ligero. Debido a que el Relleno espumoso tiene las características de una esponja sólida y a que la baja densidad es un requerimiento específico en la mayoría de los proyectos, es necesario conocer su potencial de absorción de agua. Se ha sugerido, sin embargo, que la relación de área expuesta al volumen total para muestras de laboratorio y para aplicaciones constructivas grandes no son comparables, no obstante la absorción de agua en la colocación por encima de las altas mareas y de los niveles de agua freática es reducida por lo cual no se incrementan significativamente las cargas sobre el terreno de cimentación, esto también reduce el potencial de flotamiento. Además se ha determinado que la mayoría de las subases o pavimentos son capaces de mantener el relleno en su lugar.

Para prevenir la absorción de agua o el flotamiento, sin embargo, el Departamento de Transportes del Estado de Nueva York coloca el Relleno espumoso por encima del agua freática y del nivel de la marea alta. Se han desarrollado varias técnicas para considerar los casos extremos de la elevación de esos niveles y prevenir la absorción o la infiltración a través de la superficie de rodamiento, en las cuales se limita la exposición de la superficie del Relleno. El fondo del área de colocación se cubre con una membrana de polietileno si el relleno no es colocado directamente sobre los respaldos de estribos se pueden construir muros de concreto para proteger los lados del relleno. La parte superior del relleno puede sellarse con asfalto, además de colocar drenes en la cortina que proteja los lados del relleno.

También se consideraron los efectos de congelamiento y descongelamiento que se minimizan con el uso de las técnicas de colocación descritas. Además, si se coloca una capa de mayor densidad de Relleno espumoso sobre capas de menor densidad, la capa superior actúa como aislante térmico.

Para la colocación del pavimento sobre el relleno se ha especulado si la emulsión de concreto asfáltico puede permitir el movimiento del pavimento sobre el relleno si se encuentra sujeto a tráfico pesado. Para evitar esa situación se recomienda que la losa de pavimento se ancle dentro del relleno subyacente (fig. III-A.9).

### **3-A.5.5. Experiencias con el Relleno Espumoso**

Desde 1981 el Departamento de Transportes del Estado de Nueva York ha utilizado el relleno en siete proyectos, que comprenden 12 áreas de colocación. Aunque las áreas varían de acuerdo a los perfiles del suelo, capacidad de carga y altura de los terraplenes, tenían la común necesidad de minimizar las cargas sobre el terreno de cimentación o sobre estructuras existentes. Detalles

típicos de colocación se observan en las figuras III-A.8, 9, 10, 11, 12 y 13. A continuación se hace una breve descripción de algunos proyectos donde se colocó el Relleno espumoso.

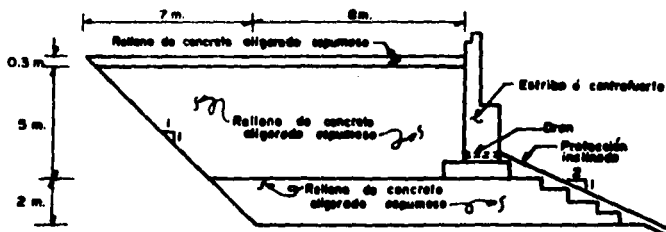


Figura III-A.9 Capa de relleno de concreto ligero espumoso.

### 3-A.5.5.1. Autopista Pine Island.

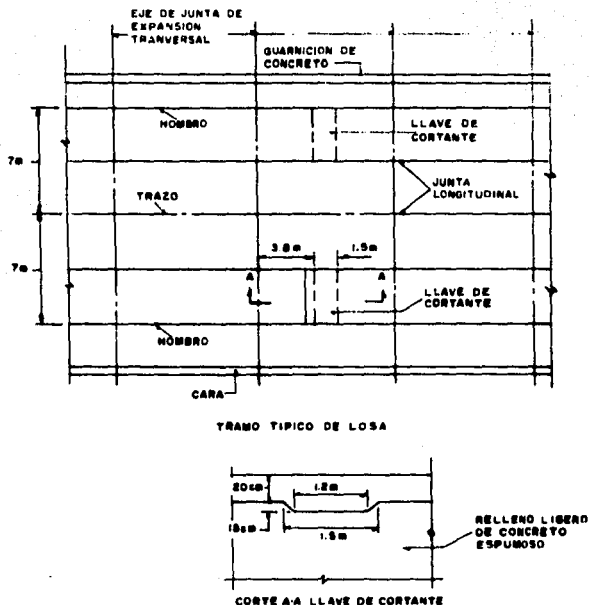
Para reemplazar una estructura de la carretera Pine Island sobre el arroyo Pochuck en la ciudad de Warren, condado de Orange, Nueva York, se planó un terraplén de desvío y una estructura a un lado del terraplén y estructura existentes.

Los ingenieros geotecnistas del Departamento familiarizados con la zona anticiparon dificultades de asentamientos. Subsecuentes exploraciones del subsuelo verificaron sus sospechas. El suelo de cimentación consistía de 2 m de turba sobre 1 a 3 m de limo arenoso y 8 m de arcilla limosa. El análisis de asentamientos para los terraplenes de tres metros de altura en el acceso de la estructura de desvío se estimó de 0.6 m y existía la posibilidad de una falla de los derrames del terraplén dentro del arroyo, los cuales ponían en peligro la estructura de desvío.

Se responsabilizó al constructor del diseño del terraplén de desvío y de la estructura. Para alertar al constructor se puso una nota en los planos constructivos en la cual se llamaba la atención respecto a la baja capacidad de carga del suelo de cimentación.

Sobre las bases de esta información el diseño del consultor recomendó que se reemplazara el terreno natural con Relleno espumoso (con una densidad máxima de  $672 \text{ kg/m}^3$  y una resistencia a la compresión mínima a los 28 días de  $\text{kg/cm}^2$ ). El área de reemplazo tenía el ancho de la base con 2 m de profundidad y 10 m de largo.

No se tomaron provisiones especiales para hacer el terraplén de desvío. El constructor eligió para mantener el perfil de la carretera usar un sobre espesor adicional con asfalto, en lugar de intentar minimizar los asentamientos. Tampoco se evitó la absorción del agua subterránea o infiltrada, debido a que éste era un desvío temporal y su corto potencial de absorción no fue considerado un problema.



Figuras III-A.10 Llaves de transmisión de cortante de las losas de concreto al R.C.L.E.

### 3-A.5.5.2. Ruta 150

Una estructura existente de dos claros en la Ruta 150 sobre el ferrocarril Amtrak fue reemplazada por una estructura de un solo claro. Debido a que la estructura existente se encontraba apoyada sobre estribos de mampostería construidos en 1899, que estructuralmente

se encontraban en buenas condiciones éstos sólo fueron modificados para soportar la nueva superestructura.

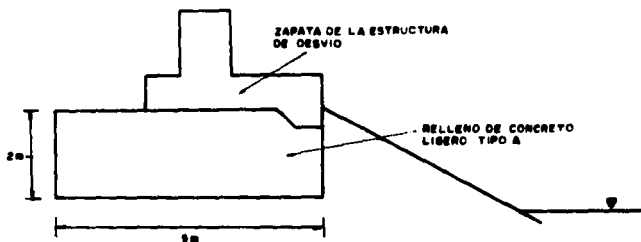


Figura III-A.11 RCLC bajo la zapata de la estructura de desvío.

Para tomar el incremento de peralte de la nueva superestructura fue necesario aumentar la raante de los terraplenes de acceso de 8 a 9 m. Estos terraplenes descansaron sobre 9 a 10 m de arcilla muy blanda. Analizando el suelo de cimentación debajo de los estribos existentes se encontró con que éste no era capaz de soportar el incremento de las cargas de diseño.

Para reducir las cargas se propuso un Relleno ligero espumoso con una densidad máxima de 480 kg/m<sup>3</sup> y un esfuerzo mínimo a la compresión a los 28 días de 2.8 kg/cm<sup>2</sup> para reemplazar el relleno convencional de 9 m de alto detrás de cada estribo (fig. III-A.12). La profundidad de reemplazo en el lado oeste fue de poco menos de 2 m y en el lado este de poco más de 2 m.

Para minimizar cualquier efecto del agua se colocó un dren de material filtrante en el respaldo de cada estribo y por debajo del relleno espumoso. La parte superior de éste relleno fue sellada con una emulsión asfáltica. La sección del pavimento suprayacente consistió de 30 cm de sub-base con una losa superior de concreto en los accesos.

Para facilitar la colocación a tiempo de la nueva superestructura fueron tomados cilindros adicionales durante la colocación del relleno espumoso, para evaluar la resistencia a la compresión a los 7 días, dando resultados desde 2.4 a 5.3 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual fue considerado suficiente ya que se requerían 2.8 kg/cm<sup>2</sup>.

ESTA TESTIS NO DEBE  
SALIR DE LA ESTRUCTURA

FALLA DE ORIGEN

# FALLA DE ORIGEN

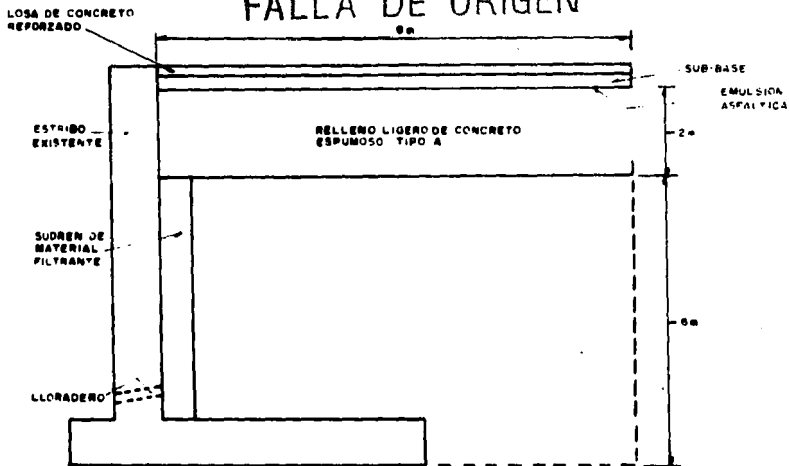


Figura III-A.12 RCLE detrás del estribo existente con sello de emulsión asfáltica, en la capa superior.

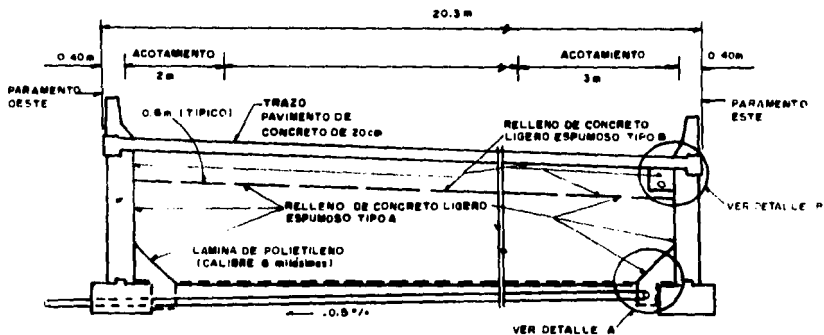


Figura III-A.13 RCLE subdrenes, láminas de polietileno y pasajuntas. Ver detalles en la siguiente figura.



### 3-A.5.6. Conclusiones y Recomendaciones.

El Relleno espumoso es un relleno ligero efectivo para zonas de suelos subyacentes débiles, estratos compresibles arcillosos y suelos orgánicos, también es efectivo en rellenos detrás de estribos y muros de retención.

Es recomendable que el constructor esté informado y tenga experiencia en el uso del producto. Una mezcla y colocación exitosa del Relleno espumoso depende mucho de la experiencia. También es recomendable que un representante del distribuidor esté presente en el sitio durante la colocación inicial para asesorar en el diseño de la mezcla en la construcción.

FALLA DE ORIGEN

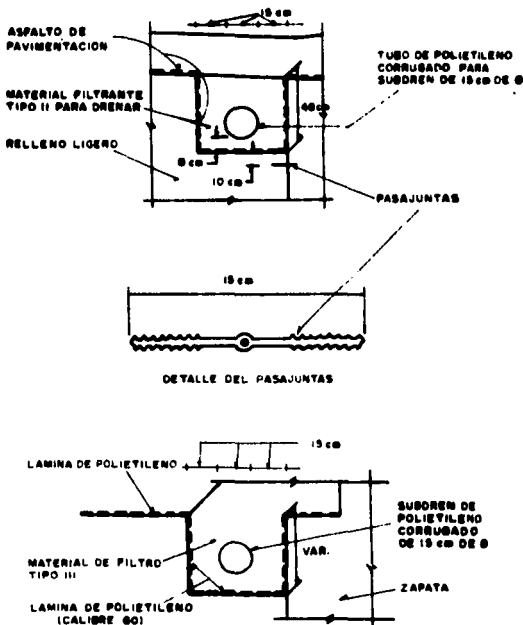


Figura III-A.14 Detalles de subdrenes y pasajuntas.

FALLA DE ORIGEN

### 3-A.6. El Uso de Fragmentos de Llantas en Rellenos Ligeros

Un derrumbe asociado con la construcción de un terraplén de carretera, fue reparado con un relleno ligero construido de fragmentos de llantas. Con el cual se experimentó la utilización de desperdicios de llantas y posteriormente se estableció un programa para monitorear la instalación y desempeño de este tipo de rellenos.

Este artículo presenta los resultados del programa de monitoreo y discute de soluciones de diseño, construcción y comportamiento de los rellenos con fragmentos de llantas.

#### 3-A.6.1. Antecedentes

Cada año en los Estados Unidos, se desechan 240 millones de llantas y, actualmente se cuenta con una existencia acumulada de 2 mil millones. Por lo cual continuamente se buscan usos benéficos para estos desperdicios.

En 1986 el Departamento de Silvicultura de Minnesota, demostró la factibilidad de usar los desperdicios de fragmentos de llanta como rellenos ligeros en la construcción de terraplenes de carreteras. La aplicación en Minnesota intentó limitar los asentamientos de los terraplenes sobre suelos de cimentación blandos.

La reducción de cargas sobre los terraplenes con el uso de materiales ligeros es también una técnica para la reparación de derrumbes. Los terraplenes construidos con fragmentos de llantas representan un uso benéfico de este desperdicio.



ESCALA 1cm = 16km (APROX).

Figura III-A.15 Mapa de ubicación.

### 3-A.6.2. Reparación de Derrumbes Diseño

Como parte de un proyecto de mejoramiento de carreteras federales en el sur de Oregon (fig III-A.16) un terraplén de carretera de 3.3 m de espesor fue ampliado 6.1 m y sobrelevado 1.2 m. La carga adicional del terraplén volvió a movilizar un antiguo derrumbe el cual se recorrió progresivamente en forma perpendicular a la carretera. La extensión aproximada del deslizamiento se observa en la figura III-A.16.

En una investigación geotécnica se determinó que el deslizamiento podía detenerse mediante la reducción del peso del terraplén y colocando un contrapeso en el lado de abajo. El diseño específico consistió en reemplazar el suelo del terraplén por un relleno de agregado ligero y utilizar el exceso de suelo para construir el contrapeso. Se pensó utilizar aserrín o fragmentos de llanta para formar el relleno de agregados ligeros. Sin embargo, los fragmentos de llanta fueron elegidos por ser más resistentes al deterioro que el aserrín.

El diseño de reparación también incluía una capa de roca y un sistema de drenes para mantener el nivel de agua freática por debajo de los fragmentos de llanta. Una sección transversal del diseño de reparación propuesto se da en la figura III-A.17.

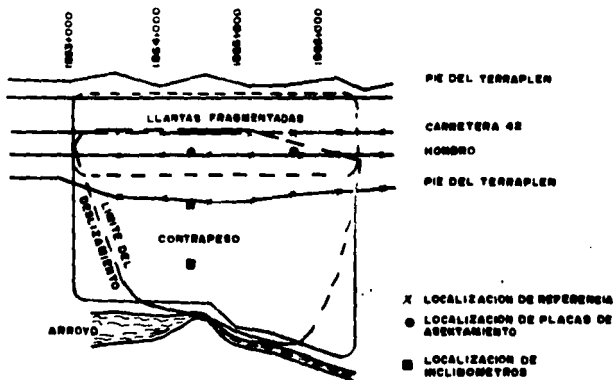


Figura III-A.16 Planta del sitio.

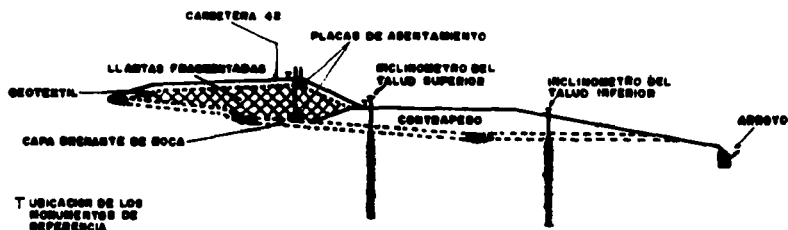


Figura III-A.17 Sección transversal típica.

### 3-A.6.3. Consideraciones Ambientales

Los rellenos de fragmentos de llanta fueron considerados por el Departamento de Calidad Ambiental de Oregon como un desperdicio sólido colocado en el sitio; por lo cual se requirió una autorización formal para este proceso.

El Departamento se refirió a un estudio de la Agencia de Control de Contaminación de Minnesota para revisar los planes de desecho, en los cuales se incluía una capa de roca y un sistema de drenes para aislar los fragmentos de llanta del agua subterránea.

Por varios años, el Departamento tuvo un programa en el cual se cobraba \$1 por cada llanta desechada. Este dinero se empleaba en programas para el uso benéfico de llantas de desperdicio. Durante la construcción del relleno con fragmentos de llanta, el Departamento pudo asignar un reembolso de \$22/ton. Este reembolso hizo competitivo el uso de fragmentos de llantas y propició que éstos fueran usados en la reparación de derrumbes.

### 3-A.6.4. La Construcción con los Fragmentos de Llanta

#### Programación

La reparación del derrumbe fue parte del mejoramiento de la carretera. Era necesario terminar la reparación de la falla en el otoño de 1990 de acuerdo con el programa total de la carretera. La construcción del relleno con fragmentos de llanta tuvo lugar en dos fases para mantener el tráfico sobre la carretera. Los movimientos de tierra en la reparación del derrumbe se iniciaron en junio de 1990. Las etapas de construcción de los rellenos con fragmentos de llanta se dieron de acuerdo al programa.

### **Adquisición**

El diseño propuesto requería aproximadamente de 580 000 llantas de desperdicio, para generar 5,800 ton de material para relleno ligero. Ninguna fuente de abastecimiento en la región disponía de esta cantidad de llantas por lo que los fragmentos fueron traídos desde cuatro diferentes lugares entre 240 y 440 km del sitio. Las llantas fueron fragmentadas en las instalaciones del proveedor y transportadas al sitio en camiones de 76 m<sup>3</sup>. La transportación de fragmentos de llanta desde el sitio de abastecimiento fue un factor crítico en la planeación. La transportación de los fragmentos se inició al mismo tiempo que la preparación del sitio. Los fragmentos se fueron acumulando cerca del derrumbe.

### **Fabricación**

El proceso de fragmentación de los desperdicios de llanta comprende la alimentación de llantas a un depósito con una serie de cuchillas rotatorias que las presionan y rebanan en pequeños trozos, los cuales son cernidos y clasificados por tamaños, volviéndose a introducir los trozos más grandes varias veces hasta alcanzar un tamaño aproximado de 5 cm para obtener un producto uniforme.

Los alambres se pueden retirar de los trozos más pequeños que se utilizan como combustible.

### **Colocación**

El área de cimentación fue preparada para acomodar y colocar una capa de roca. Posteriormente los camiones de 76 m<sup>3</sup> que transportaban los fragmentos de llanta los fueron depositando, todo esto sin transitar sobre los fragmentos ya colocados para evitar la ponchadura de llantas por los alambres expuestos.

### **Compactación**

Los trozos de llanta se colocaron en capas de 0.9 m y se compactaron con un D-8 (bulldozer).

El D-8 fue pasado longitudinalmente sobre los trozos de llanta hasta lograr que en toda el área se tuviera por lo menos una pasada. Posteriormente también se dio una pasada transversalmente, igualmente sobre toda el área. Se aplicaron por lo menos tres pasadas por cada capa.

Las áreas inclinadas eran muy ásperas e incompactables por lo que se les colocó un sobrespeoar de 0.30 m, para dar un ligero afine a la superficie con una especie de azadón excavador motorizado.

### **Colocación del Geotextil**

El geotextil fue colocado sobre los trozos de llanta, para separar éstos de la capa de suelo (ver fig. III-A.17). Las juntas de geotextil se traslaparon 90 cm, no obstante tendían a abrirse cuando se colocaba y compactaba el suelo, por lo que para superar esta tendencia se utilizaron clips de latón para mantener las juntas unidas, para lo cual sólo se requirió de un traslape de 30 cm y clips a cada 1.8 m a lo largo de las juntas.

### **Colocación de la Capa de Suelo**

La capa de suelo de 0.90 m sobre los fragmentos de llanta fue colocada usando capas de 0.15 m de espesor compactadas al 95% de su densidad máxima, determinada en la prueba Proctor estándar, excepto para la primera capa que fue colocada al 90%. La compactación fue realizada con un compactador Ingersoll-Rand LD 150.

Durante la compactación de la primera capa, ésta tuvo una deflexión significativa, pero el 90% de compactación fue alcanzado con un esfuerzo normal de compactación. Dicha deflexión fue disminuyendo progresivamente con cada capa adicional de suelo, base de agregados o asfalto. En el talud sur de los fragmentos de llanta (parte derecha de la fig. III-A.17) se tuvo una elevación de 3 m y la capa de suelo resultó de un espesor de aproximadamente 1.5 m.

En el talud norte, (parte izquierda de la figura III-A.17) se tuvo una elevación de menos 0.90 m. Por lo que el ángulo de inclinación fue diseñado bastante plano para permitir que la capa de suelo fuera construida como parte de la capa superior del relleno de fragmentos de llanta.

### **Comportamiento**

El relleno de fragmentos de llanta fue construido en dos fases, para permitir el tráfico en la carretera durante la construcción. Cuando la primera fase del relleno fue terminada, la capa de suelo y la base fueron colocados para facilitar el tráfico en la carretera.

Posteriormente se realizó un corte vertical de 2.4 m a lo largo de la primera fase de fragmentos de llanta con el fin de preparar el sitio para la segunda fase de colocación de fragmentos. El tráfico fue permitido sobre la primera fase del relleno durante 28 días. El pavimento y los fragmentos de llanta se flexionaban notoriamente bajo el tráfico de los camiones; sin embargo no se observó ningún daño o deformación permanente.

### **Costos**

Los fragmentos de llanta entregados en el sitio tuvieron un costo de \$30/ton. , lo cual con el reembolso de \$20/ton del Departamento resulta en un costo neto de \$10/ton. El costo de la colocación y la compactación fue de \$8.33/ton, por lo consiguiente resulta un costo total del relleno de \$18.33/ton lo cual equivale a \$16.82/m<sup>3</sup>.

#### **3-A.6.4.1. Los Retos de la Construcción**

El mayor reto de la construcción fue el problema de las hebras de alambre expuestas sobre los fragmentos de llanta, ya que, éstas definitivamente estropean las llantas del equipo de construcción. Debido a esto la secuencia de colocación requirió de una pasada adicional para extender los trozos, dando como resultado una baja eficiencia y un aumento en el costo.

Estos problemas podían haberse eliminado o reducido desde las plantas de fragmentación, mediante una fragmentadora de mayor filo, haciendo las especificaciones más severas y revisando la calidad de fragmentación mediante inspectores en las plantas.

#### **3-A.6.4.2. Construcción de la Sección de Pavimento**

El diseño del pavimento se basó en los requerimientos estructurales de los materiales naturales subyacentes en los alrededores del terraplén de fragmentos de llantas. La sección de diseño consistió en un pavimento asfáltico de 20.3 cm de espesor sobre 53.3 cm de material de base. La sección del pavimento fue construida en fases, lo cual permitió realizar observaciones y pruebas.

La profundidad completa de la base fue colocada al mismo tiempo que la capa de suelo para facilitar el tráfico sobre la carretera. La compresión del relleno requirió la colocación de aproximadamente 58.4 cm de material base para alcanzar la rasante de diseño. Posteriormente se regó una capa de asfalto sobre la base, cuyo comportamiento fue bueno durante dos meses de tráfico en la carretera.

La primera capa de pavimento asfáltico fue colocada en enero de 1991, con un espesor de 15.2 cm. Poco después de su colocación se observaron grietas en rodadas sobre el relleno. Para fines del verano las grietas afectaban ya todo el ancho del camino.

Posteriormente los fragmentos de llanta sobrantes fueron excavados para recibir el relleno de 0.9 m de cobertura de suelo y la sección de pavimento fue restituida. Después de la reparación se colocó la capa final de pavimento de 5.1 cm.

#### **3-A.6.5. Monitoreo y Pruebas en el Relleno de Fragmentos de Llanta**

Durante y después de la construcción, el relleno de fragmentos de llanta fue instrumentado para auxiliar en la evaluación de su desempeño. El sistema de monitoreo incluía dos inclinómetros, dos placas de asentamiento y tres hileras de monumentos de referencia. Los mismos inclinómetros se utilizaron también como piezómetros, abriendo ranuras en sus cubiertas.

La ubicación de estos dispositivos se muestra en la figura III-A.16. Las instalaciones y monitoreos se realizaron en diferentes fechas para tener un registro más completo.

##### **Instalación de inclinómetros**

La instalación de los inclinómetros fue dentro de una cubierta preparada comercialmente, a la cual también se abrieron ranuras para que actuara como piezómetro. La distancia desde el terreno natural hasta la parte más alta del agua subterránea fue medida y registrada en función del tiempo (fig. III-A.18).

##### **3-A.6.5.1. Instalación de las Placas de Asentamiento**

La instalación de las placas de asentamiento consistió en la colocación de una placa única en el fondo de los fragmentos de llanta y de otra placa en la parte de encima. Los datos de la placa de asentamientos fueron solamente el registro del valor del espesor del relleno de fragmentos de llanta en función del tiempo. (fig. III-A.19). Los datos fueron analizados posteriormente para obtener esfuerzos de compresión de los fragmentos de llanta en función de la sobrecarga (fig. III-A.20).

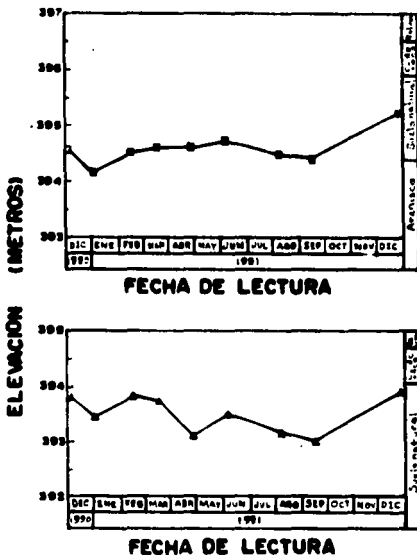


Figura III-A.18 Datos a nivel del agua: Arriba el inclinómetro más elevado; abajo: Inclinómetro del talud inferior.

Los datos de las placas de asentamiento y las medidas tomadas durante la construcción facilitaron el cálculo de la densidad de los fragmentos de llanta en diferentes condiciones. Dichas condiciones fueron en estado suelto en vehículos de acarreo antes del transporte y después del transporte; en estado compactado, por el D-8 (bulldozer), sobre cargado por la capa de suelo y la sección de pavimento y finalmente después de un año de tráfico. Los registros de estas densidades se dan en la tabla No. III-A.1.



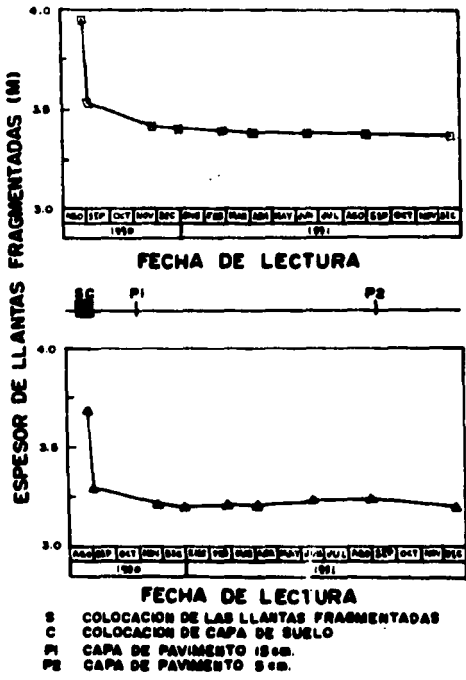


Figura III-A.19 Datos de placas de asentamiento: arriba, estación 1864+33.5; abajo, estación 1865+50.

Tabla III-A.1 Densidad de fragmentos de llanta.

Condición	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )
Densidad suelta (al cargar los camiones)	390 - 485
Densidad suelta (después de un acarreo de 64 km)	535
Densidad compactada (después de tres pasadas del bulldozer)	730
Densidad con sobrecarga (después de colocar la capa final de pavimento)	845
Densidad final (después de 1 año de compresión)	860

#### Densidad en Estado Suelto

El promedio de la densidad en estado suelto se calculó utilizando pesos y dimensiones tomadas de un camión de carga de acarreo largo para tres diferentes proveedores. Dos camiones fueron medidos inmediatamente después de cargarse y el otro camión fue medido después de transportar el material 64 km.

La densidad en el estado suelto de los fragmentos de llanta depende del tamaño de los trozos. Los trozos grandes producen bajas densidades.

La densidad tuvo un incremento del 10% después de ser transportada 64 km. No se estimó la densidad después de distancias de transporte de 240 y 400 km. Pero se considera que existe un incremento mayor de la densidad con el transporte del material en grandes distancias.

#### Densidad en Estado Compacto

El promedio de densidad en estado compacto fue estimado dividiendo el peso de los fragmentos de llanta incorporados al terraplén entre el volumen que ocupado por los fragmentos al final de la compactación. El peso fue calculado considerando cantidades entregadas menos el rechazo y desperdicio. El volumen fue estimado con base en secciones transversales a cada 15.2 m, antes de la colocación y después de la compactación.

#### Densidad con Sobrecarga

La densidad promedio con sobrecarga fue estimada después de cargar 0.9 m de suelo, 0.60 m de material de base, 0.15 m de pavimento asfáltico y después de tres meses de tráfico sobre la carretera. Esta densidad se determinó ajustando el volumen de las llantas compactadas para incluir la compresión del relleno de llantas. La compresión fue medida en las placas de asentamiento en los sitios en que éstas se ubicaban y extrapolada para el resto del relleno,

considerando que los asentamientos eran directamente proporcionales al espesor de los fragmentos de llanta.

#### **Densidad Final**

La compresión asociada con la capa final de pavimento de 5.1 cm y después de un año de asentamientos plásticos, también fue estimada ajustando las estimaciones previas de asentamientos.

#### **3-A.6.5.2. Pruebas de Deflexión**

Las pruebas de deflexión por caída de un peso son comúnmente utilizadas para estimar el espesor de la sobrecarpeta en proyectos de rehabilitación de la superficie de rodamiento y consisten en dejar caer un peso equivalente a 40 kN sobre la superficie de la carretera y medir la deflexión cerca del punto de impacto. Las pruebas fueron llevadas a cabo en el sitio de reparación del derrumbe a intervalos de aproximadamente 15.2 m a lo largo del carril con dirección al este, sobre el relleno de llantas fragmentadas y más allá de cada extremo. Uno de cada tres datos de las pruebas de deflexión se grafico contra las estaciones de la carretera.

#### **3-A.6.5.3. Observaciones**

El ingeniero proyectista ha hecho visitas periódicas al sitio para inspeccionar la instalación. El terraplén sobre el relleno de fragmentos de llanta tiene un buen comportamiento, sin signos de asentamiento, abatimiento o erosión. Los taludes del terraplén mantienen su forma. No presentan movimientos en la superficie ni grietas que pudieran indicar el deslizamiento del derrumbe. Los datos de los inclinómetros también confirman que el relleno de los fragmentos de llanta ya no se mueve.

Durante las visitas al sitio en las distintas etapas de la construcción del secciones de pavimento, se pudieron sentir las vibraciones asociadas al tráfico de los camiones. Cuando el material de la base fue colocado, el paso de camiones comerciales causaba vibraciones sensibles del relleno. Después de la colocación de la primera capa de asfalto las vibraciones fueron menos perceptibles pero aún sensibles. Después de la colocación de la capa final de asfalto, el paso de camiones producía vibraciones que se podían sentir a una distancia de 6 m o menos.

#### **3-A.6.5.4. Discusión de Resultados**

##### **Compresión del Relleno de Fragmentos de Llanta**

La compresión del relleno de fragmentos de llanta, con sobrecarga fue pronosticada en aproximadamente 10% bajo una carga de suelo de 1.2 m.

En el sitio de reparación del derrumbe los datos de la placa de asentamiento indicaron que los 3.6 m de rellenos de fragmentos de llanta se comprimieron 15% bajo la carga de suelo y pavimento. Una gráfica de espesor del relleno en función del tiempo (fig. III-A.19) nos presenta la compresión en varias etapas de sobrecarga. En la figura III-A.20 se observa una gráfica de

la compresión del relleno contra la sobrecarga.

Los datos de la placa de asentamiento reflejan una compresión de 1.3 y 3.1 cm bajo sobrecarga constante entre enero y septiembre de 1991. Esto indica que en el relleno ocurre algún tipo de compresión de fluencia o de compresión asociada con las cargas de tráfico.

### Comparación de Densidades

La tabla III-A.2 muestra una comparación de densidades compactadas y con sobrecarga medidas en esta investigación y reportadas en otras investigaciones.

La investigación en Minnesota se refirió a 2.8 m de espesor de fragmentos de llanta cubiertos con 1.2 m de suelo y agregados. El tamaño de los trozos y el método de compactación fueron similares a los de esta investigación.

Las muestras para pruebas de laboratorio fueron de 25.4 cm de diámetro y 25.4 cm de altura.

Los trozos usados para las pruebas en el laboratorio fueron de 5 cm y menores. La compactación aplicada simulaba la prueba Proctor estándar y la Proctor modificada.

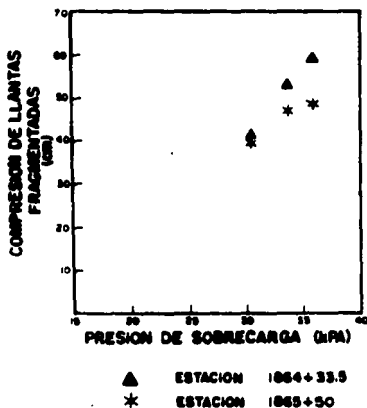


Figura III-A.20 Compresión de llantas fragmentadas en función de la sobrecarga.

### Deflexión del Pavimento

La primera secuencia de pruebas de deflexión por impacto de un peso fue realizada sobre la capa base. Esta confirmó que la sección de pavimento asfáltico podía construirse sobre el relleno de fragmentos de llanta las, deflexiones fueron del orden de 1 mm.

La segunda secuencia de pruebas fue realizada en la primera capa de pavimento asfáltico y sirvió como ayuda de diseño para la selección del espesor final pavimento. La tercer secuencia de pruebas se uso para confirmar el comportamiento de la sección completa de pavimento.

Los resultados de la segunda y tercera secuencia de pruebas indicaron una mayor deflexión del relleno de fragmentos de llanta en relación con el relleno de tierra circundante. Con base en estas deflexiones, el relleno de fragmentos de llanta parece representar una subrasante más blanda que los terraplenes de tierra vecinos. Las magnitudes de las deflexiones medidas en la tercera secuencia de pruebas, cumplen con los criterios del Departamento de Transportes de Oregon para el diseño de un pavimento de 20 años de vida.

Tabla III-A..2 Comparación de densidad compactada y con sobrecarga.

Instalación	Densidad Compactada (Kg/m <sup>3</sup> )	Densidad con sobrecarga (kg/m <sup>3</sup> )
En esta investigación	730	845
En la investigación de Minnesota	550	615
Pruebas de laboratorio	650 - 665	-

### Niveles del Agua Subterránea

Los niveles de agua subterránea fueron monitoreados con inclinómetros ranurados. Una gráfica de los niveles de agua subterránea en el período de monitoreo se observa en la fig. III-A.18. Los niveles de agua subterránea estuvieron de 0.6 a 1.8 m por debajo de la capa de las rocas en los sitios de los inclinómetros. Esto indica que la capa de rocas y el sistema de drenaje trabajaron adecuadamente lo suficiente para mantener el nivel del agua subterránea por debajo de los fragmentos de llanta.

### 3-A.6.6. Resumen

Como parte del proyecto de reparación de un derrumbe en una carretera en el sur de Oregon, se construyó un relleno ligero con fragmentos de llanta. El terraplén fue instrumentado y monitoreado durante un año después de su construcción.

Las pruebas de deflexión indican que la sección de pavimento sobre el relleno de fragmentos de llanta cumple con los criterios de diseño para un pavimento de 20 años de vida, sin embargo las deflexiones fueron mayores que las de un pavimento de sección similar sobre un terraplén de tierra.

### 3-A.7. El Uso de Fibras de Madera y Refuerzos de Geotextiles en la Construcción de Terraplenes Sobre Suelos Blandos

En este artículo se describe el diseño y construcción de un tramo de carretera alterna de la ruta estatal 109, por el Departamento de Transporte del Estado de Washington en el área de la costa al oeste de Washington. El nuevo tramo carretero con 2,86 km de longitud con dos carriles empieza justo en el límite oeste de la ciudad de Hoquian, Washington y se extiende al noreste para conectarse con la ruta 101. El movimiento de tierras de la construcción empezó a fines de 1986 y se completó en 1987. El pavimento se terminó a fines de 1988 (figura III-A.21).

La parte sur de la carretera empieza muy próxima al nivel de mar y cruza un bosque virgen y una zona pantanosa. Después de un corte de 56 m en un riacho, pasa por un pantano en un tramo de 180 m de largo. Este tramo es el que interesa en este estudio.

Se discute el diseño y la construcción del relleno con fibras de madera reforzado con capas de geotextiles, construido en suelos aluviales muy blandos. Así como el control de la rapidez de la construcción y la instrumentación que se utilizaron para mantener la estabilidad y el período de demora que permitió mitigar los asentamientos.

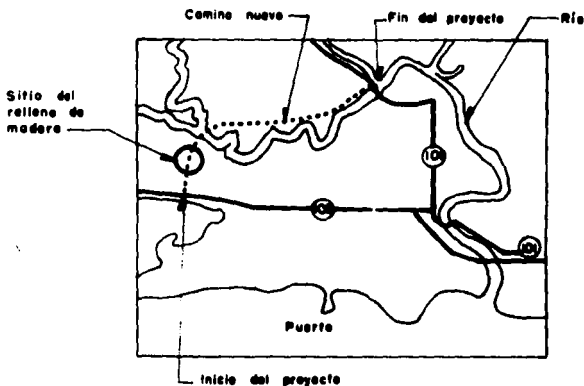


Figura III-A.21 Localización del sitio.

### 3-A.7.1. Construcción de un Tramo de la Carretera 109

#### 3-A.7.1.1. Descripción del Sitio

En el área de estudio, la rasante del camino pasa 13.4 m por encima del terreno natural del valle. El terreno natural del valle está a una elevación de aproximadamente 2 m. El suelo de cimentación es muy blando y compresible, presenta problemas de inestabilidad y de asentamiento, para cualquier relleno y para cualquier puente requiere de un sistema de cimentación profundo. Un pequeño arroyo corre todo el año por el lugar. El nivel de agua del arroyo está influido por la acción de la marea y por los aguaceros de invierno, que dan por resultado frecuentes inundaciones en el valle.

#### 3-A.7.1.2. Características del Suelo

El suelo en el área de relleno consiste en una arena gravosa y limosa muy blanda sobre la que sobreyacen cerca de 5 m de una arena limosa densa y 3 m de limo arenoso suelto, así como 12 m de un limo arenoso orgánico muy blando. Una estratigrafía del suelo se observa en la figura III-A.22. El estrato superficial limo arenoso orgánico es el que rigió para el diseño del relleno de la carretera.

El promedio de golpes en la prueba de penetración estándar en el limo arenoso orgánico fue menor de uno. El peso unitario efectivo estaba entre 1.38 a 4.52  $\text{kn/m}^3$  con un promedio de 2.99  $\text{kn/m}^3$ . El contenido de humedad medido en el sitio variaba de 94.3 a 363.9%, con un promedio de 171.9%. El límite líquido variaba de 61 a 90% y el límite plástico de 53 a 65%.

Mediante una prueba triaxial no consolidada no drenada se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 7.2 kpa, sin embargo la prueba de resistencia en el campo fue infructuosa, debido a la existencia de fibras de turba, ramas y raíces.

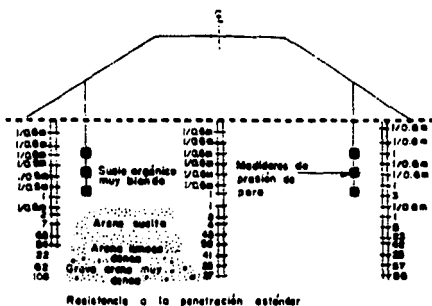


Figura III-A.22 Corte del suelo en el sitio del relleno con fibras de madera.

Durante la construcción se colocó temporalmente un montón de tierra de 4.6 m de altura sobre el mismo tipo de depósitos geológicos a 1.6 km de distancia, y falló. Posteriores análisis de esta falla dieron como resultado una resistencia no drenada al cortante de 10.6 kpa. Se utilizó un promedio de resistencia no drenada de 7.2 kpa para diseño, así como un ángulo de fricción interna de 15 grados.

### **3-A.7.1.3. Diseño de Rellenos de Fibras de Madera Referenciadas con Geotextiles**

La estabilidad del relleno fue evaluada mediante dos modelos de falla potencial -falla en el cuerpo del terraplén por inestabilidad rotacional del talud y falla en la base por baja capacidad de carga-. La altura total del relleno incluyendo el pavimento era de 13.4 m para cumplir los requerimientos de la rasante de la carretera. Se propuso limitar los taludes laterales a 2:1 para reducir el derecho de vía y los volúmenes de relleno requerido y minimizar las afectaciones a la tierra pantanosa.

A través de inspecciones se consideró obvio que no era posible el uso de suelos granulares en todo el relleno debido a los problemas de estabilidad y asentamientos, producidos por lo blando y la naturaleza débil del suelo de cimentación. Para alcanzar la estabilidad necesaria se requeriría de una construcción lenta, por arriba de 20 meses, para que el suelo pudiera ganar la capacidad de carga necesaria, lo cual se consideró impráctico.

Sin propiciar la ganancia de resistencia del terreno de cimentación, la máxima altura que podía construirse con un relleno granular sin riesgo, se consideró de aproximadamente 3.7 m lo cual concordaba con las observaciones del comportamiento de otros rellenos previamente construídos cerca del sitio, de entre 3 y 3.7 m de altura. La estimación de los asentamientos para un relleno granular de 13.4 m de altura era de 2.4 m, con una consolidación primaria que tomaría aproximadamente tres años después del término de la construcción. Dichos asentamientos se consideraron excesivos especialmente si se tenía en cuenta que se requería de una alcantarilla de 1.5 m de diámetro en la base del relleno.

Con base en este análisis preliminar, se consideraron métodos alternativos para la construcción del relleno. Entre las opciones analizadas se pensó en un relleno de agregado ligero con fibras de madera, en el control de la rapidez de colocación del relleno, reforzamiento con geotextiles, o una combinación de dos o más de estas posibilidades. El diseño final seleccionado para el terraplén fue la combinación de las tres anteriores alternativas. El diseño fue optimizado para minimizar los asentamientos, el tiempo de construcción, el ancho del derecho de vía y el volumen de relleno requerido así como para proveer un terraplén estable con un factor de seguridad mínimo de 1.25 para la estabilidad del talud y de 1.5 para la capacidad de carga en la base.

Las fibras de madera no pudieron usarse para construir el relleno completo. Las restricciones ambientales estipulan que las fibras de madera no se pueden extender por debajo del nivel medio de la marea alta. Debido a un asentamiento potencial alto y a esa restricción ambiental, 1.5 m de la parte inferior del relleno fue construido con una arena gravosa y limosa; además se incluyó una capa superficial de 1.2 m debido a la compresibilidad del relleno de fibras de madera y al



tráfico de camiones pesados para proveer de una aceptable funcionalidad a la superficie de rodamiento. El resto del terraplén fue construido con material ligero el cual fue elegido para obtener un peso volumétrico  $6.3 \text{ kn/m}^3$  y un ángulo de fricción interna de  $40^\circ$ . El suelo granular usado en el relleno fue elegido para obtener un peso volumétrico de  $19.6 \text{ kn/m}^3$  y un ángulo de fricción interna de  $37^\circ$ .

El número de capas de refuerzo del geotextil fue determinado de manera que la ganancia de resistencia al cortante requerida para el suelo, fuera la misma tanto por capacidad de carga en la base como por estabilidad del talud del terraplén. Por lo tanto primero se determinó el esfuerzo cortante requerido para alcanzar los requerimientos del factor de seguridad en la base del terraplén, y con base en este esfuerzo cortante se calculó el número necesario de capas de geotextil para alcanzar el factor de seguridad en el talud.

El reforzamiento del relleno fue diseñado utilizando la metodología del Manual de Ingeniería Geotextil de la FHWA. La porción del terraplén reforzada con geotextiles se supuso que actuaba como una parrilla que distribuía uniformemente la carga vertical debida al peso del relleno en todo el ancho de su base. Esta suposición fue considerada válida si el refuerzo del terraplén se diseñaba para resistir la expansión lateral. La capacidad de carga del suelo de apoyo se determinó utilizando la teoría de las dos capas y se comparó con el promedio de esfuerzo vertical en la base del terraplén para determinar el factor de seguridad. La estabilidad del talud fue determinada utilizando el método de Bishop.

La configuración final del terraplén se observa en la figura No. III-A.23.

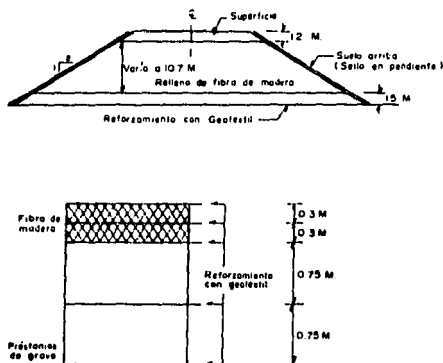


Figura III-A.23 Sección transversal de diseño del relleno con fibras de madera. Arriba; sección completa. Abajo; detalle del refuerzo del geotextil.

Se requirieron seis capas de refuerzo de geotextil con un esfuerzo de tensión permisible de 23 kn/m, debido a consideraciones sobre la estabilidad del talud y de expansión lateral. El refuerzo de geotextil se necesita sólo hasta que el suelo alcance suficiente resistencia para soportar el relleno sin refuerzo, lo cual significa que las capas de refuerzo de geotextil bajarán completamente sólo durante 8 meses, según los cálculos. Por lo tanto las capas de geotextil se consideraron transitorias, permitiendo utilizar un límite de fluencia relativamente alto del 60% del último. El reforzamiento fue también diseñado para resistir la deformación lateral del terraplén. El geotextil seleccionado por el constructor para que cumpliera con los requerimientos necesarios, fue una malla de polipropileno tejido, con un peso de 190 gr/m<sup>2</sup>.

Se colocó una capa orgánica de raíces sobre la superficie del terreno por debajo del terraplén, para dotar al suelo de mayor resistencia al corte. Se consideró al material de las raíces como una capa de geotextil. Por tanto el número de capas de geotextil requeridas en la altura máxima del terraplén se redujo a cinco.

Los cálculos indicaron que la resistencia al cortante del suelo tenía que aumentar a 16.8 kpa para satisfacer las necesidades de estabilidad del terraplén, suponiendo que se usaran cinco capas de reforzamiento. El aumento y la rapidez de ganancia de resistencia del suelo se calcularon usando pruebas triaxiales y otros parámetros de consolidación, estimándose que la construcción del relleno tomaría un mínimo de cuatro meses o 0.7 m/semana para garantizar la estabilidad del terraplén durante la construcción. La respuesta de la presión de poro del terreno de cimentación bajo las cargas del terraplén se utilizó para controlar la rapidez de la construcción del terraplén. Con base en los datos de laboratorio y en subsecuentes análisis, la relación entre el incremento de presión de poro y la máxima carga vertical del terraplén requería ser de 0.33 o menos para asegurar la estabilidad del terraplén durante la construcción.

Los asentamientos del terraplén fueron determinados usando los datos de consolidación obtenidos en el sitio y mediante las técnicas convencionales para el cálculo. Se investigaron dos efectos significativos de los asentamientos: a) El efecto de la magnitud del asentamiento sobre la alcantarilla ubicada en la base del terraplén y sobre la cantidad de material requerido para construir el terraplén y b) El tiempo requerido para que el asentamiento se completara. El asentamiento primario para el relleno de las fibras de madera se estimó en aproximadamente 1.5 m. Contabilizado los cuatro meses de tiempo de construcción del terraplén, se estimó que el asentamiento requeriría 21 meses después de iniciada la construcción del terraplén. La consolidación secundaria se estimó de aproximadamente 0.13 m para ocurrir en los siguientes 20 años.

La magnitud de los asentamientos estimados fue utilizada para determinar la cantidad de sobrerrelleno requerida. Siendo necesario el uso de fibras de madera para el relleno adicional en lugar de colocar la capa superficial de material granular por encima de las fibras de madera para lograr la disminución de la carga añadida al terraplén.

El tiempo requerido para el asentamiento fue mayor que el normalmente deseable para el terraplén de una carretera. En este caso sin embargo, el largo período de asentamiento pudo ser absorbido por el programa de trabajo de la carretera.

Debido a que la alcantarilla tenía que ser instalada antes de la construcción del terraplén por la presencia de un pequeño arroyo, debió ser diseñada para absorber los asentamientos esperados. Primeramente la alcantarilla y el arroyo se desplazaron un poco hacia el borde del área de relleno, para disminuir el espesor de relleno compresible y hacer menos severos los asentamientos. Además se aumentó en 0.30 m el diámetro de la alcantarilla y ésta se construyó con una contraflecha de 30 cm en el sentido longitudinal.

#### **3-A.7.1.4. Especificaciones y Construcción del Relleno**

Las especificaciones para la instalación del refuerzo de geotextil se desarrollaron de acuerdo al Manual de Ingeniería de Geotextiles de la FHWA. Se utilizó una plataforma de trabajo de suelo granular lo suficientemente gruesa para cubrir todas las raíces vegetales y otras protuberancias; se requirieron 15 cm de material para preservar la capa orgánica y minimizar el daño a la primera capa del geosintético.

Los materiales usados para el relleno consistieron de grava, arena y fibras de madera. Tanto la grava como la arena fueron usados en la plataforma de trabajo y en los 1.5 m en el fondo del relleno. En la parte restante del relleno, con excepción de 1.2 m de la capa superficial se colocaron las fibras de madera. Dichas fibras eran de tamaño irregular, variando de 0.6 a 15 cm y predominando las de 1.3 a 5 cm. Las fibras de madera colocadas en el relleno eran frescas (no degradadas) tal como lo pedían las especificaciones. El peso volumétrico compactado de las fibras de madera fue de 6.0  $\text{kn/m}^3$ , por debajo de los 6.3  $\text{kn/m}^3$  propuestos en el diseño. Una capa de 0.6 m de suelo se colocó para sellar los taludes del terraplén, para proteger las fibras del oxígeno y del fuego.

La grava fue compactada en capas de 20 cm a un 90% de su máxima densidad usando rodillos estáticos y vibratorios de compactación. La compactación de las fibras de madera fue realizada pasando por lo menos dos veces el equipo de arrastre sobre cada capa. El máximo espesor de capa fue de 0.3 m. El peso mínimo del equipo de arrastre utilizado para compactar fue de 15 ton. Las especificaciones para la colocación del relleno sobre el geotextil fueron diseñadas para: A) mantener el peso y cantidad del relleno uniformemente distribuidos en el ancho del terraplén, B) Minimizar los daños potenciales en el geotextil durante la colocación del relleno y C) utilizar el peso del relleno para pretensar el geotextil para limitar la deformación. Un espesor mínimo de 0.3 m de relleno entre el geotextil y el equipo de compactación fue requerido para prevenir daños al geotextil.

Si al colocar el relleno se formaba una onda de lodo, el patrón de avance de la colocación era cóncavo y si no, era convexo. Generalmente para rellenos sobre suelos blandos las ondas de lodo se forman solamente al colocar los primeros 0.3 y 0.6 m de suelo. En el caso que se describe no se formaron ondas posiblemente debido a la plataforma de trabajo colocada antes de que se pusiera la primer capa de geotextil y por la presencia de la capa de raíces vegetales. Por lo tanto para la construcción del terraplén se usó el patrón de avance convexo.

Debajo del terraplén se colocaron seis dispositivos neumáticos para medir la presión de poro, la que fue utilizada para controlar la rapidez de construcción del terraplén usando una relación

de presión de poro de 0.33 máximo como se dijo antes. Los mismos dispositivos neumáticos proporcionaron datos de asentamientos, los que se usaron para interpretar la estabilidad del relleno. Debido a problemas con los dispositivos para medir las presiones de poro, probablemente causados por errores en la instalación y por la presión del gas que resulta de la descomposición de materia orgánica, se instalaron otros seis dispositivos neumáticos aproximadamente en las mismas ubicaciones después de colocar los primeros 1.5 m de relleno. Sin embargo algunos de los nuevos dispositivos no funcionaron adecuadamente y eventualmente cuatro de los seis dispositivos fallaron.

La máxima presión de poro admisible fue igualada o excedida dos veces durante la construcción cuando la altura del terraplén era de 6.6. y 9.5 m por lo que la construcción del terraplén fue detenida en ambos casos para disipar un poco de presión de poro y esperar a que el suelo blando se consolidara y ganara resistencia. En el primer caso la construcción fue detenida durante 32 días y en el segundo caso por 130 días. En el segundo caso parte del retraso fue resultado del programa de trabajo y de las inclemencias del tiempo. En ambos casos no hubo evidencia visible de falla del terraplén o de formación de ondas de lodo. El tiempo total requerido para la construcción del terraplén fue de un poco menos de 11 meses, considerablemente mayor que el período de 4 meses estimados en el diseño, con base en los resultados de pruebas de laboratorio.

#### **3-A.7.1.5. Funcionamiento.**

El relleno de fibras de madera se completó hasta el nivel de subrasante en septiembre de 1987. La pavimentación se inició más de un año después, en octubre de 1988. En la figura III-A.22 se observan los datos de los asentamientos desde la construcción inicial. El primer asentamiento, cuando se alcanzó el nivel de subrasante fue de 0.97 m. Antes de pavimentar el asentamiento se incrementó a 1.2 m. En septiembre de 1992, se alcanzaron los 1.4 m de asentamiento. El asentamiento total se estima que será de 1.5 m.

El funcionamiento del relleno de fibras de madera ha sido excelente. Muestras de 5 años de antigüedad extraídas de 0.6 m bajo la superficie superior de suelo cubierta se encontraron casi frescas, en buenas condiciones.

Hasta la fecha, el pavimento no presenta daños a pesar del asentamiento y del intenso tráfico de camiones madereros. Por otra parte se tomaron muestras de agua, tanto aguas arriba como aguas abajo y no se encontraron diferencias en la calidad (no se encontraron efectos negativos por fuga de fibras del relleno).

La alcantarilla en la base del relleno se localizó lo más cerca posible de la ladera para mitigar los efectos de los asentamientos. Desgraciadamente sufrió asentamientos diferenciales significativos pero a pesar de éstos sigue funcionando. La alcantarilla tuvo asentamientos 0.4 m más grandes que los esperados, en su centro debido a que los depósitos de suelo blando estaban más cercanos a ella que lo requerido en el diseño debido a las necesidades del flujo del arroyo.

#### **3-A.7.1.7. Costo del Proyecto.**

Inicialmente se planeó cruzar el sitio un relleno de tierra y desviar el flujo del arroyo a través

de una alcantarilla de 1.2 m. Debido a las condiciones del suelo, esta solución no se consideró posible y se pensó en un puente. El costo estimado del puente era de \$1,700,000 (dólares de EUA).

Debido al alto costo del puente se estudiaron otras alternativas incluyendo la reconsideración del relleno de tierra. Una opción era la de colocar un relleno de tierra para forzar una falla en el suelo de apoyo y de esta manera desplazar todo el suelo blando en la base. Esta opción fue ambientalmente inaceptable, e impracticable. La opción de relleno de tierra usando bermas tampoco se aceptó debido a que afectaba más terrenos, además de que provocaba grandes asentamientos.

Una alternativa aceptable fue la de mejorar al tierra usando columnas de piedra; el costo estimado de esta alternativa era de \$1,500,000 y era estable, confiable ambientalmente y con menores asentamientos que otras alternativas. Un relleno ligero usando fibras de madera fue considerado factible, con base en los antecedentes del uso exitoso de estas fibras de madera en carreteras permanentes por el Departamento de Transporte del Estado de Washington. La combinación de un terraplén largo y alto con un suelo muy blando requirió un refuerzo adicional de geotextiles. El costo real del relleno aligerado fue de \$972,221, es decir \$500,000 menor que la anterior alternativa y \$700,000 menor que el puente.

#### **3-A.7.1.7. Resumen**

El uso de fibras de madera como un relleno ligero, con refuerzo de geotextil en este proyecto representó una solución económica para construir un relleno de 13.4 m de altura sobre 15.2 m de suelos orgánicos muy sueltos. No presentó problemas de estabilidad durante ni después de la construcción y el asentamiento total estuvo dentro de los requerimientos del proyecto. La consolidación secundaria tuvo lugar en el suelo de cimentación. No hay evidencia de asentamientos de posconstrucción dentro de las fibras de madera.

Después de analizar las condiciones de las fibras de madera tras algunos años de estar colocadas en el sitio de este proyecto y en otros, se ha considerado que pueden usarse estas fibras en diseños cuya vida se estime mayor de 50 años.

#### **3-A.8. Suelos de Caucho como Geomateriales Ligeros**

Tanto la estabilidad como los asentamientos en terraplenes sobre suelos blandos, pueden ser mejorados mediante el uso de rellenos ligeros. Los materiales aligerantes que han sido utilizados sucesivamente en carreteras son cortezas, aserrín, turbas desecadas, cenizas, escorias, concreto espumoso, arcillas y pizarras expandidas, poliestireno expandido, conchas de ostras y almejas, etc. Los ingenieros e investigadores continuamente tratan de desarrollar un material más durable, más económico y más ligero que reemplace a los materiales convencionales, para mejorar la estabilidad de los taludes, el suelo de cimentación y reducir los problemas de asentamientos. Los estudios de campo y laboratorio han indicado que estos requerimientos aparentemente contradictorios pueden ser conciliados por el uso de suelos con caucho.

Millones de pedazos de llantas son desechados anualmente en los Estados Unidos y en otros países desarrollados del mundo, los cuales forman montones de desperdicio que afectan terrenos, con riesgo de incendios y de crianza de mosquitos; por lo que se han realizado esfuerzos para una mejor reutilización de estos desperdicios, que satisfaga problemas ambientales y económicos, tomando en cuenta que las llantas poseen propiedades ingenieriles útiles que han tenido ya una gran variedad de aplicaciones. Varias dependencias oficiales de caminos en los Estados Unidos y en otros países desarrollados, han experimentado y evaluado el uso de fragmentos de llantas en terraplenes.

En este apartado se presenta un estudio en proceso, que está investigando la factibilidad de de usar los fragmentos de llanta en la construcción de carreteras.

### **3-A.8.2. Materiales Aligerantes Convencionales**

Varios tipos de materiales aligerantes han sido usados en el pasado, aunque algunos han sido más populares que otros. Algunos han tenido sólo usos experimentales, o se han empleado en estructuras diferentes de los de las carreteras terraplenes de carreteras. La diferencia en el comportamiento y en el costo es significativa entre los diferentes materiales. Sin embargo, todos ellos poseen densidades significativamente menores que la de los suelos comúnmente utilizados en la construcción de terraplenes. Su peso, por lo tanto, puede reducir substancialmente el peso de los terraplenes. Una encuesta realizada por Holtz revela que los rellenos aligerados han sido usados por el 40% de las instituciones carreteras encuestadas.

Los materiales aligerantes son usualmente caros, especialmente los artificiales (arcillas expansivas, espumas plásticas, concreto aligerado, etc.). El rango típico de costo está entre \$70 y \$140/m<sup>3</sup> incluyendo el costo de transportación; en lo que se refiere a los materiales de desperdicio (aserrín, cortezas, conchas) su costo depende de la distancia de transportación.

### **3-A.8.2. Opciones de Generación y Uso de Llantas Desechadas**

El problema del desperdicio de llantas en los Estados Unidos es enorme y tiene implicaciones ambientales y económicas de largo alcance. Actualmente estimaciones de la Agencia de Protección Ambiental indican que más de 242 millones de llantas de desecho son generados cada año en los Estados Unidos. Actualmente el depósito de esos 242 millones se maneja de la siguiente manera, 5% son exportados, 6% son reciclados, 11% incinerados y 78% son enterrados, amontonados o ilegalmente desechados. Adicionalmente cerca de 2000 millones de llantas se encuentran acumulados en tiraderos en todo Estados Unidos de América.

De las diferentes alternativas no es solamente una la que puede minimizar significativamente el problema del reuso, económica y ambientalmente. Diferentes opciones pueden usarse simultáneamente para solventar el problema. Tres opciones de reuso diferentes a las aplicaciones en carreteras pueden requerir potencialmente de grandes cantidades de llantas usadas como son los rompeolas, arrecifes artificiales y la recuperación de caucho y de otros ingredientes. Una

revisión de las técnicas disponibles y de los mercados sugiere que estas aplicaciones no son comercialmente benéficas por el momento. Los tres posibles usos de llantas, que tienen potencial significativo de proyección a futuro en la construcción de carreteras son la inclusión de caucho molido como aditivo en pavimentos asfálticos, el uso de fragmentos de llanta como refuerzo del suelo y el uso de llantas en pedazos como material aligerante.

#### **3-A.8.2.1. Experiencias en Campo**

Varias dependencias oficiales en los Estados Unidos y en el extranjero, han evaluado el uso de los fragmentos de llanta como material aligerante en la construcción de terraplenes y como un medio para mejorar la estabilidad de los taludes. Algunas de estas experiencias se describen a continuación.

#### **3-A.8.2.2. Proyectos en Minnesota**

La Agencia para el Control de la Contaminación de Minnesota registró en febrero de 1992 más de 23 sitios en donde se habían usado más de 56,000 m<sup>3</sup> de fragmentos de llanta (cerca de 2.2 millones de llantas), que comprenden todo tipo de calles, carreteras, caminos y grandes estacionamientos.

Estas experiencias indican que el uso de fragmentos de llanta como material aligerante en rellenos es técnicamente factible a un costo razonable. En Minnesota el costo de los fragmentos de llantas es de \$5 a \$12/ton considerando el trabajo en el sitio. Análisis económicos indican que los trozos de llantas tienen un costo menor que el de otros aligerantes convencionales, tales como espumas, concretos aligerados, poliestireno, etc. Sin embargo se carece de información suficiente relacionada con la resistencia térmica, impacto ambiental y comportamiento mecánico de los trozos de llanta.

#### **3-A.8.2.3. Proyecto de Reparación de un Deslizamiento en Oregon**

El Departamento de Transporte de Oregon usó fragmentos de llantas en una área de deslizamiento en la carretera 42, aproximadamente 25 millas al oeste de Roseburg, Oregon. La construcción incluía el reemplazo de 9 000 m<sup>3</sup> de suelo existente por 5, 800 ton de fragmentos de llantas (aproximadamente 586 000 llantas). Los trozos de llantas fueron apilados y compactados con un bulldozer D-8 con no menos de tres pasadas de compactación para cada capa de 90 cm de espesor de trozos de llantas.

#### **3-A.8.3. Terraplenes de Prueba con Fragmentos de Llanta Construidos en Wisconsin**

La Universidad de Wisconsin-Madison en cooperación con el Departamento de Transporte, realizó algunos experimentos de campo para determinar la factibilidad de incorporar fragmentos de llanta en terraplenes carreteros. Un terraplén de prueba con 1.8 m de alto y 4.8 m de ancho se construyó en 10 diferentes tramos, cada 6 metros de largo; utilizando suelo de la localidad y fragmentos de llanta de diferentes formas: puros fragmentos de llanta, fragmentos de llanta

mezclados con suelo y capas de fragmentos de llanta con capas de suelo. La configuración del terraplén en diferentes secciones se varió para obtener el talud óptimo. Un geotextil fue colocado sobre los trozos de llanta sirviendo como separador entre el terraplén y los materiales de los alrededores. El terraplén fue construido paralelo a un camino de acceso a un depósito de desperdicios sólidos y expuesto al tránsito de camiones pesados.

Sobre la base de evaluaciones de construcción y de posconstrucción temprana se reportó que en la construcción del terraplén con fragmentos de llantas no había existido ningún problema inusual. Las características de lixiviación indican una pequeña o ninguna afectación al agua subterránea por el caucho. El principal problema que se reporta es el referente al control de la compresibilidad. El monitoreo y evaluación de los terraplenes de prueba durante 2 años respaldan el uso de los fragmentos de llanta como un material aligerante aplicado a carreteras.

### **3-A.8.3.1. Estudios de Laboratorio**

#### **Estudios en Wisconsin**

Un programa experimental limitado fue llevado a cabo por la Universidad de Wisconsin-Madison para obtener una información cuantitativa acerca de la compactación y del comportamiento a compresión de los fragmentos de llanta y de la lixiviación en un terraplén de prueba hecho de suelo con caucho.

El experimento incluyó la colocación de trozos de caucho de diferentes tamaños ya sea solos o mezclados con arena en un molde Proctor de 15 cm, seguida de la aplicación de una carga mediante un disco colocado sobre los trozos de llanta. La gráfica de carga de deformación de respuesta de los trozos de llanta indica que la mayor compresión ocurre en el primer ciclo de carga. Una porción de esta compresión es irre recuperable, pero hay una recuperación significativa al descargar. Los subsiguientes ciclos de carga tienden a ser similares con menor recuperación, sin embargo, la recuperación es casi la misma de un ciclo a otro. Se observa que la pendiente de la curva de recuperación es notoriamente más baja después de una cierta presión vertical de cerca de 2.5 kg/cm<sup>2</sup>.

También se realizaron pruebas de compresión sobre mezclas de arena y caucho variando la relación entre arena y caucho, obteniéndose curvas de compresión similares a las arrojadas usando únicamente caucho. Sin embargo la compresión máxima aumento a medida que más y más ciclos de carga tenían lugar. La magnitud máxima de la compresión fue de menos de 2.5 cm, comparada con la de cerca de 5 cm para caucho sin arena. Los resultados de las pruebas sobre especímenes con arena y trozos de caucho, variando la relación desde 100% de arena a 100% de caucho, indican que la compresión se incrementa significativamente cuando el contenido de caucho rebasa más del 30% del peso de la arena.

Además se hicieron pruebas de toxicidad y lixiviación en muestras de trozos de llanta en el Laboratorio de Higiene de Wisconsin. Las pruebas de toxicidad fueron llevadas a cabo para Bario, Cadmio, Cromo, Plomo y Mercurio, pero no para Arsénico, Selenio o Plata. Además se hicieron pruebas para evaluar la lixiviación de los metales, aniones, y otros parámetros indicadores orgánicos e inorgánicos. Los resultados de las pruebas indican que las muestras de



fragmentos de llantas comerciales no presentan la posibilidad de convertirse en un desperdicio peligroso. Los fragmentos de llanta liberan cantidades detectables pero no significativas de estos materiales. Recientes pruebas de lixiviación en muestras recolectadas en dos lisímetros instalados durante la construcción de un terraplén en diciembre de 1989, confirman que los fragmentos de llantas de automóvil no muestran probabilidades de provocar efectos adversos en la calidad del agua subterránea.

### **3-A.8.4. Pruebas de Laboratorio en Suelos con Caucho**

#### **3-A.8.4.1. Pruebas en Materiales**

La primera fase de estos estudios consistió en determinar el comportamiento a compactación y compresión de los suelos con caucho. El programa de pruebas fue formulado para obtener información cuantitativa acerca de las características de compactación y compresión de fragmentos de llanta tanto solos como mezclados con suelos diferentes. Las muestras de los trozos de llanta fueron de varios tamaños, desde los que pasaron la malla No. 4 hasta de 2 pulgadas (5 cm). Se tuvo cuidado de retirar todos los pedazos de alambre de acero expuestos al realizar la fragmentación de las llantas. Se realizó un análisis mecánico a trozos de llanta provenientes de diferentes distribuidores. Se obtuvo como resultado una granulometría uniforme como se observa en la figura No. III-A.24.

Tanto suelos finos como granulares fueron usados en este estudio, los cuales fueron totalmente mezclados en el laboratorio con el fin de eliminar la posibilidad de una variación espacial de las propiedades del suelo natural y para comprender correctamente los efectos de la adición de trozos de caucho en el comportamiento del suelo a compactación y compresión. Los suelos utilizados se clasificaron como CL - ML (arcilla limo-arenosa) de acuerdo a la clasificación SUCS. El suelo granular grueso utilizado para este estudio fue elaborado con tres tipos de arena de Ottawa mezclados en proporciones iguales. La arena clasificada como SP (arena mal graduada) de acuerdo a SUCS. Las curvas de distribución de tamaños del suelo también se dan en la fig. III-A.24.

#### **3-A.4.2. Pruebas de Compactación**

Las pruebas de compactación realizadas para esta investigación fueron llevadas a cabo utilizando compactación manual, un compactador mecánico, uno electromagnético y una mesa de vibración vertical. Las pruebas de compactación se hicieron siguiendo los procedimientos descritos en AASHTO T99-61 y AASHTO T180-61. Un émbolo mecánico y un molde de 15 cm de diámetro se utilizaron en las pruebas de compactación sobre suelos con trozos de caucho hasta de unos 2.5 cm de tamaño. Para fragmentos de llanta hasta de 5 cm de tamaño se utilizó un molde metálico de 30 cm de diámetro y 32 cm de alto.

Las pruebas de compactación sobre las arenas de Ottawa fueron llevadas a cabo mediante los procedimientos descritos en ASTM D4253. Las variables consideradas incluían, el esfuerzo de compactación, tamaño de los fragmentos y la relación de suelo a fragmentos de llanta.

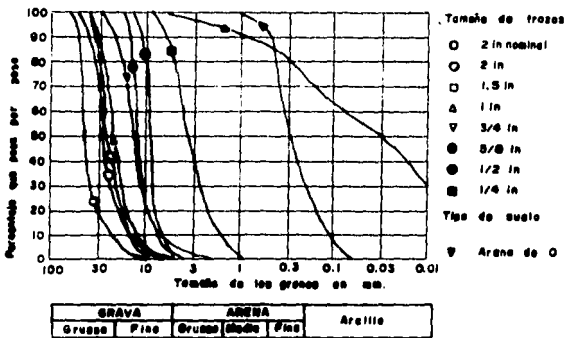


Figura III-A.24 Graduación de trozos de llanta y trozos de suelo.

Se utilizaron tres diferentes métodos de prueba, que fueron la prueba Proctor modificada, Proctor estándar y el 50% de la Proctor estándar. Asimismo se utilizaron 7 diferentes tamaños de fragmentos de llanta desde los que pasan la malla No.4 hasta los de 5 cm.

Las siguientes conclusiones se pueden obtener de un análisis crítico de los resultados de las pruebas de compactación en suelos con caucho y en caucho solo.

- Se encuentra que los métodos vibratorios de compactación, son convenientes para arenas con caucho. Y métodos no vibratorios son más apropiados para compactar fragmentos de caucho solo y para mezclas de caucho con suelos granulares finos.
- Los efectos del esfuerzo de compactación en el peso específico del suelo con caucho disminuye al incrementar la relación caucho/suelo.
- El peso específico de los fragmentos de caucho no es muy sensible a su tamaño. Sin embargo existe la tendencia de que el peso específico aumente con el incremento del tamaño de los fragmentos, excepto en el caso en que la compactación sea por vibración. En este caso el máximo peso específico decrece con el incremento del tamaño de los fragmentos.

### 3-A.8.4.3. Pruebas de Compresibilidad

Se utilizó un molde de acero inoxidable de 30 cm de diámetro y 32 cm de altura y con paredes de 1 cm de espesor para realizar las pruebas de compresión en fragmentos de llanta con tamaños variables desde 1.3 a 5 cm. Las muestras fueron compactadas en ocho capas usando un martillo de 4.5 kg con una altura de caída de 45 cm. -Se usaron los tres diferentes métodos de compactación antes mencionados-. Todas las muestras fueron sujetas a cuatro ciclos de carga y

de descarga. Las muestras fueron cargadas y descargadas usando una relación de incremento de carga de 1. Para el primer par de ciclos, las muestras fueron cargadas a un esfuerzo máximo de cerca de 1.8 kg/cm<sup>2</sup>, el cual equivale aproximadamente a 7.5 m de relleno de suelo y luego se descargaron hasta una carga de asentamiento de 0.08 kg/cm<sup>2</sup>. Para el tercer ciclo de carga las muestras fueron cargadas cerca de 1.05 kg/cm<sup>2</sup> y descargadas a 0.7 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente en el cuarto ciclo, las muestras fueron recargadas al máximo esfuerzo y después completamente descargadas. Similarmente se probó también una mezcla de arena-caucho con fragmentos de llanta con variaciones desde el 0 al 100%. Los datos obtenidos fueron graficados, comparando deformaciones verticales con logaritmos del esfuerzo.

Basándose en los análisis de los resultados de las pruebas se hicieron las siguientes observaciones. La respuesta carga-deformación de los fragmentos de llanta indica que hay tres mecanismos causantes de la compresión total de las muestras que son: a) compresión debida al reacomodo y deslizamiento de los fragmentos de llanta, lo que produce una pequeña compresión principalmente durante los primeros ciclos de carga, la que es en su mayor parte irrecuperable, b) Compresión debida al doblar y aplanado de los fragmentos, causante de la mayor parte de la compresión total y en su mayor parte recuperable al descargar y c) Compresión debida a la deformación elástica de los fragmentos de llanta - Esta es una pequeña compresión que ocurre debida a este mecanismo la que es totalmente recuperable. Esto indica que la compresión de los fragmentos de caucho puede reducirse incrementando el confinamiento y las presiones de sobrecarga o relleno de los vacíos de aire con material menos compresible que los fragmentos de llanta.

Las deformaciones verticales decrecen con el incremento del tamaño de los fragmentos en el caso de muestras compactadas usando el 50% de la prueba Proctor estándar. Una diferencia máxima de cerca del 4% fue observada para los tamaños de los fragmentos variables de 1.3 a 5 cm. Sin embargo, la variación de tamaños tuvo pequeños efectos en la respuesta a carga de deformación para mayores esfuerzos de compactación. La más alta compresión para tamaños grandes de fragmentos observada en los casos de bajos esfuerzos de compactación principalmente se debe al reacomodo y deslizamiento de las partículas, ya que los fragmentos de gran tamaño no pueden empacarse apretadamente con pequeños esfuerzos de compresión.

El incremento del esfuerzo de compactación para las pruebas Proctor estándar y Proctor modificada no tuvo efectos en las curvas de compresión para los diversos tamaños de fragmentos. Sin embargo, las muestras compactadas usando el 50% de la Proctor estándar, arrojaron deformaciones verticales de 2 a 4% más altas durante el primer ciclo de carga que los compactados con las pruebas Proctor estándar y modificada. Las muestras no compactadas también produjeron altas deformaciones durante el primer ciclo de carga. No obstante el esfuerzo de compactación tuvo un pequeño efecto en la respuesta cargas-deformación de los fragmentos para los subsecuentes ciclos de carga y descarga.

La figura III-A.25 nos muestra una gráfica de la deformación vertical contra el logaritmo del esfuerzo vertical para varias relaciones de mezcla de caucho y arena. Las curvas muestran que la compresión total de las muestras se incrementa con el aumento del porcentaje de los

fragmentos de llanta. El valor más alto de compresión se alcanza con el 100% de fragmentos de llanta. Esto demuestra que una mezcla de caucho y suelo da como resultado una baja relación de vacíos, por lo que es menos compresible que una de puros fragmentos de llanta y puede causar menores asentamientos en el suelo de cimentación debido a la reducción del peso del relleno. Una relación óptima de la mezcla de suelo y caucho es la de un 40% de caucho y un 60% de suelo cuando los grandes asentamientos son motivo de preocupación. Con esta relación el peso volumétrico seco en campo de la mezcla es 2/3 que el del suelo solo.

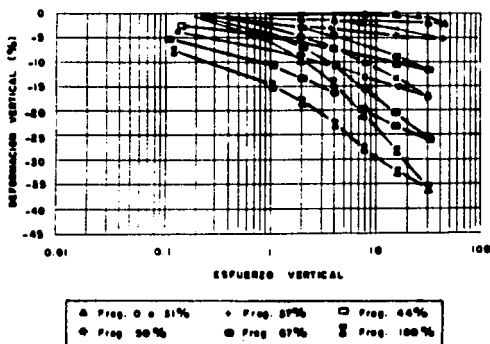


Figura III-A.25 Comportamiento ante la compresión de arena con caucho con relaciones variables caucho/suelo. Primer ciclo.

#### 3-A.8.4.4. Pruebas de Permeabilidad

Se utilizó un molde de acero inoxidable de 20 cm de diámetro para determinar las propiedades hidráulicas de las muestras compactadas de fragmentos de llanta bajo condiciones de carga hidráulica constante. Las muestras para esta prueba eran de 22.5 cm de alto y fueron compactadas utilizando los tres diferentes métodos anteriores (Proctor estándar, Proctor modificada y 50% de Proctor estándar). Los resultados indican que el coeficiente de permeabilidad para fragmentos de llanta de 2.5 cm varió de 0.54 a 0.65 cm/seg, para la prueba Proctor modificada y 50% de Proctor estándar, respectivamente.

### 3-A.8.5. Conclusiones

Una solución para el mejoramiento de la estabilidad y la reducción de los asentamientos en terraplenes de carreteras sobre laderas y suelos altamente compresibles, es reemplazar el material existente con un material de menor peso específico o utilizar rellenos aligerados. Con base en el análisis de los datos limitados obtenidos en este estudio y en otros reportados en la literatura existente, se concluye que el uso de fragmentos de llanta en la construcción de carreteras ofrece beneficios tecnológicos, ambientales y económicos, bajo ciertas condiciones. Los beneficios que sobresalen en el uso de fragmentos de llanta son la reducción del peso del relleno, la cual ayuda al incremento de la estabilidad, a la disminución de los asentamientos, así como a la prevención o corrección de deslizamientos y a la disminución del empuje de tierras en estructuras de retención. Los fragmentos sirven como un buen medio de drenaje previniendo el desarrollo de presiones de poro al ser cargado el relleno. Estos fragmentos pueden substituir a materiales permeables convencionales con fines de subdrenaje, proporcionar una capa de separación del pavimento con suelos subyacentes débiles o problemáticos, evitando la mezcla del suelo con el material de base y sub-base, permitiendo además la conservación de energía y de recursos naturales al usar grandes cantidades de desperdicios locales de llantas, con un impacto positivo en el ambiente.

Los problemas potenciales asociados con el uso de fragmentos de llanta en terraplenes de carreteras son: La lixiviación de metales e hidrocarburos, el riesgo de incendio y la alta compresibilidad de los fragmentos. Sin embargo, estudios recientes de campo reportan que no existe probabilidad de que los fragmentos de llanta tengan efectos adversos en el agua subterránea. Sin embargo existe preocupación por los efectos a largo plazo. Se propone dar una cobertura adecuada de suelo que brinde seguridad contra incendios.

Una preocupación mayor sobre el uso de fragmentos de llanta en terraplenes son los grandes asentamientos (cerca de 10 o 15%) observados en campo y en estudios de laboratorio. Sin embargo los asentamientos potenciales pueden ser reducidos utilizando una capa superior gruesa de suelo y colocando una mezcla de suelo y caucho en lugar de capas de puro caucho. Los efectos dañinos de los asentamientos de posconstrucción pueden reducirse usando llantas sólo bajo pavimentos flexibles y permitiendo que los fragmentos se compriman gradualmente bajo el tráfico por algún tiempo.

### **3-A.9. Estabilización de Terrapienes para Acceso de un Paso a Densivel en la Ciudad de Matamoros, Tamaulipas, Utilizando un Material Local, Producto de Desecho Fabril**

En el proyecto que mejorará el tránsito vehicular proveniente de la frontera norte hacia la ciudad de Matamoros se considera un paso superior sobre el periférico de la ciudad, el cual consta de un muro prefabricado del tipo tierra armada con una altura de 6 m, cuyo desplante debe realizarse sobre arcillas suaves de poca resistencia.

Para la solución de este problema, entre otras alternativas, se contempla la utilización de un desecho fabril, cuyas características a largo plazo son muy favorables; cabe mencionar que dicho material ha sido utilizado con anterioridad en la construcción de bases y sub-bases para calles.

#### **3-A.9.1. Estratigrafía del Sitio**

Mediante sondeos de penetración estándar se definió la estratigrafía del sitio de la siguiente manera: En primera instancia se encuentra una capa de revestimiento compuesta de cal apagada, con grava y arcilla. Posteriormente consta de tres horizontes principales; el primer horizonte tiene una diferencia de profundidades de 4.20 a 3.60 m de acuerdo a los sondeos 1 y 2.

Consta de una arcilla limosa color café claro de baja plasticidad y consistencia blanda.

El segundo horizonte se compone de arena limosa de color café claro de compacidad media en el sondeo No. 1, hasta una profundidad de 9.6 m y de compacidad suelta en el sondeo No. 2 hasta los 12 m de profundidad, además de un estrato arcilloso con grumos de carbonato de calcio.

El tercer horizonte consta de capas alternadas de arena limosa y arcillosa, que va de poco compacta a muy compacta de colores gris claro y café claro con intercalaciones de pequeños lentes de arcilla color verde olivo de alta plasticidad y consistencia firme, hasta una profundidad de 18 m. Por otra parte el nivel de agua freática se encontró a una profundidad de 1.90 m.

#### **3-A.9.2. Características del Material**

Este material es residuo de producción de una industria química (un sulfato de calcio) que por lo regular tiene un peso volumétrico comprendido entre 1.31 y 1.83 ton/m<sup>3</sup>, de acuerdo a su estado de compactación y el estado físico en el que se coloque, desde granular, en estado suelto, hasta pastoso húmedo y compactado. Como se dijo anteriormente sus propiedades a largo plazo son muy buenas ya que permite crear paredes verticales, mayores a 13 m de altura, que se sostienen por si mismas. Además de que sus características de impermeabilidad son altas pues crea una roca suave, tipo yeso o concreto de baja resistencia.

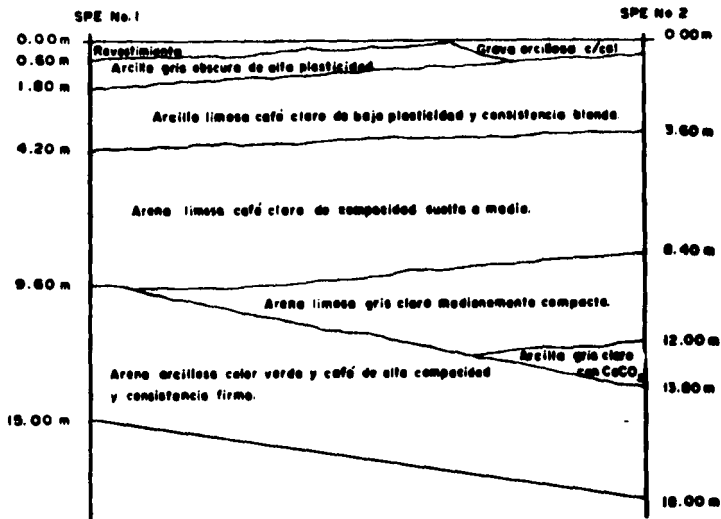


Figura III-A.26 Estratigrafía del subsuelo.

### 3-A.9.3. Alternativa de Solución

En la alternativa para utilizar este material, se considera el mismo como sustitución del material local, in situ, sin importar la presencia de agua; eliminando el material hasta alcanzar el nivel de la arena (4 m) y como material para la formación del cuerpo de las rampas, reforzado con los tirantes de acero de Tierra Armada o con las mallas Hilfiker.

No obstante la utilización de este material tiene el inconveniente que al tratarse de un sulfato, puede atacar directamente al concreto y al acero de refuerzo, aunque, en su favor podemos decir que la corrosión crítica del ataque sería a largo plazo, es decir, cuando la condición de carga de este material es más favorable.

# CAPITULO IV

## ANALISIS DE ESTABILIDAD

### 4.1. Introducción

Esta labor principia desde el momento en que se recaban los suficientes conocimientos de carácter general, que van desde la naturaleza y homogeneidad de los materiales que constituyen el terraplén hasta la experiencia en trabajos similares, para establecer un modelo matemático, que nos lleve a convertir el problema de análisis de estabilidad en una cuestión de gabinete para la aplicación de tal o cual procedimiento matemático o secuencia de cálculo algebraico.

No obstante, aún no existe el método general de análisis de estabilidad aplicable a todos los taludes. Esto se debe primordialmente a que no existe ningún procedimiento manejable en la práctica para determinar el estado de esfuerzos internos en la masa de suelo, a partir de las cargas exteriores que actúan. De esta manera, los métodos de cálculo para definir la estabilidad de los taludes han de tener otra orientación. Caracterizándose, los más populares, por ser métodos de análisis límite, en los que primeramente se establece un mecanismo cinemático de falla, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producirlo, denominadas fuerzas motoras, las cuales se han de comparar, por algún procedimiento, con las fuerzas capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca, denominadas fuerzas resistentes.

### 4.2. Método Suéco

Se debe a Fellenius la propuesta de una superficie circular como forma apropiada de la superficie de falla para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud, cuya traza en el plano se realiza con un arco de circunferencia. Esta hipótesis de falla cumple con dos de los tres primeros pasos de los métodos de análisis límite, para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional; los cuales se refieren a:

- 1.- Establecer una hipótesis sobre el mecanismo de falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de la falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras.
- 2.- Adoptar una ley de resistencia para el suelo. Con base en tal ley se pueden analizar las fuerzas resistentes disponibles.

En lo referente al tercer paso, en el cual se establece algún procedimiento matemático de confrontación, para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción



de fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes; suele manejarse de diferentes maneras de acuerdo a las condiciones que presenta el suelo; por lo que existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad. A continuación se dará una breve descripción de los procedimientos para resolver el problema de análisis de estabilidad en diferentes tipos de suelo.

#### 4.2.1. El Método Suroc Aplicado a Taludes con Suelos Puramente Cohesivos ( $\phi=0$ ; $C \neq 0$ )

Se refiere a los casos en los que el talud es homogéneo con su suelo de cimentación, hasta una profundidad ilimitada, y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$S = C$$

expresada con base en los resultados de una prueba sin consolidación y sin drenaje ( Prueba Triaxial Rápida ) utilizando los esfuerzos totales. En la práctica este caso se presenta cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida presenta las condiciones críticas.

El Dr. A. Casagrande, estableció el procedimiento de cálculo, el cual puede utilizarse tanto para estudiar fallas de base como fallas de pie de talud.

Para la descripción del método nos apoyaremos en la figura (IV.1).

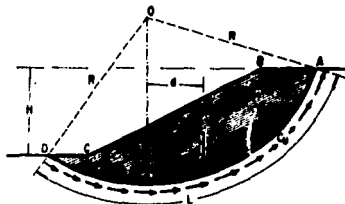


Figura IV.1 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el método suroco a un talud puramente cohesivo.

Se considera un arco de circunferencia de radio  $R$  y de centro  $O$ , como la traza de la superficie hipotética de falla. Asumida aparece la masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla. Ahora bien el peso, del área  $ABCD$ , más cualquier sobrecarga que pudiera actuar sobre la corona del talud, pueden considerarse como las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de las masas de tierra. Cabe hacer notar que se considera un espesor de talud normal al papel de magnitud unitaria y que bajo esta base se hacen todos los

análisis posteriores. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O según la figura (IV.1), (Momento motor), en la que no se consideran sobrecargas se expresa como:

$$M_m = Wd \quad (4.1)$$

Por otra parte las fuerzas resistentes que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra, a lo largo de toda la superficie de falla supuesta son los efectos de la "cohesión" y su momento (Momento resistente) en relación a un eje de rotación, normal al plano del papel, por O se expresa como:

$$MR = CLR \quad (4.2)$$

Para el instante de la falla incipiente:

$$M_m = MR$$

De otra manera puede expresarse como:

$$\sum Wd = CLR \quad (4.3)$$

debiéndose interpretar el símbolo W como la suma algebraica de los momentos respecto a O de todas las fuerzas actuantes (pesos y sobrecargas).

Si se define un factor de seguridad,  $F_s$ , como:

$$F_s = \frac{MR}{M_m} = \frac{CLR}{\sum Wd} \quad (4.4)$$

se podrá expresar la seguridad del talud en términos del valor de  $F_s$ , siendo evidente que la condición de falla incipiente es  $F_s=1$ .

La experiencia permite considerar a  $F_s = 1.5$  como valor de  $F_s$  compatible con una estabilidad práctica razonable. Por lo que es importante cumplir para la superficie hipotética de falla seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5$$

Para alcanzar la condición anterior, este procedimiento se tomará en un cálculo a base de tanteos, en el cual se variarán las superficies de falla, tanto en radios, como en la posición del centro para ver que el mínimo factor de seguridad asociado a la superficie de falla (círculo crítico), no sea menor de 1.5 antes de considerar seguro al talud propuesto.

Taylor desarrolló trabajos encaminados a proporcionar elementos que eviten los tanteos antes mencionados, relacionando la estabilidad de un talud cohesivo homogéneo con el terreno de cimentación, a un número que denominó, número de estabilidad ( $N_e$ ), definido por la siguiente expresión:

$$N_e = \frac{C}{\gamma_m h} \quad (4.5)$$

y construyó una gráfica en cuyo eje de las ordenadas se representan los valores de  $N_e$  y en las abscisas los valores del ángulo de inclinación del talud ( $\beta$ ) encontrando que el valor de  $\beta = 53^\circ$  tiene una importancia especial. Como se aprecia en la gráfica (IV.2), todas las inclinaciones menores de  $53^\circ$  caen en el mismo número de estabilidad ( $N_e = 0.181$ ) conservando las mismas condiciones de estabilidad correspondiendo siempre a fallas de base. Si la inclinación del talud es mayor de  $53^\circ$ , el número de estabilidad es variable, con ley aproximadamente lineal entre  $N_e = 0.181$  para  $\beta = 53^\circ$  y  $N_e = 0.26$  para  $\beta = 9^\circ$ ; para este caso el círculo más crítico posible corresponde a falla por el pie de talud.

Con esta gráfica se nos proporciona el  $N_e$  ligado a cada inclinación de donde se puede despejar un valor de  $C$  (cohesión) necesario para el equilibrio en condición disponible en el suelo con que se trabaja. Definiendo el factor de seguridad como:

$$F_s = \frac{C(\text{disponible})}{C(\text{necesario})} \quad (4.6)$$

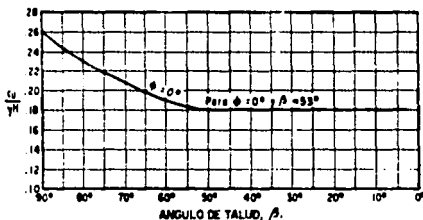


Figura IV.2 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales "cohesivos" homogéneos en el terreno de cimentación.

Por otra parte Taylor también consideró el caso en que a cierta profundidad del terreno de cimentación puramente cohesivo exista un estrato resistente. Ver figura (IV.3).

Para este caso (siempre y cuando el estrato resistente esté a una profundidad máxima de cuatro veces la altura del talud), el círculo más crítico se va pareciendo cada vez más a un círculo de falla por el pie del talud.

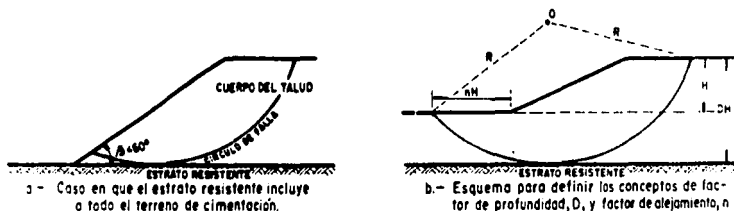


Figura IV.3 Círculo de falla en talud en material "cohesivo" cuando en el terreno de cimentación hay un estrato resistente.

#### 4.2.2. El Método Sueco Aplicado a Suelos con Cohesión y Fricción ( $C = 0$ ; $\phi = 0$ )

Ahora nos referimos a aquellos suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas, que después de ser sometidos a una prueba triaxial rápida o a una prueba de campo o de laboratorio equivalente, trabajando con esfuerzos totales, se dispone en general de sus parámetros de resistencia. Cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante se expresa como:

$$S = C + \tau \tan \phi$$

El procedimiento de cálculo más aplicado en la práctica para este tipo de suelos es el de las dovelas desarrollado por Fellenius en 1927, el cual se desarrolla de la siguiente manera:

Para esta descripción nos apoyaremos en la figura IV.4.

Como primer paso elegimos un círculo de falla a nuestra elección y dividimos la masa de tierra deslizante en dovelas, como se observa en la parte (a), de la figura IV.4. En la parte (b), de la misma figura se muestra cómo puede analizarse el equilibrio de cada dovela, donde:

$W_i$  Es el peso de la dovela de espesor unitario.

$N_i$  y  $T_i$  Son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de

deslizamiento  $L_i$ .

$p_i$  y  $p_i$ , Fuerzas Normales que ejercen las dovelas adyacentes a la  $i$ -ésima, bajo estudio.

$T_i$  y  $T_i$ , Fuerzas Tangenciales que ejercen las dovelas adyacentes a la  $i$ -ésima bajo estudio.

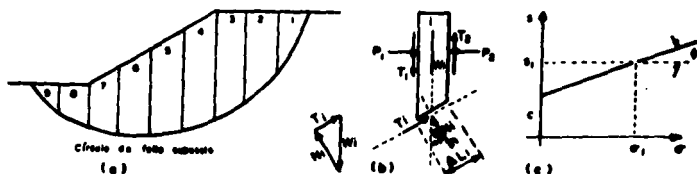


Figura IV.4 Procedimiento de las "dovelas" o de Fellenius.

Fellenius en su procedimiento utiliza la hipótesis de que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y por tanto estas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis, lo cual equivale a considerar que cada davel actúa en forma independiente de las demás y que  $N_i$  y  $T_i$  equilibran a  $W_i$ .

Para cada davel se puede calcular el cociente  $N_i/L_i$ , el cual se considera una buena aproximación del valor  $\sigma_i$ , presión normal actuante en el arco  $\Delta L_i$ , que se considera constante en esa longitud. Con este valor de  $\sigma_i$  puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material ( ver parte c de la figura IV.4 ) y determinar en ella el valor de  $S_i$ , resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco  $\Delta L_i$ .

Puede calcularse el momento motor correspondiente al peso de las dovelas, en torno al punto O, centro del círculo elegido para el análisis; este momento será:

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (4.7)$$

Cabe hacer notar que la componente normal del peso de la davel  $N_i$  no provoca momento respecto a O por ser la superficie de falla circular y pasar por O su línea de acción. Si hubiese sobrecargas en la corona del talud su efecto se deberá incluir en la suma de la ecuación anterior. Nótese también que la suma de la ecuación es algebraica pues para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por O, la componente del peso actúa en forma contraria tendiendo a equilibrar la masa deslizante.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante,  $S_i$ , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada davel y vale:

$$MR = R \sum Si \Delta Li \quad (4.8)$$

Con el momento resistente y el momento motor podemos definir el factor de seguridad ( $F_s$ ) de la siguiente manera :

$$F_s = \frac{MR}{M_m} = \frac{R \sum Si \Delta Li}{R \sum Ti} = \frac{\sum Si \Delta Li}{|\sum Ti|} \quad (4.9)$$

Al igual que el anterior, éste método de análisis también es un procedimiento de tanteos en el cual se deberán fijar diversos círculos de falla, calculando el  $F_s$  ligado a cada uno de ellos; siendo también preciso y establecido por la práctica, que el  $F_s \geq 1.5$  para garantizar la estabilidad del talud.

#### 4.2.2.1. Suelos con Cohesión y Fricción ( $C \neq 0$ , $\phi \neq 0$ ) Analizado con Esfuerzos Efectivos

Se trata ahora al caso en que haya de trabajarse con base en esfuerzos efectivos y una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$S = C + \tau \tan \phi$$

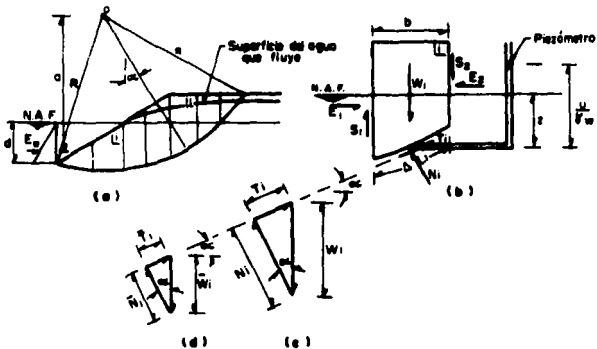


Figura IV.5 Aplicación del Método Sarco al caso de un talud con flujo y parcialmente bajo el N.A.F.

para taludes situados total o parcialmente bajo el nivel freático o sujeto a un flujo de agua a su través. Los esfuerzos efectivos se obtendrán de una prueba triaxial con consolidación y drenaje (lenta) o con consolidación y sin drenaje (rápida consolidada), que se realice con medición de presiones de poro en el plano de falla en el instante de falla.

Para ejemplificar éste análisis nos apoyaremos en la figura IV.5.

En esencia, el método de las dovelas que se presenta para el caso de taludes sobre el nivel freático sigue siendo válido y lo único que cambia son las consideraciones sobre fuerzas que actúan en las dovelas.

En la parte (b) de la figura IV.5 se han dibujado las fuerzas actuantes en cada dovela.

Conservando la hipótesis de W. Fellenius, se acepta que las fuerzas entre las dovelas ( $E_1$ ,  $E_2$ ,  $S_1$  y  $S_2$ ) no influyen en el estado de equilibrio de una de ellas, por lo que las fuerzas totales, normal y tangencial en la base de la dovela pueden obtenerse a partir del dinámico mostrado en la parte (c) de la figura IV.5, como:

$$N_i = W_i \cos \alpha \quad (4.10)$$

donde:

$W_i$  es el peso total de la dovela de ancho  $b$ , calculado con base en su  $\gamma_m$  ya sea saturado abajo del nivel del agua y quizá no saturado sobre el mismo. Cuando la dovela se encuentre totalmente sumergida en agua sobre la misma en  $W_i$ , puesto que éste es el peso total arriba de la base de la dovela que se considere.

Con  $N_i$ , el esfuerzo normal total medio en la base de la dovela, podrá calcularse como:

$$\sigma_l = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{W_i}{\Delta L_i} \cos \alpha \quad (4.11)$$

como:

$$\frac{b}{\Delta L_i} = \cos \alpha$$

$$\sigma_l = \frac{W_i \cos^2 \alpha}{b} \quad (4.12)$$

Con el piezómetro podemos conocer la presión del agua  $u$ , en la base de la dovela, por lo que el esfuerzo normal efectivo en esta zona podrá valuarse de la siguiente manera:

$$\sigma_i = \sigma_i - u = \frac{N_i}{\Delta L_i} - u = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha - u \quad (4.13)$$

Calculando el valor de  $\sigma_i$  se entrará a la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos (que ha de conocerse) y así se obtendrá el valor de la resistencia disponible,  $\sigma_i$ , en la base de la dovela.

Otra manera de calcular  $\sigma_i$  puede ser la siguiente.

Tenemos que  $W_i$ , el peso total de la dovela de ancho  $b$ , el peso efectivo  $W_i$  de la misma se puede obtener restando al peso total la fuerza de subpresión (de abajo hacia arriba), debida a la presión de poro  $u$ , que es igual a  $ub$ ; por lo tanto:

$$W_i = W_i - ub \quad (4.14)$$

Se considera un ancho unitario del talud en dirección perpendicular al papel.

La fuerza normal efectiva  $N_i$  en la base de la dovela, se puede obtener del polígono dinámico mostrado en la parte d de la figura IV.6; manteniendo aún la hipótesis que las fuerzas laterales en las dovelas no influyen, se tiene que:

$$N_i = W_i \cos \alpha \quad (4.15)$$

Sustituyendo en la ecuación (4.14) en la (4.15) tenemos:

$$N_i = (W_i - ub) \cos \alpha \quad (4.16)$$

Teniendo

$$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta L_i} \quad (4.17)$$

Lo cual podemos escribir como:



$$\sigma_i = \frac{Wl - ub}{\Delta Li} \cos \alpha = \frac{Wl - ub}{b} \cos^2 \alpha \quad (4.18)$$

ya que

$$\frac{b}{\Delta Li} = \cos \alpha \quad (4.19)$$

Sin importar el método utilizado para obtener el valor de  $\sigma_i$ , podremos calcular el momento resistente correspondiente a toda la superficie de deslizamiento, con la siguiente expresión.

$$MR = R \sum Si \Delta Li \quad (4.20)$$

Para cada caso,  $\sigma_i$ , se obtiene de la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos a partir de  $\sigma_i$ .

Para el caso del momento motor el peso total de las dovelas deberá incluirse el suelo y el agua que él contenga.

$$Mm = R \sum Wl \sin \alpha \quad (4.21)$$

Si en la parte exterior del talud existe un tirante de agua ( ver figura IV.5 ) debe tenerse en cuenta que bajo dicho nivel de agua, ésta se encuentra en equilibrio dentro y fuera del talud y no ejerce efecto motor; por lo que para este caso el momento motor será:

$$Mm = R \sum (Wl - zb \gamma w) \sin \alpha \quad (4.22)$$

Donde  $z$  es el desnivel entre el agua fuera del talud y la base de cada dovela.

De igual manera que en los procedimientos anteriores definimos el factor de seguridad  $F_s$ , como:

$$F_s = \frac{MR}{Mm}$$

y a su vez también se efectuarán una serie de tanteos para llegar al círculo crítico, para considerar estable o no el talud.

#### 4.2.3. Taludes con suelos estratificados

Con frecuencia en la práctica se presentan taludes formados por suelos estratificados, con diferentes características y peculiaridades, los cuales de una manera ideal los podemos representar en la figura IV.6, con referencia a un caso particular, útil para exponer el método de manera general.

Se propone un círculo de falla que delimitará la masa deslizante, la cual se puede dividir en dovelas de tal forma que ninguna base de dovela se ubique dentro de dos estratos diferentes, sino que cada base de dovela caiga sobre un solo material. Ahora bien el peso de la dovela deberá calcularse con sumandos parciales multiplicando la parte del área que carga en cada estrato por su correspondiente peso específico.

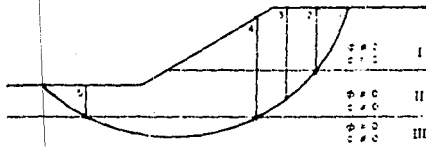


Figura IV.6 Aplicación al Método Suelco a taludes en suelos estratificados.

Utilizando para cada base de dovela la ley de resistencia al esfuerzo cortante que le corresponda de acuerdo con la naturaleza del material del estrato donde descansa.

En seguida se desarrolla el método de manera análoga al que se trató en taludes homogéneos, para obtención de momento motor y resistente así como el correspondiente  $F_s$  para cada círculo de falla ( resolviendo también por tanteos).

### 4.2.3. Taludes con suelos estratificados

Con frecuencia en la práctica se presentan taludes formados por suelos estratificados, con diferentes características y peculiaridades, los cuales de una manera ideal los podemos representar en la figura IV.6, con referencia a un caso particular, útil para exponer el método de manera general.

Se propone un círculo de falla que delimitará la masa deslizante, la cual se puede dividir en dovelas de tal forma que ninguna base de dovela se ubique dentro de dos estratos diferentes, sino que cada base de dovela caiga sobre un solo material. Ahora bien el peso de la dovela deberá calcularse con sumandos parciales multiplicando la parte del área que carga en cada estrato por su correspondiente peso específico.

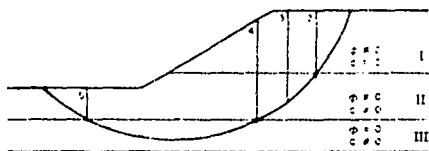


Figura IV.6 Aplicación al Método Suro a taludes en suelos estratificados.

Utilizando para cada base de dovela la ley de resistencia al esfuerzo cortante que le corresponda de acuerdo con la naturaleza del material del estrato donde descansa.

En seguida se desarrolla el método de manera análoga al que se trató en taludes homogéneos, para obtención de momento motor y resistente así como el correspondiente  $F_s$  para cada círculo de falla ( resolviendo también por tanteos).



# CAPITULO V

## ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

### 5.1. Introducción

La consolidación representa uno de los problemas que revisten mayor importancia dentro de la Mecánica de Suelos y en especial en el tema de los suelos blandos. Sus consecuencias provocan deficiencias en el funcionamiento de numerosas obras.

Sin embargo, las soluciones hasta hoy adoptadas para el cálculo de este problema no cumplen con todas las expectativas que la Mecánica de Suelos genera. Dichas soluciones se basan en la teoría de la elasticidad la cual no siempre se adapta a las condiciones reales; por lo que no es posible afirmar que las teorías que posteriormente se expondrán, permiten calcular los asentamientos de un terraplén con toda seguridad y exactitud; no obstante, sí brindarán un dato lo suficientemente aproximado como para normar los criterios del proyecto.

Cabe mencionar que para la aplicación de las teorías disponibles a casos prácticos, para la obtención de estimaciones suficientemente aproximadas, se utilizarán factores de seguridad considerablemente altos con respecto a los de otras ramas de la ingeniería civil.

### 5.2. Distribución de Esfuerzos en la Masa de Suelo por una Carga Trapezoidal de Longitud Infinita

Se considera una transmisión de esfuerzos a un medio continuo semiinfinito, homogéneo, isotrópico y linealmente elástico.

En base a la figura V.1 Carothers resolvió el problema proponiendo las siguientes ecuaciones de distribución de esfuerzos:

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \left[ \beta \frac{x}{a} - \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right] \quad (5.1)$$

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[ \beta \frac{x}{a} + 2 \frac{z}{a} \ln \frac{r_0}{r_1} + \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right] \quad (5.2)$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \left[ \frac{z}{a} \alpha - \frac{z^2}{r_2^2} \right] \quad (5.3)$$

Por otra parte J.O. Osterberg propuso una solución gráfica (ver figura V.2) para los puntos indicados. En la práctica resulta muy cómodo el uso de la gráfica antes citada para calcular los esfuerzos inducidos al terreno por un terraplén.

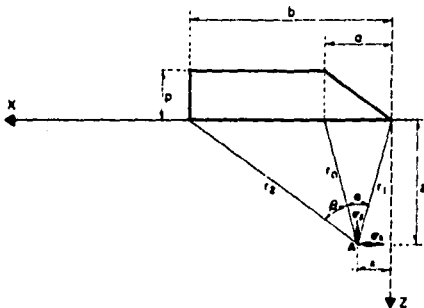


Figura V.1 Distribución de esfuerzos bajo una carga trapezoidal de longitud infinita (trapecio rectángulo).

### 5.3. Consolidación de los Suelos

Se conoce como consolidación de los suelos a la disminución de volumen provocado por el aumento de cargas sobre el suelo en un lapso de tiempo.

Si consideramos al suelo con una gran extensión horizontal, la posición relativa de las partículas sólidas en este plano, durante el proceso de consolidación, permanecerá prácticamente igual; mientras que en el plano vertical se presenta un cambio o movimiento de las partículas sólidas más significativo, efecto por el cual sólo se considera el movimiento en dirección vertical al que se denomina consolidación unidireccional o unidimensional.

#### 5.3.1. Prueba de Consolidación Unidimensional

Para ella se requiere una muestra de suelo lo más inalterada posible, labrada en forma de pastilla, la cual se coloca en el interior de un anillo de bronce, el cual le proporciona un completo confinamiento lateral; por las dos caras del anillo y sobre la muestra se colocarán

pedras porosas de diámetro ligeramente menor que el del diámetro interior del anillo (ver figura V.3). Mediante un marco de carga se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con un dispositivo formado por una esfera metálica y una placa colocada sobre una piedra porosa superior. También se coloca un extensómetro apoyado en el marco de carga con el propósito de llevar un registro de las deformaciones en el suelo provocadas por las cargas aplicadas, las cuales se irán variando (aumentando) en períodos de tiempo lo suficientemente largos para que se detenga la deformación.

Para cada incremento de carga, para períodos establecidos de tiempo se hacen lecturas del extensómetro y estos datos se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Al resultado de la graficación se le llama curva de consolidación y se obtiene para cada incremento de carga aplicada (ver figura V.4).

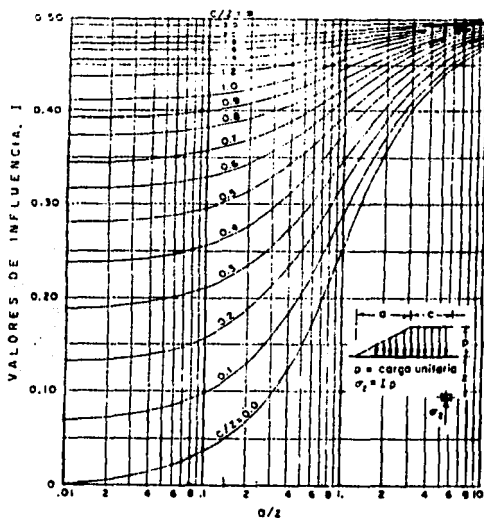
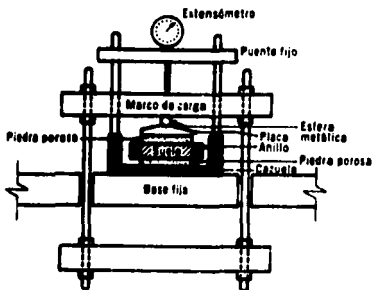


Figura V.2 Gráfica de valores de influencia para el cálculo de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapezoidal de longitud infinita.



*Figura V.3 Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante.*

A partir de que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, puede deducirse en base a los datos iniciales y de las lecturas del extensómetro que su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial. Una vez alcanzado este momento la prueba de consolidación llega a la segunda etapa que es la etapa de descarga, en la que se somete al espécimen a cargas decrecientes; lo cual propicia la recuperación del espécimen, aunque éste nunca llega a su relación de vacíos inicial. Así para cada incremento de carga y descarga aplicado se tiene un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. Finalmente después de aplicar los incrementos de carga y descarga, se cuenta con datos suficientes para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se colocan los correspondientes valores de  $e$  en escala natural. De cada prueba completa de consolidación se obtiene una curva que se llama curva de compresibilidad. En dicha curva se definen tres tramos diferentes. El tramo A suele llamarse tramo de recompresión, el tramo B tramo virgen y el tramo C tramo de descarga (ver figura V.5).

La obtención de las curvas de compresibilidad, reviste de suma importancia, ya que, al tener curvas para diferentes profundidades a su vez tendremos información esencial, para el cálculo de asentamientos también a diferentes profundidades.

### **5.3.1. Proceso de Consolidación**

Consideremos un estrato de suelo de longitud infinita en el plano horizontal y de espesor  $H$  en el plano vertical, de tal forma que tanto la presión de su peso propio y la del agua contenida en él se consideren despreciables en comparación con las presiones que le producen las cargas aplicadas (ver figura V.6).



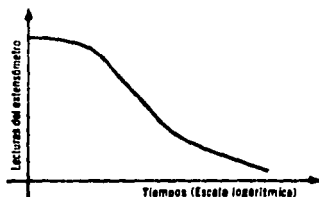


Figura V.4 Forma típica de las curvas de consolidación en arcillas (fuera de escala).

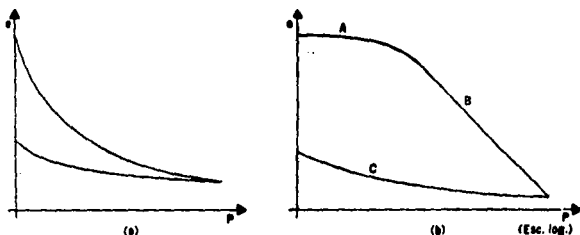


Figura V.5 Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles.

a) Representación aritmética

b) Representación semilogarítmica

Ahora bien suponemos que el agua sólo puede ser drenada por la frontera superior del estrato, el cual se considera confinado con una capa impermeable. Sabemos que el estrato ha estado sujeto a una presión  $p_1$  durante un tiempo considerable para consolidarse totalmente bajo esta presión; posteriormente a estas condiciones se aplica al estrato un incremento de presión  $\Delta p$ . La presión total sobre el estrato será  $p_2 = p_1 + \Delta p$ . El incremento de carga aplicado será soportado íntegramente por el agua intersticial (a lo largo de todo el espesor  $H$ ) ver figura V.6b.

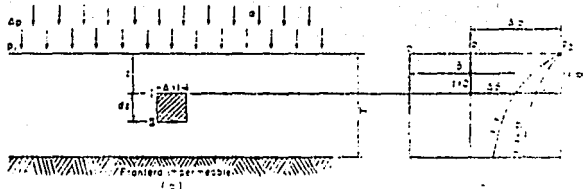


Figura V.6 Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

Con el paso del tiempo ( $t$ ) una cantidad de agua habrá sido drenada por la parte superior del estrato y por consecuencia una parte de la presión hidrostática habrá disminuído y parte de la carga ( $\Delta\bar{p}$ ) se habrá transferido a la estructura sólida del suelo. La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ( $\beta = p_i + \Delta\bar{p} + u$ , respectivamente) queda representada en la misma figura V.6b.

Podemos decir que:

$$\Delta p = \Delta\bar{p} + u \quad (5.4)$$

Siendo esta ecuación válida para cualquier profundidad  $z$  y en cualquier instante  $t$ . En un instante siguiente,  $t + dt$ , se presenta una nueva distribución de presiones la cual también se observa en la figura V.6b. Donde se aprecia que la presión  $\Delta p$ , en la estructura del suelo, como la  $u$  en el agua intersticial son funciones de la profundidad,  $z$ , y el tiempo  $t$ . Se puede escribir.

$$u = f(z, t) \quad (5.5)$$

Por tanto:

$$\Delta\bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t) \quad (5.6)$$

Con lo cual se tiene la expresión de la consolidación unidimensional en sentido vertical.

Para cada incremento de carga se llega a una deformación máxima, por lo tanto su relación de vacíos alcanza un valor menor. De esta manera al aplicar cada incremento de carga se obtiene un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente que actúa sobre la muestra,

por lo que una vez aplicados todos los incrementos de carga, se cuenta con la cantidad suficiente de valores para construir la gráfica de compresibilidad.

$$e = e_0 - Cc \log \frac{P}{P_0} \quad (5.7)$$

si  $C_0 = e_0$ ;  $e = e$ ,

$P = 10 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $P_0 = 1 \text{ Kg/cm}^2$

$$e = e_0 - Cc \log P \quad (5.8)$$

$Cc = e_0 - e$ ,

$Cc = \text{índice de compresibilidad}$

### 5.3.3. Analogía Mecánica de Terzaghi

Terzaghi propuso un modelo en el cual trató de concebir de manera objetiva el proceso de consolidación unidimensional el cual se explica de la siguiente manera: Se considera un cilindro de área de sección recta  $A$ , provisto de un pistón sin fricción el cual tiene una pequeña perforación. Dicho pistón se encuentra soportado desde el fondo del cilindro por un resorte y además el cilindro está completamente lleno de un fluido considerado incompresible (ver figura V.7).

Ahora bien, si sobre el pistón colocamos una carga  $P$  y mantenemos el orificio cerrado, no ocurrirá ningún desplazamiento ya que toda la presión la absorberá el fluido y por consiguiente el resorte no tendrá ninguna deformación.

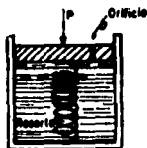


Figura V.7 Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la comprensión de la consolidación de suelos finos.

Pero si permitimos que el fluido salga por el orificio, la presión  $p$  ahora también estará soportada por el resorte el cual recibirá una transferencia gradual de carga del fluido, presentándose en el interior y el exterior del cilindro una diferencia de presión igual a  $p/A$  que generará el gradiente necesario para que el resorte se deforme.

Si en lugar de un cilindro se consideran una serie de cámaras comunicadas se generará el siguiente diagrama de presiones (ver figura V.8) donde:

La línea 1-2 representa la distribución inicial de presiones sin carga.

La línea 3-4 es el nuevo diagrama de presiones en el fluido después de aplicada la carga.

La línea quebrada representa la distribución de presiones del fluido y los resortes respectivamente  $u$  y  $p$ .

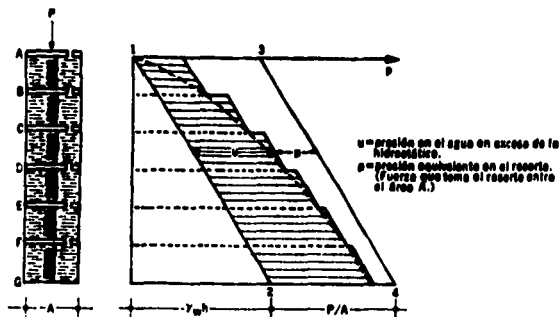


Figura V.8 Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

### 5.3.4. Ecuación Diferencial de la Consolidación Unidimensional

Como se vio anteriormente el proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical está en función del tiempo y la profundidad.

$$u = f(z, t) \quad (5.9)$$

Ahora apoyándose en la figura V.9, consideramos que el espesor del elemento es de  $dz$  y sus fronteras superior e inferior cubren una área unitaria.

Sea  $u$  la presión en exceso de la hidrostática (presión de poro) para el punto  $l$  para un tiempo  $t$  y una profundidad  $z$  tenemos que:

$$u_1 = u \quad (5.10)$$

El punto 2 representa la presión en el mismo tiempo, pero a una profundidad  $z + dz$ ; por lo tanto:

$$u_2 = u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \quad (5.11)$$

Y el punto 3 representa la presión a la misma profundidad que en el punto 1 pero en un tiempo  $t + dt$ :

$$u_3 = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (5.12)$$

Y el punto 4 representa una presión que varía en un tiempo  $dt$  y en una profundidad  $dz$ , respecto a la presión en el punto 1.

$$u_4 = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt + \frac{\partial u}{\partial z} dz + \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z} dt dz \quad (5.13)$$

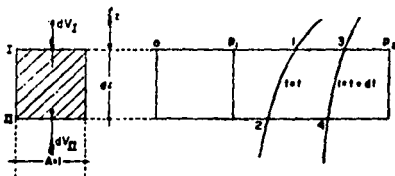


Figura V.9 Distribución de presiones en los tiempos  $t$  y  $t + dt$  en un elemento de volumen sujeto a consolidación.

El problema de consolidación toma en cuenta las siguientes dos hipótesis:

- 1.- Tanto el agua como las partículas de suelo son totalmente incompresibles.
- 2.- El suelo está totalmente saturado.

Con las anteriores hipótesis debe tenerse que la diferencia entre la cantidad de agua que sale por la cara I de la muestra y la que entra por la cara II en el tiempo  $dt$  debe ser igual al cambio de volumen del elemento en el mismo tiempo.

Estas cantidades dependen de los gradientes hidráulicos actuantes en ambas caras.

$$i_1 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (5.14)$$

El gradiente  $i_1$  es el representativo para toda la cara superior del elemento en el tiempo  $t$ .

El gradiente hidráulico  $i_2$ , representativo existente en la cara inferior del elemento en el tiempo  $t$  será:

$$i_2 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \right) \quad (5.15)$$

Aplicando la ley de D'Arcy, supuesta válida, la cantidad de agua, en unidades de volumen, que sale del elemento por la cara I en el tiempo  $dt$  será:

$$dv_1 = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} dt; \quad A = 1 \quad (5.16)$$

Similarmente la cantidad que entra por la cara II en el mismo tiempo es :

$$dv_2 = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \right) dt; \quad A = 1 \quad (5.17)$$

Entonces la cantidad neta que sale estará dada por:

$$\Delta dv = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt \quad (5.18)$$

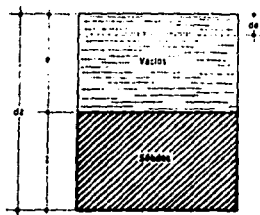


Figura V.10 Esquema de un elemento de suelo sujeto a consolidación unidimensional.

Por otra parte, apoyándonos en la figura V.10, es posible obtener una liga entre el cambio de la relación de vacíos y el cambio de volumen de un elemento del suelo sujeto a la prueba.

$$\Delta dv = \frac{de}{1 + e} dz \quad (5.19)$$

coeficiente de compresibilidad ( $a_v$ ) se define como la relación:

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}} \quad (5.20)$$

de donde se deduce

$$de = a_v d\bar{p} \quad (5.21)$$

y sustituyendo este valor en la ecuación (5-19) tenemos:

$$\Delta dv = \frac{a_v}{1 + e} d\bar{p} dz \quad (5.22)$$

En la cara superior de la muestra de suelo de espesor  $dz$ , entre los tiempos  $t$  y  $t + dt$  existe una diferencia de presiones  $u$  que vale:

$$du = \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (5.23)$$

Coefficiente de variación volumétrica:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad (5.24)$$

$p = p + v$ , diferenciando  $0 = dp + dv$

$$dp = -dv \quad \text{pero} \quad dv = \frac{dv}{dt} dt \quad (5.25)$$

$$dp = - \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (5.26)$$

Para calcular los asentamientos de un estrato, se emplea la fórmula:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H \quad H = \text{semialtura del estrato} \quad (5.27)$$

$$\Delta dv = m_v \frac{\partial u}{\partial t} dt dz$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u^2}{\partial z^2} dt dz = m_v \frac{\partial u}{\partial t} dt dz$$



$$\frac{\partial u^2}{\partial z^2} = \frac{m_v \gamma_w}{k} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Ecuación que gobierna la Consolidación uniaxial.}$$

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (5.28)$$

### 5.3.5. Determinación de las Condiciones de Frontera para Resolver la Ecuación Diferencial de la Consolidación.

Las condiciones de frontera que deben satisfacerse son:

$u = 0$  para  $z = 0$  y  $z = 2H$  (para todo tiempo  $t > 0$ )

Además debe satisfacerse la condición inicial:

$u = \Delta p = p_2 - p_1$  para  $t = 0$  y  $0 < z < 2H$

Para esto consideramos un estrato arcilloso de espesor  $2H$  en el cual el agua puede drenarse por sus caras superior e inferior, (ver figura V.11).

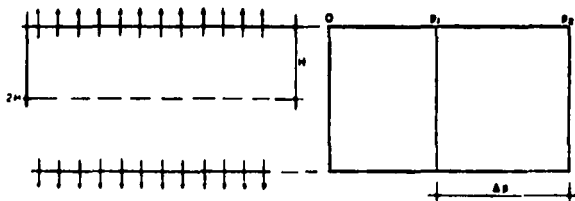


Figura V.11 Determinación de las condiciones de frontera para resolver la ecuación diferencial de la consolidación.

La solución a que puede llegarse está dada por la serie:

$$u = \Delta p \sum_{n=0}^{\infty} \left[ \frac{4}{(2n+1)\pi} \sin \frac{((2n+1)\pi z)}{2H} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 k(1+e)t}{4H^2 a_v \gamma_w}} \right] \quad (5.29)$$

donde:

$e$  es la base de logaritmos neperianos.

La cual considerando la definición del coeficiente de consolidación queda de la siguiente manera:

$$u = \Delta P \sum_{n=0}^{\infty} \left[ \frac{4}{(2n+1)\pi} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \right] \quad (5.30)$$

La solución (5.29) es de la forma:

$$\frac{u}{\Delta P} = f(z, t) \quad (5.31)$$

El factor  $z/H$  que aparece en el término seno; así como:

$$\frac{C_v t}{H^2}$$

que aparece en el exponente de  $e$  son ambas cantidades adimensionales.

El Factor Tiempo ( $T$ ) es la última cantidad, que es función de las constantes físicas del complejo suelo-agua que determinan el proceso de consolidación.

$$T = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \frac{t}{H^2} \quad (5.32)$$

Por lo que la expresión (5.31) puede expresarse como:

$$\frac{u}{\Delta P} = f\left(\frac{z}{H}, T\right) \quad (5.33)$$

definiendo el tiempo de consolidación con la siguiente expresión:

$$t = \frac{\gamma_w a_v H^2}{k(1+e)} T \quad (5.34)$$

Ahora ubicándonos en la figura V.12 donde se muestra la distribución de presiones entre la fase sólida y líquida, en un estrato de arcilla drenado por ambas caras, correspondientes a un tiempo  $t$ , al cual, a su vez, corresponde un valor específico del factor tiempo  $T$ . De la misma figura se

define el porcentaje o grado de consolidación a una profundidad  $z$  y en un instante  $t$ , el cual no es más que la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de cargas impuesto. La cual se representa como:

$$U_s(\%) = 100 \frac{AC}{AB} = 100 \frac{\Delta p - u}{\Delta p} = \left( 1 - \frac{u}{\Delta p} \right) 100 \quad (5.35)$$

$u$  = Presión que tiene el agua debido a que le han puesto una carga.

$\Delta p$  = carga que esta puesta encima de  $u$ .

Porcentaje de consolidación del estrato:

$$U(\%) = \frac{\int_0^{2H} (\Delta p - u) dz}{(\Delta p \cdot 2H)} 100 \quad (5.36)$$

De la anterior se llega a la siguiente expresión:

$$U(\%) = 100 \left[ 1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{8}{(2n-1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n-1)^2 \pi^2 T}{4}} \right] \quad (5.37)$$

En la tabla V-1 aparece la relación obtenida de diferentes valores de  $T$  con sus correspondientes valores de  $U(\%)$ .

Los factores que influyen en el tiempo de consolidación son los siguientes:

- 1.- He trayectoria del agua
- 2.-  $K$  permeabilidad
- 3.-  $\alpha$ , coeficiente de compresibilidad
- 4.-  $e$  relación de vacíos

Tabla V-1 Relación teórica  $U(\%) - T$ .

$U$ (%)	$T$
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	$\infty$

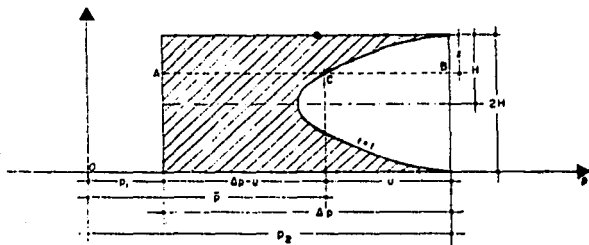


Figura V.12 Distribución de presiones efectiva y neutral en un estrato de arcilla sujeto a consolidación, drenado por ambas caras en un tiempo  $t$ .

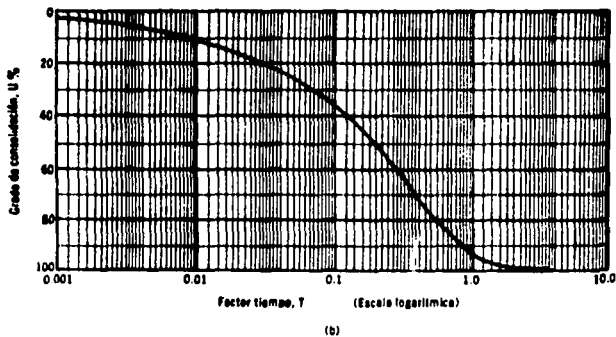
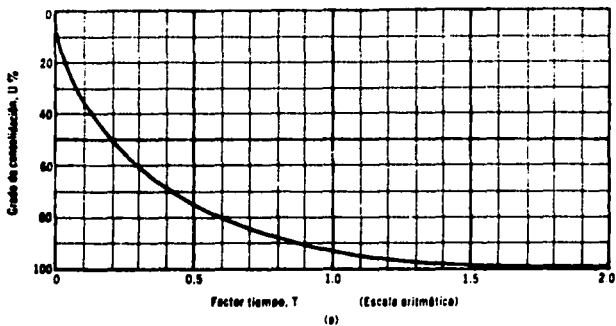


Figura V.13 Curvas teóricas de consolidación.

a) Trazado aritmético

b) Trazado semilogarítmico

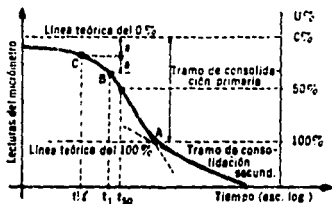


Figura V.14 Determinación del 0 al 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

### 5.3.6. Coeficiente de Permeabilidad Partiendo de la Prueba de Consolidación

Se puede partir del factor tiempo T de donde se despeja K. Para evitar incurrir en errores se considera el 50% de consolidación, el cual corresponde a un valor de  $T_{50} = 0.197$  aproximadamente  $0.2 = 1/5$ . Por lo que el coeficiente de permeabilidad puede expresarse de la siguiente manera (unidades en el sistema c.g.s.)

$$k = \frac{\gamma_w a_v H^2}{5 (1 + e) t_{50}} \quad (5.38)$$

### 5.3.7. Consolidación Primaria

Es donde se presenta la expulsión de agua y gases inducidos por una sobrecarga,  $\Delta p$ , esta consolidación puede determinarse a partir de los datos de la prueba de consolidación y apoyándose en el esquema V.15, donde si  $\Delta e$  representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, de espesor total  $1 + e$ , en un estrato de espesor H se llega a lo siguiente:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} \cdot H \quad (5.39)$$

siendo  $\Delta H$  la disminución de espesor total del estrato de espesor H.

Ahora bien la fórmula anterior también se puede presentar de la siguiente manera, ya que se sabe que:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad \text{y} \quad m_v = \frac{a_v}{1 + e}$$

por tanto:

$$\Delta H = \frac{a_v}{1 + e} \Delta p H = m_v \Delta p H \quad (5.48)$$

Por otra parte la consolidación secundaria, no presenta expulsión de líquidos pero sí deformación. Atribuyendo a este efecto un fenómeno de flujo viscoso, es decir, al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se acomodan, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga.

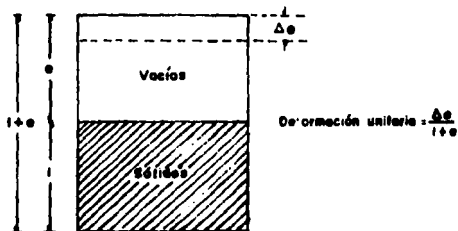


Figura V.15 Esquema de consolidación primaria.

## **5.4. Temas de Instrumentación**

Los principales objetivos de la instrumentación de terraplenes sobre suelos blandos son los siguientes:

- La medición de los asentamientos
- La evolución de las presiones de poro bajo el terraplén, para conocer tanto la evolución del fenómeno de consolidación del terreno natural, como el factor de seguridad.
- Los desplazamientos horizontales del terreno de cimentación
- La evolución general de la resistencia del terreno natural

### **5.4.1. Mediciones de los Asentamientos**

Para este problema se han desarrollado métodos de medición bastante elaborados, los cuales cuentan con instrumentos tales como:

- Torpedo medidor de asentamientos
- Medidores de celda
- Placas de asentamientos

Los cuales funcionan de diferente manera y en distintas condiciones. No obstante el método más utilizado y por ende el más sencillo para medir los asentamientos es mediante nivelaciones superficiales. En el cual se colocan algunos puntos estables distribuidos en la superficie y se nivelan periódicamente, tomando como base algún punto inmóvil fuera de la influencia de los asentamientos.

### **5.4.2. Medición de los Movimientos Laterales del Terreno de Cimentación**

Esta clase de movimientos, son poco considerados, no obstante ante suelos de cimentación blandos pueden propiciar asentamientos, no por cambio de volumen como lo considera la teoría de la consolidación sino por cambios de forma debidos a la acción de los esfuerzos crtantes. Además cabe mencionar que la falla de los terraplenes construidos sobre suelos blandos es precedida de un desplazamiento lateral del terreno de cimentación por debajo y en la vecindad de ellos; por lo cual al conocer estos desplazamientos tenemos una idea cualitativa de una posible falla.

Por una parte cuando se desean conocer los movimientos diferenciales en la superficie del terreno o relativos entre diversos puntos sin que se tenga que determinar la magnitud absoluta de los movimientos el procedimiento es relativamente sencillo.

Sin embargo, cuando se desean conocer los movimientos del terreno de cimentación el cual es afectado por el terraplén, se requiere de un instrumento que se conoce como "inclinómetro" el cual se encuentra en diferentes presentaciones; no obstante la idea básica que siguen estos



instrumentos es la misma, es decir, se introduce en el terreno un tipo de tubo relativamente flexible, cuya original verticalidad se modifique cuando ocurren los desplazamientos horizontales de tal manera que la línea del tubo deformada determine con la ayuda de un instrumento muy sensible a la inclinación colocado en su interior, una imagen objetiva de los desplazamientos que han tenido lugar.

### **5.4.3. Medición del Estado de Presiones en el Agua**

Es de suma importancia en terraplenes construídos sobre suelos blandos el conocimiento de la evolución de las presiones en el agua subterránea en exceso de la hidrostática, para tener bien precisados los siguientes elementos:

- Las condiciones hidráulicas en el interior de los estratos que constituyen el subsuelo.
- El grado de consolidación en cada momento de la vida del terraplén.
- Conocer en cualquier momento la resistencia del terreno de cimentación bajo el terraplén, para establecer la evolución del factor de seguridad.
- Verificar el funcionamiento de elementos de sudrenaje o de medidas que pudieran existir para controlar el flujo de agua hacia excavaciones.

Para estas mediciones el aparato generalmente utilizado es el piezómetro (medidor de presiones) el cual con el paso del tiempo ha evolucionado y se logran con éste mediciones cada vez más precisas.



# CAPITULO VI

## COMPORTAMIENTO ANTE ACCIONES DINAMICAS

### 6.1. Consideraciones Generales

Los conceptos descritos hasta ahora en esta tesis consideran el comportamiento de los terraplenes ante acciones estáticas y deben modificarse considerablemente cuando se considera la acción de cargas dinámicas. Se recuerda que las cargas estáticas son aquellas que permanecen constantes con el tiempo, en cambio las cargas dinámicas son las que varían con el tiempo. En los casos de los terraplenes de acceso a los puentes, que es el que particularmente nos ocupa, las cargas dinámicas significativas son los sismos. La experiencia de sismos importantes ocurridos en México recientemente, por ejemplo el sismo del 19 de septiembre de 1985, indica la ocurrencia de fallas importantes en terraplenes de carreteras y en accesos de puentes grandes; estas fallas obligaron a restringir el tránsito o a suprimirlo durante el tiempo de la reparación.

En la zona epicentral del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el tramo de la carretera costera del Pacífico entre La Mira y Playa Azul en el Estado de Michoacán fallaron terraplenes de la carretera en una longitud de aproximadamente 1.5 km. Estos terraplenes se encontraban sobre suelos blandos y ya presentaban anomalías de comportamiento en condiciones estáticas, manifestadas por hundimientos diferenciales y alabeos de la superficie de rodamiento ocasionados por un subdiseño por simple condición del peso del terraplén y capacidad de carga del suelo. El sismo obró entonces como un acelerante de la falla. Esta consistió en la apertura de grietas longitudinales hasta de 1 m de espesor y varios metros de profundidad que corrían por el eje de la carretera y en la vecindad de los hombros de la corona. El terraplén agrietado representaba un peligro para los usuarios de la carretera, por lo que fue necesario desviar el tránsito mientras se efectuaba la reparación.

Durante este mismo sismo fallaron los terraplenes de acceso al puente Lázaro Cárdenas que comunica el centro de la población del mismo nombre con la isla del Cayacal en que se ubica un puerto industrial. El puente salva uno de los brazos del río Balsas en la proximidad de su desembocadura. En este cauce el subsuelo está formado por suelos granulares de origen aluvial con tamaños de partículas que van de arenas finas a gravas medias. Los terraplenes de acceso en ambos lados del puente registraron asentamientos hasta de 25 cm acusados por un escalón que se formó después del sismo en la interfase del terraplén de acceso y la loa de calzada del puente. Además estos terraplenes presentaron grietas longitudinales de 30 cm de ancho y varios metros de profundidad. Los derrames de los terraplenes se abatieron y se observó un desplazamiento de los hombros hacia los lados exteriores del camino.

Los daños descritos arriba en terraplenes pueden atribuirse a la insuficiente resistencia al cortante

de los materiales empleados y al reacomodo de las partículas en el suelo de cimentación propiciado por las excitaciones cíclicas impuestas por el sismo.

La rehabilitación en todos los casos consistió en remover el material férreo para borrar el agrietamiento y colocar recargues de material granular para tender más los taludes e introducir en ellos bermas escalonadas a fin de aumentar la base de apoyo.

Experiencias similares se han registrado en muchos otros sismos ocurridos en diferentes partes del mundo; de ahí nace el interés de determinar el comportamiento dinámico de terraplenes sobre suelos blandos. Desafortunadamente, el problema es complicado puesto que deben modelarse el suelo y el terraplén que son estructuras continuas que no pueden discretizarse con la misma facilidad que una estructura esquelética como las que integran los edificios o los puentes. Este problema comúnmente se resuelve por técnicas del elemento finito. En una primera aproximación este método se aplica a modelos idealizados que consideran el problema alojado en un plano; estudios de mayor profundidad consideran la naturaleza tridimensional del problema.

En cualquier caso el análisis dinámico de sistemas modelados con elemento finito implica la necesidad de definir dos características básicas del suelo: su amortiguamiento y su período propio de vibración.

Para la determinación de estas características se han desarrollado métodos teóricos y experimentales; los primeros parten de los resultados de pruebas practicadas a muestras de suelo en el laboratorio, los segundos requieren de la observación del comportamiento del suelo en pruebas de excitación forzada en el sitio de la obra.

Dada la complejidad de estos estudios la mayor parte de ellos se refieren a proyectos de terraplenes para presas. En este tipo de obras se tiene generalmente una información muy amplia sobre el entorno geológico y sobre las características geotécnicas del suelo y de los materiales componentes del terraplén y por otra parte la falla de una presa trae consecuencias sociales de un costo mucho mayor que la falla del terraplén de una carretera. Esta circunstancia justifica que se realicen análisis dinámicos del comportamiento de terraplenes en presas y que no se hagan para carreteras. En estas últimas generalmente el efecto sísmico se estudia mediante un análisis estático en el que se incluyen las siguientes modificaciones:

- A las fuerzas actuantes en cada dovela (peso vertical) se añade una fuerza horizontal equivalente al sismo en el sentido que propicia el deslizamiento de la superficie de falla analizada. Esta fuerza horizontal se toma igual al peso de la dovela por el factor  $C/3$  donde  $C$  es la máxima aceleración del terreno por el sismo de diseño.
- La resistencia al corte en la superficie de falla se disminuye en 30% para tomar en cuenta el efecto de las vibraciones sísmicas.
- El factor de seguridad global buscado es menor que el especificado para cargas permanentes (1.1 en vez de 1.5).

El método práctico anterior, sigue siendo de todas maneras un método estático, pero resulta conservador para la mayor parte de los casos.

En lo que sigue se presentará un resumen de los métodos disponibles para calcular el período fundamental del suelo, que como ya se dijo es dato básico para el análisis dinámico de un terraplén. Posteriormente se presenta en forma resumida un método para la determinación de las deformaciones producidas por el sismo en un terraplén. El cálculo de las deformaciones permite definir la seguridad del terraplén ante la acción dinámica del sismo.

## 6.2. Método para la Determinación del Período Fundamental del Suelo

Las cargas dinámicas se encuentran en función del tiempo además de ser cíclicas reversibles, por lo que generan diagramas de esfuerzo-deformación de carácter no lineal; las curvas que en ellas se generan se obtienen mediante series de pruebas diversas aplicadas a los suelos. Dichas pruebas generalmente se refieren a deformaciones que producen los esfuerzos cortantes dado que estos son los que más se aproximan a los que induce un terremoto a la masa de suelo.

Al principio se intentó representar el comportamiento de los suelos de una manera simplista en curvas hiperbólicas en las que no se logró incorporar el aspecto cíclico de las cargas sísmicas. Razón por la cual se ha optado por expresar el comportamiento del suelo de manera tensorial. Además también se sabe que el ablandamiento en la masa de suelo se relaciona con el cortante y con la deformación por cortante.

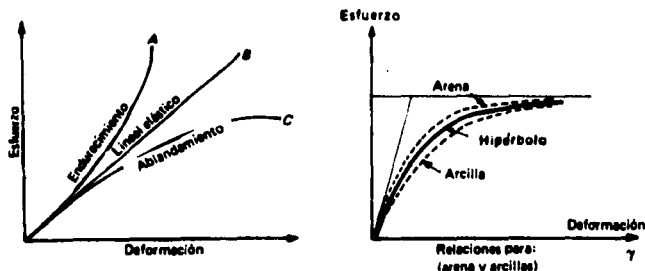


Figura VI.1 Gráficas Esfuerzo deformación.

En los estudios hasta hoy realizados se han llegado a planteamientos matemáticos en los que se definen los parámetros que inciden en las características sísmicas del suelo; los cuales se

relacionan entre sí y nos permiten realizar un análisis numérico del comportamiento del suelo ante un movimiento sísmico. Dichos parámetros son los siguientes:

$v_p$  = Velocidad de ondas de compresión

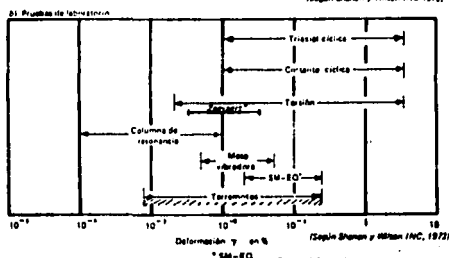
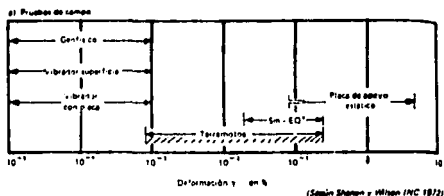
$v_s$  = Velocidad de ondas de corte

$\mu$  = Módulo de rigidez o cortante

$\delta$  = Relación de Poisson

En la actualidad se cuenta con una serie de métodos tanto de laboratorio como de campo los cuales se aplican de acuerdo a diferentes rangos de deformación por corte.

A continuación se presenta una tabla de los métodos para evaluar las propiedades dinámicas del suelo marcando para cada uno de ellos el rango de deformación por corte en el que se aplica.



Son las deformaciones que inducen los terremotos

El objeto de las pruebas es obtener  $v_s$ .

\*\*Vibrómetro  
(Zemari)

$\mu$  = Módulo del suelo

$v_p$  = Velocidad de ondas de compresión

$v_s$  = Velocidad de ondas de corte

$T_r$  = Período de resonancia del suelo

Tabla VI.1 Métodos para obtener las propiedades dinámicas del suelo.

Cabe mencionar que dichos métodos se basan en:

- a) Análisis de registros de terremotos
- b) Análisis de pequeños terremotos generados artificialmente
- c) Métodos analíticos que se apoyan en estudios de campo y laboratorio que evalúan propiedades del subsuelo

Así como denotar que los métodos de campo se utilizan para determinar las velocidades de transmisión de las ondas sísmicas en el suelo, mientras que los métodos de laboratorio determinan la respuesta del suelo ante una excitación dinámica.

En resumen podemos decir que los métodos prácticos que se utilizan para obtener los parámetros dinámicos del suelo los podemos condensar en tres grupos:

- 1.- Columnas de resonancia
- 2.- Triaxiales cíclicas
- 3.- Vibro-torsiómetro o péndulo de torsión libre

En general las columnas de resonancia trabajan generando ondas de corte dentro de perforaciones, dichas ondas se registran en geófonos, que se encuentran dentro de otra perforación a cierta distancia en la superficie. Con esto se miden las velocidades  $V_s$  y/o  $V_p$  que son características fundamentales del comportamiento dinámico del suelo.

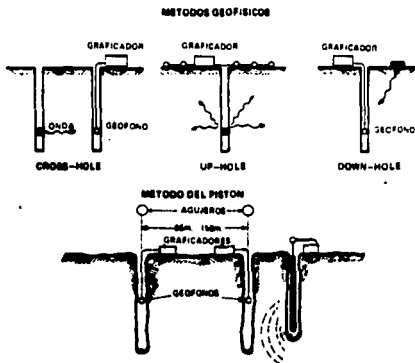


Figura VI.2 Algunos métodos de columnas de resonancia.

Por otra parte los métodos de vibración superficial nos permiten medir de manera indirecta  $V_s$ , ya que en éstos se generan ondas Rayleigh que en deformaciones pequeñas se consideran equivalentes a las ondas  $V_s$  de cortante. Para su obtención se aplica la siguiente expresión:

$$V_s = V_r = \lambda f$$

donde:

- $V_s$  = Onda de corte
- $V_r$  = Onda de Rayleigh
- $\lambda$  = Longitud de onda
- $f$  = frecuencia de vibración

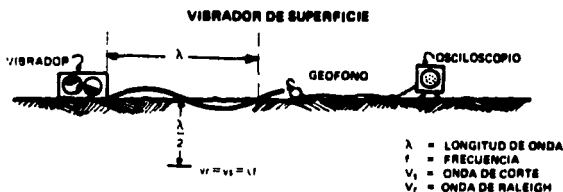


Figura VI.3 Método de vibración de superficie.

## 6.3. Método para Calcular las Deformaciones Permanentes de un Terraplén por Efecto de Cargas Cíclicas

### 6.3.1. Introducción

La predicción de las deformaciones permanentes inducidas por el sismo es un paso importante para el diseño sísmico de los terraplenes empleados en presas y carreteras. El método que aquí se presenta presupone que las deformaciones permanentes se acumulan en el suelo por efecto de cargas cíclicas cuando existe una resistencia suficiente al cortante. En este método se usan relaciones entre esfuerzos dinámicos y deformaciones permanentes que se determinan mediante pruebas de laboratorio a muestras de suelo. Este método se ha comprobado mediante pruebas realizadas en mesa vibratoria a modelos físicos de los terraplenes cuyos resultados se comparan con deformaciones teóricas calculadas con deformaciones reales medidas en los prototipos de los terraplenes estudiados.



### 6.3.2. Método de Cálculo

El método utiliza una técnica de elementos finitos y sigue un flujo de cálculo por computadora según se muestra en la siguiente figura:

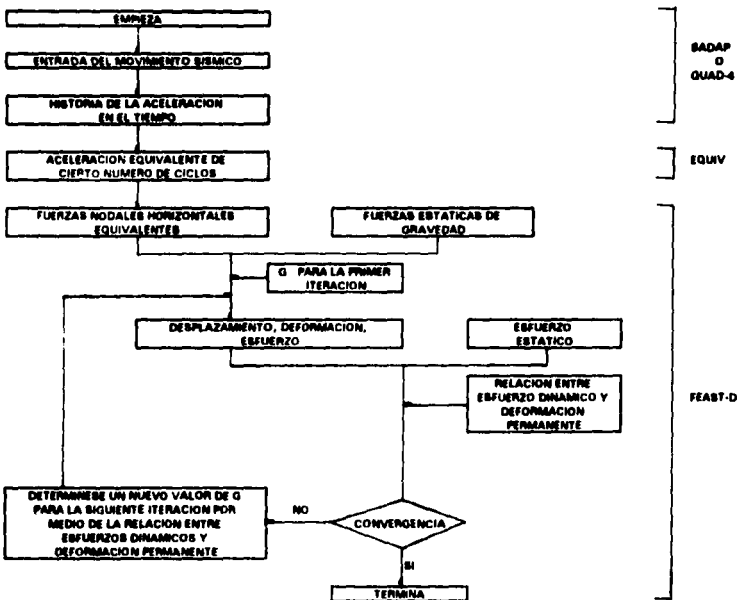


Figura VI.4 Diagrama de flujo para el cálculo de la deformación inducida en un terraplén.

En el método se utilizan tres programas: SADAP, EQUIV y FEAST-D. SADAP es un programa de análisis dinámico no lineal para terraplenes que utiliza la técnica del elemento finito. EQUIV es un programa que transforma ondas alcatorias en ondas senoidales equivalentes. FEAST-D es un programa del elemento finito estático en dos dimensiones para calcular la deformación permanente de los terraplenes.

En el análisis FEAST-D la fuerza sísmica equivalente se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$F_e = m a_e$$

donde:

$F_e$  = fuerza sísmica equivalente

$m$  = masa de un elemento finito

$a_e$  = aceleración equivalente

La fuerza sísmica equivalente se aplica primero hacia la derecha y luego hacia la izquierda y las deformaciones resultantes se sobrepone.

La parte más importante del análisis por FEAST-D es la relación entre el esfuerzo dinámico y la deformación permanente determinadas de pruebas cíclicas del suelo en el laboratorio. En la siguiente figura se muestra un esquema de esta relación. La curva en la figura está determinada para un cierto número de ciclos. En FEAST-D se utiliza un procedimiento iterativo para definir el valor apropiado del módulo  $G$  para cada elemento.

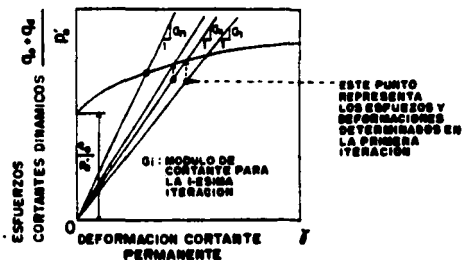


Figura VI.5 Diagrama esquemático de iteración para determinar la relación apropiada entre esfuerzo dinámico y deformación permanente.



y la siguiente figura muestra la deformación del modelo 1, 10 segundos después de empezar la excitación.

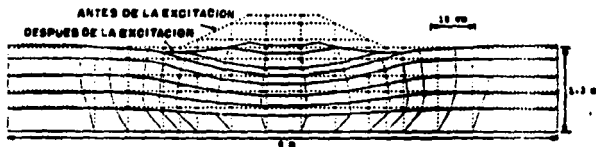


Figura VI.8 Deformación del modelo 1, 10 segundos después de iniciada la excitación.

Para el análisis con el programa SADAP se utilizaron las siguientes características del suelo.

		TERRAPLEN	SUELO	ESTRUCTURA SEMI-ENTERRADA
PESO UNITARIO (TON / m <sup>3</sup> )		1.68	1.94	2.83
COHESION (C) (TON / m <sup>2</sup> )		0	0	
ANGULO DE RESISTENCIA AL CORTANTE $\phi$ (GRADOS)		38.6	38.6	
COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO K <sub>0</sub>		0.5	0.5	
MODULO DE POISSON	ESTATICO	0.3	0.3	0.167
	DINAMICO	0.49	0.49	0.167
COEFICIENTES PARA DETERMINAR G <sub>0</sub>	$\nu$ (TON / m <sup>2</sup> ) <sup>1-n</sup>	2400	2400	1,160,000
	$n$	0.5	0.5	0

Tabla VI.2 Características del suelo que se utilizaron con el programa SADAP.



## CAPITULO VII

### APLICACION A UN PROBLEMA REAL

#### 7.1. Introducción

El entronque Chalco-Ixtapaluca se localiza en el km 9 + 300 de la carretera México-Puebla, tramo Los Reyes-Santa Bárbara, con origen en Los Reyes, Estado de México.

#### 7.2. Objetivo

Analizar las condiciones geotécnicas del sitio para poder evaluar el comportamiento de los terraplenes de acceso, así como hacer algunas observaciones y dar recomendaciones de procedimientos constructivos.

#### 7.3. Topografía y Geología

El terreno en la zona del entronque tiene topografía plana y se localiza en las orillas del ex Lago de Chalco en la zona de "Transición Progresiva", la cual aunque se caracteriza por la formación de suelos resistentes y de roca, aparece cubierta por depósitos de origen aluvial.

#### 7.4. Exploración del Subsuelo

El trabajo de exploración consistió en la perforación de cuatro sondeos con los métodos de penetración estándar y rotación de broca tricónica; además se hincaron tubos de pared delgada tipo Shelby para obtener muestras inalteradas.

El nivel de aguas freáticas se detectó a una profundidad promedio de 5.50 m.

Las características de los sondeos son las que se mencionan en la tabla siguiente:

Sondeo No.	Localización (km)	Elevación (m)	Profundidad (m)
1	9+259 a 20.6 m der.	98.10	17.78
2	9+269 a 10.4 m izq.	98.42	17.15
3	9+285 a 7.0 m der.	98.33	16.38
4	9+520 a 6.9 m der.	98.89	15.87

## **7.5. Pruebas de Laboratorio**

Las muestras de suelo se enviaron al laboratorio de mecánica de suelos para conocer las propiedades índice y mecánicas que se mencionan a continuación.

- Contenido de humedad
- Límites de plasticidad
- Análisis granulométrico
- Densidad relativa de sólidos
- Compresión simple
- Compresibilidad
- Peso volumétrico

## **7.6. Estratigrafía y Propiedades**

La estratigrafía del terreno en la zona del entronque está constituida por un estrato superficial con un espesor promedio aproximado de 10.10 m de arcilla color café y gris, de baja y alta compresibilidad, contenido de agua entre 16% a 230%, límite plástico de 15% a 60%, cohesión entre 1.0 y 6.4 ton/m<sup>2</sup>, coeficiente de variación volumétrica de 0.014 ton/m<sup>2</sup> en promedio. Debajo del material anteriormente mencionado y hasta la profundidad explorada se encontró arena fina, con mucho limo, color gris, de compacidad entre compacta y muy compacta.

A continuación se muestra la siguiente información:

- Registros de sondeos
- Columnas estratigráficas
- Perfil de suelos

## 7.7. Análisis de Estabilidad

Para este análisis los terraplenes se revisaron con el método de las dovelas de Fellenius cuyo resultado y modelos se presentan a continuación.

### 7.7.1. Cálculo del Círculo de Falla Crítico

Dovela	W	q	Li	Ti	Ni	s	S	MR
1	3.32	72	3.5	3.16	1.02	0.29	1.18	4.13
2	7.71	59	1.5	6.61	3.97	2.64	2.54	3.81
3	9.79	49	1.3	7.39	6.42	4.93	3.83	5.12
4	10.23	41	1.1	6.71	7.72	7.01	3.20	3.52
5	10.71	34	1.2	5.99	8.87	7.39	3.20	3.84
6	10.33	26	1.1	4.53	9.28	8.44	3.20	3.52
7	10.24	22	1.0	4.33	9.30	9.30	3.20	3.20
8	9.54	17	1.0	2.79	9.12	9.12	3.20	3.20
9	9.20	6	1.0	1.44	9.08	9.08	3.20	3.20
10	8.60	-5	1.0	-0.75	8.56	8.56	3.20	3.20
11	6.73	-12	1.0	-1.4	6.58	6.58	3.20	3.20
12	5.46	-19	1.1	-1.78	5.16	4.69	3.20	3.52
13	3.58	-24	1.1	-1.46	3.27	2.97	3.20	3.52
14	1.86	-32	1.1	-0.99	1.57	1.43	3.20	3.52
15	0.66	-38	1.1	-0.41	0.52	0.47	3.20	3.52
				36.16				54.02

$$F_s = \frac{M_R}{M_M} = \frac{54.02}{36.16} = 1.49$$





Obra : Paso a Desnivel  
 Ubicación : Carr. Fed. México-Puebla

Sondeo No. 1 Elev. 98.10 m  
 Localización: 9 + 259 a 20.6 m Dcr.  
 Procedimiento: Mixto penetración estándar  
 Shelby y rot. tricónica.

W = 63.5 kg

H = 4848/w = 76 cm

ϕ Ext. 5.08 cm

ϕ Int. 3.5 cm

Prof. m	Descripción	Muestra No.	De	A	No. de golpes en 30 cm de penetración	Long. recuperada en cm	Observaciones
0.00	Limo arenoso color café claro	1	0.00	0.60	17	24	Todos los Shelby entraron
0.60	Arcilla arenosa color café claro	2	0.60	1.20	15	19	a rotación
		3	1.20	1.80	11	29	
3.50		4	1.80	2.40	13	27	
	Arcilla café claro con capas moradas	5	2.40	3.00	7	34	
	negras y grises y capas con arena	6	3.00	3.60	3	40	
	negra intermedia	7	3.60	4.40	shelby	55	Shelby de 4"
		8	4.40	5.20	shelby	60	
		9	5.20	6.00	shelby	71	
		10	6.00	6.80	shelby	70	
		11	6.80	7.60	shelby	70	
		12	7.60	8.40	shelby	63	
10.0		13	8.40	9.20	shelby	69	
	Arena fina poco limosa gris claro	14	9.10	10.00	shelby	52	
	muy compacta		10.00	10.20	shelby	0	
		15	10.20	10.80	41	39	
		16	10.80	11.40	40	24	
		17	11.40	11.80	50/25	25	
			11.80	12.80	rot	0	Tricónica
		18	12.80	13.10	50/15	21	
			13.10	14.20	rot	0	
		19	14.20	14.52	50/17	22	
17.6	Limo arenoso café claro (tepetate)		14.52	15.60	rot	0	
		20	15.50	16.00	50/25	16	
			16.00	17.40	rot	0	
	Fin del sondeo	21	17.40	17.78	50/23	18	

Obra : Paso a Desnivel  
 Ubicación : Entronque Sta Barbara

Sondeo No. 2 Elev: 98.42 m  
 Localización: 9 + 269 a 10-4 m Izq.  
 Procedimiento: Mixto penetración estándar  
 Shelby y rot. tricónica.

W = 63.5 kg

H = 4848/w = 76 cm

φ Ext. 5.08 cm

φ Int. 3.5 cm

Prof. m	Descripción	Muestra No.	De	A	No. de golpes en 30 cm de penetración	Long. recuperada en cm	Observaciones
0.00	Limo arcillo arenoso color café	1	0.00	0.60	25	36	Todos los Shelby entraron a rotación
	claro con materia orgánica (pasto, raíces de pasto) y gravas aisladas	2	0.60	1.20	13	21	
		3	1.20	1.80	12	29	
0.60		4	1.80	2.40	20	27	
	Limo arcilloso café claro	5	2.40	3.00	6	16	
3.60		6	3.00	3.60	3	15	
	Arcilla café claro con capas intermedias grises y moradas y capitas de arena con gravas color café y capitas de arena negra.	7	3.60	4.20	shelby	39	Shelby de 4"
		8	4.20	5.00	shelby	70	
		9	5.00	5.80	shelby	62	
		10	5.80	6.60	shelby	55	
			6.60	7.60	shelby	0	
10.20		11	7.60	8.40	shelby	78	
10.0			8.40	9.20	shelby	0	
	Arena fina poco limosa gris claro muy compacta	12	9.20	10.00	shelby	70	
			10.00	10.20	shelby	0	
		13	10.20	10.80	50	29	
			10.80	11.80	rot	0	
		14	11.80	12.40	38	24	
		15	12.40	12.80	50/18	22	Tricónica
			12.80	13.80	rot	0	
		16	13.80	14.15	50/20	22	
16.60			14.15	15.30	rot	0	
	Limo arcillo arenoso café claro (tepetate)	17	15.30	15.70	50/25	34	
			15.70	16.80	rot	0	
17.15	Fin del sondeo	18	16.80	17.15	50/20	30	

Obra : Paso a Desnivel  
 Ubicación : Carr. Fed. México-Puebla

Sondeo No. 3 Elev: 98.33 m  
 Localización: 9 + 285 a 7.00 m Der.  
 Procedimiento: Mixto penetración estándar  
 Shelby y rot. tricónica.  
 φ Int. 3.5 cm

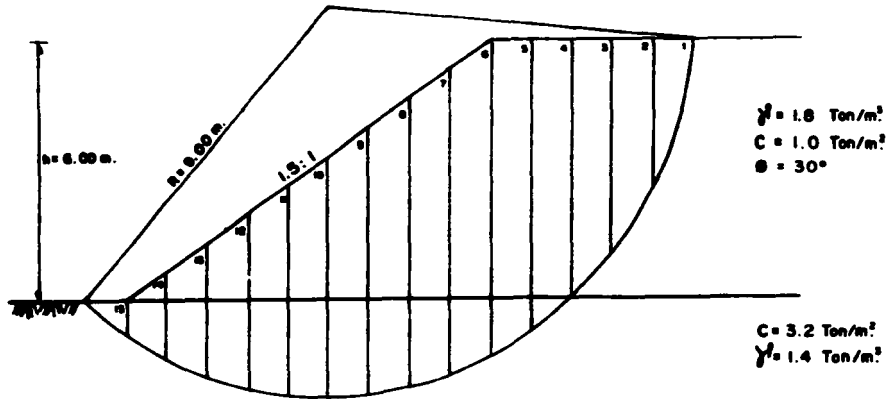
W = 63.5 kg

H = 4848/w = 76 cm

φ Ext. 5.08 cm

Prof. m	Descripción	Muestra No.	De	A	No. de golpes en 30 cm de penetración	Long. recuperada en cm	Observaciones
0.00	Limo poco arenoso café claro con arenas aisladas y materia orgánica (pasto raíces de pasto)	1	0.00	0.60	20	25	Todos los Shelby entraron a rotación
		2	0.60	1.20	19	22	
		3	1.20	1.80	7	17	
		4	1.80	2.40	12	14	
0.40		5	2.40	3.00	18	23	
	Limo arcilloso café claro con capitas intermedias de arena	6	3.00	3.60	3	18	
		7	3.60	4.40	shelby	54	Shelby de 4"
3.50		8	4.40	5.20	shelby	60	
	Arcilla gris claro con capas intermedias café claro moradas y negras y capitas intermedias de arena fina	9	5.20	6.00	shelby	70	
			6.00	6.60	shelby	0	
	y capitas intermedias de arena fina color negro con grava	10	6.60	7.40	shelby	48	
		11	7.40	8.20	shelby	48	
		12	8.20	9.00	shelby	48	
10.0	Arena fina poco limosa gris claro muy compacta	13	9.00	9.80	shelby	68	
		14	9.80	10.50	shelby	62	
		15	10.50	10.85	50/80	28	
			10.85	11.90	rot	0	Tricónica
		16	11.90	12.34	50/29	21	
			12.34	13.40	rot	0	
		17	13.40	13.55	50/15	14	
			13.55	14.60	rot	0	
		18	14.60	14.90	50/15	23	
			14.90	16.00	rot	0	
16.38	Fin del sondeo	19	16.00	16.38	50/23	21	





ESC. 1:100

*Círculo de falla crítica*

## 7.8. Cálculo de Asentamientos

Para este cálculo se utilizaron dos diferentes métodos de acuerdo a los datos con los que se cuenta, es decir, curva de compresibilidad, contenido de humedad ( $w$ ), límite líquido (LL), límite plástico ( $L_p$ ) y densidad de sólidos ( $S_s$ ).

Observando el perfil general de los sondeos se puede apreciar un estrato de arcilla de 0 a 2-3 m de profundidad con una resistencia un tanto mayor, soportando hasta 25 golpes en la penetración estándar, y un contenido de humedad menor al del resto del estrato de arcilla; aunque el suelo no ha tenido una carga anterior, esto es debido a una consolidación por desecación, común en este tipo de terrenos los cuales se reblandecen en épocas de lluvia.

Es decir, los asentamientos se calcularon en cada sondeo de acuerdo a la información con la que se cuenta y en algunos casos considerando el suelo homogéneo de una profundidad a otra.

### 7.8.1. Obtención de la Distribución de Esfuerzos

La distribución de esfuerzos se obtuvo para una carga trapecial infinita propuesta por Carothers y J. O. Osterberg al centro del terraplén a las profundidades necesarias.

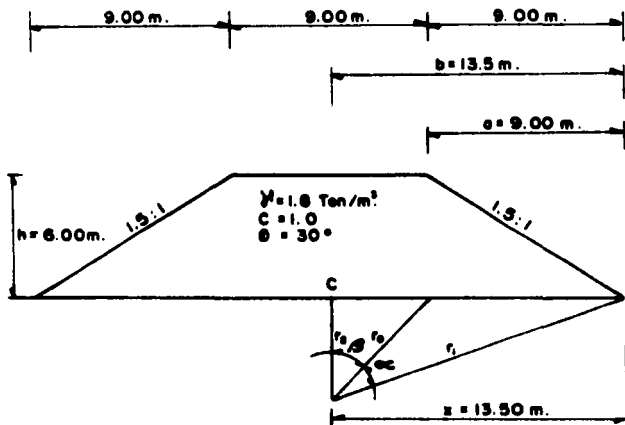
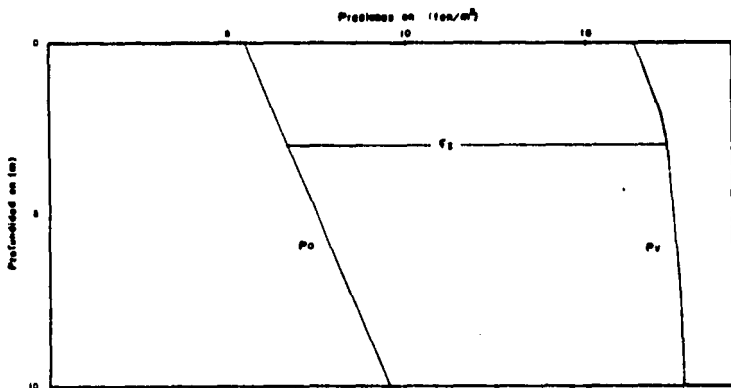


Figura VII.2 Condiciones de análisis de distribución de esfuerzos.

z (m)	r <sub>1</sub> (m)	r <sub>0</sub> (m)	r <sub>2</sub> (m)	a (rad)	b (rad)	π (m)	a (m)	b (m)	s (ton/m <sup>3</sup> )	s <sub>av</sub> (ton/m <sup>3</sup> )
0	13.50	4.5	0	0	1.57	13.5	9	13.5	5.4	10.8
2	13.64	4.92	2	0.27	1.15	13.5	9	13.5	5.36	10.72
3	13.83	5.41	3	0.36	0.98	13.5	9	13.5	5.28	10.56
7	15.21	8.32	7	0.52	0.57	13.5	9	13.5	4.65	9.30
8	15.69	9.18	8	0.52	0.51	13.5	9	13.5	4.46	8.92
10	16.80	10.96	10	0.51	0.42	13.5	9	13.5	4.08	8.17

### 7.8.2. Gráficas de Presión Efectiva Inicial ( $p_0$ ) y de Presión Efectiva Final ( $p_1$ )

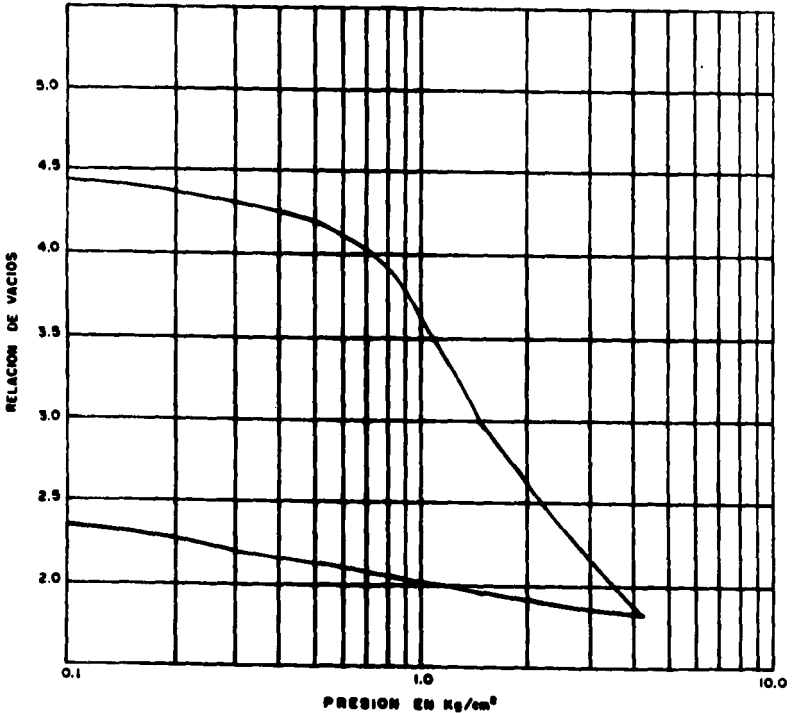




# GRAFICA DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCION DE LA MUESTRA:	ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD
PROCEDENCIA:	ENTRONQUE CHALCO-IXTAPALUCA

SONDEO No. 1	MUESTRA 11	PROF. 7.60 m
--------------	------------	--------------



### GRAFICA DE COMPRESIBILIDAD

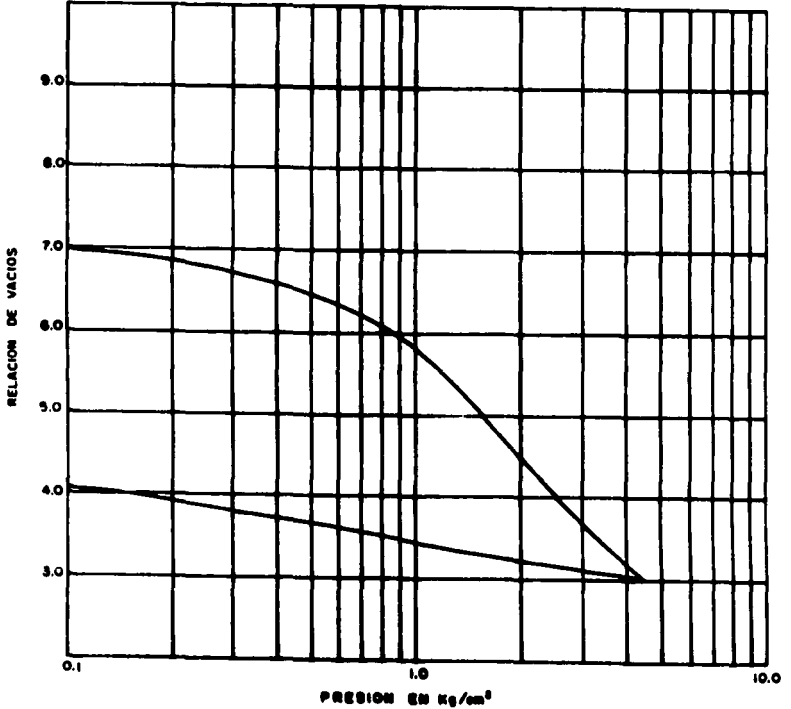
DESCRIPCION DE LA MUESTRA:                      ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD

PROCEDENCIA:    ENTRONQUE CHALCO-IXTAPALUCA

SONDEO No. 2

MUESTRA 11

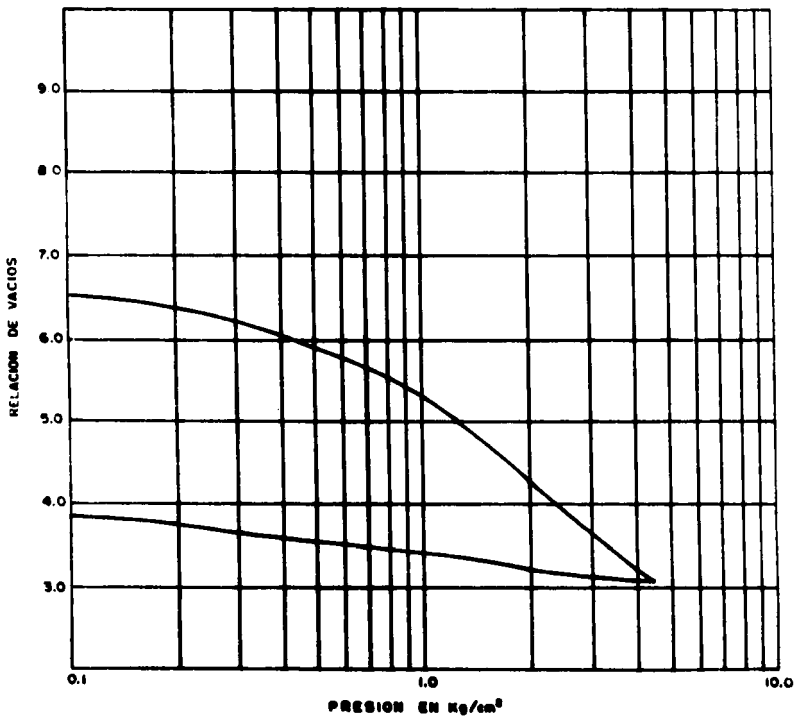
PROF. 7.60 m



### GRAFICA DE COMPRESIBILIDAD

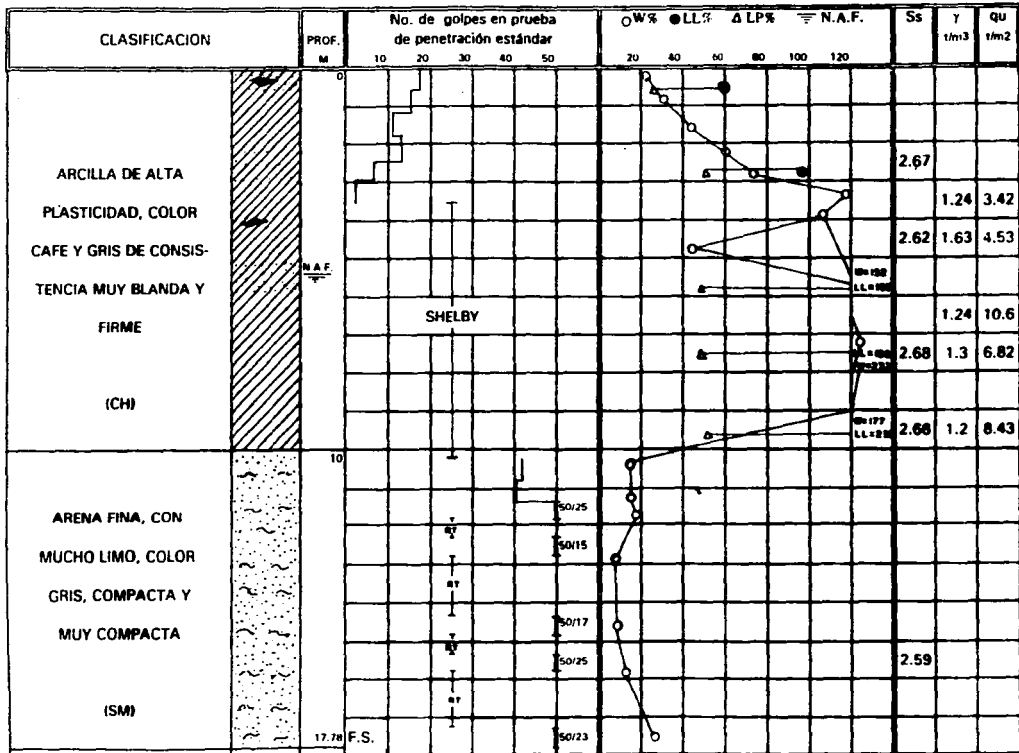
DESCRIPCION DE LA MUESTRA:	ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD
PROCEDENCIA:	ENTRONQUE CHALCO-IXTAPALUCA

SONDEO No. 3	MUESTRA 12	PROF. 8.2
--------------	------------	-----------



COLUMNA ESTRATIGRAFICA

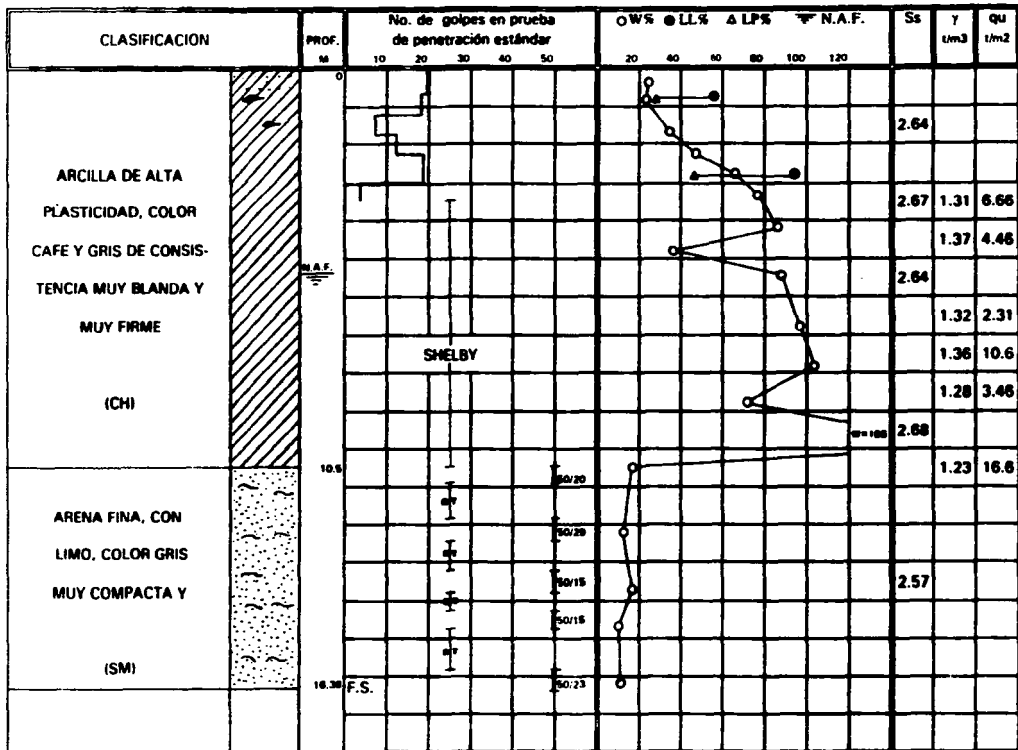
SONDEO No. 1





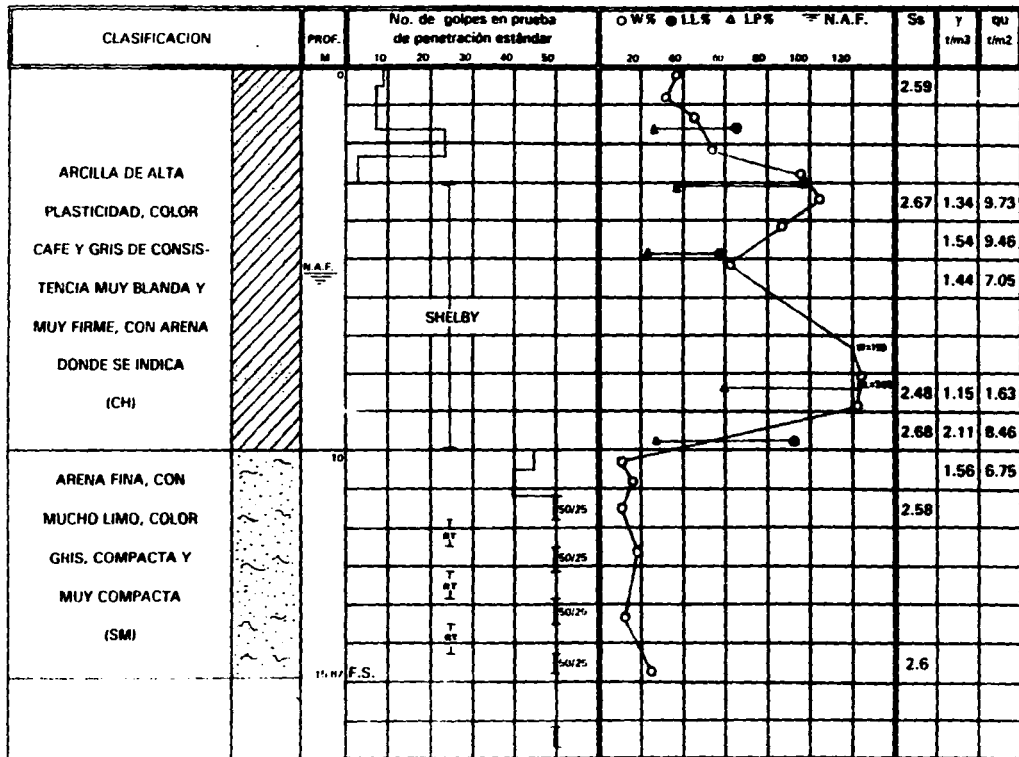
COLUMNA ESTRATIGRAFICA

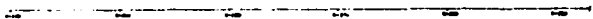
SONDEO No. 3



COLUMNA ESTRATIGRAFICA

SONDEO No. 4





○ A. ESCALA DE 1:100

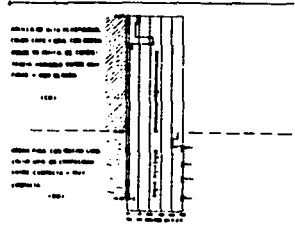
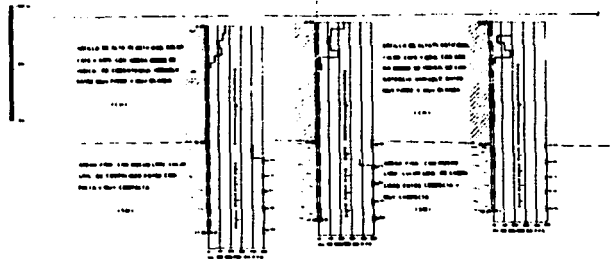
○ A. ESCALA DE 1:100

SECCION DE LA ZONA DE ORIGEN DE LA FALLA

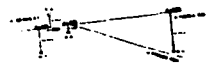
SECCION DE LA ZONA DE ORIGEN DE LA FALLA

SECCION DE LA ZONA DE ORIGEN DE LA FALLA

SECCION DE LA ZONA DE ORIGEN DE LA FALLA



SECCION DE LA ZONA DE ORIGEN DE LA FALLA



- LEYENDA
- 1.1.1. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.2. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.3. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.4. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.5. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.6. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.7. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.8. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.9. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA
  - 1.1.10. ZONAS DE ORIGEN DE LA FALLA

<b>UNAM</b>	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES AVANZADOS
	INSTITUTO GEOLOGICO-HIDROLOGICO
CARRERA DE INGENIERIA EN GEOTECNIA	
TITULO DE INGENIERO EN GEOTECNIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN GEOTECNIA	

FALLA DE ORIGEN



### 7.8.3. Aumentamientos en Cada Sondeo

#### Aumentamientos en el Sondeo No. 1

Para el estrato de 0 a 6 m de profundidad tenemos

Para  $z = 3$  m

LL = 98

w = 83%

$p_0 = 0.67 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma_s = 1.056 \text{ kg/cm}^3$

$p_s = 1.726 \text{ kg/cm}^2$

$S_s = 2.67$

$C_c = 0.009 (LL - 10)$

$C_c = 0.009 (98 - 10)$

$C_c = 0.792$

$a_v = w \cdot S_s$

$a_v = 0.87 (2.67)$

$a_v = 2.21$

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + a_v} (M) \log \left( \frac{P_s}{P_0} \right)$$

$$\Delta H = \frac{0.792}{1 + 2.21} (6) \log \left( \frac{1.726}{0.670} \right) = 0.61 \text{ m}$$

Para el estrato de 6 a 10 m de profundidad tenemos

Para  $z = 8$  m

$p_0 = 0.870 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma_s = 0.892 \text{ kg/cm}^3$

$p_s = 1.762 \text{ kg/cm}^2$

$a_v = 3.90$

$e = 3.0$

$\Delta e = 0.90$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} (H)$$

$$\Delta H = \frac{0.90}{1 + 3.90} (4) = 0.73 \text{ m}$$

$$\text{Asentamiento total} = 0.73 + 0.61 = 1.34 \text{ m}$$

### Asentamientos en el Sonda No. 2

Para el estrato de 0 a 4 m de profundidad tenemos

Para  $z = 2 \text{ m}$

LL = 63

w = 55%

p. = 0.63 kg/cm<sup>3</sup>

s<sub>1</sub> = 1.072 kg/cm<sup>3</sup>

p. = 1.702 kg/cm<sup>3</sup>

Ss = 2.62

Cc = 0.009 (LL - 10)

Cc = 0.009 (63 - 10)

Cc = 0.477

e<sub>0</sub> = w • Ss

e<sub>0</sub> = 0.55 (2.62)

e<sub>0</sub> = 1.44

$$\Delta H = \frac{Cc}{1 + e_0} (H) \log \left( \frac{P_1}{P_0} \right)$$

$$\Delta H = \frac{0.477}{1 + 1.44} (4) \log \left( \frac{1.702}{0.630} \right) = 0.34 \text{ m}$$

Para el estrato de 4 a 10.20 m de profundidad tenemos

Para  $z = 7.10 \text{ m}$

$p_v = 0.830 \text{ kg/cm}^2$

$s_v = 0.930 \text{ kg/cm}^2$

$p_s = 1.760 \text{ kg/cm}^2$

$e_0 = 6.0$

$e = 5.0$

$\Delta e = 1.0$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} (H)$$

$$\Delta H = \frac{1.0}{1 + 6.0} (6.2) = 0.88 \text{ m}$$

Asentamiento total =  $0.88 + 0.34 = 1.22 \text{ m}$

**Asentamientos en el Sondeo No. 3**

Para el estrato de 0 a 6 m de profundidad tenemos

Para  $z = 3 \text{ m}$

LL = 95

w = 70%

$p_v = 0.67 \text{ kg/cm}^2$

$s_v = 1.056 \text{ kg/cm}^2$

$p_s = 1.726 \text{ kg/cm}^2$

$S_s = 2.67$

$C_c = 0.009 (LL - 10)$

$C_c = 0.009 (95 - 10)$

$C_c = 0.765$

$$e_0 = w \cdot S_s$$

$$e_0 = 0.70 (2.67)$$

$$e_0 = 1.869$$

$$\Delta H = \frac{Cc}{1 + e_0} (H) \log \left( \frac{P_v}{P_0} \right)$$

$$\Delta H = \frac{0.765}{1 + 1.869} (6) \log \left( \frac{1.726}{0.670} \right) = 0.66 \text{ m}$$

Para el estrato de 6 a 10.50 m de profundidad tenemos

$$\text{Para } z = 8.25 \text{ m}$$

$$p_c = 0.880 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_c = 0.882 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_s = 1.762 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_c = 5.4$$

$$e = 4.6$$

$$\Delta e = 0.8$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} (H)$$

$$\Delta H = \frac{0.8}{1 + 5.4} (4.5) = 0.66 \text{ m}$$

$$\text{Asentamiento total} = 0.66 + 0.56 = 1.22 \text{ m}$$

**Asentamientos en el Sondeo No. 4**

Para el estrato de 0 a 6 m de profundidad tenemos

$$\text{Para } z = 3 \text{ m}$$

$$LL = 95$$

$$w = 95\%$$

$$\begin{aligned}
 p_o &= 0.67 \text{ kg/cm}^2 \\
 s_o &= 1.056 \text{ kg/cm}^2 \\
 p_c &= 1.726 \text{ kg/cm}^2 \\
 S_s &= 2.67
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.009 \text{ (LL - 10)} \\
 C_c &= 0.009 \text{ (95 - 10)} \\
 C_c &= 0.765
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_o &= w \cdot S_s \\
 e_o &= 0.95 \text{ (2.67)} \\
 e_o &= 2.54
 \end{aligned}$$

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_o} (H) \log \left( \frac{P_c}{P_o} \right)$$

$$\Delta H = \frac{0.765}{1 + 2.54} (6) \log \left( \frac{1.726}{0.670} \right) = 0.53 \text{ m}$$

Para el estrato de 6 a 10.0 m de profundidad tenemos

$$\begin{aligned}
 \text{Para } z &= 8 \text{ m} \\
 \text{LL} &= 305 \\
 w &= 198\% \\
 p_o &= 0.87 \text{ kg/cm}^2 \\
 s_o &= 0.892 \text{ kg/cm}^2 \\
 p_c &= 1.762 \text{ kg/cm}^2 \\
 S_s &= 2.68
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.009 \text{ (LL - 10)} \\
 C_c &= 0.009 \text{ (305 - 10)} \\
 C_c &= 2.655
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_o &= w \cdot S_s \\
 e_o &= 1.98 \text{ (2.68)} \\
 e_o &= 5.30
 \end{aligned}$$

$$\Delta H = \frac{Cc}{1 + e_0} (H) \log \left( \frac{P_v}{P_0} \right)$$

$$\Delta H = \frac{2.65}{1 + 5.30} (4) \log \left( \frac{1.762}{0.870} \right) = 0.52 \text{ m}$$

$$\text{Asentamiento total} = 0.53 + 0.52 = 1.05 \text{ m}$$

#### 7.8.4. Resumen de Asentamientos:

Sondeo No. 1 = 1.34 m

Sondeo No. 2 = 1.22 m

Sondeo No. 3 = 1.22 m

Sondeo No. 4 = 1.05 m

#### 7.9. Análisis y Recomendaciones

En primera instancia tenemos asentamientos con un promedio de 1.21 m, los cuales de acuerdo al análisis siguiente se presentarán en un 95 % a los 17 meses de construido el terraplén.

#### Tiempo de consolidación:

Se toman como base los datos del sondeo No. 3

$$a_v = \frac{0.80}{0.882} = 0.907 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$t_w = 15 \text{ min}$$

$$t_w = 900 \text{ seg}$$

$$k = \frac{0.907 \times 5.25^2 \times 10^{-3}}{5 (1 + 4.6) 900} = 1.017 \times 10^{-6} \text{ cm/seg}$$

$$t_{95} = \frac{0.907 \cdot 10^{-3} \times 525^2}{(1 + 4.6) \cdot 1.017 \times 10^{-6}} = 45 \times 10^6 \text{ seg}$$

$t_{95} = 17$  meses

Por lo que la recomendación inmediata es la de construir el terraplén 17 meses antes de construir la estructura (el puente) y colocar la superficie o carpeta de rodamiento final. Esta recomendación a lo largo del tiempo se ha visto que ningún constructor la respeta. Por lo que en este trabajo daremos algunas otras recomendaciones así como sus imponderables ante el problema inevitable de la consolidación.

Como ya se dijo el problema se puede resolver de distintas maneras las cuales deberán ir de acuerdo a las condiciones que presenta nuestra obra.

1.- Los asentamientos calculados están de acuerdo a los materiales en ellos descritos, por lo cual si se aligera el material del cuerpo del terraplén, definitivamente se tendrán menores asentamientos, es decir una recomendación es reducir el peso de la estructura del terraplén.

2.- Realizar una excavación parcial en el terreno de cimentación para colocarle un material más ligero y de mejor calidad, es decir, utilizar el método de reemplazo anteriormente descrito.

Los dos métodos anteriores tratan de reducir el asentamiento total, lo cual nos lleva a realizar otro cálculo de asentamientos y si los nuevos resultados caen dentro de lo que consideramos permisible o pueden tener lugar en un tiempo menor de consolidación, los podemos aceptar.

Ahora daremos otras propuestas en las que se trata de apresurar el asentamiento estimado.

3.- Utilizando sobrecarga, con el fin de que la consolidación sea más rápida, es decir, reducir el tiempo de consolidación, para con ello poder concluir en menor tiempo nuestra obra.

Sin embargo para dar la sobrecarga lo que generalmente se hace es construir un terraplén de mayores dimensiones; en ocasiones sólo se aumenta la altura del terraplén, no obstante por estabilidad se tiene un límite de altura que tal vez no nos dé la sobrecarga necesaria para provocar todo el asentamiento requerido. Por lo que con esta nueva altura se realiza otro cálculo y se determina si los asentamientos están dentro de lo permisible para el buen funcionamiento de la obra o si después se da otra recomendación.

4.- Otra manera de acelerar la consolidación es mediante la extracción de agua, con lo cual el asentamiento será paulatino conforme a la extracción de agua. No obstante resulta muy complicado además de costoso realizar un estudio en el cual podamos evaluar en qué medida trabajan nuestros drenes de desalajo, así como la rapidez o velocidad de consolidación que nos darán. Por lo cual generalmente sólo se ponen a trabajar un tiempo estimado (en base a la experiencia) se espera unos días para ver los resultados y en base al asentamiento provocado se

repite la operación o se da otra alternativa.

Por lo anteriormente descrito se observa que las recomendaciones ante un problema de asentamiento tan fuerte en un terraplén de acceso, debido a que ya sea por los costos, las cantidades de material, la heterogeneidad del mismo y cabe decir de la falta de conocimientos respecto al suelo, son un tanto inciertas y nos permiten sólo de manera parcial solucionar el problema.



## CAPITULO VIII

### CONCLUSIONES

Con base en la presente investigación podemos concluir los siguientes aspectos referentes a la estabilidad y comportamiento de terraplenes sobre suelos blandos.

Los suelos blandos se encuentran clasificados dentro de los suelos de partículas finas, conocidos comúnmente como: Limos, Arcillas y Turbas. Para su clasificación específica se utiliza la carta de plasticidad que se basa en los parámetros de índice plástico y límite líquido. Estos suelos pueden ser de origen orgánico o inorgánico (a excepción de las turbas que son altamente orgánicas). En la naturaleza se pueden encontrar formando estratos completos o bien mezclados con otros suelos de partículas gruesas (arenas o gravas). Su resistencia al esfuerzo cortante se conoce como cohesión la cual generalmente se encuentra entre 1.5 kg/cm<sup>2</sup> a 4 kg/cm<sup>2</sup>. Su resistencia a la compresión o capacidad de carga (qu) varía desde 1 a 2.5 kg/cm<sup>2</sup>.

Los métodos de sondeo y exploración en campo más usuales son las excavaciones a cielo abierto, la penetración estándar y el uso de tubo shelby.

En la construcción de terraplenes sobre estos suelos se busca que el cuerpo del terraplén esté conformado de un material de mejor calidad que el del terreno de cimentación, sobre todo en el aspecto de resistencia al esfuerzo cortante, con el fin de mejorar la estabilidad del mismo. Otra tendencia de la construcción es la de querer eliminar todo o en su mayor parte el terreno natural y sustituirlo con un terreno mejorado, lo cual encarece el trabajo. Y la tendencia más actual es la de utilizar materiales aligerantes, que pueden ser una mezcla de materiales naturales con agregados manufacturados químicamente o desperdicios urbanos como fragmentos de llanta de automóvil y trozos de madera que con un sencillo tratamiento y un procedimiento específico de construcción se utilizan muy bien como rellenos. Los resultados obtenidos con este tipo de materiales son muy satisfactorios ya que en algunos casos reducen hasta en menos del 50% el peso del terraplén que si se construyera con material ordinario. Además su resistencia al esfuerzo cortante es considerablemente mayor, motivo por el cual brindan una estupenda estabilidad. No obstante la utilidad de estos materiales se reduce a las zonas aledañas en donde éstos se producen o se generan debido a que los costos de transporte son muy elevados.

La estabilidad de los terraplenes sobre suelos blandos puede ser analizada tomando en cuenta únicamente las condiciones estáticas, como se aplica en la teoría de estabilidad y en los métodos de análisis de dovelas de Fellenius, en donde el objetivo es encontrar la relación entre los momentos que impiden el desplazamiento y los que lo provocan. Dicha relación se conoce como

factor de seguridad (Fs) y normalmente el factor de seguridad óptimo para un talud es de 1.5, lo cual quiere decir que las fuerzas que se oponen al deslizamiento son un 50% mayores que las que lo provocan. También podemos agregar que los círculos de falla incipiente en estos terrenos generalmente representan fallas de base, debido a la baja resistencia al cortante del terreno de cimentación.

Por otra parte el análisis de estabilidad se complica cuando se incluyen las condiciones dinámicas (sismos) en los modelos a estudiar; en donde se debe considerar la disminución del esfuerzo cortante tanto del cuerpo del terraplén como del terreno de cimentación. Sin embargo este tipo de análisis no es muy utilizado en terraplenes de vías terrestres, pues se ha remitido a obras que requieren de mayor control y conocimiento geológico debido a que su falla ocasionaría un gran desastre social, como las presas.

En lo que se refiere a los asentamientos, éstos pueden ser muy grandes; como ejemplo podemos citar los calculados en el capítulo correspondiente a la aplicación a un problema real en donde resultaron asentamientos en promedio de 1.20 m; lo cual partiendo de la teoría de la consolidación, nos permite asegurar que los suelos blandos tienden a acumular una gran cantidad de agua que al ser expulsada mediante la aplicación de una carga reduce el volumen del suelo y propicia el acomodamiento de las partículas. Tales fenómenos en conjunto representan graves complicaciones en el funcionamiento de las estructuras y obligan a medidas correctivas que no siempre solucionan en su totalidad el problema y sí representan una mayor erogación en conservación y mantenimiento.

## **Bibliografía**

**Rafael Colindres Selva "Dinámica de Suelos y Estructuras Aplicadas a la Ingeniería Sísmica"**

Ed. Limusa

México, 1993

**Enrique Santoyo "El Cono en la Exploración Geotécnica"**

Ed. TGC Geotecnia

México, 1989

**"Sistema de Clasificación de Materiales Pétreos y Suelos"**

S.O.P.

México, 1965

**Rico y Del Castillo "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres"**

Ed. Limusa

México, 1978

**Juárez Badillo, Rico Rodríguez Mecánica de Suelos Tomo I y II"**

Ed. Limusa

México, 1991

**Taniguchi E. "Permanent Deformation of Embankments due to Cyclic Loading"**

Ponencia incluida en "Soild Dynamics and Earthquake Engineering"

Berlin, 1985

**Trasportation Research Record No. 1422**

**"Lightweight Artificial and Waste Material for Embankments Over Soft Soils"**

Washington D.C., 1993

**Orozco J, Galindo A. "Efecto de los Sismos del 19 de Septiembre de 1985 en la Infraestructura de la S.C.T. Alojada en la Zona Epicentral" Ponencia Incluida en las Memorias del Simposio**

**"Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos"**

México, 1987

**Morales y Monroy R. "Estabilización de Terraplenes para Accesos de un Paso a Desnivel en la Ciudad de Matamoros, Tamaulipas, Utilizando un Material Local Producto de Desecho Fabril" Ponencia incluida en "Reunion Nacional de Mecánica de Suelos No. XVII 1994: La Geotecnia y su Relación con el Medio Ambiente"**

Jalapa Ver., 1995