

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

7401727-8
7415718-1
7748726-9
7748904-3



BIENOTECIA Y DOCUMENTACION

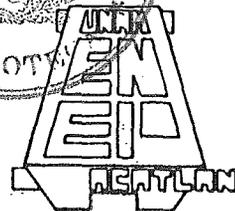


**NUEVO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
PARA ATACAR ZONAS PANTANOSAS
(Camino de Acceso al Puente Coatzacoalcos II)**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N
ENRIQUE CESAR JUPITER ARMENTA FRAGA
FERNANDO LOPEZ LOPEZ
AGUSTIN GONZALEZ GARCIA
BERNARDO BONFIL ALMAZAN



M-0028680





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**A NUESTROS PADRES , COMO UN HOMENAJE
Y UN AGRADECIMIENTO POR SU APOYO INCONDICIONAL**

A NUESTROS HERMANOS

A NUESTROS FAMILIARES

A NUESTROS PROFESORES

A NUESTROS COMPAÑEROS Y AMIGOS

A LA E.N.E.P. ACATLAN

A LA U.N.A.M.

**DESEAMOS HACER PATENTE NUESTRO AGRADECIMIENTO
A TODAS AQUELLAS PERSONAS QUE NOS BRINDARON
SU AYUDA PARA LA ELABORACION DE ESTE TRABAJO**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

CI/172/1984

SRES. ENRIQUE CESAR JUPITER ARMENTA FRAGA,
FERNANDO LOPEZ LOPEZ, AGUSTIN GONZALEZ GARCIA
Y BERNARDO BONFFIL ALMAZAN.
Alumnos de la Carrera de Ingeniería Civil.
P r e s e n t e s .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha, 29 de octubre de 1982, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Nuevo Procedimiento Constructivo para Atacar Zonas Pantanosas (Camino de Acceso al Puente Coatzacoalcos II)", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Estudio de la zona.
- II.- El terreno de cimentación en las vías terrestres.
- III.- Métodos constructivos convencionales para terraplenes - sobre el pantano.
- IV.- Estudios de mecánica de suelos.
- V.- Uso de geotextiles en la ingeniería.
- VI.- Procedimientos constructivos de terraplenes sobre panta no usando geotextiles.
- VII.- Aspectos económicos.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asímismo fué designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Rodolfo Portillo Rosas, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 8 de noviembre de 1984.

ING. ALEJANDRO RAMIREZ SECEÑA
Coordinador del Programa de
Ingeniería
PROGRAMA DE INGENIERIA

I N D I C E

CAPITULO I	INTRODUCCION	7
	ESTUDIO DE LA ZONA	4
	A).- DESCRIPCION DE LA ZONA	4
	A.1)- TOPOGRAFIA	4
	B).- ESTRATIGRAFIA	7
	C).- SISMOLOGIA	11
	D).- CLASIFICACION DE LA CARRETERA	14
CAPITULO II	EL TERRENO DE CIMENTACION EN LAS VIAS TERRESTRES	21
	INTRODUCCION	21
	A).- LOS SUELOS COMO TERRENO DE CIMENTACION	23
	A.1). ASENTAMIENTO EN EL TERRENO DE CIMENTACION	29
	A.2). MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE CIMENTACION	32
	A.3). EL AGUA EN EL TERRENO DE CIMENTACION	37
	B).- IDENTIFICACION DE GRUPO CON RESPECTO AL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S.), VERSION S.A.H.O.P.	40
	B.1). SUELOS FINOS	43
	B.2). CLASIFICACION DE SUELOS PANTANOSOS	45
	B.3). RELACIONES GRAVIMETRICAS Y VOLUMETRICAS DE LOS SUELOS.	50
	B.4). RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE	54
CAPITULO III	METODOS CONSTRUCTIVOS CONVENCIONALES PARA TERRAPLENES SOBRE PANTANO	77
	A).- INTRODUCCION	77
	B).- METODO TRADICIONAL	79
	C).- METODOS TRADICIONALES PARA CIMENTAR TERRAPLENES EN TERRENOS MUY BLANDOS Y TURBAS.	85
	C.1). METODO POR REMOCION	85
	C.2). TRATAMIENTO DEL TERRENO	92
CAPITULO IV	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	106
	A). INTRODUCCION	106
	B).- TERRAPLENES	107
	B.1). TERRAPLENES EN SUELO BLANDO O PANTANOSO	109
	B.2) ESTABILIDAD DE TALUDES	110
	B.3) FALLAS MAS COMUNES EN LOS TALUDES DE LAS VIAS TERRESTRES	112
	B.4) FALLAS RELACIONADAS A LA ESTABILIDAD DE TALUDES ARTIFICIALES	115
	B.5) TIPOS DE FALLAS, NO DIRECTAMENTE ASOCIADAS A LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS	117
	B.6) METODO DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE -- TALUDES.	120
	B.7) ESTABILIDAD DINAMICA DE TALUDES	144
	C).- EXPLORACION DEL SUBSUELO	149
	C.1) INSTRUMENTACION Y MEDICIONES	157
	C.2) COMPORTAMIENTO OBSERVADO	158
	C.3) CONCLUSIONES	162

CAPITULO V

USO DE GEOTEXTILES EN LA INGENIERIA	204
A). INTRODUCCION	204
B). APLICACION Y USO DE GEOTEXTILES	207
B.1) PRESAS DE EXTENSION TERRESTRE	209
B.2) BALASTO DE FERROCARRIL/SEPARACION DEL TERRENO	218
B.3) USO DE LOS GEOTEXTILES EN EL DRENAJE	223
B.4) LAS TELAS USADAS COMO MECANISMO DE RETENCION DE LA TIERRA (CONTROL DE LA EROSION)	253
B.5) IMPORTANCIA EN LAS PROPIEDADES DE LAS FIBRAS PARA SU USO EN LA CONSTRUCCION	258
C).- TIPOS DE TELAS MAS COMUNES USADAS EN LA CONSTRUCCION	274
C.1) BIDIN	275
C.2) PETROMAT	275
C.3) SUPAC	276
C.4) POLIFELT TS	278
C.5) TYPAR	279
C.6) MEMBRANA REEMAV DE POLIESTER	291
C.7) COMPARACION DE PROPIEDADES DE LAS DISTINTAS MEMBRANAS MENCIONADAS ANTERIORMENTE Y OTRAS.	281

CAPITULO VI

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE TERRAPLENES SOBRE PANTANO USANDO GEOTEXTILES	289
A).- INTRODUCCION	289
B).- USO DE TELAS COMO REFUERZO	290
B.1) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE TERRAPLENES SOBRE SUELO BLANDO USANDO MEMBRANA DE SOPORTE EN EL CAMINO DE ACCESO AL PUENTE -- COATZACOALCOS II.	317

CAPITULO VII

ASPECTOS ECONOMICOS	329
INTRODUCCION	329
A).- BENEFICIOS Y EFECTOS QUE ORIGINARA LA CONSTRUCCION DEL NUEVO PUENTE Y LA CARRETERA PARA EL LIBRAMIENTO DE LA CIUDAD DE COATZACOALCOS, VER.	330
B).- VENTAJA DE LA UTILIZACION DEL NUEVO METODO CONSTRUCTIVO.	337
CONCLUSIONES	348
BIBLIOGRAFIA	351

CAPITULO I

I N T R O D U C C I O N

* * * * *

Los sistemas de transporte son básicos para el desarrollo económico de un país y de las regiones a las cuales presta servicio, con lo cual se favorece el intercambio comercial y cultural y se fortalece los lazos de unión y de interés común de los individuos de una nación, así podemos afirmar que los sistemas de transporte forman parte de la realización de los objetivos de un país.

Los sistemas de transporte requieren de una infraestructura adecuada para que éstos operen con eficiencia y economía. A través de la historia de México podemos apreciar con claridad que a la par del desarrollo de nuestra nación, la construcción de vías de comunicación ha ido cobrando mayor importancia. Los hechos históricos señalan cómo cada paso adelante ha ido requiriendo la ampliación de los caminos, la extensión de la red carretera, la creación de nuevas vías, y no tan sólo como progreso técnico, sino como una infraestructura básica, indispensable para llevar adelante los programas de desarrollo económico y social de la nación.

La nación Mexicana tiene una superficie de ---- 1'969,269 Km²; si trazamos una diagonal que vaya del Noroeste al Sureste, encontraremos que entre sus puntos más lejanos se pueden medir 2,994 Km de distancia, en tanto que su parte más ancha mide 1,226 Km.

Al analizar las cifras mencionadas, podemos darnos cuenta de lo necesarias que son en México las vías de comu-

nicación terrestre; más aún cuando las diferencias de clima y geografía hacen que las diversas regiones se necesiten entre sí para intercambiar sus recursos naturales, indispensables para la población y para el desarrollo económico del país. Esta necesidad se incrementa con la aparición de nuevos centros de desarrollo, tal es el caso de la zona Sureste del país la que recientemente ha prestado un desarrollo inesperado, pues se ha venido creando nuevos complejos industriales como el de Pajaritos, La Cangujera y próximamente el de Morelos, así como de gran cantidad de industrias derivadas de la petroquímica, localizadas todas en la zona conurbada de Coatzacoalcos Minatitlán del Estado de Veracruz.

La creciente industrialización de la región de Coatzacoalcos ha originado un aumento considerable en el tráfico de vehículos, por lo que la carretera federal 180 actualmente en servicio, es insuficiente para proporcionar una buena comunicación, particularmente en el cruce del Río Coatzacoalcos sobre el puente actual. Tomando en consideración que el volumen de tráfico aumentará progresivamente, se ha requerido construir un libramiento a la Cd. de Coatzacoalcos para solucionar el problema. El área donde se ubica el proyecto se localiza al Suroeste de la Ciudad de Coatzacoalcos; el libramiento para su estudio y ejecución se dividió en dos partes; Margen Izquierda y del Río Coatzacoalcos y Margen Derecha del mismo. El nuevo cruce está localizado a 14 km. aguas arriba del actual en el sitio llamado Paso Nuevo.

Este nuevo cruce solucionará el problema que presenta el puente en operación, ya que las interrupciones que éste ocasiona al detener el tránsito por el paso de embarcaciones afecta en forma muy sensible el tránsito de paso (que es del orden de 7,000 vehículos diarios), que tiene como destino otras poblaciones del Sureste y viceversa.

El proyecto de la Margen Derecha se desarrolla sobre un terreno firme, y el de la Izquierda atraviesa una zona pantanosa de 12 km, siendo este tramo el motivo de nuestro trabajo, para el cual se propuso un nuevo método constructivo para atacar zonas pantanosas. Este consistente en la utilización de una membrana de soporte que sostendrá el terraplén. Ya se han tenido antecedentes de este método en otras partes del mundo, pero en condiciones menos críticas que las que prestan en esta construcción, ya que se encontrará con un tirante de aguas y sus dimensiones tanto longitudinales como transversales le dan relevancia y mayor interés en los resultados que se obtengan.

CAPITULO 1 ESTUDIOS DE LA ZONA.

A).- DESCRIPCION DE LA ZONA

La Cd. de Coatzacoalcos, Ver. se localiza en la margen izquierda de la desembocadura del río del mismo -- nombre; su ubicación geográfica es latitud N 18°08' y longitud W 94°25' y tiene una altura media de 7 m sobre el -- nivel del mar. La Cd. de Minatitlán, Ver. se localiza -- también sobre la margen izquierda del río Coatzacoalcos, -- a 22 Km de su desembocadura, su situación geográfica es -- latitud N 18°02' y longitud W 94°35' y su altura máxima -- sobre el nivel del mar es de 32 metros. Ambas ciudades -- se han desarrollado grandemente a últimas fechas, Minati tlán en el aspecto industrial y Coatzacoalcos en el aspec to portuario, por lo que en la región se localizan varias estructuras importantes como la refinería, una planta de amoniaco (la más grande del mundo), plantas de fertilizantes, muelles, almacenes y un varadero.

A1).- TOPOGRAFIA.

Toda la región es singularmente plana. Se trata de una planicie llanura. El área en consideración forma parte de la planicie costera del Golfo de México; en ella predo minan terrenos bajos y pantanosos con algunas lomeras. La Plataforma Continental de pequeña pendiente se extiende de varios Kms. mar adentro.

Las principales corrientes fluviales que componen la red hidrográfica de la zona son el Río Coatzacoalcos -- con sus afluentes Coachapa y Uzpanapa. La región en estudio se puede dividir en dos principales zonas:

1).- LLANURA DE INUNDACION.

En esta región, el Río Coatzacoalcos ha alcanzado su etapa senil y ha llegado a su nivel de base, lo que quiere decir que la corriente no erosiona más en el sentido vertical sino que lo hace lateralmente, en el sentido horizontal, divagando por toda la extensa llanura de inundación que ha formado através de siglos. Tal como se ve, el Coatzacoalcos al aproximarse el mar, después de recibir las aguas de su afluente principal, el Uzpanapa, se va ensanchando; en el río su pendiente se hace cada vez más pequeña y la velocidad del agua se reduce. Por consiguiente la carga de partículas del suelo (arenas finas, limos y arcillas) que todavía lleva en suspensión se van depositando en las curvas interiores de los meandros, en las ampliaciones del curso y en toda la longitud de éste que se ve afectada por la marea, la cual se deja sentir en varios Kms río arriba. La marea tiene dos efectos que favorecen la sedimentación en el río, uno físico, al oponerse al flujo de la corriente y reducir con ello su velocidad de escurrimiento y el otro químico al provocar la floculación de partículas coloidales por la alta concentración de cloruro de sodio que lleva consigo.

Causes temporales, albordes naturales y sinilunares, meandros abandonados, grandes extensiones de aguas someras y de pantano y lagunas de poca profundidad, todos rasgos fisiográficos característicos de una llanura de inundación, abundan en toda esta región y son fácilmente reconocibles desde el aire ó en fotografías aéreas. Es importante señalar que entre Minatitlán y Coatzacoalcos, estos rasgos estan más desarrollados y ocupan mayores extensiones de tierra en la margen izquierda del río que en

la margen derecha porque en esta última como el terreno es más elevado, debido a la presencia de numerosos promontorios y lomas de estructuras anticlinales, ha obstaculizado la erosión lateral del río, y ha proyectado hacia el terreno bajo la otra margen (ver fig. 1). Confundida en la llanura de inundación del río se encuentra la Planicie Costera que es también terreno bajo, -- donde se han producido inundaciones causadas por el mar que ha superado las barreras de la costa. Algunas marismas y cuerpos de agua estancada que existen próximos al mar, son residuos de esas inundaciones.

La mayor parte de los depósitos recientes en la llanura de inundación son de consistencia blanda y de baja compacidad.

2).- ZONA COSTERA

Por otra parte, en épocas remotas, el mar ha dejado sentir su presencia hacia el interior de la costa actual. En el terciario hubo movimientos orogénicos -- que provocaron que el mar que en el cretácico invadía -- todo el actual continente, sufriera transgresiones y regresiones. Los lechos de arena y arcilla muy compactos y duros que se encuentran ahora a profundidades mayores a 30 Mts, bajo el aluvión reciente, y constituyendo la base de las lomas de la región, parecen haberse formado en ese entonces (mioceno medio y superior). Después durante el prelistoceno, hubo aparentemente aluviones que quedaron descansando discordantemente y en forma -- muy localizada después sobre los lechos antiguos.

En época más reciente el ataque de las olas -- en dirección oblicua a la costa (que da lugar a corrientes

tes costeras paralelas a ésta) y la corriente del río que al desembocar en un mar de poca profundidad como - es éste, (la plataforma continental del golfo de Méxi - co se prolonga varios Kms mar adentro) pierde veloci - dad, han provocado, con el tiempo la formación de barre - ras a cordones litorales constituidos principalmente -- por arenas y arenas limosas, ocultas en la topografía - actual están las líneas de costa antigua, (el mar, en el presente, parece estar en su periodo de regresión) A su vez, el viento ha sido un factor importante en la conformación de la costa, creando dunas en la línea li - toral y médanos tierra adentro. Muchas de las eleva - ciones que existen en toda la zona vecina al mar, son de origen eolítico. En estos suelos arenosos, eolíticos y marinos, la compactación es muy variable. Hay suelos - compactos al lado de suelos sueltos y de suelos colapsi - bles.

B).- ESTRATIGRAFIA

A continuación se presenta una descripción de la estratigrafía de la cuenca salina del istmo, donde - se encuentra la zona en estudio, desde un punto de vis - ta geológico, dispuesta en orden cronológico, desde el mioceno hasta el pleistoceno.

1).- Formación Filisola (mioceno medio) Se trata de una formación arenosa, de origen marino y de - aguas someras y no contiene macro o microfauna típica. Las regiones donde se presenta mejor desarrollada que - dan situadas , entre los ríos Coahuapapas y Uzpanapa, y la otra en el área de Ixhatlán - Moleación, al sureste de Coatzacoalcos.

En la zona del Río Uzpanapa esta formación - presenta las siguientes características: la parte superior está constituida por arcillas arenosas de color rojizo. Debajo de estos lechos se encuentran arenas - cuarzosas empacadas en matriz arcillosa azul grisáceo o café, con abundante cuarzo lechoso y fragmentos de - fósiles marinos; los lechos fosilíferos alternan con - lechos de areniscos blandos de grano medio, ligeramente micaceas, de color gris a café. Seguidamente se en - cuentra areniscas duras y suaves, similares a las supe - riores. La parte basal está formada por lechos latiti - cos compactos de color gris y café y por capas de are - niscos pobremente cimentados.

2).- Formación Paraje Solo (mioceno medio). Esta formación está profusamente distribuida en el área comprendida entre los ríos Coatzacoalcos y Uzpanapa. - En la localidad de donde toma su nombre la formación, - situada a unos 25 Kms al suroeste de Coatzacoalcos, se distingue una parte superior formada por areniscos de - grano grueso a fino, gris interestratificadas con arcil - las de color gris azulado, más o menos carbonosas. La parte inferior está constituida por areniscos compactas de grano grueso, gris, interestratificados con arcillas, seguidos de un lecho fosilífero y después por areniscos de grano grueso laminados con arcilla y material ligni - tico.

3).- Formación Agueguexquite. Se le conside - ra como la base del mioceno superior, ya que en la par - te inferior de la formación se presentan conglomerados y clásticos gruesos que marcan una transfiguración. - Del hábito marino de esta formación en su microfauna, en la que se incluyen moluscos en muy buen estado de -

conservación.

Esta formación existe, en su parte superior, de arcillas ligníticas azul grisáceo, algunas veces toledáceas, con moldes de fósiles. Descansan sobre lechos de arcillas arenosas que alternan con areniscas fosilíferas y con lentos ligníticos. La parte media se compone de areniscos compactos de grano fino a medio, grises, ligeramente fosilíferas y en ocasiones calcáreas. La parte inferior está formada por arenisca fosilífera, suaves, café, arcillas arenosas bien laminadas y arenas amarillentas, que generalmente contienen abundantes foraníferos. Una de las localidades típicas de esta formación es Pajaritos, ubicada en la margen derecha de la desembocadura del río Coatzacoalcos.

4).- Formación Cedral (mioceno superior). Está formada, en términos generales, por arenas, arcillas y conglomerados. Se le supone de origen deltáico o de medio ambiente palustre. En algunas regiones se han podido distinguir dos partes, una superior formada por cuerpos arcillosos alternados con arenas, -- que algunas veces presenta lechos de gravas grises -- con lentes de arcilla abigarrada en otras capas de -- agnita café, en las que puede notarse la estructura vegetal, y una parte inferior que está formada por -- series de arenas con lechos de grava pobremente --- estratificadas.

Sus localidades típicas son: Cercanías de Acalapa y del Km 35 al 40 del Ferrocarril de Sureste.

5).- Depósitos del Cuaternario. La constitución litológica de estos depósitos es variada, pre-

sentándose desde elásticos de grano fino hasta gravas. En partes hay arcillas de color gris azulado dentro de las que se encuentran bloque o cuerpos de arena. En algunos lugares se tienen arenas de grano grueso - entremezcladas con gravas y arcillas.

Otros factores que configuran la topografía del terreno es el intemperismo, que en toda esta parte la llanura costera, rara vez se encuentra lomas que -- excedan de los 50 Mts de altura; la gran mayoría no - pasa de 30 Mts y son perfiles suaves y redondeados, lo cual es signo de que los materiales que la forman son poco resistentes a la acción de la intemperie. La erosión de agua y viento y el ataque químico, son responsables de esta topografía.

C).- SISMOLOGIA

Desde el punto de vista tectónico, la región motivo de este estudio pertenece a la cuenca salina del Istmo. Las dos más salinas son estructuras que se presentan en forma aislada, como columnas de sal, o en forma de masas intrusivas de gran extensión. Por disolución de la sal o por explotación de la misma, pueden quedar cavidades debajo del casquete que, en un caso dado, pueden ocasionar hundimientos en una gran extensión, a unos 20 Kms del sureste de Minatitlán.

Para las finalidades de este estudio interesa sólo anotar que se ha inferido, y en algunos puntos se ha comprobado la existencia de dunas salinas, del tipo de masas intrusivas al oeste del río Coatzacoalcos, al suroeste de Minatitlán y al suroriente de la Laguna de Pajaritos. Estos domos suelen ir asociados con la existencia de azufre y de petróleo.

De mucha más trascendencia que las fallas locales originadas por intrusiones salinas son, para la región de estudio las tres grandes fallas de la corteza terrestre que cruzan el territorio del estado de Veracruz y se internan en el Golfo de México, precisamente al Norte de Coatzacoalcos. Son las fallas de Zacombolo y de Clarión, que corren aproximadamente paralelas en el sentido W-E, y la probable falla del Istmo de Tehuantepec, que cruza a éste en el sentido S-N. A ella están asociados los epicentros donde se han generado los sismos de mayores consecuencias en la región.

Esta región se ubica en la zona 2 conforme a la regionalización sísmica de México, las aceleraciones máximas del terreno son del orden 110, 140, 260 cm/seg², con períodos de recurrencia de 50, 100 y 500 años respectivamente. Se ha observado, que es mayor el efecto sísmico en las zonas de terrenos blandos y pantanosas, también donde las avenidas de los ríos han depositado materiales de acarreo.

En este siglo han sido localizados tres epicentros en la Plataforma Continental del Estado de Veracruz, dos de ellos frente a la Ciudad de Coatzacoalcos. Los movimientos telúricos más frecuentes que se han sentido en la región durante el presente siglo han tenido intensidades comprendidas entre II y IV, de acuerdo a la escala de Mercalli modificada (1931). El terremoto de Agosto de 1959 es el que más estragos ha causado en la región de Coatzacoalcos y Minatitlán en los últimos tiempos.

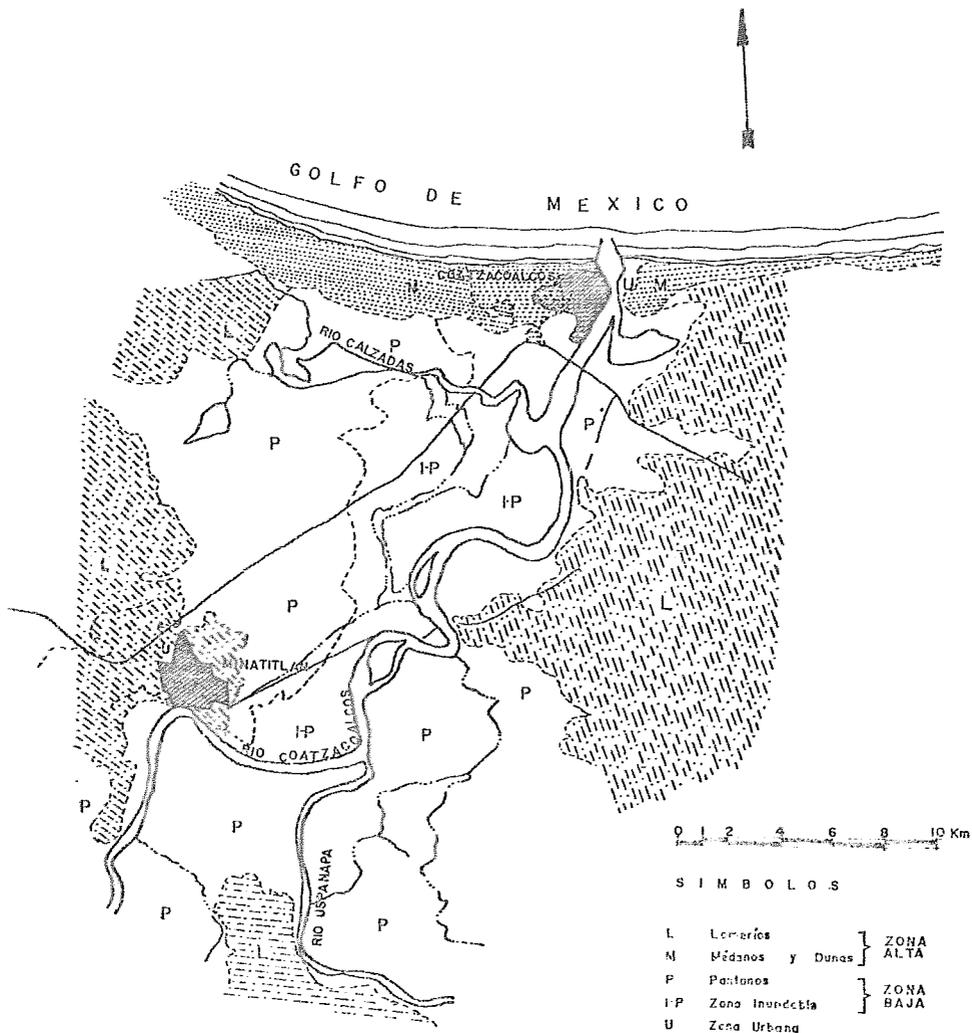


FIGURA. I. I.

D).- CLASIFICACION DE LA CARRETERA

TIPOS DE CARRETERAS

Desde el punto de vista del proyecto, se han clasificado los caminos tomando en cuenta el tránsito que sostendrán y de acuerdo con esta clasificación se ha establecido especificaciones de construcción y calidad para cada uno de ellos y éstas dependen fundamentalmente de la velocidad de operación e intensidad del tránsito.

LOS CAMINOS SE HAN CLASIFICADO EN LAS SIGUIENTES CLASES:

A) ESPECIALES.- Son aquellos caminos que se proyectan en algunos casos para zonas determinadas y cuando se tiene la necesidad imperiosa de movilizar un tránsito demasiado grande como sucede generalmente en el acceso a poblaciones de bastante importancia, ó en zonas potencialmente fuertes desde el punto de vista agrícola ó industrial. Dentro de este grupo quedan comprendidas las Autopistas que generalmente son de peaje, es decir, que se cubre una cantidad para transitar sobre ellas, pero en el caso de nuestro país, queda establecido que para que se pueda construir una autopista para peaje, necesariamente debe existir un camino libre por donde se transite y se pueda llegar al destino que se toma como punto común de la autopista.

B).- DE PRIMER ORDEN O TIPO A.- Estos caminos - - siguen en importancia a las autopistas; son construídas generalmente por el Gobierno Federal por conducto de la S.C.T. y directamente por la Dirección General de Construcción de Carreteras Federales.

C).- DE SEGUNDO ORDEN O TIPO B.

D).- DE TERCER ORDEN O TIPO C.

E).- DE TIPO BRECHA.

(Ver Tabla I-1)

Existen otros tipos de Clasificación que dan una mayor comprensión del tipo de camino o carretera que se vaya a analizar, de las cuales enunciaremos someramente a continuación. (Ver Tabla I. 2-)

1.- Clasificación de transitabilidad.- En general - corresponde a etapas de construcción y se divide en:

- a).- CAMINO PAVIMENTADO.- Tratamiento superficial o concreto.
- b).- CAMINO REVESTIDO.- Transitabile en todo tiempo.
- c).- CAMINO DE TIERRA O EN TERRACERIAS.- Transitables en tiempo de secas.

2.- Clasificación Administrativa.- Por lo general - es independiente de las características técnicas del camino. Hace una división según la Dependencia del Gobierno que tiene a su cargo la construcción, conservación y operación como sigue:

- A).- CAMINO FEDERAL.- Directamente a cargo de la Federación
- B).- CAMINO ESTATAL.- A cargo de las Juntas locales de Caminos.

C).- CAMINO VECINAL.- Construido con la cooperación de los particulares beneficiados.

D).- CAMION DE CUOTA.- A cargo de Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos; la inversión es recuperable a través de cuotas de paso (Peaje)

3.- Clasificación de Capacidad.- Aunque la capacidad del camino este ampliamente en la clasificación técnica la práctica popular que no se adentra en detalle, las divide en :

- a).- Autopista (de cuatro o más carriles)
- b).- Camino de tres carriles.
- c).- Camino de dos carriles.
- d).- Brecha.

4.- Clasificación de Inversión.- Los efectos de la inversión son diferentes según el medio económico en que se aplican, es decir, las consecuencias serán muy distintas si la inversión se realiza en una zona de cierto grado de desarrollo, o en otra en la que apenas se inicie un proceso de incorporación a la economía de mercado; por lo tanto tenemos :

a).- Caminos (obras) de Función Social,- Tiene por objeto principal la integración al resto del país, de zonas de escasas potencialidad económica, pero donde existen núcleos de población de cierta importancia, para contar con un criterio de selección, se ha determinado la relación entre el monto de la inversión y el número de habitantes por servir.

b) Camino (Obras) de Penetración Económica.-
Tienen como fin primordial romper la situación de autoconsumo e incorporar zonas potencialmente productivas a la economía de mercado haciéndose que en esas regiones se efectúen inversiones en otros sectores, en diferentes escalas, con el consecuente impacto económico y social para sus habitantes y beneficio que implica en la economía nacional, la introducción de los productos en la nueva zona. El criterio de selección empleado en este caso, se basa en la productividad de la inversión que se calcula a partir de la producción que será agregada a la economía nacional mediante la construcción de la obra vial considerada.

c) Caminos (Obras) para Zonas desarrolladas.-
Tienen como efecto principal la reducción de insumos al proporcionar ahorro en los costos de transporte, ya sea que este ahorro se obtenga individualmente (caso de los usuarios en las carreteras) ó por conducto de una institución (caso de las administraciones ferroviarias) siendo la colectividad en todo caso, sujeto que ahorra. La posibilidad de medir con cierta precisión los ahorros obtenidos y el conocimiento de sus aumentos en el tiempo, permite utilizar como criterio de selección el Índice de Rentabilidad de la Inversión Propuesta. Los beneficios directos que estas obras aportan a la colectividad son el caso de carreteras, ahorros en costo de tracción, ahorros en el tiempo de recorrido y supresión de pérdidas motivadas por el posible congestionamiento de las carreteras de la región.

5.- CLASIFICACION DE FINANCIAMIENTO.

a).- Cooperación Bipartita.- Financiamiento del 50% por parte del Gobierno y el otro 50% por los Gobiernos de los Estados.

b).- Cooperación Tripartita.- Financiamiento del 33% por la Federación, 33% por las particulares interesadas o Municipios .

De Acuerdo a lo anterior la carretera en estudio se clasifica de la siguiente manera:

- a).- Tipo de zona que da servicio:
Camino del tipo especial.
- b).- Clasificación de transitabilidad:
Camino pavimentado.
- c).- Clasificación administrativa:
Camino de cuota.
- d).- Clasificación de capacidad:
Autopista.
- e).- Clasificación de inversión:
Caminos (obras) para zonas desarrolladas.
- f).- Clasificación de financiamientos:
participación Federal.

CLASIFICACION APARTIR DE 1975

TIPO DE CAMINO	T D P A	Vel. de Proyecto Km / hr	Pendiente maxima
CAMINO A	Mas de 3000 vpd (4 carriles)	80 — 110	3 — 5 %
CAMINO B	Hasta 5000 vpd (2 carriles)	50 — 110	4 — 6 %
CAMINO C	Hasta 1500 vpd (2 carriles)	40 — 90	4 — 7 %
CAMINO D	Hasta 500 vpd (2 carriles)	30 — 70	6 — 12%
CAMINO E	Hasta 100 vpd (1 carril)	30 — 70	7 — 13%

T D P A: Tránsito Diario Promedio Anual.

vpd: Vehículos por Día.

Los caminos A, B y C se emplearán para el sistema troncal y en ellos se esperan vehículos pesados.

Los caminos C, D y E se emplearán para el sistema alimentador y en ellos se esperan vehículos ligeros a medianos.

TABLA I.1

TIPO DE CAMINO	Vel. de Proyecto km/hr	Vel. de Operación km/hr	T D P A vehículos	% de vehículos pesados	T H M A vehículos	Pendiente máxima	SEÑALAMIENTO
ESPECIALES	120	100	3,000 ó más	50	360 ó más	4 %	Señales metálicas reflejantes
De 1º Orden ó TIPO "A"	70	100	1,500 a 3,000	50	180 a 360	4 %	
De 2º Orden ó TIPO "B"	60	80	500 a 1,500	50	60 a 180	4.5 %	
De 3º Orden ó TIPO "C"	50	70	50 a 500	50	6 a 60	5 %	
TIPO BRECHA			50	50	6		

TDPA: Tránsito diario promedio anual.

THMA: Tránsito horario máximo anual.

TIPOS DE CLASIFICACION	
Clasificación de Transitabilidad	Camino Pavimentado. Camino Revestido. Camino de Tierra o en Terracería.
Clasificación Administrativa	Camino Federal. Camino Estatal. Camino Vecinal. Camino de Cuota.
Clasificación de Capacidad	Autopista. Camino de tres carriles. Camino de dos carriles. Brecha.
Clasificación de Inversión	De Función Social. De Penetración Económica. De Zonas Desarrolladas.
Clasificación de Financiamiento	De Cooperación Bipartita. De Cooperación Tripartita.

TABLA 1.2.

CAPITULO II

CAPITULO II

EL TERRENO DE CIMENTACION EN LAS VIAS TERRESTRES.

I N T R O D U C C I O N

En toda Obra vial las terracerías transmiten esfuerzos al terreno natural en el que se apoyarán éstas; - esos esfuerzos con el tiempo producirán deformaciones que se reflejarán en el comportamiento estructural de las terracerías, por lo que es muy importante conocer el terreno de cimentación que soportará toda la estructura. Existen algunos otros factores que intervienen directamente - en el comportamiento de las terracerías y que son independientes a ellas, como es el agua por ejemplo. Es de tal importancia la interacción que existe entre el terreno de cimentación y la superestructura, que afecta el comportamiento del conjunto, por lo que en caso de encontrarse - terrenos de cimentación que presenten condiciones desfavorables será necesario hacerlas más propicias.

Se conoce por terreno de cimentación la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra vial y que es afectada por la misma; su función es - soportar dicha obra vial en condiciones razonables de resistencia y deformación.

Todas las terracerías se apoyarán sobre suelo ó sobre roca. Generalmente la roca no presenta ningún

problema para realizar su trabajo pues recibe esfuerzos de muy baja intensidad en comparación con su resistencia. La roca también se podría modificar por agentes mecánicos o químicos pero esto tampoco es motivo de inquietud desde el punto de vista de apoyo.

Los suelos también constituyen buen terreno de cimentación para las obras viales, excepto en ciertos casos en los que plantean grandes problemas de proyecto y construcción. En estos casos, una de las soluciones es evitarlos cambiando de trazo para alejarse de ellos o pueden detectarse desde el punto de elaboración del proyecto evitándose así problemas difíciles y costosos de resolver. En el caso de que sea obligatorio el paso por ellos, se les toma en consideración ya que se tendrá que realizar estudios especiales e intensos de mecánica de suelos.

A) LOS SUELOS COMO TERRENO DE CIMENTACION.

Para los suelos, los problemas principales que presentan son los siguientes: Las arenas y limos muy sueltos se erosionan y sufren asentamientos bruscos, por colapso rápido de su estructura simple cuando se someten a una carga de importancia. Estos colapsos se asocian regularmente a movimientos en el agua del subsuelo, ya sea por la infiltración de la superficie o por ascenso del nivel freático. Sin embargo, este efecto no es muy importante bajo las terracerías ya que estas absorben fácilmente los movimientos resultantes pero es de peligro cuando en el terreno de cimentación se apoya una estructura rígida de la obra vial.

En algunas ocasiones, las fuerzas hidrodinámicas producidas por un flujo de agua ascendente, vence el peso de las partículas y hace que el suelo pierda total o casi totalmente su capacidad de carga con los consiguientes efectos para la obra vial. Este problema es poco frecuente y no se le temerá cuando los terraplenes en construcción alcancen una altura considerable, pero se puede solucionar cortando el flujo o reduciendo su gradiente a niveles convenientes.

La tubificación es otro efecto que se produce en el terreno de cimentación, consistente en el arrastre de partículas al fluir el agua que se infiltra a través del suelo. Este problema es de considerarse en la estabilidad de terraplenes ya que los afecta sobremedida, como ejemplo de este fenómeno es la existencia de

un embalse a un lado del terraplén. Entre los suelos que sufren las consecuencias de la tubificación están los -- friccionantes finos permeables, sin cementación, con ln índice plástico menor de 10%, los ligeros como arenas pum^lticas; todos ellos son afectados por el flujo de agua, -- la tubificación de los terrenos de cimentación es más -- frecuente cuando en éstos hay estratificación errática, -- con mantos permeables, susceptibles de acelerar el fenómeno.

Ahora, hablaremos de un fenómeno que ha producido las fallas más espectaculares y de mayores daños a la estructura debido a la gran cantidad de masa que se pone en juego al ocurrir este efecto, esto es, la licuación -- del terreno de cimentación bajo terraplenes. En las arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una sollicitación dinámica rápida, como la que se presenta en un sismo, de tal manera que se originan elevadas presiones en el agua y no alcanzan a disiparse por los poros de la estructura del material y así se debilita la resistencia al esfuerzo cortante hasta hacerse nula, pues no hay contacto entre los granos de arena. En estas condiciones el material se comporta como líquido y suceden fallas -- que producen en algunos casos desplazamientos de la -- superestructura de la obra vial que alcanza decenas y -- centenares de metros, tal es el caso de la falla ocurrida como consecuencia de los temblores de Coatzacoalcos o Jáltipan en 1957.

Los suelos que sufren este tipo de fallas son: las arenas sueltas, uniformes, finas y saturadas, los límos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos. La única manera de prevenir la licuación es la compacta-

ción de los suelos que son susceptibles a ella, utilizando cualquier procedimiento usual, aunque en carreteras la compactación de grandes extensiones de terreno de cimentación es problemática y costosa, pero si la obra vial debe atravesar áreas peligrosas y restringidas es recomendable hacerlo.

Para los suelos arcillosos y los limos plásticos deben separarse en dos; cuando son pocos compresibles y cuando francamente son compresibles. En los primeros no es de peligro para la superestructura ya que el terreno de cimentación absorbe fácilmente los pequeños asentamientos por la flexibilidad propia de dicha superestructura y por la capacidad de carga del terreno que es suficiente para soportar los terraplenes que hayan de ser construidos.

Cuando el terreno de cimentación está constituido por limos y arcillas altamente compresibles - - (suelos OH, MH, CH y PT) ; este caso se tratará en otro capítulo de este trabajo, pero se mencionarán - - algunas generalidades ahora. En primer término, puede decirse que no hay relación entre las características desfavorables de un suelo en cuanto a compresibilidad y resistencia y su situación geográfica o topográfica, pero frecuentemente se localizan en formaciones fluviales, lacustres o marinas. Estas zonas se detectan por la fotointerpretación y estudios geológicos de la superficie, cuando sea obligado el paso de la carretera por las mismas, se tendrán que hacer estudios detallados de ellas.

En el suelo de cimentación la falta de resis -
tencia se hace crítica cuando se construirán unos Terra -
plenes altos, este caso sucede cuando se construyen ac-
cesos a puentes, pasos a desnivel, o en llanuras de --
inundación en ríos o esteros, en zonas pantanosas y --
exista tirante de agua. Es difícil establecer un límite
práctico para decidir en hacer estudios geológicos deta-
llados o no hacerlos, pues la gravedad de un caso con-
creto no depende sólo de la altura de los terraplenes, -
sino también de la naturaleza de los materiales con que
se cuente en la obra y lo importante que sean las conse-
cuencias de una falla hipotética.

Una falla por falta de capacidad de carga es -
causa de la falta de resistencia del terreno de cimenta-
ción bajo un terraplén y ésta puede suceder conjuntamen-
te a un hundimiento brusco y destructivo del terraplén,
con bufamiento del terreno lateral (puede ser un sólo-
lado), no lejos de la línea de ceros. La falla puede -
suceder sin previo aviso, aunque en ocasiones se produ-
cen con anterioridad deformaciones en la corona, con -
hundimientos en el centro y la aparición de grietas en
el material natural paralelas al bordo y a una distan-
cia que es función de la altura y ancho del terraplén.
Al detectarse estos signos precursores de una falla ine-
vitable debe solucionarse de inmediato el problema, ya-
sea adicionando unas bermas o aligerando las presiones-
causadas por el peso del terraplén. Muchas veces una so-
lución razonable es utilizar un procedimiento de cons-
trucción por etapas en el cual se construya una altura-
parcial del terraplén y esperar a que se consolide el -
terreno de cimentación para que se coloque la parte com-

plementaria a medida que va desarrollando resistencia - el cimiento bajo la carga previa.

El aumento en la resistencia al esfuerzo de un suelo durante un proceso de consolidación, se puede explicar de esta manera: supóngase que se construirá un terraplén sobre un suelo compresible, normalmente consolidado, el cual no asegura la estabilidad de la estructura y se exige la mitad de su altura para que posteriormente se espere para completar a que el suelo se haya consolidado parcialmente; aumenta en ese proceso lo suficiente la resistencia inicial del terreno. Cuando al suelo se aplica una carga rápida y supuesto que el terraplén se construye en poco tiempo, comparado con el que el suelo necesita para consolidarse, la resistencia del suelo de cimentación se representa por la envolvente de la prueba rápida obtenida al trabajar con esfuerzos totales. Fig I.I. Aquí puede observarse que la resistencia al esfuerzo cortante (s) es proporcional a la carga que se aplicó para consolidar el material. En el estrato compresible consolidado, la resistencia bajo carga rápida será proporcional a la profundidad. Además, como consecuencia del proceso de consolidación aumentarán las presiones efectivas en todo punto del terreno. Una vez que se ha logrado el 100 % de consolidación bajo la carga, la resistencia final en cualquier punto del suelo puede obtenerse a partir de las nuevas presiones efectivas al término del proceso.

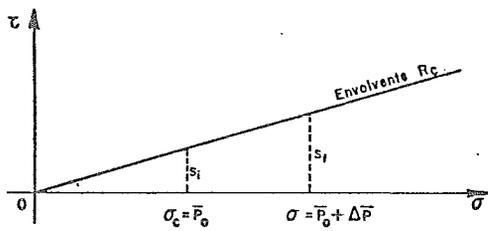


Fig. II.1 Aumento de la resistencia rápida con carga de consolidación.

De este modo, si S_i es a la resistencia inicial de un punto de la masa consolidada bajo la presión efectiva de su peso propio (\bar{P}_0), la resistencia final bajo carga rápida, S_f , será la correspondiente a la nueva presión de consolidación, $P_0 + \Delta\bar{p}$, donde Δp representa el incremento de presión efectiva que ha producido la mitad de terraplén primeramente construida.

Algunos otros problemas que sufren los terrenos de cimentación de muy baja resistencia son los que se entienden por fallas del terraplén, por rotación o traslación sobre superficies de deslizamientos desarrolladas total o parcialmente en el terreno de cimentación, que trataremos en otro capítulo correspondiente a este tema.

A.1) ASENTAMIENTO EN EL TERRENO DE CIMENTACION.

Probablemente el problema más serio de los suelos finos y compresibles en una cimentación, es el de los asentamientos que pueda sufrir el recibir la carga que representan los terraplén, y que se manifiestan ocasionando:

1.- Pérdida de bombeo en la rasante ya que la presión que ejerce el terraplén sobre el suelo de cimentación es mayor bajo el centro de la corona que bajo los hombros.

2.- Aparición de asentamientos diferenciales en un sentido longitudinal por heterogeneidad en la cendencia del terreno de cimentación; estos producen per

juicios en la funcionalidad del camino, en el pavimento, en el drenaje superficial.

3.- Disminución de la altura del terraplén, - muy grave cuando se atraviesan zonas inundables o inundadas.

4.- También se dañan las obras de drenaje menor, que adquieren una conformación hidráulicamente inconveniente y se agrietan, al hundirse más en el centro que en los extremos.

5.- Agrietamiento en la corona del terraplén, especialmente cuando ésta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas.

6.- Pérdida de la apropiada transición entre los terraplén de acceso y las estructuras, cuando éstas, cimentadas por ejemplo en pilotes de punta, no se hundan junto con los terraplén de acceso.

En México no es raro encontrar situaciones en las que todo el proyecto de un camino quede supeditado a la decisión de cruzar un terreno donde se van a tener grandes asentamientos, hasta poder tomar la alternativa de cambiar el trazo de la carretera.

Es muy difícil dar un límite permisible de asentamiento en una vía terrestre construida sobre suelos blandos. En primer término, hay que tomar en cuenta que los asentamientos totales de un terraplén no son

de gran importancia (sólo en algunos casos, como los accesos a puentes, o en zonas inundables), comparándolos con los asentamientos diferenciales. En una carretera se pueden tolerar más los asentamientos diferenciales que la vta ferroviaria, pero ésta se puede calzar aumentando la cantidad de balasto y dar los niveles iniciales de proyecto; pero una carretera se nivela aumentando la capa asfáltica, que es la que constituye la parte más costosa de su sección. En los aeropuertos, son mucho más rígidas las especificaciones de alineamientos ya que los asentamientos diferenciales hacen vibrar los aviones y los pilotos toman lecturas no convenientes para su control. Otro problema que ocasionan los asentamientos diferenciales en las carreteras y aeropistas es el encharcamiento con la lluvia, y que resulta ser muy peligroso.

En resumen, no es posible dar una regla fija y definir una política de proyecto de una vta terrestre en lo referente a asentamientos. El ingeniero deberá decidir los valores admisibles de los asentamientos para cada obra en particular tomando en cuenta todas las restricciones propias de la obra.

Aunque es bien conocido por todos los especialistas de Mecánica de Suelos que es muy difícil conocer la evolución de los asentamientos con el tiempo, se puede conocer el asentamiento total. Esto se debe a que no se puede determinar exactamente los espesores de las capas drenantes y las compresibles, de lo que depende mucho obtener resultados reales del cálculo.

A.2) MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE CIMENTACION.

Va se ha hablado de que el terreno de cimentación es bastante bueno en cuanto a soportar las cargas-impuestas por los terraplenes, o en lo que se refiere a resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, ect. todo ello en condiciones normales. Los problemas y métodos que se mencionarán a continuación se utilizarán en casos muy especiales, en zonas específicas donde realmente se requiera su aplicación, debido al alto costo de construcción que presenta.

Los métodos más comunes se han empleado para el mejoramiento del terreno natural, ya sea en lo que concierne a resistencia o compresibilidad, son:

1.- Uso de materiales ligeros.- Los materiales con bajo peso específico como el tezontle, se utilizan para la conformación de terraplenes que se apoyan sobre el suelo de baja resistencia y de alta compresibilidad, reduciendo así las presiones inducidas al terreno y la geometría de la sección que se construya. Por lo general el problema de los asentamientos siempre está ligado al de la falta de resistencia y si los terraplenes se construyeran con materiales pesados, se necesitarían hacer con taludes muy tendidos o con bermas lo que podría eliminarse usando materiales ligeros que nos producirían menores hundimientos y repercutiría favorablemente en el asentamiento a que se llegue.

2.- La sobre elevación de la subrasante. Este método consiste en sobre elevar inicialmente la rasante del terraplén, de manera que quede en el nivel requeri-

do después de producirse el asentamiento, todo esto depende de que el terreno natural soporte la sección so - breelevada.

3.- Construcción previa de terraplenes. Este procedimiento se realiza constuyendo los terraplenes con tiempo muy anticipado a los trabajos de pavimenta - ción, dando lugar a que ocurran los asentamientos durante ese lapso de tiempo. Posteriormente se conformará la corona y se pavimentará, para tener una estructura que no se deformará. Cuando se tenga un terreno de muy baja resistencia se va complementando la sección en partes sucesivas, según soporte el terreno y aprovechando la resistencia que se genere como consecuencia de la consolidación. Todos estos recargues deberán ser bajos de espesor y el último de tal magnitud que casi no provoquen asentamientos de importancia.

4.- Uso de drenes verticales de arena. Siendo el proceso de asentamiento un proceso de consolidación, todos los procedimientos que aceleren esta última servirán para que aquellos se produzcan con mayor rapidez, dando oportunidad a que ocurran durante el proceso de construcción, con lo que la estructura permanecerá prácticamente libre del problema durante su vida de servicio. Además, se incrementará de esta manera la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Ahora bien, la aceleración de la consolidación se efectúa construyendo drenes verticales de arena en la carretera, los cuales son perforaciones verticales rellenas de material permeable, de pequeño diámetro y de longitud suficiente para que sus efectos alcancen a la totalidad del manto compresible o, por lo menos, el espesor que vaya a producir la mayor parte del asentamiento.

Para obtener un mejor funcionamiento de este procedimiento, se tiene que disminuir la distancia de recorrido del agua, lo cual se logra haciendo un dren horizontal para que permita el flujo y así se consoliden los estratos compresibles. Para los suelos arcillosos que generalmente son algo estratificados, la permeabilidad en el sentido horizontal es mayor que en el sentido vertical, y el flujo radial hacia los drenes verticales de arena es, en un principio muy eficiente.

5.- La compensación total o parcial de la carga del terraplén. Este método consiste en desplazar lateralmente el suelo de cimentación blando por medio de la penetración del material de terraplén compensando así el peso del suelo y que actuará únicamente con una presión correspondiente a la diferencia entre el peso del material colocado y el desplazado. Por lo general es más fácil utilizarlo en suelos que no tengan problemas para desplazarlos, o sea los suelos arcillosos orgánicos y turbas. Algunas veces el desplazamiento del suelo es hecho con explosivos o con ayuda de sobrecargas (espesores de material pesado sobre la corona del terraplén).

En las aeropistas que son de una longitud mucho más pequeña comparada al de las carreteras, el terreno de cimentación se compensa totalmente con un material ligero haciendo una excavación previa con suficiente profundidad donde se colocará una losa de concreto pobre para conformar la caja que se rellenará con el material ligero y así queda hecha la compensación total.

Este procedimiento se ha utilizado en el Aeropuerto de la Ciudad de México en las pistas y calles de rodaje.

6.- La Remoción del Material Compresible. Este caso es muy sencillo, cuando se tiene un terreno de cimentación malo y compresible, hay que sustituirlo por otro de mejor calidad. Para el Departamento de Carreteras del Estado de California este es el mejor procedimiento para solucionar los problemas que presentan los suelos blandos y compresibles, en un espesor no mayor de 4 ó 5 metros. Para países con presupuestos bajos, esto resulta imposible de realizarse. En México se ha tratado al terreno con algunos de los otros métodos descritos y se han obtenido resultados favorables, aunque claro que esta es una alternativa más que el ingeniero podría tomar si resulta más económica que las demás.

7.- Colocación de ramas, palmas y otros materiales similares bajo el terraplén. - Consiste este método en fabricar una verdadera balsa de enramado bajo el terraplén, que reparte la carga y proporciona una especie flotación al conjunto de la estructura. El método se ha usado con excelentes resultados en diversos países, pero en México se carece de experiencia en este campo ya que no se ha utilizado.

8.- La Colocación de Bermas ó Taludes muy tendidos. No se pretende otra cosa mas que reducir los asentamientos diferenciales y esto se puede realizar aumentando unas bermas a la corona del terraplén, con lo que se uniformiza las presiones transmitidas al terreno bajo el terraplén y así se uniformizan también los asentamientos. Además a mayor área cargada mayor será el asentamiento total reduciendo así los asentamientos diferenciales .

9.- Escalonamiento de Laderas Naturales. Cuando el terreno natural tiene una pendiente transversal - muy fuerte, los terraplenes que se pudieran construir - se deslizarían en la ladera, por lo que se ha optado - por hacer escalones en el terreno de cimentación en forma apropiada a la geometría del terraplén y a la topografía de la zona. Con estos escalones se da apoyo horizontal al terraplén, eliminando la componente de su peso a lo largo de la superficie de contacto en el terreno natural y así también la posibilidad de la falla. - Los escalones estarán tan amplios que permitirán las maniobras del equipo de construcción. En México es el método que más se utiliza en este tipo de problemas.

10.- Compactación. Regularmente se mejora el terreno de cimentación, compactándole después del desmonte, deshierve y desenraíce. El tratamiento se hace sobre todo en aeropistas, alcanzando 85 a 90% en relación al proctor estándar.

Resumiendo, todos los métodos que existen para mejorar el terreno de cimentación en cuanto a resistencia y compresibilidad no son una regla general ni universal, de tal modo que para cada caso en particular deberá de tomarse las decisiones en utilizar uno u otro método o la combinación de algunos para solucionar los problemas que presente cualquier proyecto. Así, la elección del criterio a seguir en cada caso no esta subordinado a reglas fijas, sino que en materia de juicio del proyectista. Actualmente es posible calcular el monto de los asentamientos y su evolución con el tiempo por los métodos que proporciona la Mecánica de Suelos. Previo a este cálculo, deberá realizarse una exploración exhaustiva del terreno de cimentación para carreteras -

y aeropistas, por lo que deberá obtenerse, en suelos que presenten problemas especiales, muestras inalteradas, - pruebas de compresión simple y triaxiales para determi - nar la resistencia al esfuerzo cortante; pruebas de con - solidación para determinar las características de compre - sibilidad.

A.3) El Agua en el Terreno de Cimentación.

Como es bien sabido por todos los especialistas en Mecánica de Suelos, el agua que cae sobre el terreno - natural en el que se construirá una vía terrestre, parte escurre por la superficie, parte se infiltra en él y par - te se evapora.

Existe una relación entre el agua que escurre - y la precipitación total, a la cual se le llama "coefi - ciente de escurrimiento del terreno", y que varía según - el tipo de suelo, su pendiente, tipo de vegetación. El - agua que corre sobre la superficie del terreno, lo ero - siona, para después incorporarse a una corriente superfi - cial.

Del agua que se infiltra en el suelo, penetra - hasta un estrato impermeable que no la deja pasar, for - mando así el nivel de aguas freático, que se mantendrá a cierto nivel en cuanto no cambie el régimen hidráulico - de la zona. Cuando el nivel es muy alto o aflora a la su - perficie se da lugar a la formación de los pantanos, o - cuando el terreno es muy fino y posee propiedades capila - res elevadas, el agua asciende hasta una altura donde - perjudica a las terracerías y pavimentos. De hecho, el agua produce efectos muy importantes en --

la estructura de una obra vial, que de no prevenirse - se tendrían serios problemas. Tales efectos son:

1.- Las propiedades mecánicas mas importantes de los suelos cambian cuando se modifica el contenido de agua de ellos, así la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en suelos arcillosos y con apreciable contenido de finos cuando aumenta su contenido de agua, y la compresibilidad que aumenta cuando el suelo adquiere agua. En los suelos arenosos cementados con sustancias solubles, la adhesión de agua produce cambios drásticos en su estructura y en su resistencia como consecuencia de esto.

Todo lo anterior se refleja en los asentamientos de los terraplenes, en su posible falla y en las deformaciones que se descubren en la subrasante.

2.- Como el movimiento de las aguas freáticas es variable, sus efectos no son uniformes y se reflejan en diferentes áreas del terreno de cimentación con diferente comportamiento.

3.- Los cambios en contenidos de agua proporcionan cambios de volumen perjudiciales en los suelos expansivos.

4.- En suelos que sufren heladas, la existencia de agua es peligrosa, debido a los cambios de volumen y resistencia que suceden en el congelamiento periódico.

5.- El agua no sólo produce efectos asociados al cambio de volumen o resistencia sino que también debido a un mal bombeo o drenaje superficial, se podrá erosionar el suelo, agrietar la carpeta asfáltica, separar la película de asfalto de las partículas de agregado etc.

Quizá muchos problemas que se relacione con el mejoramiento de los suelos que constituyen el terreno de cimentación se refiere a la eliminación del agua que contengan ellos, la cual se soluciona con un subdrenaje del terreno de cimentación y que son técnicas esenciales en la construcción de las vías terrestres.

El régimen hidráulico se modifica cuando se coloca un terraplén sobre el terreno natural, ya que esta área estaba libremente expuesta anteriormente y ahora se le impide la evaporación normal del agua; por esta causa el nivel de aguas freáticas tendrá siempre a ascender en el terreno natural bajo los terraplenes.

B) IDENTIFICACION DE GRUPO CON RESPECTO AL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S.), VERSION S.A.H.O.P.

La aplicación de la Mecánica de suelos a un campo cualquiera exige un conocimiento previo de tal disciplina, por lo que se ha considerado necesario enunciar y exponer los conceptos básicos de la Mecánica de Suelos así como la explicación de algunas pruebas de laboratorio para la mejor comprensión de los resultados y conclusiones que se darán en este trabajo. Toda la exposición de tales -- conceptos se hará breve y someramente, ya que además de -- que nuestro trabajo no pretende ser un libro de texto, se supone que los lectores ya tendrán algunos conocimientos -- de lo que se está tratando.

La S.A.H.O.P. ha establecido en base al S.U.C.S., que los materiales se clasifican en 3 divisiones: " suelos"; " fragmentos de roca " y " rocas ". Los suelos son aquellas partículas de material cuyo diámetro es menor de 7.6 cm. (3"); los fragmentos de roca son aquellos cuyo diámetro son mayores de 7.6 cm. y no forman parte de una formación rocosa masiva y es esta a la que se le considera roca. El suelo se subdivide en " finos ", que son las partículas menores que la malla No. 200 (0.074 mm), y los gruesos, - que son los que se detienen en la malla 200 y pasan la de - 7.6 cm (3"). Los finos comprenden los suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos en que predomina la materia orgánica quedan en un grupo denominado " turba ".

Los gruesos comprenden los grupos denominados arena y grava, siendo la frontera entre ellos la malla No. 4

Los " fragmentos de roca " se subdividen en chicos, medianos y grandes y son aquellos cuyo diámetro del material se retienen en la malla de 7.6 cm. y su dimensión máxima es menor de 30 cm.; su dimensión máxima está comprendida entre 30 cm. y 1 m. y su dimensión máxima es mayor que 1m., correspondientes a cada uno de los tamaños respectivamente hablando.

Cada uno de estos grupos tiene un símbolo genérico dado por una o más letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses más típicos.

La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es la carta de plasticidad, trabajo efectuado por A. Casagrande, la cual es una investigación en que se ve si se sitúan los suelos en un sistema coordinado que se tenga el Límite Líquido en el eje de las abscisas y el índice plástico en el de las ordenadas, su agrupación no se hace al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas; de tal forma que los suelos vecinos tienen propiedades similares y los alejados, las tienen diferentes. Con esta base Casagrande establece fronteras que separan los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines (líneas A y B). En la fig. 11.2 se muestra la gráfica de referencia, denominada Carta de Plasticidad.

Los grupos formados de suelos gruesos no se describirán ya que no es de nuestro interés en este trabajo.

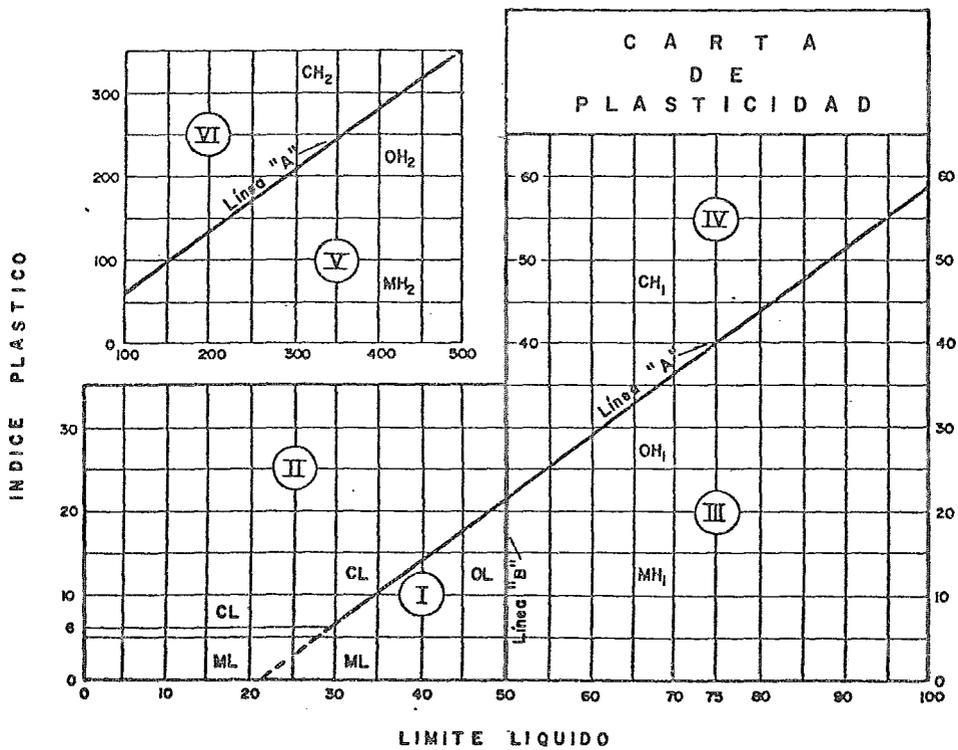


Fig. 11.2 Carta de plasticidad tal como se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México.

B.1) SUELOS FINOS.

El sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas elegidas por los nombres genéricos que da lugar a las siguientes divisiones:

- Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
- Arcillas inorgánicas, del símbolo C (clay).
- Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen en dos grupos, según su límite líquido. Si éste es menor de 50 %, es decir, si son suelos de compresibilidad baja a media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility) y así se tienen los grupos ML, CL y OL. De igual manera, los suelos finos con límite líquido mayor de 50 % o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (High compressibility), y así se tienen los grupos MH CH y OH,

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

Las características de los suelos antes mencionados se refieren a continuación :

Grupos CL y CH,

En este grupo están las arcillas inorgánicas. El Grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por LL 50 % e Ip ó 7 %.

El Grupo CH corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por LL 50 %. En este grupo CH se encasillan las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500 %.

Grupos ML y MH.

El Grupo ML la zona bajo línea A, definida por LL 50 %, y la porción sobre la línea A con I_p 6 % o 4 % El Grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por LL 50 %.

Grupo OL y OH.

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

El índice líquido de una arcilla inorgánica crece por la adición de materia orgánica coloidal, sin apreciable cambio de su índice plástico este hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

Grupo P t

En la mayoría de los suelos turbosos las pruebas de límites pueden ejecutarse después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos está entre 300 y 500 %, quedando agrupados en la Carta de Plasticidad notablemente abajo de la línea A: el índice plástico normalmente sería entre 100 y 200 %.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, calor del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, aparte de cualquier otra información descriptiva pertinente de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterados y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

B.2) CLASIFICACION DE SUELOS PANTANOSOS

Además de las clasificaciones generales del terreno que incluyen todo tipo de rocas y de suelos, las clasificaciones particulares son de gran importancia práctica y los suelos se agrupan según sus características o sus propiedades específicas.

Por consiguiente, los suelos pueden clasificarse *in situ*, en función de su contenido de agua en tres grupos, que determinan la posibilidad de su empleo en las terracerías:

- a) Suelos con óptimo contenido de agua
($W = W_o + 1W_o$), donde W_o es el contenido óptimo de agua para poder realizar la compactación, (determinado con la prueba normalizada Proctor - Standard).
- b) Suelos con gran contenido de agua
($1.1W_o \leq W \leq W_{adm}$).
- c) Suelos saturados ($W \geq W_{adm}$).

Wadm. es el límite del contenido de agua dentro del cual un suelo todavía puede compactarse a la densidad de referencia. El valor Wadm. depende de la naturaleza del suelo y de la densidad requerida. Consecuentemente para alcanzar una densidad igual a 98 - 100 % de la densidad de referencia, Wadm. debería ser = 110 y 135 % de W_o , y para una densidad requerida de 95 % de la densidad de referencia - - Wadm. debería ser = 120 a 160 % de W_o , en función de la naturaleza del suelo.

Con base a una generalización de datos sobre las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes suelos, se estableció una clasificación (Tabla 11.3) de los suelos denominados " blandos " para la construcción de carreteras.

Para poder establecer tal clasificación se introdujo una definición cuantitativa del " suelo blando ". Teniendo en cuenta valores reales de los esfuerzos máximos tangenciales y normales que aparecen en la cimentación de un terraplén tipo (12 m. de altura) se adoptaron 2 criterios cuantitativos; la resistencia al esfuerzo cortante (τ) y la compresibilidad bajo la presión $P=2,5 \text{ kg/cm}^2$. Un suelo tendrá poca capacidad de carga cuando estos parámetros responden a una de las condiciones; $+ 0,75 \text{ kg/cm}^2$ - ep 50 mm/m.

La clasificación se complementa mediante tablas con las principales características físico-mecánicas de los diferentes suelos blandos. Dichas tablas pueden utilizarse a modo de referencia en las primeras etapas del establecimiento de los proyectos.

Con base en esta clasificación, se establecieron las características de los suelos pantanosos de acuerdo con su capacidad de carga (Tabla 11.3.) y de las cimentaciones de los terraplenes según ciertas condiciones (por ejemplo, para los terraplenes poco elevados sobre suelos turbosos), lo cual facilita la determinación de la estructura de cimentación (Tabla 11.4.).

Tabla 11.3. Determinación de los tipos de suelos pantanosos desde el punto de vista en la construcción de carreteras en función de su resistencia al esfuerzo cortante en condiciones naturales.

Resistencia al esfuerzo cortante Kg/cm ²	Tipo de Suelo Pantano	
	Turba	Lodo, Limo Marga.
0.2	I	I
0.2-0.1	I-II *	II
0.1-0.03	II	II-III **
0.03	III	III

* Los suelos de tipo I deben presentar un grado de descomposición inferior a 25 %.

** Para obtener una determinación más precisa, se requieren ensayos en Laboratorio.

El tipo de suelo blando en las condiciones antes mencionadas se determina in situ por medio de un conjunto de criterios visuales y con base a los resultados de los ensayos del esfuerzo cortante en condiciones naturales.

Por otra parte se ha propuesto clasificar los suelos pantanosos de acuerdo con la proporción de los principales componentes de lo que constituye la parte sólida y fibras, humus y partículas minerales.

TABLA II.4. TIPOS DE SUELOS PANTANOSOS

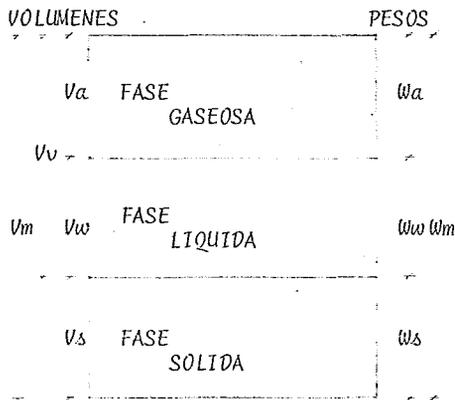
TIPO DE SUELO PANTANOSO	I	II	III
Tipo de suelo	Turba	Turba muy descompuesta Limo orgánico.	Suelos orgánicos minerales. Limo suelo que contiene turba.
Contenido de fibras 0.25 mm	60 %	60 %	Insignificante
Particularidades de la estructura	Estr. esponjosa y fibrosa cohesión estructural elevada.	Estr. fracturada poco fibrosa o coloidal.	Estr. poco cohesiva o amorfa.
Contenido de materiales minerales	2-12 %	10-40 %	40 %
Contenido natural de agua	400 - 2000	150 - 200	60 - 400
Resistencia al esfuerzo cortante por rotación Kg/cm ² .	0.4 - 0.1	0.20 - 0.006	0.4 - 0.1
Asentamiento relativo mm/m	100 - 450	100 - 350	50 - 200

El empleo adecuado de los suelos turbosos en la cimentación de los terraplenes exige se perfeccionen los métodos de determinación de las características de compresión. Además uno de los requerimientos más importantes para hacer

dicha determinación, no solamente estriba en la precisión -
sino en particular en la rapidéz con que se obtienen los -
resultados.

B.3) RELACIONES GRAVIMETRICAS Y VOLUMETRICAS DE LOS SUELOS.

Con la ayuda de la siguiente gráfica, se explicarán las relaciones volumétricas de los suelos y ayudará a tener una mejor comprensión de las mismas:



1.- RELACIONES VOLUMETRICAS.

En vías terrestres.

- a) El peso volumétrico del material es igual a:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

- b) El peso volumétrico de la Masa: (Sólidos) (γ_s)

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

En cuestiones de Compactación el Peso Volumétrico Seco. (γ_d).

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

c) El Peso Específico (S_s)

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

γ_o = γ del agua, regularmente es igual a 1.

d) La relación de vacíos (e) es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Teóricamente puede variar de 0 hasta ∞ (vacío -- perfecto). Prácticamente se toma:

$e = 0.25$ para arenas muy compactas

$e = 10$ arcillas altamente estructuradas muy -- compresibles.

e) Se denomina " Grado de Saturación " a la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos de un suelo; matemáticamente:

$$G_w(\%) = 100 \frac{V_w}{V_v}$$

0% (Suelo Seco)

100% (Suelo Saturado)

f) " Contenido de "Agua o Humedad " de un suelo es la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida.

$$W(\%) = 100 \frac{W_w}{W_s}$$

g) Compacidad Relativa.

De la estructura típica de un Suelo su Compacidad Relativa es:

$$C_r = 100 \frac{e_{max} - e_{rel}}{e_{max} - e_{min}}$$

$e_{máx}$ = relación de vacíos correspondientes al estado -- más suelto, obtenida vertiendo el material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.

$e_{mín}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo, obtenida al someter la muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capas dentro de un recipiente.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en estado natural.

Valores superiores al 50 % se consideran de un suelo compacto.

2.- GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS.

Allen Hazen propuso el coeficiente de Uniformidad.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

D_{60} = tamaño tal, que el 60 % en peso, del suelo sea igual o menor.

D_{10} = llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10 %, en peso, del suelo.

En realidad la relación es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta.

El Coeficiente de Curvatura del Suelo es:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

D_{30} se define análogamente que los D_{60} y D_{10} .

3.- PLASTICIDAD. Propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Según Atterberg.

1.- Estado Líquido. Propiedades y Apariencia de una suspensión.

2.- Estado Semilíquido. Propiedades de un fluido viscoso.

3.- Estado Plástico. El suelo se comporta plásticamente según definición.

4.- Estado Semisólido. Tiene la apariencia de un sólido pero disminuye de volumen si se sigue secando.

5.- Estado Sólido. En que el volumen del suelo ya no varía con secado.

De donde el Índice Plástico $I_p = LL - LP$, ya que el límite líquido se localiza entre el Estado Semilíquido y Plástico, y el Límite Plástico se encuentra entre el estado Semisólido y Plástico.

B.4) RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

En la mecánica de Suelos, el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia que ofrecen los suelos a él, depende primordialmente el que las estructuras no fallen. Por eso es que la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúan sobre ellos, sin fallar. Es obvio que existen otros tipos de esfuerzos diferentes al cortante, como los de tensión o compresión por ejemplo, pero que generalmente no son de gran importancia en cuanto a resistencia se refiere.

En realidad, el ingeniero constructor se ha interesado por la resistencia al esfuerzo cortante porque la Teoría de falla que más se ha fomentado y usado universalmente en la Mecánica de Suelos es una Teoría de esfuerzo cortante.

Existen dos teorías que combinadas son las más utilizadas en el campo de la Mecánica de Suelos. La primera establecida desde 1773 por Coulomb, la cual dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

donde: τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla

c = Cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto por Coulomb constante.

La segunda teoría propuesta por Mohr, nos dice - que en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación - del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto máximo. Este valor se basa en la consideración tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse:

$$\bar{C}_f = T \tan \phi$$

Mohr estableció su teoría pensando en suelos granulares primordialmente, Coulomb en suelos cohesivos, considerando a los granulares como un caso particular en donde la resistencia al esfuerzo cortante es cero, para un - esfuerzo normal y actuante nulo; esto corresponde en la - ecuación $\bar{C}_f = C + T \tan \phi$ a $C = 0$, de donde cambia a - $\bar{C}_f = T \tan \phi$. En realidad la única diferencia que existe entre las dos teorías es que Coulomb considera a ϕ cons-tante y Mohr variable.

De esta manera la teoría que se utiliza actual--mente en la Mecánica de Suelos se le denomina teoría de - Mohr - Coulomb, excluyendo la idea original de Coulomb de considerar C y ϕ constantes y tomarlas variables. Esta - teoría da resultados satisfactorios a los problemas prác--ticos, pero no comprende totalmente todas las soluciones a las fallas que se pudieran presentar, ya que un estado de esfuerzos no puede describirse con menos de tres pará--metros independientes (T_1 , T_2 y T_3), y esta teoría rela--ciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principa--

les máximo y mínimo ($\bar{C}_f = F (\sigma_1 - \sigma_3)$), pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio σ_2 , aunque influya moderadamente en los parámetros de resistencia C y ϕ .

Ahora bien, conviene analizar de qué depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. De acuerdo a los estudios hechos por Coulomb, la resistencia al esfuerzo cortante se debe en gran parte a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando unos granos tienden a deslizarse con respecto a otros. Esta fricción se considera como comunmente se toma en mecánica, $F = \mu P$ donde μ es el coeficiente de fricción.

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionantes, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y T es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, \bar{C}_f puede relacionarse con T por una expresión del tipo:

$$S = \bar{C}_f = T \tan \phi$$

La resistencia friccionante (S) está regida por el esfuerzo normal efectivo. $\tan \phi$ equivale al coeficiente de fricción y sirve además para conocer el ángulo de fricción interna del suelo.

Posteriormente se estableció el concepto de cohesión (C) al observar que algunos materiales (las arcillas) ofrecen resistencia bajo presión exterior nula, entonces resultó la ley de resistencia para estos materiales:

$$S = \bar{C}_f = C$$

en donde C es la cohesión del suelo. Estos materiales se les llamó " puramente cohesivos " y se consideraba $\phi = 0$.

El caso más general se presenta de esta manera:

$$S = \bar{\tau}_f = C + \bar{\sigma} \tan \phi.$$

Los suelos granulares se consideran friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodo entre sus granos, que equivale a la distorsión de los granos, ruptura en sus con contactos y al rodamiento y deslizamiento de unos sobre - - otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción, - más los efectos de acomodo, es un movimiento continuo o - distorsión de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no se afecta por el agua contenida en los vacíos del suelo granular. En sí, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente - de fricción grano - grano, como a todos los efectos de acomodo. Poco influye la fricción grano - grano, que es - bastante variable en la naturaleza, en el ángulo de fricción interna, ya que se explica que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulte más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

En los suelos cohesivos, también son acumulaciones de partículas que deberán deslizarse unas sobre otras o rodar para que suceda la falla por esfuerzo cortante, - aunque existen algunas diferencias de significación: En -

primer término, se considera que al cargar exteriormente a una arcilla saturada dicha carga la toma inicialmente - el agua , en forma de presión normal, U . Esto se debe a la compresibilidad que tiene ahora la estructura del -- suelo, en comparación con el agua. En los momentos en -- que se está aplicando la carga, la permeabilidad es muy - baja y se necesitará tiempo para que se disipe la presión neutral producida, en caso de que existan las condiciones adecuadas para que suceda dicha disipación. Por último, - hay fuerzas significativas entre las partículas del suelo debidas a efectos eléctricos.

Experimentalmente se sabe que el agua intersti-- cial influye en la resistencia al esfuerzo cortante, de -- manera que si aumenta, la resistencia disminuye. Esto se explica cuando en una arcilla muy seca, los iones de su-- perficie de sus cristales, no están completamente hidratados, lo que permite acomodados más próximos y fuertes nexos entre los cristales.

Desde el punto de vista ingenieril, los factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de -- los suelos cohesivos saturados y en los que se debe poner especial atención en cada caso en particular son : historia previa de consolidación del suelo, sus condiciones de drenaje, la velocidad de las cargas que se le apliquen y la sensibilidad de su estructura.

Para comprender la influencia de todos estos factores, supondremos que se someterá a una prueba directa - de resistencia al esfuerzo cortante a una arcilla total-- mente saturada.

Se supondrán varias situaciones además, que son:

- a) La muestra ha sido consolidada previamente bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga, P, cualquiera.
- b) La muestra nunca soportó antes un esfuerzo mayor que $\bar{\sigma}_1$. O sea que la muestra está normalmente consolidada y en cuyas condiciones deberá tenerse en el agua $u = 0$.

Ahora si se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta \bar{\sigma}_1$ debido a un incremento de ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_1 + \Delta \bar{\sigma}_1$. Este incremento puede producir diferentes efectos en la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje que se le permita, y de la velocidad con que F sea aplicada. Por ejemplo, podría ser que se le permitiera tener buen drenaje a la muestra; en primer término $\Delta \bar{\sigma}_1$ será tomada por el agua pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación del suelo bajo la nueva condición de esfuerzos y llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incrementos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la muestra quedará dada por la expresión :

$$S = (\bar{\sigma}_1 + \Delta \bar{\sigma}_1) \tan \phi = \bar{\sigma}_2 \tan \phi$$

$\bar{\sigma}_1$ y $\Delta \bar{\sigma}_1$ en todo momento son efectivos y no hay presiones neutrales en el agua.

En el caso de que F se aplique rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. Generalmente los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si U representa a estas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia del suelo quedará dada por:

$$S = (\bar{\sigma}_1 + \Delta \bar{\sigma}_1 - U) \tan \phi = (\bar{\sigma}_2 - U) \tan \phi$$

Aquí se ve que la resistencia al esfuerzo cortante cambió simplemente porque se modificó la velocidad de aplicación de F.

El valor de U depende en demasía de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, disminuyendo su volumen por la que U se hace mayor que en un suelo que no se deforme.

En el caso de que se impida la salida del agua, el esfuerzo $\Delta \bar{\sigma}_1$ no llegará a ser efectivo pues la muestra no podrá consolidarse, por lo tanto el esfuerzo $\Delta \bar{\sigma}_1$ no dejará de ser neutral $\Delta \bar{\sigma}_1 = U_1$. Al aplicar F tampoco se disiparán todas las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial, aunque F se aplique lentamente. Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial también sea U, la resistencia al esfuerzo cortante será ahora, considerando que $\Delta \bar{\sigma}_1 = U_1$:

$$S = (\bar{\sigma}_1 + \Delta \bar{\sigma}_1 - U_1 - U) \tan \phi = (\bar{\sigma}_1 - U) \tan \phi$$

nuevamente diferente, sólo porque se consideró diferente la condición de drenaje de la muestra.

Todos los ejemplos anteriores son aplicables a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza; si son preconsolidados, de igual manera pueden desarrollarse razonamientos análogos.

Ahora, si la muestra está consolidada fuertemente por una presión $\bar{\sigma}_1$, de gran magnitud pero si posteriormente la descargamos rápidamente quitando la fuerza P que producía la $\bar{\sigma}_1$, entonces la arcilla tenderá a expandirse. Como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aunque existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará en un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales -- una presión suficiente para mantener el mismo volumen; esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = - \bar{\sigma}_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P , la muestra se lleva a la falla aplicando F rápidamente, disminuye la tensión u_2 como consecuencia de la perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u . En tal caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá expresarse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = - \bar{\sigma}_1$, de esta manera :

$$S = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\bar{\sigma}_1 - u) \tan \phi .$$

Esta resistencia es la que se conoce como " cohesión " de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo, como fricción consecuencia de la preconsolidación por la acción de $\bar{\sigma}_1$. No importa el tiempo que se deje antes de aplicar la fuerza F si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, la resistencia permanecerá igual; debe observarse que si el drenaje no se permite, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar $\bar{\sigma}_1$ rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida también a la preconsolidación bajo $\bar{\sigma}_1$; es decir el material se comportaría como puramente cohesivo.

Por otro lado, si se le permite al suelo absorber agua, y claro si este tiene la facilidad de hacerlo, después de haber quitado P, la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo hasta hacerse nulo y por ende la resistencia del material será cero.

Existen varias pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante, de las cuales sólo describiremos dos, por ser las únicas que se aplicaron a los suelos existentes en la carretera en construcción y son: Resistencia al corte en Compresión simple y Resistencia en Compresión Triaxial en Probetas no consolidada no drenada. Antes de que se expliquen estas pruebas, se describirá en general los aparatos que se emplean para efectuarlas y así comprender las conclusiones que se tendrán.

El aparato de corte directo se constituye de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contiene a la muestra de suelo. Dos piedras porosas, una superior y otra inferior que proporcionan drenaje cuando se desee o se sustituyen por placas de Confinamiento cuando se impida el drenaje.

El marco superior móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano bien definido. Por la parte superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, T , graduable a voluntad. Las deformaciones se miden con extensómetro, tanto horizontal como verticalmente. En la figura 11.5 se muestra un esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

Como es bien conocido por los especialistas de la Mecánica de Suelos, las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son las triaxiales. Son más refinadas que las de corte directo y son las más usadas en los laboratorios para determinar además las características de esfuerzo - deformación.

En teoría son pruebas en que se podrán variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen, tomando mediciones sobre sus características mecánicas, en forma completa. Los especímenes son generalmente cilíndricos y se someten a presiones laterales de un líquido (agua), de la que se protege con una membrana impermeable. La muestra se coloca en una

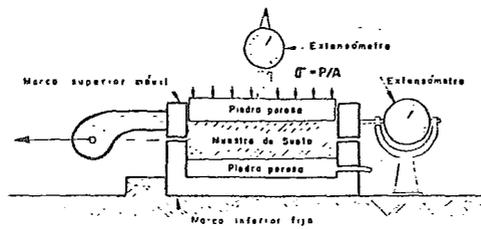


Fig. II.5 Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

cámara impermeable, cilíndrica y hermética, de lucita, -- con bases metálicas, todo esto para obtener un debido confinamiento.

En los extremos superior e inferior de la muestra se colocan dos piedras porosas, que se comunican con una bureta exterior a voluntad por segmentos de tubo plástico. La presión del agua que se encuentra dentro de la cámara, se regula y adquiere cualquier presión deseada, - gracias a la acción de un compresor comunicado con ella. Por medio de un vástago de acero duro que atraviesa la base superior de la cámara se transmite la carga axial al espécimen.

La presión lateral del agua es sólo normal, por ser hidrostática, y produce esfuerzos principales sobre - el espécimen (σ_3). En las bases, además de actuar éste σ_3 , actúa el efecto de la carga producida por el vástago desde el exterior, presión a la cual en Mecánica de Suelos se le denomina " esfuerzo desviador " P ; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es -- principal y que vale:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + P$$

Considerando el estado de esfuerzos uniforme en toda la muestra, puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor respectivamente.

Como en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional debería de tratarse con la solución general de Mohr, con tres círculos diferentes, pero en la prueba se utilizan, por facilidad de ésta, dos esfuerzos iguales, los tres círculos devienen a uno solo simplificando el tratamiento, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos. La figura 11.6 muestra un esquema de una cámara de compresión triaxial.

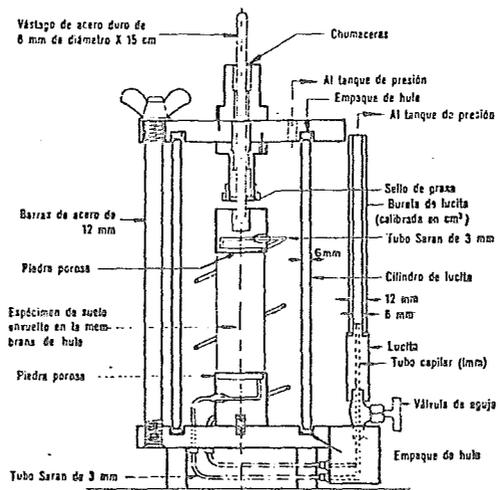


FIG. II.6 Cámara de compresión triaxial.

El tratar de reproducir las condiciones reales - en un laboratorio a que estará sometido un suelo en la obra que se trate, es muy difícil, por lo que se ha optado por reproducir las circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas, cuyos resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio basado en la experiencia.

Como ya se había dicho, un tipo de prueba a la que se sometieron los suelos de la carretera en cuestión, es la de Compresión Triaxial en probetas no consolidadas no drenadas para la obtención de la resistencia al corte de suelo. En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado por la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de maneras que no se permite ninguna consolidación del espécimen, ya que se cierra la válvula de salida de la cámara hacia la bureta y se aplican los esfuerzos con rapidez suficiente.

Cuando sucede tal aplicación de esfuerzos, la relación de vacíos y el contenido de agua de la muestra permanecen constantes en principio y se desarrollan presiones neutrales dentro del espécimen.

Si se somete la muestra a una presión σ_1 , a la cual estaba el suelo en su lugar natural, dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente toda la carga la tomará la fase sólida del suelo y el agua pasará a un estado de presión nula. En caso de que la pre-

sión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación, la magnitud de los esfuerzos efectivos, la relación de vacíos o la resistencia del suelo, sea cual sea la presión aplicada en la cámara. De esta manera si no varían los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo es constante (P_c''), cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial. Es por esto que en la representación gráfica de Mohr, los círculos correspondientes a esfuerzos totales son iguales, en donde una línea horizontal es la envolvente de resistencia que corresponde a estos esfuerzos.

La figura 11.7 muestra la distribución de esfuerzos totales y efectivos, en donde :

$\bar{\sigma}_3$ = presión hidrostática en la cámara más un cierto valor arbitrario Δ .

u_1 = presión neutral que se desarrolla en el agua igual al Δ .

u_2 = presión neutral adicional que se desarrolla en la segunda etapa después de aplicar P_c'' .

$$\begin{aligned}
 u &= u_1 + u_2 ; \\
 \bar{\sigma}_3 &= \bar{\sigma}_3 - u = \bar{\sigma}_3 - (u_1 + u_2) = \\
 &= (\bar{\sigma}_3 + \Delta) - (\Delta + u_2) = \\
 &= \bar{\sigma}_3 - u_2 \\
 \bar{\sigma}_1 &= \bar{\sigma}_3 + P_c'' = \bar{\sigma}_3 - u_2 + P_c'' .
 \end{aligned}$$

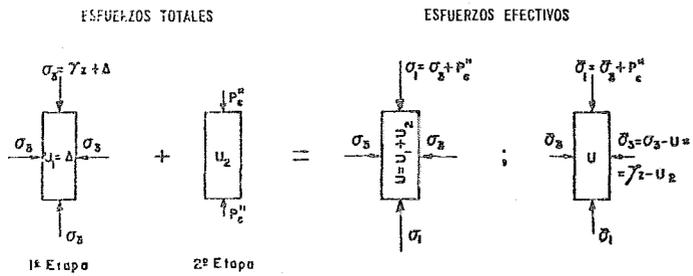


Fig. II.7
 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

En la figura 11.8 se ve la envolvente de resistencia y los círculos de Mohr.

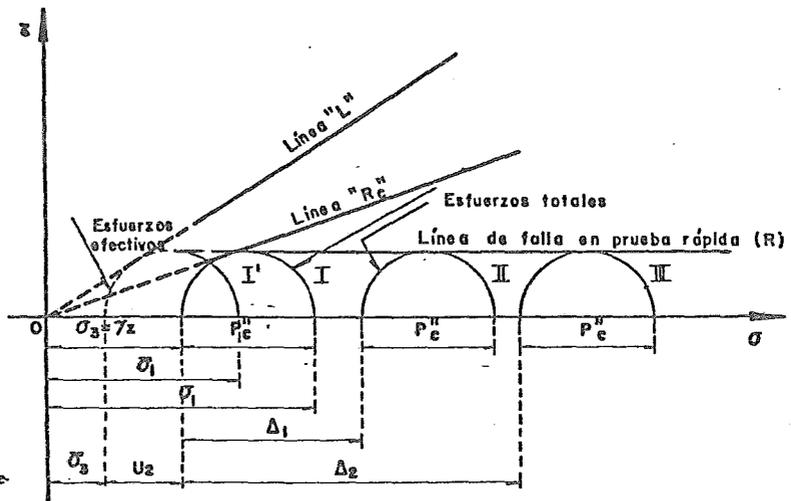


Fig. II. 8
Línea de falla en prueba triaxial rápida.

La mejor representación de la resistencia de un suelo en estado natural, es la resistencia no drenada, - por eso es que en los problemas de diseño debe de utilizarse este tipo de pruebas ya que las construcciones se realizan antes de que se consoliden los suelos y aún en casos en que la construcción sea lenta y se desarrollen aumentos de resistencia por consolidación, la resistencia drenada nos da datos de proyecto, que por representar un valor mínimo, es un valor conservador.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural, de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr. En suelos compresibles, la presión que soportaba en su lugar natural se relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una arcilla saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y el contenido de agua.

La otra prueba que hablamos mencionado es la --- Prueba de Compresión Simple, la cual se lleva a cabo aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática, sólo existe la etapa de carga que lleva al suelo a la falla. Sin embargo, puede considerarse como primer etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores; aquí los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación (V_z) como si el suelo estuviera en estado natural. Esta tensión del agua hace que la muestra conserve su volumen original ya que le comunica a la estructura sólida

los esfuerzos necesarios para ello.

La segunda etapa considera la aplicación del esfuerzo axial (q_u) que lleva a la falla la muestra, originando una presión neutral adicional u_z . La figura 11.9 muestra los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla y valen :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_3 &= 0 - u = - (u_1 + u_2) = - (-\gamma Z + u_z) \\ \bar{\sigma}_3 &= \gamma Z - u_z \\ \bar{\tau}_1 &= \bar{\tau}_3 + q_u = \gamma Z - u_z + q_u \end{aligned}$$

En la figura 11.10 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') y que corresponden al instante de falla incipiente en este tipo de pruebas y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales, con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γZ .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo el valor de q_u en los estados inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada.

ESFUERZOS TOTALES

ESFUERZOS EFECTIVOS

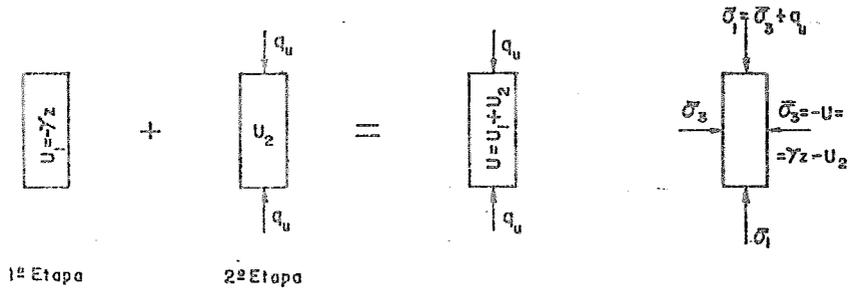


Fig. II.9 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

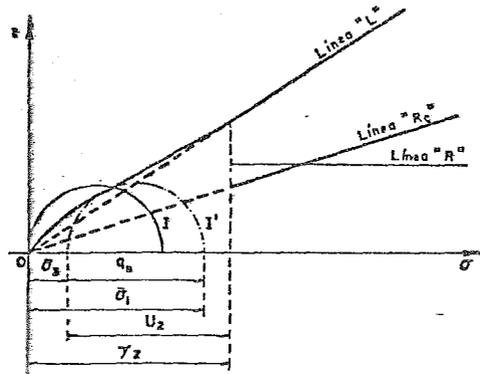


Fig. II.10 Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

CAPITULO III

CAPITULO III.- METODOS CONSTRUCTIVOS CONVENCIONALES PARA TERRAPLENES SOBRE PANTANO.

a) INTRODUCCION .

Las cualidades de sustentación de aquellos materiales que pueden clasificarse como terrenos orgánicos -- (Ciénegas, Pantanos y turbas) son muy reducidas y solo -- pueden edificarse sobre ellos construcciones de tipo muy ligero, tales como carreteras de orden secundario ó carreteras construídas con troncos y que se han empleado con fines bélicos para atravesar terrenos pantanosos. Al construir vías de comunicación de primer orden de terrenos orgánicos, especialmente áreas turberas, es práctica corriente extraer la turba, y reemplazarla por materiales adecuados, como son la arena, gravas, arcillas arenosas, etc. La turba puede ser objeto de excavación total o parcial; en el último caso la turba restante se desplaza, en general, mediante la aplicación de un exceso de carga. Se puede llegar al empleo de explosivos en material turbero cuando la operación de excavación no resulte eficiente -- con los equipos de tipo común para los trabajos de remoción de tierras.

Cuando el costo de desplazamiento total ó parcial del material no apropiado para cimentación resulta demasiado elevado, pueden utilizarse métodos de tratamiento del terreno natural para mejorar su estabilidad y acelerar el asentamiento primario. El primero se logra mediante la construcción de bermas, éstas disminuyen la altura de los terraplenes; y el segundo se logra mediante --

la utilización de sobrecarga en forma de altura de tierra adicional a la altura normal del terraplén.

El tiempo de que se disponga para la ejecución - de los trabajos, así como el costo de los mismos, influirán en las decisiones que se tomen para utilizar alguno - de los diferentes procedimientos o procesos constructivos de que se disponga.

B) METODO TRADICIONAL.

Generalmente los suelos blandos, turbas y pantanos susceptibles de causar problemas, se localizan en zonas planas, tienen mal drenaje superficial y los constituyen finos y elementos orgánicos. Como se ha dicho anteriormente si es posible evitarlos, se hará, pero si se decide cruzar una zona de suelos blandos u orgánicos, el ingeniero deberá conocer perfectamente las características de resistencia y compresibilidad de los suelos, para llevar a cabo el proyecto y la realización del mismo; deberá también conocer el material que constituirá la estructura superior de la vía.

A partir de esto, se explorarán los suelos y se harán pruebas de laboratorio para que se pueda justificar el uso de métodos para la obtención de muestras inalteradas y el desarrollo de programas completos de pruebas de laboratorio.

La exploración se hace en dos etapas que son tradicionales: Primero, se realiza un muestreo preliminar, con el que se obtienen muestras alteradas para la clasificación de los suelos y que obviamente resulta económica y sencilla. Posteriormente se hará una investigación definitiva con métodos más delicados y costosos que proporcionarán muestras inalteradas, orientadas en la primera etapa, la segunda se programará con un costo y duración más óptimo.

De los datos obtenidos en la investigación previa se tendrá material suficiente para estudiar los problemas de Estabilidad de Terraplén y Asentamientos del mismo.

Realmente todo asentamiento significativo es preferible que se tenga durante la construcción de la obra, pero

esto no sucede si no se acelera el proceso de consolidación por la colocación de drenes de arena o sobrecargas. El Tiempo de asentamiento dependerá de la magnitud de la sobrecarga que se aplique al terraplén, y si resulta antieconómico el efectuar estos trabajos, será necesario pavimentar provisionalmente o construir elevaciones ya que el terraplén se hundirá en la etapa de operación de la Obra.

Las soluciones que se darán a los problemas que se presentarán dependen en gran medida de las siguientes características:

d) DIMENSIONES DE TERRAPLEN. La altura y el ancho son determinantes para las decisiones que se tomen. Un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento mucho más que otro bajo y ancho, por lo que en las primeras se recomienda un procedimiento constructivo a base de desplazar el material de cimentación.

b) CARACTERISTICAS DE CIMENTACION. Influye sobre todo el perfil de resistencia del suelo blando y su espesor.

c) MATERIALES DE CONSTRUCCION. El costo de los materiales que se van a utilizar así como de su disponibilidad en el sitio de la obra. Por ejemplo si no existen bancos de material granular cerca de la obra; del costo de su extracción y su transporte y su almacenaje. O la utilización de materiales ligeros (Tezontles o Cenizas volcánicas), solo se utilizaran cuando las distancias de acarreo sean adecuadas, la oportunidad de utilizar dichos materiales de diferentes alternativas para solucionar los problemas de otra manera.

d) PROGRAMA DE CONSTRUCCION. El tiempo de que se

disponga para la construcción de los trabajos influye en las decisiones que se tomen para realizar los diferentes procedimientos o procesos constructivos de que se disponga. Es importante saber en qué momento deberá de colocarse el pavimento definitivo por si hay la necesidad de utilizar sobrecargas o no, o construir la vía por etapas, etc.

e) LOCALIZACION. Es natural que el sitio donde se construirá la obra vial influya también en los métodos que pueden seleccionarse para resolver las situaciones que se presenten. Como ejemplo tenemos la existencia de un poblado cercano con lo que se restringirá el uso de explosivos, el paso del tráfico normal, el uso de bermas, disposición de derecho de vía estrecho, etc.

Previo a la descripción de los métodos para cimentar terraplenes en terrenos blandos, turbas, etc., se darán las principales características y propiedades de este tipo de suelos, y los métodos mas confiables para obtener la información.

Las propiedades más importantes de los suelos blandos y turbas son su peso específico, contenido de agua, permeabilidad, resistencia al esfuerzo constante y su compresibilidad. Debido a su alto contenido de agua es mas difícil la obtención y el labrado de especímenes por lo que se requiere de especial cuidado para los movimientos de muestras y pruebas hechas a los suelos para obtener resultados estadísticamente concordantes.

Su contenido de agua varía de 400% a 1,500% y se han obtenido valores hasta de 2,000%. - Es muy común que superficialmente se tenga menor contenido de agua que a mayo -

res profundidades. La relación de vacíos se obtiene a partir del contenido de agua, y su peso específico relativo -- también se estima obteniéndose valores tan bajos como 1.5 ó 1.6 para turbas muy puras.

Para conocer el contenido de aire y gases en las turbas, en lo que no existe prueba estandar de valor reconocido, se estima con pruebas de consolidación obteniéndose valores hasta de un 10%, que no es anormal en turbas.

Su permeabilidad en estado normal suele estar entre 10^{-2} y 10^{-4} cm/seg., pero al aplicarle cargas que actúan sobre ellas debido a terraplenes construidos, se reduce hasta 10^{-9} cm/seg.

Cuando se puedan lograr muestras de suelos blandos o turbas, su resistencia al esfuerzo constante se tendrá por medio de pruebas de compresión simple o triaxiales; pero cuando esto no sea posible por ser más orgánico el material a tratar, se harán pruebas de veleta, aplicando el cálculo en secciones en que haya ocurrido o se induzca una falla. Ver figura III-1.

En las turbas, la consolidación primaria se tiene muy rápidamente debido a su alta permeabilidad y la secundaria, más importante que la primaria, ocurre en muchos años. Esta sucede después de que termina la primaria y sigue una ley lineal (recta) cuando se dibuja el asentamiento contra el tiempo (en escala logarítmica) y es afectada por la descomposición de la materia orgánica durante la construcción de la obra.

Los asentamientos de las turbas no se pueden tratar por los métodos tradicionales de la Mecánica de Suelos,

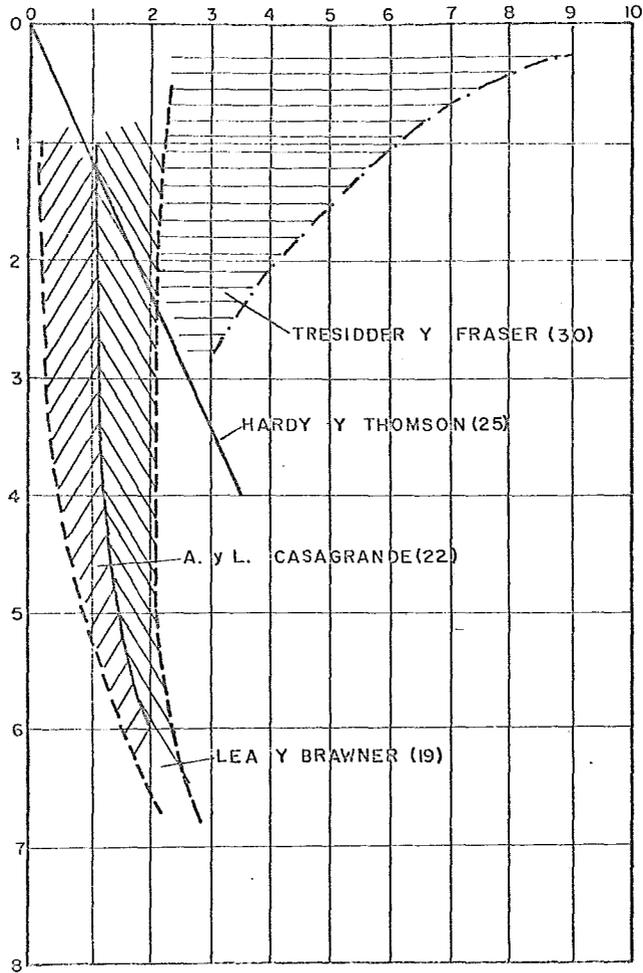
debido al drenaje horizontal que presentan estos suelos, y a demás no tendría sentido, encontrar el 100% de consolidación primaria, ya que esta sería muy rápida.

Solo en casos como el de que se tengan arcillas homogéneas e inorgánicas, se podría aplicar la teoría de Terzaghi obteniéndose resultados no muy precisos en cuanto al cálculo del asentamiento y su evolución con el tiempo.

Por todas estas razones los resultados y cálculos de asentamientos en turbas no serán confiables para tomarlas como base para la elaboración de un proyecto. Por esto es -- que hoy en día se ha experimentado en este tipo de suelos, -- obteniendo resultados mas satisfactorios en pruebas de instrumentación, las cuales las mostraremos en otro capítulo de este trabajo.

Resistencia al esfuerzo Cortante en T/m^2

Profundidad
en m.



RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE vs.
PROFUNDIDAD EN TURBAS. FIG. IIL- I

C) METODOS TRADICIONALES PARA CIMENTAR TERRAPLENES EN TERRENOS MUY BLANDOS Y TURBAS.

C.1.- METODO POR REMOCION.

I N T R O D U C I O N .

Todos los terraplenes se construyen de materiales inteligentemente seleccionados con compactación apropiada.- Si se hace así no habrá fallas en el interior del terraplén y todas las deformaciones, incluyendo el asentamiento o reajustes del material, generalmente aparecerán durante la == construcción ó muy poco después. El Terraplén y su cimentación representan una unidad y actúan juntos por lo que el mejor terraplén puede fallar a causa de un mal terreno de cimentación. Un tipo particular de terreno con mala capacidad de sustentación lo constituyen los suelos orgánicos como turbas y pantanos.

Cuando existe la necesidad de construir una vía terrestre sobre suelo orgánico, es práctica corriente sustituirlo por materiales de mayor calidad, como son la arena, gravas, arcillas arenosas, etc. La turba puede ser reemplazada utilizando alguno de los siguientes procedimientos de remoción:

REMOCION POR:

a) Excavación.

1.- Completa.

2.- Parcial.

b) Desplazamiento.

1.- Por el peso del terraplen con o sin sobrecargas.

2.- Explosivos.

a.1 La remoción por excavación completa, se utiliza cuando los espesores de suelo blando o turba son pequeños y cuando se requiere la pronta inmovilización del terraplén. En este método, después de que se excava queda lleno de agua y con taludes muy tendidos que se rellenará con material granular. Hay posibilidad de que el material de desperdicio producto de la excavación, pueda tirarse inmediatamente a un lado de la misma, economizando y evitando así toda actividad posterior.

En caso de que el terraplén sea muy ancho, puede ser que quede atrapado material blando o turba y que originen problemas posteriores, por lo que se recomienda hacer la excavación completa.

La profundidad con que se ha trabajado para hacerla remoción completa, es variable, pero se ha hecho hasta 10 m. de espesor de suelo.

a.2) La remoción por excavación parcial, se hace -- cuando se tiene previo conocimiento del tipo de suelo y se sabe que su resistencia crece a mayor profundidad y su compresibilidad disminuye de igual manera.

b.) Ahora, un desplazamiento se realiza, cuando al aplicar una carga al suelo por medio de un terraplén se vence la resistencia de éste o de cualquier fuerza restrictiva y se desplazará el terreno de cimentación en la dirección que le ofrecen menor resistencia. El desplazamiento será de mayor ó menor intensidad dependiendo de la relación del estrato blando y la altura y ancho del terraplén y de la magnitud del desequilibrio señalado. El material desplazado forma ondas de lodo a los lados del terraplén y que actúan además para restringir cualquier otro desplazamiento posterior. Este desplazamiento continuará después de que se haya comenzado a hundir la estructura y desplazado material blando, manteniendo a la misma altura la corona del terraplén, y además, retirando las ondas de lodo que se formen a los lados del mismo. Solo se --comenzará parcialmente el peso del terraplén y se impedirá -- otro desplazamiento, si no se aumenta la altura del terraplén y se retiran las ondas de lodo. Todo desplazamiento es debido al mayor peso específico del material del terraplén en comparación al del suelo blando.

Un desplazamiento se favorece por la disminución de resistencia que sufra el suelo blando a causa de su remoldeo.

b.1 Desplazamiento por el peso de terraplén, con o sin sobrecarga. Puede uno desplazar el material blando con el solo peso del terraplén, si éste pesa lo suficiente en relación a los espesores del suelo a desplazar y además, si los -- procesos de consolidación posteriores ocurren durante la etapa de construcción y antes de la pavimentación definitiva. --

para acelerar el proceso de desplazamiento se recurre a la aplicación de una sobrecarga que además hace que ocurran antes los asentamientos por consolidación. En la figura III.2 se muestra la situación final a que llega un terraplén --- construido por desplazamiento con sobrecarga.

En suelos muy blandos es un procedimiento muy recomendable el uso de una sobrecarga de tierra sobre el terraplén, teniendo como antecedente la resistencia del suelo para no sobrepasar sus límites, pues sería de graves consecuencias una falla de taludes por deslizamiento o de capacidad de carga por el remoldeo que se lleva a cabo en los suelos blandos como consecuencia de la pérdida de su estructura y por ende su poca resistencia que no recuperará.

B.2 Desplazamiento con explosivos. Existen varios métodos para desplazar suelos blandos con explosivos, pero los más utilizados son:

- 1).- Barrenación en el frente de avance.
- 2).- Barrenación bajo el cuerpo del Terraplén
- 3).- Método de New Hampshire.
- 4).- Método Alemán

B.2.1 Barrenación en el frente de Avance. Este método consiste en colocar barrenos a una distancia de 8 a 10 m. en el extremo de avance del terraplén, y así desplazar los suelos blandos. Esto se hace cada vez que se requiere avanzar. Debe tenerse cuidado con la carga de explosivos para no excederse y dañar el terraplén adyacente. Experimentalmente se ha dado la constante de $h/4$ en Kg. para su co -

locación. (h se ve en la fig. III.3) Como este método es lento y deja mucho suelo blando atrapado en el terraplén, - en la práctica se ha dado una secuencia a seguir para mejorar la eficiencia en estos trabajos.

1.- Se forma una plataforma de trabajo de arena - adelante de la punta de avance del terraplén fig. III.4. El espesor de esta plataforma deberá estar comprendida entre 30 y 60 cms.

2.- Sobre esta plataforma se perforan los pozos - de barrenación 20 ó 30 cms. de diámetro, hasta llegar al terreno firme. El espaciamento de los pozos puede oscilar entre 2 y 5 m. Dependiendo del espesor de suelo por desplazar.

3.- Las cargas de explosivos se colocan en el fondo de las perforaciones en cantidades comprendidas entre 8 y 40 Kg.

4.- Se establecen las necesarias conexiones eléctricas para la explosión, protegiendo los alambres convenientemente.

5.- Se prolonga entonces el terraplén sobre los pozos de barrenación, hasta alcanzar la altura deseada más la sobrecarga que se desee colocar.

6.- Se produce la explosión.

b.2.2. Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.- Después de que se limpia el suelo blando de todo tipo de ramas y sobretamaños, se coloca el terraplén y posteriormente se perforan pozos de barrenación de 4 a 12 cm. de diámetro-

hasta sobrepasar el suelo blando o la turba por desplazar, - afectándola en 4 ó 5 m. su espesor y cada 30 ó 50 m. de longitud. Se colocan unos 25 Kg. de explosivos en cada barreno - aproximadamente.

b.2.3 Método de New Hampshire. Este método lo ha - establecido el Departamento de Carreteras de New Hampshire - para desplazar suelos blandos en donde su espesor esté com- - prendido entre 3 y 15 m. Este proceso consiste en que des - pués de que se limpie el suelo, se tienden los extremos del - terraplén dejando un espacio entre ellos, hasta el momento - en que estos extremos se apoyen en terreno firme se unen == - construyendo el total del terraplén, quedando atrapado el sue - lo. Este suelo se desplazará colocando barrenos a los lados - del relleno, con una separación de 3 m. y de 4 a 5 cms. de - diámetro y deben contener una cantidad de explosivo en Kg. - igual a una tercera parte del espesor del suelo en metros. - Ver Fig. III.5.

Si en el desplazamiento que se realiza inicialmen - te se forman ondas de lodo considerables, estas se retirarán - colocando barrenos a unos 3 m. de los anteriores y se explo - tan una fracción de segundo después que la que se colocó pri - meramente. Ver fig. III.5. La parte "c" muestra la posición - final a la que debe llegar el terraplén.

Este método tiene mejores resultados cuando en el - terraplén se asienta mas homogéneamente, que cuando se usa - otro tipo de material.

b.2.4 Método Alemán. Este metodo es muy parecido a - los anteriores y solo varía en algunos detalles. Se empieza - por limpiar el suelo a desplazar, se construye el terraplén - e inmediatamente después de que se incrusta éste, se le colo

can abajo una gran cantidad de cargas que se hacen explotar-simultáneamente a todo lo largo y ancho del terraplén. Ver - Fig. III.6

Los explosivos se colocan en 4 ó mas hileras bajo-el terraplén y en cada barreno colocarse hasta 100 Kg. de explosivo, para grandes espesores y 25 Kg. en los menores.

c.2 TRATAMIENTO DEL TERRENO.

La remoción del terreno de cimentación por excavación o desplazamiento, que implica la substitución de terreno malo por otro de mejor calidad, conduce muchas veces a movimientos de tierra excesivos, procedimientos de construcción imprácticos y costos altos. Pueden adoptarse métodos más simples que los de substitución, parcial o total, del material inadecuado para cimentación; tales como tratamiento del terreno natural que permitan utilizar suelos que con un criterio rigorista serían desechados a gran costo.

Cuando se piense en tratamientos para mejorar las condiciones del terreno natural es preciso pensar siempre tanto en resitencia como en asentamiento.

Los métodos del tratamiento del terreno pueden utilizarse para los siguientes requerimientos:

- a) Por requerimientos de estabilidad.
- b) Por requerimientos de asentamiento.
- c) Por requerimientos de estabilidad y asentamiento.

a).- Tratamiento por requerimiento de estabilidad.

En ocasiones el mejoramiento de las condiciones de estabilidad puede lograrse simplemente por el empleo de bermas, en otras ocasiones, un abatimiento de rasante que disminuya la altura de los terraplenes puede resolver problemas que de otra manera resultarían muy difíciles.

A continuación se enumeran algunos procedimientos para mejorar la estabilidad de los terraplenes que se construyan sobre suelos blandos:

1.- CONSTRUCCION ANTICIPADA O POR ETAPAS.

En este caso se construye el terraplen con suficiente anticipación a las obras de pavimentación, ocurriendo el asentamiento durante este lapso disponible. Posteriormente se conformará la corona para pavimentar una estructura que ya no se deformará. En ocasiones la falta de resistencia del terreno de cimentación puede obligar a completar la sección definitiva por medio de la utilización de sobrecarga sucesiva, aprovechando la resistencia que se genera como consecuencia de la consolidación. Esta solución presenta grandes ventajas, sobre todo en accesos a puentes y paso a desnivel, pero está limitada por la disponibilidad de tiempo.

2.- USO DE MATERIALES LIGEROS.

Para la construcción de terraplenes con materiales de bajo peso específico es necesario que los bancos se encuentren a distancia del acarreo tolerables. La utilización de estos materiales logrará que se reduzcan tanto las presiones comunicadas al terreno natural como la geometría de la sección que se construya, en contraste con la utilización de materiales pesados que requieren taludes muy tendidos y la construcción de bermas, siendo el hundimiento menor a menor ancho de terraplen, repercutiendo favorablemente en el asentamiento final a que se llegue.

3.- BERMAS ESTABILIZADORAS.

Las bermas se adosan al talud del terraplen para darle estabilidad, logrando uniformizar las presiones -- transmitidas al terreno bajo el terraplen, con lo que se uniformizan los asentamientos, reduciendo los diferenciales.

b) Tratamiento por requerimiento de asentamiento.

El criterio de trabajo que se adopte para la -- reducción de los efectos de asentamiento, depende de la velocidad de los mismos y del costo, de la uniformidad y -- continuidad del terraplen y el terreno de cimentación, de la existencia de singularidades, tales como terraplenes -- de acceso a puentes y pasos a desnivel y finalmente, de -- las características de la vía terrestre. Los siguientes procedimientos pueden utilizarse para reducir los efectos de asentamiento :

1.- CONSTRUCCION POR ETAPAS.

Debe tenerse en cuenta que los asentamientos aun que sean relativamente grandes, no perjudican al terra-- plen en la mayoría de los casos. La construcción por etapas constituye un magnífico recursos en que se presenten problemas serios de asentamiento diferencial y en donde -- no sea posible manejar sobrecargas económicamente; en lo referente a asentamiento, la construcción por etapas consiste en posponer la pavimentación definitiva hasta que -- la vía terrestre haya alcanzado su equilibrio final.

2.- SOBRECARGAS.

Donde el terreno de cimentación es suficientemente resistente, puede dar muy buen resultado el uso de sobrecargas, usando una altura de tierra adicional a la altura normal del terraplen. El peso de sobrecarga requerido depende de la relación tiempo - asentamiento y del espesor del estrato compresible, de la altura del terraplen y del tiempo disponible, de acuerdo con el programa de construcción. La sobrecarga aumenta el asentamiento que se produce por unidad de tiempo y puede retirarse después de que se produzca el asentamiento que corresponde a la altura final del terraplen.

El movimiento de tierra para sobrecarga puede resultar antieconómico cuando se requiera de grandes volúmenes en aquellos casos en que el espesor de suelo compresible sea muy grande ó muy alto el terraplen por construir; para que exista una parcial recuperación del costo del material utilizado en la sobrecarga debe buscarse la forma en que sea aprovechado en otras secciones de la vía, o que la sobrecarga se maneje como una sobre elevación, impuestas de tal manera que, tras producirse el asentamiento, quede la altura requerida del terraplen.

3.- COMPACTACION CON EQUIPOS PESADOS.

Cuando el espesor del terreno blando es muy pequeño, puede compactarse empleando equipos muy pesados, a fin de eliminarse los asentamientos posteriores bajo el peso del terraplen. Este método no es muy efectivo en arcillas muy blandas o en turbas.

- c) Tratamiento por requerimiento de estabilidad y de asentamiento.

En general, un terraplen que ha de apoyarse en suelos o en turbas presenta condiciones críticas tanto en lo referente a estabilidad como a asentamientos; ambas condiciones han de ser analizadas para optar un criterio general, que contemple el conjunto de factores que intervienen simultáneamente destacando en el momento de decidir - soluciones, aquellos factores que influyen preponderantemente.

Los procedimientos constructivos que pueden utilizarse para estos requerimientos son :

- 1.- Construcción por etapas o sobrecargas.
- 2.- Drenes verticales de arena.
- 3.- Combinación de cualquiera de los métodos anteriores.

La construcción por etapas o sobrecargas ya ha sido explicado anteriormente.

La tecnología de los drenes verticales son un acelerador de los procesos de consolidación. Son perforaciones verticales rellenas de material permeable, de diámetro pequeño y de una longitud tal que alcance la totalidad del manto compresible. Su función es disminuir la longitud de la trayectoria que el agua debe correr para ser drenada de los estratos compresibles que se consolidan ; esto se logra al permitirse el flujo en la dirección horizontal, además del flujo vertical. Los drenes verticales de arena aceleran la salida del agua de los estratos compresibles, pero no deben considerarse como una solución apropiada en todos los casos; no deben utilizar-

se sin una exploración de campo adecuada y sin un conocimiento preciso del suelo que se desea tratar. Fig. III.7.

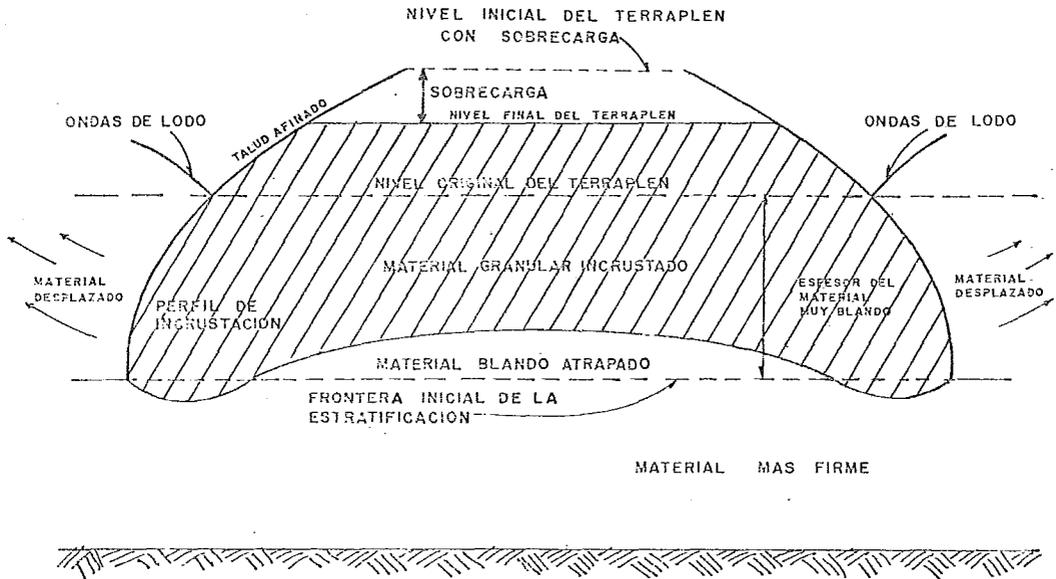
La instalación de drenes verticales de arena debe complementarse con una capa drenada de espesor razonable, que cubra toda el área tratada, garantizando la salida del agua acumulada verticales y además se propiciará el flujo vertical del agua, como ayuda del radial.

Como conclusión para definir convenientemente la construcción de terraplenes sobre suelos blandos o turbas, conviene hacer algunas reflexiones adicionales.

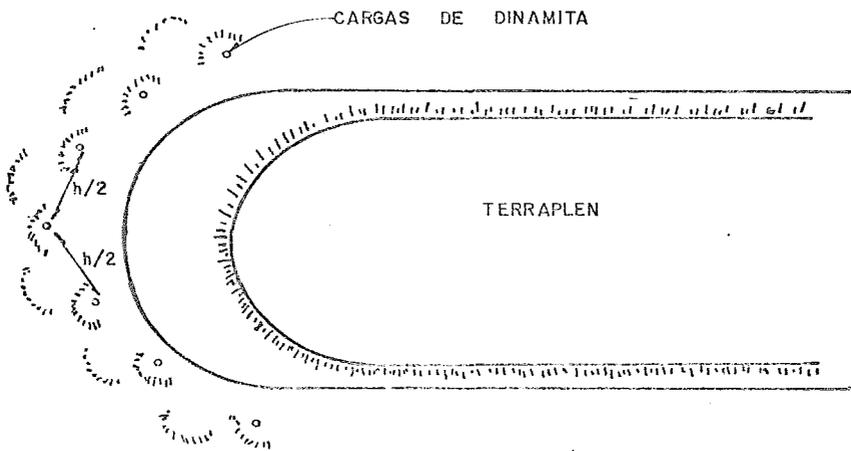
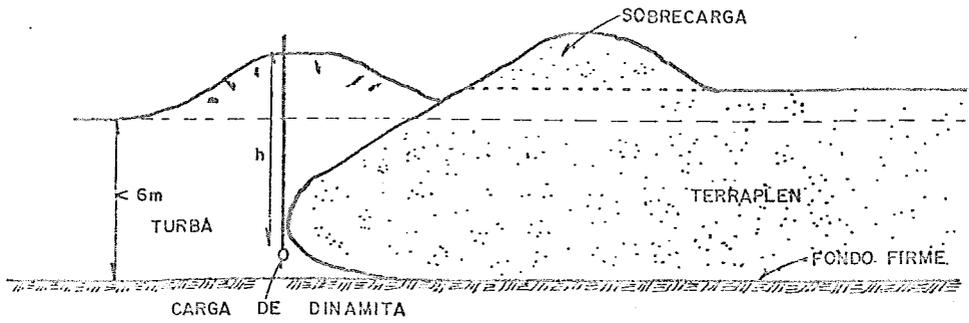
En primer lugar, hay que destacar la necesidad de detectar estos problemas desde la etapa inicial del proyecto. Un cambio de línea puede ser la solución más limpia del caso, y en otros lugares podrán aplicarse soluciones económicas a condición de que se disponga del tiempo suficiente para que desarrollen sus efectos.

Los diversos métodos tratados en lo que antecede no son de aplicación general; en cada caso habrá que analizar algunos de ellos (o todos) para elegir el más económico y conveniente. A veces, la solución idónea resultará de la combinación de varios métodos.

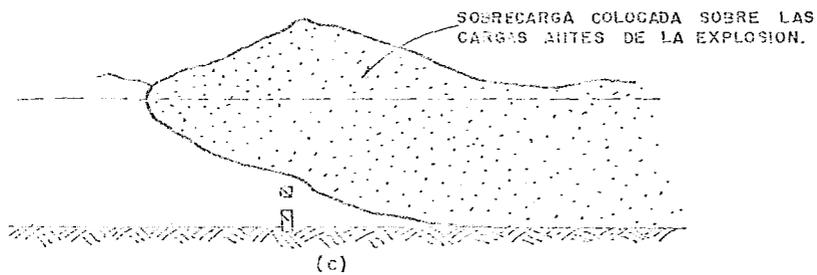
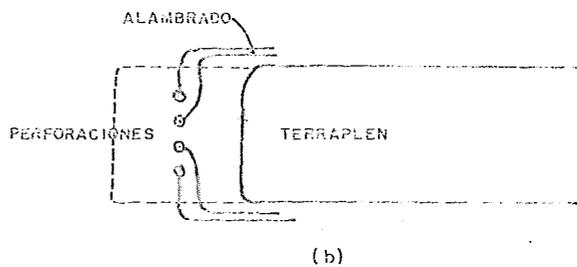
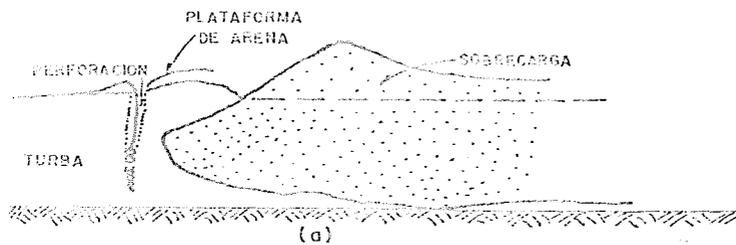
No existe un criterio rígidamente para fijar el factor de seguridad con que debe aplicarse cada método de los mencionados y este es el asunto que se debe definir en cada caso particular. Los problemas más serios de construcción sobre suelos blandos no permiten factores muy altos, por razones de costo.



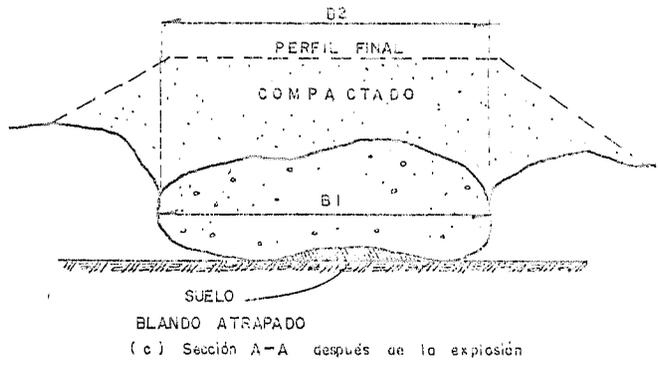
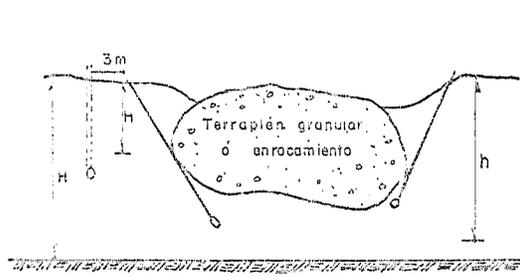
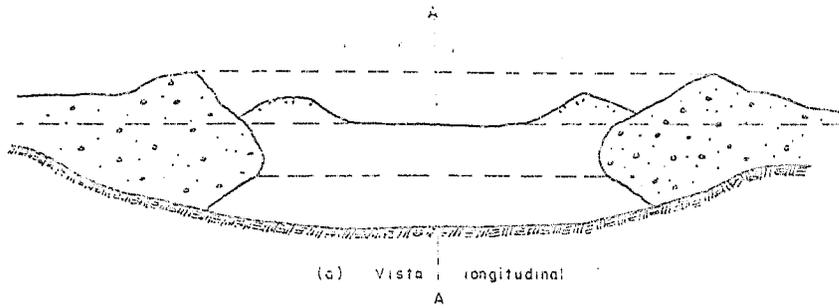
COLOCACION DE UN TERRAPLEN POR DESPLAZAMIENTO DE UN SUELO BLANDO, CON USO DE SOBRECARGA. Fig. III-2



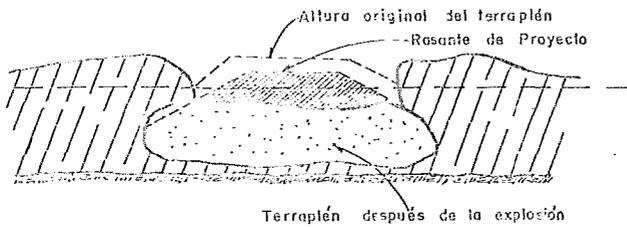
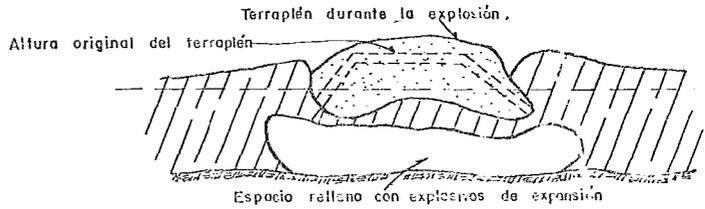
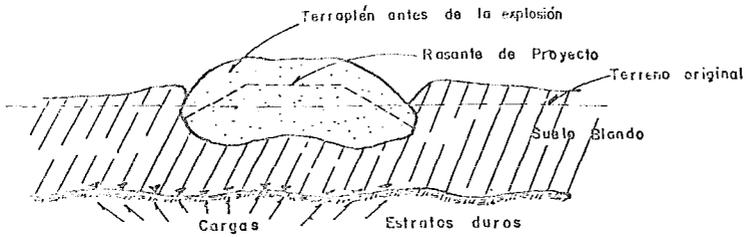
DESPLAZAMIENTO DE TURBAS POR BARRENACION EN EL FRENTE DE AVANCE . FIG. III-3



METODO ALEMAN PARA BARRENACION EN EL
 FRENTE DE AVANCE
 Fig. III-4



METODO DE NEW HAMPSHIRE FIG. III-5



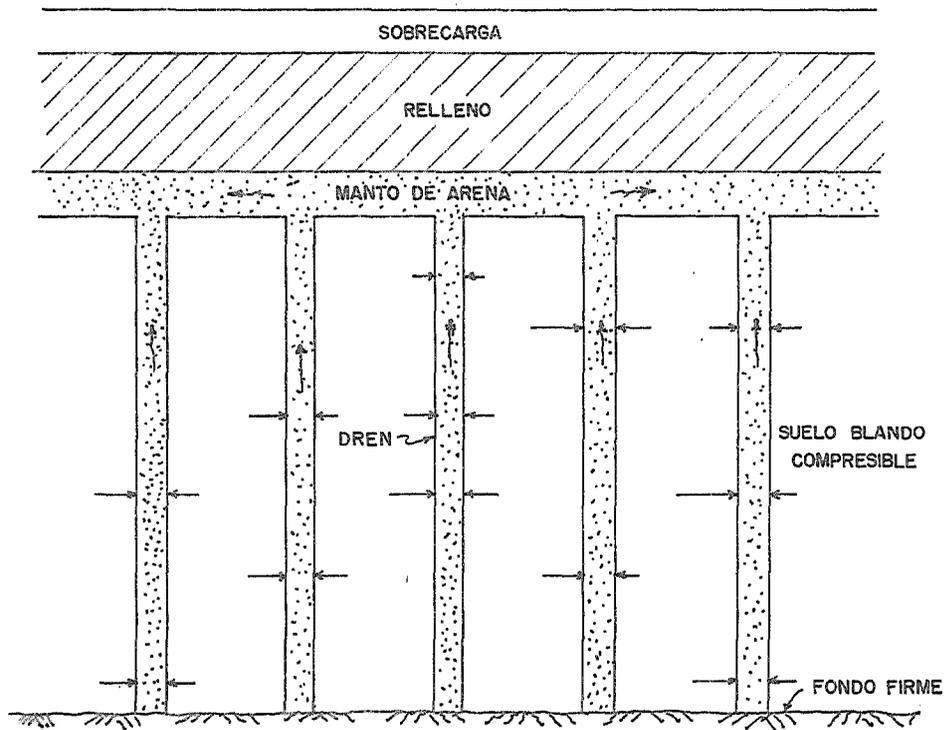


FIGURA. III.7. CROQUIS DE UNA INSTALACION DE DRENES VERTICALES DE ARENA.

CAPITULO IV

CAPITULO IV.- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

A). INTRODUCCION.

En este capítulo corresponde analizar la teoría -- de Análisis de Taludes y pruebas de campo necesarias para su diseño , así como los resultados de ellas. Después de enumerar to das las fallas posibles en los terraplenes, se discutirán las -- pruebas ensayadas en los diferentes sondeos hechos en el camino-en particular, el Acceso al puente Coatzacoalcos II.

Esencialmente se tratará de los Estudios de Mecáni- ca de Suelos, en donde la interacción entre el suelo y el agua - que escurre através de su masa, esta presente en la solución de- varios grupos de problemas de la ingeniería de los Suelos:

El primer grupo.- Cálculo de la cantidad de agua - que se filtra en una excavación abierta para la construcción de- una obra, ó de la cantidad de agua embalsada que se perderá por filtración através de un dique ó su fundación.

El segundo grupo.- Influencia que la permeabilidad ejerce sobre la velocidad con que drena el agua de un estrato de arcilla cargada.

El tercer grupo.- Efecto que las presiones de fil tración ejercen sobre la estabilidad de taludes y fundaciones.

La mecánica teórica de los suelos trata esencialmente, de las acciones mutuas entre suelo y agua, del estado de equilibrio límite de las masas de suelo y de las deformaciones por las fuerzas externas.

B). TERRAPLENES.

Los Terraplenes se dividen en 4 grupos.

1. Terraplenes para Ferrocarriles
2. Terraplenes para caminos
3. Malecones
4. Dique de tierra.

La diferencia que hay entre estos es el fin a que están destinados y los factores que deben considerarse cuando se eligen sus "Taludes laterales"

Los primeros Terraplenes de caminos fueron contruidos volcando material suelto sobre las terminales de las partes completadas.

Los taludes normales variaron en diferentes partes desde 1.5:1 a 1.75:1. Los asentamientos diferenciales de los terraplenes desnivelaron los caminos, dando lugar a situaciones poco satisfactorias para el tránsito y condujeron con frecuencia a la rotura de la superficie de rodamiento.

La práctica moderna para la construcción de Terraplenes de ferrocarriles y caminos, se utilizan materiales granulares estables, pero con frecuencia la economía exige la colocación de los materiales disponibles más cercanos, cualquiera

que sea su composición a menos que tengan un alto porcentaje de materia orgánica. El Terraplén se desparrama en capas de unos 30 cm. de espesor utilizando palas frontales y se compacta hasta que alcanza una densidad seca especificada. Los taludes normales siguen siendo del orden de 1.5:1 para materiales granulares; para suelos cohesivos varían entre 2:1 en terraplenes hasta 3 M de altura y 3:1 en terraplenes de 30 M de altura.

El proyecto de un Terraplén a construirse sobre estratos de arcilla blanda debe siempre ir precedido de una investigación completa del subsuelo, incluyendo perforaciones, muestras y ensayos, los resultados proveen de datos referentes a perfil y a las propiedades físicas del subsuelo para el proyectista.

Las condiciones que la base de un Terraplén debe cumplir para ser estable, y los métodos para impedir una rotura por la base, se estudian en el siguiente orden:

- a). Terraplenes sobre terrenos muy blandos ó pantanosos.
- b). Terraplenes sobre mantos espesos de arcilla blanda homogénea.
- c). Terraplenes sobre terrenos estratificados que contienen capas bastante homogéneas de arcilla blanda.
- d). Terraplenes sobre arcilla que, contiene capas de arena ó de limo.

Nuestro estudio se basa sobre Terraplenes en terrenos muy blandos ó pantanosos en el cual suelen ocurrir roturas por hundimiento.

B.1). Terraplenes en suelo blando o pantanoso.

Los depósitos naturales de este tipo de suelo son comunes en regiones donde antes existían lagunas o lagos poco -- profundos, los bordes suelen estar cubiertos de musgos de pantano u otros tipos de vegetación de pantano. El limo o la arcilla traída en suspensión a los lagos de mezcla con material orgánica descompuesta, de modo que los sedimentos finos originados -- en los mismos suelen tener un alto contenido de materia orgánica y su relación de vacíos suele ser mayor del 2. Estos depósitos pueden contener capas de turba o estar enterrados por una capa de turba.

Los terraplenes construídos en tales fundaciones -- sufren asentamientos excesivos durante muchos años o décadas, -- por ello la obra tiene caracter de permanente.

Los costos y los montos relativos de los distintos métodos para construir Terraplenes en terrenos pantanosos dependen del espesor del estrato blando, lo cual indica que antes de proyectar debe hacerse un levantamiento acotado del fondo firme, -- si el espesor de manto blando es de 1.50 M a 2.00 M puede resultar económico eliminar dicho material excavando hasta fondo firme, pero si el espesor es mayor es comunmente preferible permitir que el Terraplén al hundirse desplace al material blando, este método de construcción se denomina " método del desplazamiento" o " método tradicional". Si la penetración del Terraplén es ayudada por una sobre carga ó con explosivos, la fuerza que produce -- el desplazamiento es mucho mayor que la que actúa, sobre abí como lo explica la figura (V.1). Terminando el Terraplén, el material blando recupera parte de la resistencia perdida como consecuencia del amasado producido por su desplazamiento

La figura muestra las fuerzas que actúan sobre el suelo en la parte enterrada de un Terraplén construido por el método de desplazamiento.



Fig. IV.1 Diagrama que muestra las fuerzas que actúan sobre el suelo en la parte enterrada de un terraplén construido por el método del desplazamiento.

B:2.). Estabilidad de Taludes.

Se conoce con el nombre genérico de Taludes-cualesquiera superficie inclinada respecto a la horizontal que haya de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el Talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural. Cuando los Taludes son hechos por hombre se denominan cortes o Taludes artificiales, según sea el génesis de su formación; en el corte se realiza una excavación en una formación térrea natural, en tanto que los Taludes artificiales son los dos inclinados de los Terraplenes.

El Talud constituye la estructura más compleja de las vías Terrestres; ligadas a su estabilidad aparecen los problemas más complicados de la mecánica de suelos y de la mecánica de Rocas aplicadas a la construcción de estas obras, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

La inclinación apropiada en un corte ó en un Terraplén, siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesaria sin caerse, aquí radica la esencia del problema y la razón de su estudio. A diferentes inclinaciones del Talud corresponden diferentes masas de material Terreo por mover y, por lo tanto diferentes costos. Lo normal es que cualquier Talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de estructuras que en general se deben proyectar y construir con motivación esencialmente económica.

Los problemas relacionados con la estabilidad de las laderas naturales difieren radicalmente de las que se presentan en Taludes construidos por el Ingeniero, dentro de estos deben verse y como esencialmente distintos los problemas de los cortes y de los Terraplenes.

Las diferencias radican en la naturaleza de los materiales involucrados y segundo cómo se formó el Talud y de su historia geológica, de las condiciones climatológicas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia del que el hombre ejerce en la actualidad ó haya ejercido en el pasado, la configuración de los suelos y las rocas, ó el flujo de aguas subterráneas através de los suelos que forman la ladera ó el Talud, -- el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

La gran mayoría de las fallas de Taludes se definen en términos de derrumbes ó colapsos de toda índole, que pone en serio entredicho la función estructural; ó en movimientos excesivos, al grado de ser incompatibles con la concepción Ingenieril del comportamiento del Talud y con la función para la que fue construido.

La naturaleza y homogeneidad de los materiales constitutivos son básicos para plantear y definir el problema de la estabilidad de un Talud en cualquiera de sus múltiples aspectos;

No existe un método general de análisis aplicable a todos los Taludes; El método Tradicional y todavía más común -- de análisis estructural no es aplicable a Taludes.

Los métodos de cálculo para definir la estabilidad de los Taludes han de tener otra orientación, los más populares -- son métodos de análisis límite en los que como primera etapa, se establece un mecanismo cinemático de falla, extraído naturalmente de la experiencia con base en el cual se analizaron las fuerzas tendientes a producirla (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 (fuerzas resistentes).

Se insiste, en que debe dejarse al criterio de Ingenieros de campo, auxiliados por estudios someros y rápidos, la recomendación de inclinación de la mayoría de los cortes y Terraplenes de las obras viales

B.3) Fallas más comunes en los Taludes de las vías Terrestres.

No es fácil definir todos los tipos de fallas de los Taludes merecedores de ser recordados por los Ingenieros de amplia experiencia en el tema. Más difícil puede ser el intento de clasificar racionalmente tales fallas.

Los factores de que dependen la estabilidad de las masas de tierra se pueden agrupar como se muestra:

- a). Factores geomorfológicos.
 - a.1.). Topografía de los alrededores y geometría del Talud-
 - a.2.). Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.
- b). Factores internos.
 - b.1.). Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
 - b.2.). Estado de fuerzas actuantes.
- c). Factores climáticos y, concretamente el agua superficial subterránea.

Fallas ligadas a la estabilidad de laderas naturales.

1). Deslizamientos superficiales asociados a falta de resistencia por baja presión de confinamiento.

Esta falla es el proceso continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales y se denomina "creep".

El creep suele afectar grandes arcos y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas.

Terzaghi señaló dos tipos de creep.

- a). El Estacional : El que sólo afecta a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climatológicos.
- b). El Masivo : Que afecta a capas de tierra más profundas, solo se puede atribuir al efecto gravitacional.

2). Fallas asociadas a proceso de deformación acumulativo.

Esta falla se produce en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Esta falla es típica en laderas naturales en depósito de Talud ó en otras formaciones análogas en monto a geológica, formadas por materiales bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales.

3). Flujos.

Este tipo de falla es de movimientos más ó menos rápido de una parte de la ladera natural de tal manera que el movimiento en si y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso.

Es frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

3.1). Flujo en materiales relativamente secos.

Los flujos de fragmentos de Roca. Estos movimientos pueden explicarse en términos de falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca y consecuentemente afectan siempre a grandes masas de fragmentos, y suelen ser de catastróficas consecuencias.

3.2). Flujo en materiales húmedos, flujo de lodos

Esta falla requiere una proporción apreciable de agua contenido en el suelo, la cual desempeña un papel en la génesis y naturaleza de la falla.

Se denomina flujo de lodos cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de fluencia, no hay una distribución clara entre los flujos de tierra y los flujos de lodo.

Se llama flujo detritus cuando el 50% del material que fluye esta compuesto por lo menos de grava, boleos o fragmentos de roca, embebidos en la matriz de suelo más fino .

B;4). Fallas relacionadas a la estabilidad de Taludes artificiales.

1). Falla rotacional.

Este tipo de falla es de movimientos rápidos ó prácticamente instantáneos que ocurren en los Taludes y que afectan a masas profundas de las mismas, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del Talud, interesando o no el terreno de cimentación.

Esta falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobre pasan la resistencia del material, las fallas de tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de falla identificables con superficies cilíndricas o conoidales , ó pueden adoptar formas algo diferentes , en lo que por lo general influyen la secuencia

geológica local, el perfil estatigráfico y la naturaleza de los materiales.

2). Falla Traslacional.

Esta falla por lo general consiste en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del Talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el Talud.

La falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por los dos cantiles, por lo general formados por agrietamientos .

3). Falla con superficie compuesta

Esta falla abarca movimientos en que combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuesta en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a áreas circulares.

4). Fallas múltiples.

Son fallas que se producen con varias superficies de deslizamientos sean simultáneas o en rápida sucesión, fallas sucesivas y las regresivas.

4.1). Fallas Regresivas.

Estas fallas se forman a partir de una primera (situada más ladera abajo), por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma.

4.2]. Fallas Sucesivas.

Suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. A veces las fallas forman un escalamiento sumamente regular.

5). Derrumbes y caídos.

Son fallas típicas tanto de las laderas naturales como de los cortes practicados en aquellos. Consisten en desprendimientos locales de no muy grande volumen aunque naturalmente --- existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes.

Los derrumbes y caídos están siempre asociados a cantiles ó cortes escarpados y con mucha frecuencia a las arcillas fuertemente sobre consolidadas, excluyendo las rocas.

B.5). Tipos de fallas, no directamente asociadas a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

1). Falla por Erosión.

Es resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el Talud. El viento y el agua [lluvia ó escurriente superficial]. Son agentes cuyos malos efectos, el Ingeniero ha de intentar contra restar. con mayor frecuencia en las vías Terrestres.

2). Falla por Tubificación

Falla que no se considera frecuente en las vías -- Terrestres, han sido causas de mayor número de problemas de lo que usualmente se estima.

Terraplén que embalse agua es condición que se pre sen ta con relativa frecuencia (cruce con zonas pantanosas , vasos, de puestas, zonas de inundación de ríos esteros etc.), el Terra-- plén de una vía Terrestre que quede durante mucho tiempo expuesto a la acción de agua en sus dos Taludes, con diferentes tirantes y desnivel considerable de manera que pueda establecerse un flujo -- con gradiente hidráulico suficientemente alto para generar problemas de tubificación.

La tubificación empieza cuando hay arrastre de sue los en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas -- generadas por el flujo de agua.

3). Falla por agrietamiento.

Las fallas por agrietamiento tienen importancia -- especial en Terraplenes de vías Terrestres.

Se pueden presentar agrietamientos en el sentido -- Transversal como en el longitudinal.

Las de sentido Transversal ocurrirán por asenta--- mientos diferenciales a lo largo del eje del camino, y se considerarán en Terraplenes construidos en suelos blandos.

El agrietamiento longitudinal respecto al eje de la obra vial es más frecuente y mucho más perceptible. Ocurre -- sobre todo por movimientos diferenciales de los hombros del Terraplén y su parte central.

4). Falla por Licuación.

Esta falla consiste en la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva. Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificada sobre o hecha de un material que entre a licuación.

La licuación casi instantánea ocurre en arcillas saturadas muy sensibles y en arenas finas sueltas, sobre todo en arenas sueltas, y en condición saturada.

5). Falla por deformación de los hombros de los Terraplenes .

Es la deformación progresiva y acumulativa de los hombros del Terraplén, que se desplazan verticalmente hacia abajo produciendo una sección redondeada o escalonada en la corona.

Esta falla se ha invocado a el efecto de las cargas del tránsito, cuya rueda exterior supuestamente hacia ceder -- al terreno por falta de confinamiento en el lado opuesto.

La falla estriba en el estado general de esfuerzos interiores de la estructura y no en ningún efecto externo.

B.6]. Método de cálculo para la estabilidad de Taludes .

1). Falla Traslacional.

El modelo matemático de este tipo de falla se ilustra esquemáticamente en la fig. IV.2.

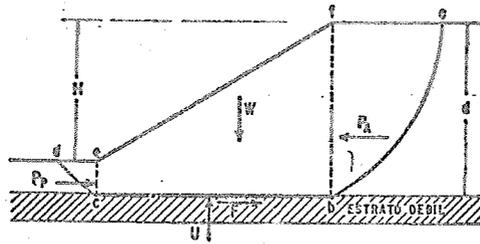


Figura IV.2 Superficie de falla correspondiente a una falla de traslación.

Representa un Talud debajo del cual existe un estrato débil formado por arcillas blandas arenas mas o menos finas, sobre todo si estas últimas están sometidas a subpresión que disminuyen los esfuerzos efectivos y la resistencia al esfuerzo cortante .

Si el Talud rompe el deslizamiento, se produce a lo largo de una superficie compuesta tal como lo marca la sección a; b, c y d de la fig. IV.2. En el área a, b y c se produce una rotura activa, ya que la tierra se expande horizontalmente por la influencia de su propio peso. La parte central b, c, e y f, se desliza hacia la izquierda por el influjo del empuje activo en b, c,

y la masa cde, sufre empuje pasivo por efecto de la presión -- que ejerce la masa b,c,e y f, al deslizar.

El procedimiento del cálculo se puede plantear:- El primer paso, investigación de las condiciones de estabilidad del Talud, estriba en calcular el empuje pasivo " P_p " del suelo - situado a la izquierda de una sección vertical e,c elegida por tanteo cerca del pie de Talud. Es de suponerse que " P_p " sea -- horizontal. El paso siguiente consiste en estimar la posición del borde derecho b de la parte horizontal c,b de la superficie potencial de deslizamiento y calcular el empuje activo " P_A " sobre la sección vertical f,b. La masa b,c,e,f tenderá a moverse hacia la izquierda y es resistida por el empuje pasivo " P_p " -- y por la cohesión C, a lo largo de b,c. Los empujes de tierra -- podrán evaluarse por los métodos de Coulomb y Rankine.

Es un análisis con esfuerzos totales (Terraplén sobre un terreno que contiene un estrato débil arcilloso), la fuerza C (cohesión) será simplemente igual a $C_u \cdot \overline{cb}$. En un análisis con esfuerzos efectivos la fuerza C (F) será :

$$F = C \cdot \overline{cb} + (W - U) T_g \phi \text{ --- (1)}$$

Donde c y ϕ deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos. La fuerza U, subpresión total, se deberá -- obtener como el área del diagrama de subpresión en el plano -- cb, el cual a su vez se podrá obtener de una red de flujo.

El factor seguridad que indique el riesgo de -- falla es:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A} \text{ ---- (2)}$$

No será factible aceptar para diseños prácticos un factor de seguridad menor que 1.5.

Los planos ϕb y ec son considerados para el cálculo de los empujes de tierra y de la fuerza $C(F)$ conduce al factor de seguridad mínimo.

Cualquier movimiento del punto b hacia la derecha ó del punto C hacia la izquierda aumenta la fuerza $C(F)$ con los mismos empujes de tierra. Si b ó c se mueve hacia la parte inclinada del Talud, $C(F)$ disminuye como función lineal de " H " pero el empuje activo disminuye como función de D^2 , si b se mueve hacia la izquierda. El empuje pasivo aumenta también como función de D^2 si C se mueve a la derecha.

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

2). FALLA ROTACIONAL, METODO SUECO.

Cuando se debe de investigar si un Talud dado en un suelo de resistencia conocida es estable, se necesita determinar el diámetro y la posición del círculo que representa la superficie por donde se va a producir el deslizamiento. Este círculo - conocido como círculo crítico, debe satisfacer la condición de que la relación entre la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento y las fuerzas tangenciales - que tienden a producirlo constituye un mínimo. FIG. IV.3.

Una vez determinado el diámetro y la posición del círculo crítico (Ejemplarizados por la Teoría de Coulomb y la del empuje pasivo), el coeficiente de seguridad F con respecto a rotura se calcula con la relación:

$$F = \frac{S r \overbrace{d_1 e_2}}{W_1 l_1 - W_2 l_2}$$

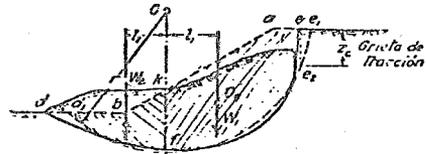


Fig. IV.3 Deformación que se produce con la rotura de un talud.

r = radio del círculo crítico
 $d_1 e_2$ = la longitud de la superficie de deslizamiento.

La estabilidad de un Talud se investiga por tanteos; salvo en casos simples en que puede determinarse por métodos analíticos. Cuando se procede por tanteos se eligen varios círculos como probables superficies potenciales de deslizamiento.

Para cada círculo se determina F , su mínimo valor --
 representa el coeficiente de seguridad con respecto al desliza--
 miento, y su círculo, el círculo crítico .

2.1) Taludes en Arcilla Blanda.

La resistencia unitaria media al corte S de la
 superficie potencial de deslizamiento en una arcilla blanda homo--
 gēnea saturada bajo condiciones no drenadas ($\phi=0$) es aproxima--
 damente igual a un medio de la resistencia a la compresión simple--
 qu. de la arcilla . Este valor, se denomina cohesión C .

$$S = 1/2 \text{ qu} = C$$

Conocida C , la altura crítica H_c de un Talud con ---
 ángulo de inclinación B ($B =$ ángulo entre el Talud y la horizontal)
 puede expresarse por la ecuación :

$$H_c = N_s \frac{C}{\gamma}$$

Donde N_s es el coeficiente de estabilidad; es un ---
 número sin dimensión cuyo valor depende sólo del ángulo B del Ta--
 lud y del factor de profundidad N_d

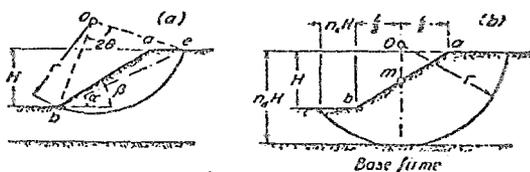


Fig. IV.4 Posición del círculo crítico para: (a) rotura por el talud; (b) rotura por la base. (Según W. Fellenius, 1927).

que expresa la profundidad δ que la arcilla descansa
 sobre una base firme. Si se produce una rotura por el Talud, el
 círculo crítico generalmente es un círculo de pde, que pasa por --
 el pie b del Talud.

Excepto cuando la base está situada muy cerca --- del pie b , en cuyo caso puede producirse por un círculo de Talud tangente a la base firme y que intercepte el Talud por encima de b , este tipo de rotura se indica en la fig. IV.4.a. Cuando la rotura es por la base, el círculo crítico se denomina círculo de punto medio, debido a que a su centro está situado sobre una recta vertical que pasa por el punto medio m del Talud ---- fig. IV.4.b. El círculo medio es tangente a la base firme.

Cuando se produce una rotura por la base, el círculo crítico se denomina círculo del punto medio, debido a que su centro está situado sobre una recta vertical que pasa por el punto medio "m" de la fig. IV.4.b.

El tipo y la posición del círculo crítico a lo largo del cual se produce la rotura dependen del ángulo B del Talud y del factor de profundidad N_d ; la fig. IV.5. nos indica que la rotura de todos los Taludes con ángulo mayor de 53° se produce un círculo de pie. Si B es menor de 53° , el tipo de rotura depende del factor de profundidad N_d y para valores bajos de N_d , también del ángulo B del Talud, Si $N_d=1$, la rotura se produce por un círculo de Talud y, si N_d es mayor a 4, el Talud se desliza por un círculo del punto medio, tangente a la base firme, cualquiera que sea el valor de B . cuando $1 < N_d < 4$, la rotura se produce por un círculo de Talud se el punto que representa los valores de N_d y B se halla por encima del área sombreada de la fig. IV.5. si el punto se encuentra por debajo de dicha área, el Talud rompe por un círculo de punto tangente a la base firme.

Dado los valores del ángulo B , del Talud y del factor de profundidad N_d , el coeficiente de estabilidad N_s puede obtenerse sin cálculo alguno utilizando la fig. IV.5. El valor N_s determina la altura crítica H_c del Talud.

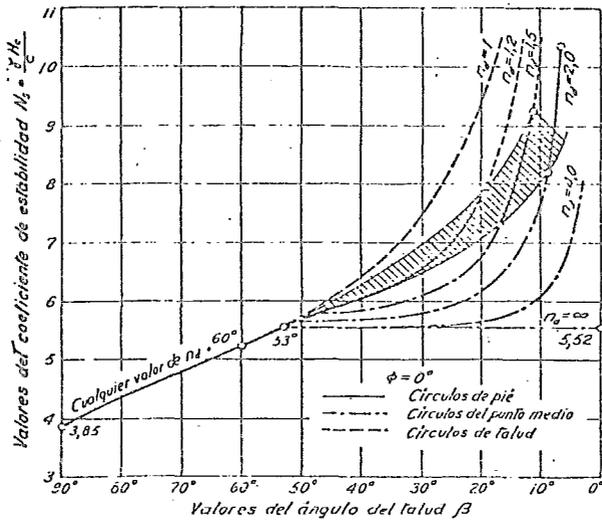


Fig. IV.5 Relación para material sin fricción entre el ángulo del talud β y el coeficiente estabilidad N_s para diferentes valores del factor de profundidad n_s . (Según D. W. Taylor, 1937).

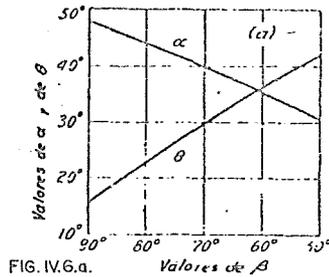


FIG. IV.6.a.

Si la rotura se produce por un círculo de pie, el -- centro del círculo crítico puede determinarse trazando los ángulos α y θ como lo indica la figura. IV.6. a.

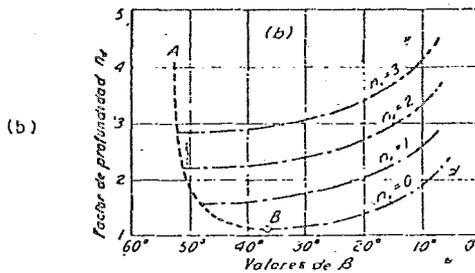


Fig. IV.6. (a) Relación entre el ángulo del talud β y los parámetros α y θ para ubicar el círculo crítico de pie cuando β es mayor de 53° ; (b) relación entre el ángulo β del talud y el factor de profundidad n_d para varios valores del parámetro n_d . (Según W. Fellenius, 1927.)

α y θ para diferentes ángulos β del Talud pueden obtenerse de la figura IV.6.a. Si la rotura se produce por un círculo del punto medio tangente a la base firme, la posición del círculo crítico viene determinada por la distancia horizontal $N_x H$ que va del pie del Talud al círculo fig. IV.4.b. Los valores N_x , para distintos valores de β y N_d pueden obtenerse del gráfico de la fig. IV.6. b.

Si la arcilla bajo el Talud consta de varias capas con diferentes cohesiones medias C_1 , C_2 etc., o si la superficie de terreno es irregular fig. IV.7. el centro del círculo crítico debe determinarse por tanteos. La mayor parte de superficie real de deslizamiento estará sobre el estrato más blando, la presencia de estrato firme a cierta profundidad puede no influir en el problema, ya que la parte más profunda de la superficie de deslizamiento se sitúa enteramente dentro el estrato blando.

Si la cohesión C_2 del segundo estrato de la fig. IV.7 es mucho menor que la cohesión C_3 del estrato inferior, el círculo crítico se torna tangente al borde superior del tercer estrato en lugar de serlo en la base firme.

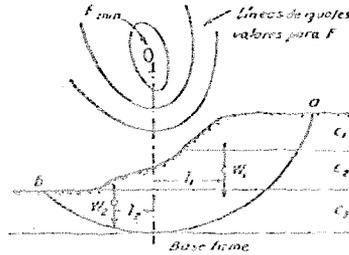


Fig. IV.7 Rotura por la base en suelo cohesivo estratificado.

Para cada círculo de tanteos se calcula la tensión de corte media t que debe actuar a lo largo de la superficie de deslizamiento para poder balancear la diferencia entre momento de deslizamiento W_1L_1 y el momento resistente W_2L_2 . El valor de t es igual a:
$$t = \frac{W_1L_1 - W_2L_2}{n \cdot db}$$

Los valores C_1, C_2, C_3 etc. conocidos, se calcula el valor medio de la cohesión C del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento, el coeficiente de seguridad contra el deslizamiento es: $F = \frac{C}{t}$, el valor se anota al centro del círculo.

De la misma forma se adoptan varios círculos de deslizamientos de tanteos, se determinan otros valores de F que se anotan al centro de sus respectivos círculos. Se trazan curvas de nivel de iguales valores de F , las que pueden considerarse como curvas de nivel de una depresión, y F_{min} es el coeficiente de seguridad del Talud con respecto a rotura. Si las dos capas que constituyen no resulta evidente cual determina la base firme, para definir el círculo crítico, se debe proceder por tanteos considerando separadamente cada posibilidad para determinar el respectivo F_{min} el valor menor de los dos corresponde a la base firme que controla la rotura y es el coeficiente de seguridad del Talud.

2.2) Taludes en Suelos Cohesivos y Fricción Interna

La resistencia al corte del suelo puede expresarse por la ecuación : $S = C + p \tan \phi$

El procedimiento se ilustra con la fig. IV.8a.

EQUILIBRIO PLÁSTICO DE LOS SUELOS

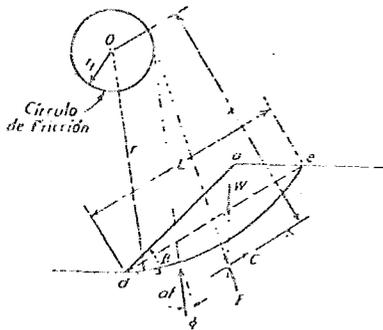


FIGURA IV.8a

por lo tanto : $e = clx = c \widehat{de}$
 $x = \widehat{de} \cdot r/L$

Como las fuerzas C, W y F están en equilibrio, la fuerza F debe pasar por el punto de intersección de W y C. La posición de F puede determinarse construyendo un polígono de fuerzas.

Las fuerzas que actúan sobre la masa en deslizamiento son:

W= peso

C= Resultante de la fuerza de cohesión.

F= Resultante de las fuerzas normales y de fricción -- que se desarrollan a lo largo de la sup. de deslizamiento.

e= Cuerda paralela a la resultante C de la cohesión e igual a la cohesión --- unitaria C multiplicada por la longitud l de la cuerda.

x= Distancia entre el centro de rotación y C.

C y W son fuerzas y peso conocidos.

El coeficiente de seguridad es igual a uno (1), el Talud está en el límite del equilibrio. Con esta condición cada-reacción elemental dF de la fig. IV.8.a debe formar el ángulo- ϕ con respecto a la normal el círculo de deslizamiento y ser, por lo tanto, tangente a un círculo llamado círculo de fricción cuyo radio es igual a: $r_f = r \text{ sen } \phi$ y tiene su centro coincidente con el centro del círculo de deslizamiento. La línea de acción de la reacción resultante F es tangente a un círculo de radio algo mayor que r_f , como aproximación conveniente, se supone que, para un coeficiente de seguridad igual a la unidad, la resultante F es también tangente al círculo de fricción. El error es pequeño y se halla del lado de la seguridad.

Para un valor donde de ϕ , la altura crítica del Talud que rompe por un círculo de pie, viene expresada por la ecuación $H_c = N_s \frac{C}{\gamma}$ en donde N_s no sólo depende de B sino también de ϕ la fig. IV.8.b nos da las relaciones B y N_s para distintos valores de ϕ .

Dado un valor de B del Talud, N_s aumenta primero lentamente y luego más rápidamente con el incremento de ϕ cuando $B = \phi$ $N_s = \infty$ (infinito).

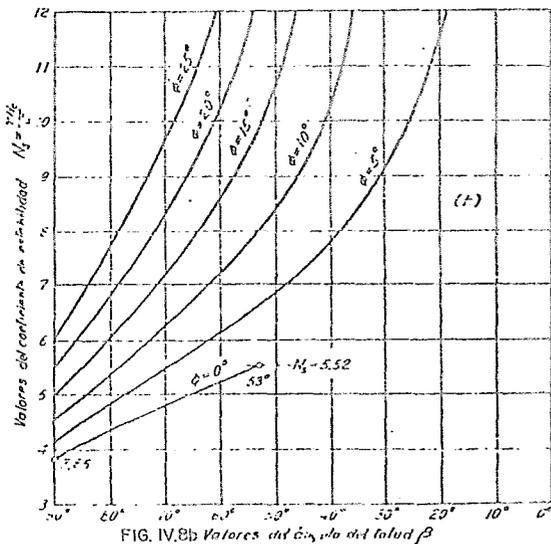


FIG. IV.8b Valores de N_s en función del talud β

Todos los puntos sobre las curvas de la fig. IV.8b corresponden a roturas por círculos de pie. La teoría ha descartado que la posibilidad de una rotura por la base no existe, a menos que el valor de ϕ sea menor de aproximadamente 3° .

Ha de concluirse si en un suelo homogéneo se ha producido un deslizamiento por la base nos indica que el valor ϕ del suelo, medido en términos de tensiones totales en el momento de la rotura era cercano a cero.

2.3). TALUDES IRREGULARES. EN SUELOS NO UNIFORMES

Si el Talud tiene una superficie irregular de modo que no puede ser representado por una línea recta ó si existe la posibilidad de que la superficie de deslizamiento pase através de varios materiales con diferentes valores de C y ϕ , la estabilidad se puede analizar convenientemente utilizando el método de las Fajas [Dovelas]. de acuerdo con este procedimiento se elige un círculo tentativo como lo muestra la fig. IV.9.a. y la masa se subdivide en número de fajas verticales 1, 2, 3 etc cada faja como la indicada, como la No. 2 mostrada en la fig. IV.9.b.

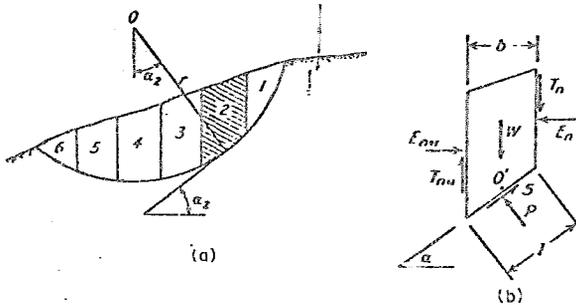


Fig. IV.9 Método de las fajas para investigar las condiciones de equilibrio de taludes situados encima del nivel freático. (a) Relaciones geométricas para una superficie de deslizamiento circular; (b) fuerzas que actúan sobre una faja típica, como la 2 en (a).

Está solicitada por su propio peso W , por las fuerzas de corte T y normales E en sus caras laterales y por un conjunto de fuerzas en su base, las que incluyen la fuerza de corte S y la fuerza normal P . Las fuerzas que actúan en cada faja como las que solicita el conjunto de la masa deben satisfacer las condiciones de equilibrio. Dado que las fuerzas T y E dependen de la deformación y de las características tensión-deformación del material que desliza, no pueden ser evaluadas rigurosamente aunque sí aproximadamente con suficiente exactitud para propósitos prácticos.

En estas aproximaciones consiste en suponer estas fuerzas iguales a cero. Si todo el círculo tentativo está situado por encima del nivel freático y no hay sobrepresiones de poro, el equilibrio del conjunto de la masa deslizante requiere que: $r \sum W \sin \alpha = r \sum S$ (1)

Si S es la resistencia unitaria al corte a lo largo de l resulta

$$S \frac{S l}{F} = \frac{S}{F} \frac{b}{\cos \alpha} \text{ ----- [2]}$$

y por lo tanto:

$$r \sum W \sin \alpha = \frac{r}{F} \sum \frac{S b}{\cos \alpha} \text{ ----- [3]}$$

de lo cual se deduce:

$$F = \frac{\{S b / \cos \alpha\}}{W \sin \alpha} \text{ ----- [4]}$$

La resistencia unitaria S , empero, está determinada por:

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

donde P = tensión normal que actúa en superficie de deslizamiento l . Para evaluar P se debe considerar el equilibrio vertical de la faja de la fig. de la cual se obtiene:

$$W = S \sin \alpha + p \cos \alpha$$

$$\therefore p = \frac{W - S \sin \alpha}{\cos \alpha} = \frac{W}{\cos \alpha} - \frac{S \sin \alpha}{\cos \alpha} \text{ ----- [5]}$$

por tanto:

$$S = C + \left\{ \frac{W}{b} - \frac{S}{b} \sin \alpha \right\} \tan \phi = C + \left\{ \frac{W}{b} - \frac{S}{F} \tan \alpha \right\} \tan \phi$$

de donde :

$$S = \frac{C + \{W/b\} \tan \phi}{1 + \{\tan \alpha \tan \phi\}/F} \text{ ----- [6]}$$

Si se llama:

$$m_{\alpha} = \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \cos \alpha \text{----- (7)}$$

Resulta :

$$F = \frac{\sum \frac{[c + (w/b) \tan \phi] b}{m_{\alpha}}}{\sum w \sin \alpha} \text{----- (8)}$$

La ecuación (8) que produce el coeficiente de seguridad F para el círculo tentativo que se está analizando, contiene en el segundo término la cantidad m_{α} [ecuación 7], que es a su vez una función de F , por ello la ecuación (8) debe ser resuelta por aproximaciones sucesivas, en las cuales se adopta un valor --- $F = F_1$, que se usa en el cálculo de m_{α} para calcular F . Si el valor de F difiere en forma significativa de F_1 , el cálculo se repite. La convergencia es muy rápida. Los cálculos se facilitan con el uso de la gráfica de la fig. IV.10 de lo cual se pueden obtener valores de m_{α} y además recurriendo a un arreglo tabular para el cálculo como se indica en la fig. IV.10.b.

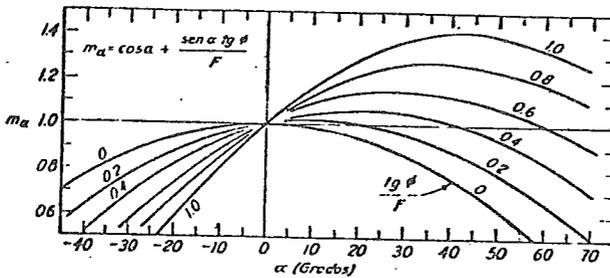


FIG. IV. 10 (a)

Valores
obtenidos de la sección transversal

	1	2	3	4	5	6	7	8
Foja No.	α°	$\text{sen } \alpha$	W	$W \text{ sen } \alpha$	$c + \frac{W}{b} \text{tg } \phi$	$(5) \cdot b$	$\frac{m_a}{F_a} =$	$(6)/(7)$
								$\Sigma(8)$

$$\text{Primer tanteo, } F_a = \frac{\Sigma(6)}{\Sigma(4)} \quad F = \frac{\Sigma(8)}{\Sigma(4)}$$

(b)

Fig. IV.10b Cálculo del coeficiente de seguridad de un talud para una superficie de deslizamiento circular despreciando las fuerzas entre fajas. (a) Gráfico para evaluar el coeficiente m_a ; (b) disposición tabular del cálculo.

Puesto que los valores esquematizados en la fig. IV.10a se refieren solamente a un círculo tentativo, estos deben repetirse para otros círculos hasta que se obtiene el mínimo para el valor F . FIG. IV. 10. b.

En general el Talud suele estar parcialmente sumergido y además se desarrollan presiones de poro a lo largo del círculo tentativo como lo muestra la fig. IV.11.a

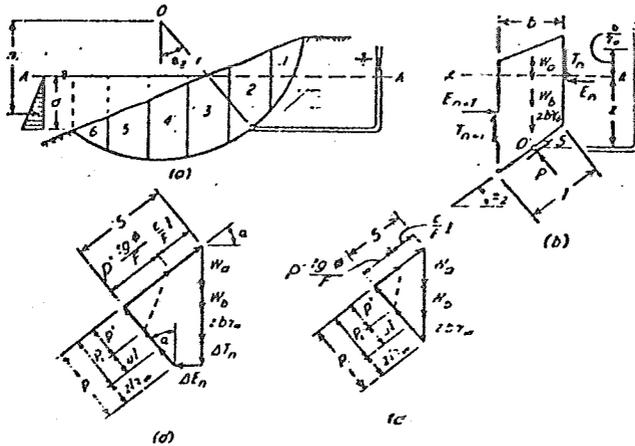


FIG. IV.11 Método de las fajas para una superficie de deslizamiento circular cuando el talud está parcialmente sumergido. (a) Relaciones geométricas para una superficie circular; (b) fuerzas que actúan sobre una faja típica como la 2; (c) polígono de fuerzas para la faja 2 cuando se consideran todas las fuerzas; (d) polígono de fuerzas para la faja 2 cuando se consideran T y E que actúan sobre las caras laterales son iguales a cero.

La magnitud de las presiones de poro dependen de las condiciones del problema.

Si el nivel de la superficie del agua externa -- se denota por A-A, el peso w de la faja como lo muestra la fig. IV.11.b. y se puede escribir como: $W = W_a + W_b + Zb\gamma_w$ --- (19)

W_a = Peso de la parte situada arriba de la línea A-A.

W_b = Peso sumergido de la parte situada por debajo de A-A

$Zb\gamma_w$ = Peso de un volumen de agua igual al de la porción sumergida de la faja.

Si toda la faja está sumergida como la faja 5 de la fig. IV.11.a. el peso del agua situada encima de la faja debe --

ser incluido en la expresión $Zb\gamma_w$. La presión de poros en el punto medio O de la base de la faja es igual a $Z\gamma_w + U$ donde U es la sobrepresión de poro con respecto al nivel externo del agua si el nivel del agua externo A-A está ubicado por debajo de θ' en la base de la faja de la figura IV.11.b, la presión de poro en O' es h/γ_w donde h es la altura hasta la cual el agua sube en un piezómetro en O' . Si la presión de poro se debe a capilaridad h es negativa. Teniendo en cuenta que las fuerzas que actúan sobre una faja están en equilibrio estas pueden estar representadas por un polígono de fuerzas fig. IV.11.c. La fuerza normal P consta de una componente efectiva P' , de la fuerza " U " causada por la sobrepresión de poro y de las fuerzas $Z\gamma_w$ causada por la presión hidrostática del agua con respecto a A-A la resistencia t a lo largo de la superficie de deslizamiento es igual a:

$$t = \frac{S}{F} = \frac{1}{F} (c + p \tan \theta)$$

$$= \frac{1}{F} \left[c + \left(\frac{P}{l} - Z\gamma_w - U \right) \tan \theta \right] \text{ -----(10)}$$

de donde:

$$S = t.l = \frac{1}{F} [cl + (p - Zl\gamma_w - Ul) \tan \theta]$$

$$= \frac{1}{F} (cl + p' \tan \theta) \text{ -----(11)}$$

El equilibrio de momentos de todo el deslizamiento con respecto al centro del círculo tentativo requiere que:

$$(W_a + W_b + Zb\gamma_w)r \sin \alpha = \sum S_i r + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1$$

$$= \frac{1}{F} (cl + p' \tan \theta) r + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \text{ -----(12)}$$

Teniendo en cuenta que el agua debajo del nivel A-A está en equilibrio resulta:

$$\sum z_b \gamma_w r \operatorname{sen} \alpha = \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \text{ ----- (13)}$$

de donde se obtiene:

$$\sum (W_a + W_b) r \operatorname{sen} \alpha = \frac{1}{F} \sum [c l + P' \tan \theta] r \text{ --- (14)}$$

y:

$$F = \frac{\sum [c l + P' \tan \theta]}{\sum (W_a + W_b) \operatorname{sen} \alpha} \text{ ----- (15)}$$

El valor de F ecuación [15] depende de P', que -- puede ser determinado para cada faja por medio de un polígono de fuerzas fig. IV.H.c. Si la superficie de deslizamiento es circular la influencia de las fuerzas T y E entre fajas es relativamente -- pequeño y P' puede comúnmente evaluarse con suficiente a proximación en la hipótesis de que las fuerzas T y E son iguales a cero. El polígono de fuerzas se reduce como lo muestra la fig. IV.H.d. con lo cual:

$$W_a + W_b + z_b \gamma_w = [z l \gamma_w + P' + U l] \cos \alpha + \frac{P' \tan \theta + c l}{F} m \alpha \text{ --- (16)}$$

$$y \quad P' = \frac{W_a + W_b - U l - \frac{c l}{F} \operatorname{sen} \alpha}{m} \text{ ----- (17)}$$

reemplazando la ecuación [15] en la 2ª

$$F = \frac{\sum [c l + (W_a + W_b - U l) \tan \theta]}{m \alpha (W_a + W_b) \operatorname{sen} \alpha} \text{ ----- (18)}$$

La ecuación [18] como la ecuación [8] debe resolverse por aproximaciones sucesivas, porque el coeficiente de seguridad F esta contenido en la expresión $m \alpha$ que aparece en el -- segundo término de la misma.

Si la superficie de deslizamiento es circular lo mejora en exactitud pues no suele exceder del 10 al 15% y el esfuerzo adicional a realizar usualmente no se justifica. Si la superficie de deslizamiento no es circular el error puede ser significativo.

a.4). Superficie de Deslizamiento compuestas.

Las condiciones geométricas o geológicas son tales que las superficie de deslizamiento de ninguna manera puede suponerse circular. La fig. IV.12. muestra una superficie de deslizamiento no circular.

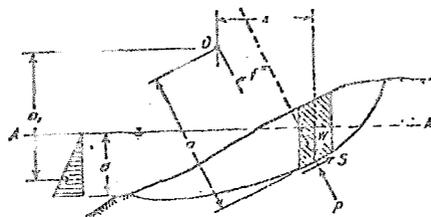


Fig. IV.12 Relaciones geométricas del método de las fajas para investigar las condiciones de equilibrio de un talud cuando la superficie de deslizamiento no es circular.

Las fuerzas que actúan en cualquier faja n están representadas de la misma manera que lo indican la fig. IV.11.b. y el polígono de fuerzas es idéntico al representado en la fig. IV.11.c

El equilibrio de momentos de la masa deslizante respecto de un polo arbitrario o requiere que:

$$\sum Wx = \frac{1}{2} (Sa + P\beta) + \frac{1}{2} \gamma w d^2 a_j \quad \text{----- [19]}$$

de la ecuación. (11)

$$\sum (Wa + Wb + z_b \gamma w) X = \frac{1}{F} (cl + P' \tan \theta) a + \sum p\beta + \frac{1}{2} \gamma w d^2 a_j$$

$$V. F = \frac{(cl + P' \tan \theta) a}{\sum (Wa + Wb + z_b \gamma w) X - \sum p\beta - \frac{1}{2} \gamma w d^2 a_j} \quad \text{----- [20]}$$

Observando que debajo del nivel A-A el agua está en equilibrio se concluye que:

$$\sum z b \gamma_w x - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 = \sum z l \gamma_w p = \sum (p - p_1) l \quad \text{---- (21)}$$

de donde. $p_1 = p - z l \gamma_w$

La ecuación (20) se resuelve entonces en:

$$F = \frac{(c l + p' \tan \phi) a}{(w a + w b) x - p_1} \quad \text{----- (22)}$$

Esta expresión puede evaluarse si se conocen p' y p_1 , cantidades que se pueden determinar por medio del polígono de fuerzas de la fig. IV. La suma de las fuerzas de los componentes verticales conducen a la expresión:

$$w a + w b + \Delta t n + z b \gamma_w = z l \gamma_w \cos \alpha + (p' + u l) \cos \alpha + \frac{1}{F} (c l + p' \tan \phi) \sin \alpha$$

de ahí que:

$$p' = \frac{w a + w b + \Delta t n - u b - (c/F) b \tan \alpha}{m \cos \alpha} \quad \text{----- (23)}$$

además:

$$p_1 = p' + u l = \frac{w a + w b + \Delta t n + (1/F) (u b \tan \phi - c b) \tan \alpha}{m \cos \alpha} \quad \text{----- (24)}$$

sustituyendo y combinando términos:

$$F = \frac{\sum [c b + (w a + w b + \Delta t n - u b) \tan \phi] (a/m \cos \alpha)}{\sum (w a + w b) x - \sum [w a + w b + \Delta t n + (u b \tan \phi - c b) \frac{\tan \alpha}{F}] (l/m \cos \alpha)} \quad \text{----- (25)}$$

Esta ecuación debe resolverse por aproximaciones -- sucesivas debido a que el coeficiente de seguridad F y la cantidad m_n aparecen explícitamente en el segundo término de la expresión -- y el valor F depende de Δt_n , como primera aproximación Δt_n se --- puede considerar igual a cero. Los cálculos se facilitan utilizando la gráfica de la fig. IV.10.a y recomienda a una disposición tabular como lo muestra la fig. IV.13.

Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Faja	δ	α	π	f	ρ	σ	τ	ρ	σ	τ	W_1	W_2	ΔT	$W_1 + W_2 + \Delta T$	$(14) - \sigma$	$(15) \rho$	$(9) + (18)$
1																	
2																	
3																	
4																	

Col.	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Faja	$(17) \cdot \sigma$	$W_1 + W_2$	$(19) \cdot \sigma$	σ	ρ	$(21) - \sigma$	$(22) \rho$	F_1	$\frac{(23)}{F_1}$	$(14) + (25)$	$(26) \cdot f$	m_n	$\frac{(27)}{m_n}$
1													
2													
3													
4													

$$F_1 = \frac{\Sigma(20)}{\Sigma(26) - \Sigma(30)}$$

Aplicar las fórmulas 24 al 33 inclusive

Fig. IV.13 Forma tabular para calcular el coeficiente de seguridad de un talud por el método de las fajas cuando la superficie de deslizamiento no es circular.

Tomando en cuenta que el valor de F determinado de esta manera se refiere a solo un círculo tentativo, los cálculos deben repetirse para otros círculos hasta obtener el valor mínimo F .

La hipótesis de que $\Delta t_n = 0$ conduce a resultados -- suficientemente exactos.

Si la sección transversal de una superficie de deslizamientos se separa de una manera muy significativa respecto -- de la forma circular, es preferible usar la ecuación (25) en la hipótesis que $\Delta t_n = 0$, que suponer una superficie circular de deslizamiento y utilizar la ecuación (18).

Si los valores de T y de E no son iguales a cero, -- deben satisfacer las condiciones de equilibrio del conjunto de la masa deslizante en las direcciones verticales y horizontales, lo que significa decir que:

$$\sum \Delta t_n = 0 \text{-----} \quad (26)$$

$$\sum \Delta E_n + \frac{1}{2} \gamma w d^2 = 0 \text{-----} \quad (27)$$

Para cada faja ΔT_n y ΔE_n están relacionados entre sí de acuerdo con los requerimientos del polígono de fuerzas fig de modo que resolviendo en la dirección de S , se obtiene:

$$S = \Delta E_n \cos \alpha + (W_a + W_b + \Delta T_n + \sum z_b \gamma w) \sin \alpha$$

y por lo tanto:

$$\Delta E_n = \sec \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_n) \tan \alpha - \sum \gamma w \tan \alpha \quad \text{-----} (28)$$

del polígono de fuerzas se deduce que:

$$S = \frac{1}{F} [c_l + (p - z_l \gamma w - U_l) \tan \phi] = \frac{1}{F} [c_l + P' \tan \phi] \quad \text{---} (29)$$

Sustituyendo la ecuación (29) en la (23) resulta:

$$S = \frac{1}{F} \frac{c_b + (W_a + W_b + \Delta T_n - U_b) \tan \phi}{m_\alpha} = \frac{M}{F} \quad \text{-----} (30)$$

Utilizando la ecuación (28) y sumando todas las fajas:

$$\sum [\Delta E_n + \sum z_b \gamma w \tan \alpha] = \sum \left[\frac{M}{F} \sec \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_n) \tan \alpha \right] \quad \text{---} (31)$$

$$\text{y desde que: } \sum z_b \gamma w \tan \alpha = \frac{1}{2} \gamma w d^2$$

La ecuación (27) impone que el miembro de la ecuación (31) sea cero, por lo tanto, las fuerzas ΔT_n deben satisfacer no solamente la ecuación (26) sino también

$$\sum \left[\frac{M}{F} \sec \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_n) \tan \alpha \right] = 0 \quad \text{---} (32)$$

Debido a que el problema es estáticamente indetermi-
nada, cualquier conjunto de valores T_n que satisfaga las ecuacio--
nes (26) y (32) asegura el cumplimiento de todas las condiciones -
de equilibrio de la faja en-su conjunto, así como también de sus -
condiciones de equilibrio horizontal y vertical.

B.7 ESTABILIDAD DINAMICA DE TALUDES.

Cuando un talud está sometido a un terremoto, los esfuerzos tangenciales asociados con la aceleración del terreno -- fig. IV.14. se suman a los esfuerzos tangenciales necesarios para el equilibrio estático y pueden producir una inestabilidad temporal del talud.

Las características principales de este problema pueden estudiarse examinando el caso de un bloque apoyado sobre -- un plano inclinado fig. IV.15. Si se acelera el bloque en una dirección paralela al plano, la fuerza tangencial entre el bloque y el plano debe ser diferente de T , fuerza tangencial necesaria para el equilibrio estático. Como la fuerza tangencial es limitada (no puede ser superior a $N \tan \phi$, donde N es la fuerza normal y ϕ el ángulo de fricción), la aceleración que el bloque puede sufrir es también limitada:

Aceleración máxima hacia arriba.

$$\frac{W}{S} A' g = W \cos \theta \tan \phi - W \sin \theta$$

$$A' = \cos \theta \tan \phi - \sin \theta$$

Aceleración máxima hacia abajo.

$$A' = \cos \theta \tan \phi + \sin \theta$$

Si el coeficiente de aceleración máximo del talud A es menor que A' , el bloque y el plano se moverán conjuntamente, sin desplazamiento relativo.

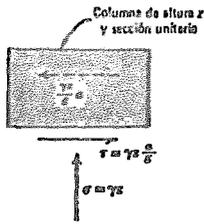


Fig. IV.14 Fuerzas que actúan sobre un elemento de suelo sometido a vibraciones horizontales.

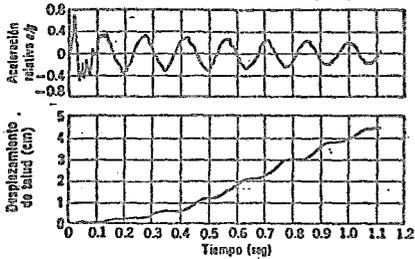
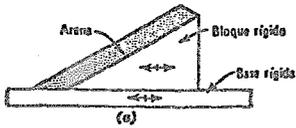


Fig. IV.16 Desplazamiento de un talud arenoso sometido a cargas dinámicas. a) Disposición esquemática de la capa de arena para la prueba de sacudidas. b) Aceleración y desplazamiento del talud bajo las sacudidas. Arena de Monterrey No. 20. Talud de 31° . (Según Goodman y Seed, 1966).

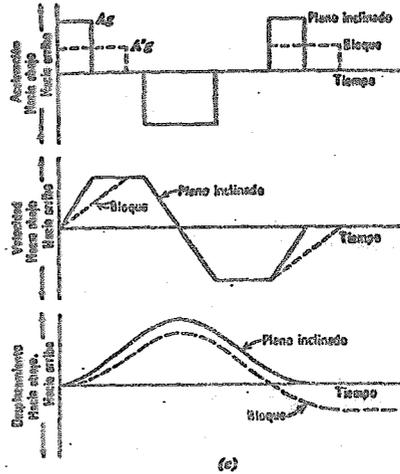


Fig. IV.15 Movimiento relativo entre un bloque y un plano inclinado bajo una excitación dinámica.

Sin embargo, si $A' < A$ se producirá un desplazamiento relativo, como se indica en la fig. IV.15.c. El bloque no puede acompañar al plano cuando éste acelera hacia arriba y por tanto se produce un movimiento relativo de descenso. Durante la aceleración hacia abajo el bloque y el plano pueden moverse conjuntamente ya que en este caso A' es mayor.

Un talud de arena, que se comporta como un talud--infinito (sección *compesp*), sufrirá movimientos muy semejantes a los de un bloque sobre un plano. La fig. IV.16. señala un desplazamiento relativo hacia abajo cada vez que la aceleración hacia arriba supera a la correspondiente a la resistencia al corte máxima. Los resultados de pruebas de este tipo confirman lo correcto de la teoría para un material de resistencia constante, en el que se requiera muy pequeña deformación para movilizar dicha resistencia.

Este método de cálculo ha sido desarrollado con --detalle por Newmark [1965], quien ha indicado métodos para calcular el máximo desplazamiento hacia abajo durante movimientos típicos --producidos por terremotos.

Durante los grandes terremotos se producen numerosos deslizamientos en taludes naturales y la falla de terraplenes. La mayoría de estas fallas han sido de una importancia relativamente escasa aunque se han producido algunos deslizamientos de grandes consecuencias en México, Chile y Alaska. Fallas catastróficas de --este tipo se deben en parte al aumento de los esfuerzos tangencia--les producidos por las cargas sísmicas, pero las fallas principales se deben usualmente a la disminución o pérdida de resistencia bajo las cargas cíclicas. Las presas de tierra y grandes trincheras o --taludes naturales cuya falla puede producir pérdida de vidas o ---

grandes daños, deben estudiarse cuidadosamente desde el punto de vista de la susceptibilidad al deslizamiento en un terremoto.

Todos los métodos habitualmente disponibles para el estudio del factor de seguridad de un talud durante un terremoto suponen una modificación del cálculo de equilibrio llmite convencional para incluir una fuerza sísmica ver fig. IV.17. La fuerza sísmica es proporcional al peso de la masa potencial deslizante multiplicado por un coeficiente sísmico A' que está relacionado en cierta forma con la aceleración del terreno subyacente. Hasta el momento se han adoptado simplemente valores de A' (generalmente de 0.1 ó 0.2) exigiéndose que el talud posea un factor de seguridad igual como mínimo a la unidad bajo los efectos combinados del peso W y la fuerza sísmica $A'W$. Recientemente se han propuesto dos métodos más realistas para el cálculo del factor de seguridad, el de Newmark y el de Seed. Este último lo explicaremos, ya que es motivo de nuestro estudio.

El método propuesto por Seed supone los siguientes pasos:

1. Partiendo de un cierto movimiento en el terreno subyacente y estudiando el talud como un cuerpo elástico deformable con amortiguación, se calcula el coeficiente sísmico medio A' .

2. Utilizando el método convencional de equilibrio llmite, se calcula el esfuerzo tangencial medio a la largo de la superficie de deslizamiento potencial en primer lugar sin fuerza sísmica y a continuación incluyendo la fuerza sísmica.

3. Se realizan una o varias pruebas de laboratorio bajo carga cíclica, correspondientes a uno ó mas puntos de la superficie de falla potencial con esfuerzos iniciales iguales a los calculados sin la carga sísmica y con esfuerzos adicionales iguales a

los calculados incluyendo la carga sísmica. La máxima deformación observada durante estas pruebas de laboratorio se toma como indicación del factor de seguridad del talud durante un terremoto. El método resulta especialmente adecuado para problemas en los que pueda producirse la licuefacción.

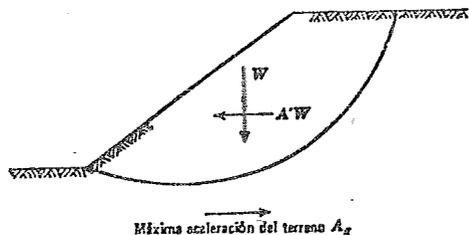


Fig. IV.17 Fuerza sísmica sobre una masa potencialmente deslizante.

C). EXPLORACION DEL SUBSUELO.

En este inciso se describen los trabajos de instrumentación de cuatro tramos de prueba localizados en el camino de accesos al nuevo puente sobre el Río Coatzacoalcos, de las -- cuales se proporcionan los resultados de mediciones y comporta-- miento en el período comprendido de Julio de 1980 a Febrero de -- 1982.

El sitio del nuevo puente condiciona al tramo -- del camino mostrado en la figura IV.18, que cruza por la parte -- más estrecha del pantano en el cual se utiliza membrana sintéti-- ca (geotextil), en la interfase del terraplén y el terreno natu-- ral.

De este modo se resume la estratigrafía y propie-- dades generales a lo largo del tramo en las secciones instrumenta-- das de este estudio, así como la instrumentación de las seccio-- nes de prueba y las mediciones realizadas. Se consigna el compor-- tamiento observado y se dan las conclusiones del estudio.

El objetivo de esto es conocer la influencia de-- la membrana en el comportamiento del camino, para lo cual se -- instrumentaron y efectuaron mediciones en cuatro secciones, dos-- de las cuales son con membrana y las otras dos sin ella. La ta-- bla IV.19, indica la ubicación de estas secciones las cuales que-- daron condicionadas a las características estratigráficas del -- subsuelo, sobre suelos blandos, pero con propiedades diferentes -- eligiendo dos secciones en terreno pantanoso con alto contenido-- de materia orgánica (turba) y las restantes en suelos arcillo-- sos compresibles.

La figura IV.20, ilustra el perfil del subsuelo -- a lo largo del camino, en el tramo de pantano se distinguen dos--

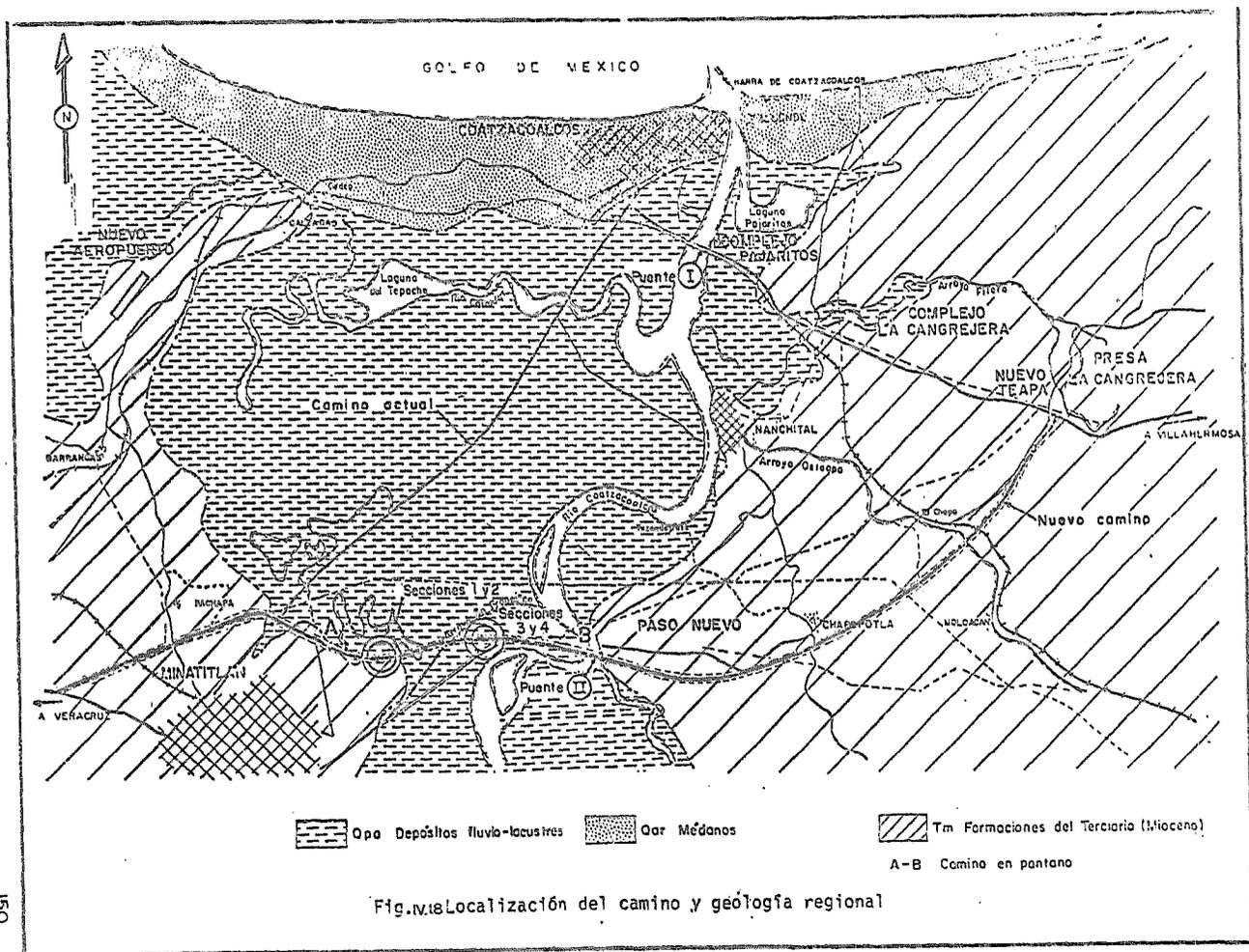
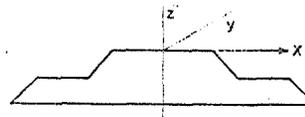


Fig. IV.16 Localización del camino y geología regional

Tablaiv.19 Resumen de aparatos instalados en las secciones de prueba



SECCION DE PRUEBA		1 SIN GEOTEXTIL				2 CON GEOTEXTIL				3 CON GEOTEXTIL				4 SIN GEOTEXTIL			
ESTACION KM (Y)		28+575				28+475				20+200				20+100			
APARATO	x (m)	NUM	Elev. z (m)	Fechas		NUM	Elev. z (m)	Fechas		NUM	Elev. z (m)	Fecha		NUM	Elev. z (m)	Fecha	
				A 1980	B			A 1980	B			A 1981	B 1982			A 1981	B 1982
BANCOS SOMEROS FUERA DE LA SECCION	33	BS 1	48.99	24VI		BS 6	49.02	11VII		BS 11	48.18	6V		BS 16	48.08	22IV	
	38	BS 2	48.99	24VI		BS 7	49.03	11VII		BS 12	48.17	6V		BS 17	48.09	22IV	
	43	BS 3	49.02	24VI		BS 8	49.03	11VII		BS 13	48.15	6V		BS 18	48.09	22IV	
	48	BS 4	48.96	24VI		BS 9	49.03	11VII		BS 14	48.15	6V		BS 19	48.09	22IV	
	53	BS 5	49.03	24VI		BS 10	49.03	11VII		BS 15	48.14	6V		BS 20	48.08	22IV	
BANCOS DE PLACA	-10	BP 1	51.71	28VIII		BP 3	51.35	28VIII		BP 5	49.24	28 V	30 I	BP 7	49.23	28 V	30 I
	+10	BP 2	51.65	28VIII		BP 4	51.24	28VIII		BP 6	49.28	28 V	30 I	BP 8	49.63	28 V	30 I
CELDAS HIDRAULICAS	-20	C 1	49.43	9 IX		C 6	49.19	9 IX		C 11	47.34	29 V	10III	C 16	47.22	29 V	10 III
	-11.20	C 2	49.85	9 IX		C 7	49.17	9 IX		C 12	47.43	29 V	10III	C 17	47.38	29 V	10III
	0	C 3	49.44	9 IX		C 8	49.00	9 IX		C 13	47.34	29 V	10III	C 18	47.91	29 V	10 III
	+11.20	C 4	49.74	9 IX		C 9	49.01	9 IX		C 14	47.45	29 V	10III	C 19	47.65	29 V	10 III
	+20	C 5	49.61	9 IX		C 10	48.97	9 IX		C 15	47.00	29 V	10III	C 20	47.38	29 V	10 III
INCLINOMETROS	+10	I 1	51.20	6VIII		I 4	50.99	6 IX		I 7	48.93	6 V	10III	I 10	49.21	28 V	10 III
	+20	I 2	51.15	6VIII		I 5	50.88	6 IX		I 8	48.76	6 V	10III	I 11	48.95	28 V	10 III
	+26	I 3	51.03	6VIII		I 6	50.65	6 IX		I 9	48.48	6 V		I 12	48.73	28 V	
PIEZOMETROS	0	P 1	30.60	20VII		P 4	31.95	16VIII		P 7	37.03	26IV	13 XII	P 9	37.56	22 V	13 XII
	0	P 2	41.89	20VII		P 5	42.90	16VIII		P 8	30.83	26IV	13XII 1981	P 10	31.36	22 V	13 XII 1981
	0	P 3	42.80	20VII		P 6	45.00										
	0	PN 1	37.30	20VII		PN 3	39.15										
	0	PN 2	42.90	20VII													

Notas: A fecha de instalación
B fecha de inutilización

Los bancos someros fuera de la sección se instalaron a la derecha, excepto en la Sección 1

unidades de depósitos fluvio-lacustres que cubren a las formaciones resistentes. Componen la primera depósitos de turba muy compresible y de muy baja resistencia al corte, localizada entre -- los sondeos SM-7 y SM-10, y la segunda, sedimentos arcillosos -- muy blandos y arenosos sueltos, en el resto del tramo.

Antes de construir los terraplenes del camino y para caracterizar con mayor detalle al subsuelo en tres de las secciones de instrumentación elegidas (Ests. Kms 28+575, 28 + 475 y 20+200) se efectuaron los sondeos SS-I a SS-3, alternando el procedimiento de penetración estándar (ASTM D-1586), con -- muestreo inalterado en los suelos blandos, hincando a presión tu bos de pared delgada tipo "Shelby" de 10 cm de diámetro.

Después de colocada la plantilla de los terraplenes se efectuaron trece sondeos empleando el procedimiento de -- penetración estándar (ASTM D-1586) y dos mixtos (S-7 y S10), para conocer el efecto de incrustación de los terraplenes en los suelos blandos y caracterizar transversalmente al subsuelo. Estos sondeos se distribuyeron a razón de tres por sección de instrumentación (S-I a S-12), excepto en la sección 2 (Km 28+475) don de se efectuaron tres sondeos complementarios (SA A SC), cuyo -- objetivo fue definir con mayor precisión la interfase entre el -- relleno y el subsuelo constituida por la membrana.

En la tabla IV.21 se muestra el tipo, la localización, longitud y elevación de los brocales de sondeos, así como la posición del nivel freático. De todos estos sondeos, sólo analizaremos los más representativos para el propósito de nuestro estudio. La localización de los sondeos también se muestra en el perfil de la fig. IV.20 y en las secciones transversales --

Tabla IV.2 Tipo, localización, longitud y elevación de los sondeos y posición del nivel freático.

Sondeo No.	Tipo	Localización (Est. Km)	Longitud (m)	Elevación brocal (m)	Posición NAF (m)	Fecha de ejecución
A) Antes de la colocación de terraplén						
SS-1	mixto	28+575 €	20.80	48.82	-0.40	13-VI-80
SS-2	mixto	28+475 €	28.20	48.85	-0.40	30-VI-80
SS-3	mixto	20+200 €	18.61	47.62	-0.40	20-IV-81
B) Después de la colocación de terraplén						
S-1	P.E.	28+575 €	20.80	51.30	2.10	17-VII-80
S-2	P.E.	28+575, 26 m der	19.97	51.30	2.05	15-IX -80
S-3	P.E.	28+575, 21 m izq	10.20	51.22	2.00	5-IX -80
S-4	P.E.	28+475	21.00	51.08	1.80	12-VIII-80
S-5	P.E.	28+475, 26 m der	23.00	50.65	2.50	22-IX -80
S-6	P.E.	28+475, 26.5 m izq.	18.00	50.76	1.60	3-IX -80
S-A	P.E.	28+475, 10 m izq	12.00	50.98	1.75	6-XI -81
S-B	P.E.	28+475, 10 m der	9.00	50.90	1.65	6-XI -81
S-C	P.E.	28+473 €	9.60	50.63	1.40	9-XI -81
S-7	mixto	20+200 €	22.40	49.03	1.00	23-IV -81
S-8	P.E.	20+200, 24.5 m der	15.60	48.44	0.40	30-X -81
S-9	P.E.	20+200, 25 m izq	15.60	48.52	0.45	2-XI -81
S-10	mixto	20+100 €	23.60	49.36	0.50	18-V -81
S-11	P.E.	20+100, 25 m der	16.80	48.76	1.00	30-X -81
S-12	P.E.	20+100, 25 m izq	16.80	48.80	1.00	2-XI -81

Notas

P.E. sondeo de penetración estándar (ASTM D-1586)

El signo (-) significa tirante de agua

Las elevaciones indicadas en la tabla se determinaron a partir de los bancos BN-29-2 y BN-21-1 señalados por la Residencia de Construcción de la D.G.C.F. de la SAHOP.

de las figuras IV.22 al 25.

La resistencia a la penetración estándar de los suelos en cada sondeo se reporta en las columnas " número de golpes" de las figuras IV.26 al 28 (antes de la colocación del terraplén) y IV.29 al 32 (después de colocada la plantilla de los terraplenes).

De las muestras extraídas se ensayaron en el laboratorio y se les determinó:

- a). Identificación de grupo respecto al SUCS.
- b). Contenido natural de agua, W.
- c). Límites de consistencia, LL y LP
- d). Porcentaje de partículas finas (porción que pasa a la malla No. 200), F.
- e). Contenido de materia orgánica, MO.

A las muestras inalteradas

- f). Resistencia al corte en compresión simple -- Squ.
- g). Resistencia al corte en pruebas de compresión triaxial en probetas no consolidadas no drenadas (UU).
- h). Características de compresibilidad, en pruebas de consolidación unidimensional.
- i). Peso específico relativo S_s , relación de vacíos e , peso volumétrico γ y grado de saturación G , calculados a partir de los ensayos f a h.

En las figuras IV.26 al 28 y IV.29 a 32 se presenta la descripción de los suelos y se reportan los valores de-

las propiedades b) a f) e i). Los diagramas de Mohr obtenidos en las pruebas triaxiales g) quedan contenidos en las figuras -- IV 33 a 37. Las curvas de compresibilidad se ilustran en las -- figuras IV.38 a 42.

De las secciones 1 y 2 tenemos que conforme a -- los resultados de la exploración obtenida en los sondeos SS-1 y SS-2 , ubicados en las secciones instrumentadas 1 y 2, existe -- una capa de turba superficial que mide 3.5 m de espesor su contnido de agua alcanza valores hasta de 730% y es mayor que el límite líquido ; el peso específico relativo tiene valores tan bajos como 1.5 y su peso volumétrico natural como 1.0 T/M³; la relación de vacíos máxima es de 14. La resistencia al corte, medi da como un medio de la resistencia en compresión no confinada -- va de 0.03 a 0.08 Kg/cm², valores extremadamente bajos. Los suelos muy compresibles orgánicos e inorgánicos, se extienden hasta 17 m de profundidad en el sondeo SS-1 y a 13.5 en el SS-2. En -- ellos el contenido de agua suele ser mayor que el límite líquido De las pruebas de consolidación se determina que el conjunto de depósitos está normalmente consolidado y que la consolidación se cundaria es relevante en la turba.

Por otro lado de las secciones 3 y 4, el subsue-- lo está constituido por arcillas y limos de alta y media plasticidad que constituyen la unidad de depósitos fluviolacustres com-- presibles, de consistencia blanda, con 12 m de espesor, bajo las cuales se detectaron las formaciones sedimentarias constituido-- por arena arcillosa de compacidad media a muy alta. El contenido de agua de los suelos compresibles varía de 40 a 60% en general mayores que su límite líquido ; su peso específico relativo es del orden de 2.65 con un peso volumétrico natural medio de -- 1.7 T/M³; la relación de vacíos máxima es de 1.4. Su resisten-- cia al corte , medida como un medio de la resistencia en compre--

sión no confinada es de 0.19 Kg/cm². Las pruebas de consolidación indican que estos depósitos están normalmente consolidados.

C.1) INSTRUMENTACION Y MEDICIONES.

Con el propósito de conocer la influencia de la membrana en el comportamiento del camino, se instrumentaron las secciones 1 a 4 ubicadas respectivamente en las Ests. 28+575, -- 28+475, 20+200 y 20+100; la primera y la cuarta sin membrana y la segunda y la tercera con membrana.

Las figuras IV.22 a IV.25 indican el tipo y posición de los aparatos utilizados. En cada sección se instalaron los siguientes:

- a). Cinco bancos superficiales en terreno natural, fuera de la base del terraplén y cuatro en la superficie del mismo.
- b). Dos bancos con base de placa, desplantados a 2 m de profundidad de la rasante.
- c). Un banco profundo como referencia fija para todas las nivelaciones.
- d). Cinco cajas o celdas hidráulicas de PVC, de 20X20X18 cm, a 2 m bajo la rasante. La fig. IV.43 ilustra el dispositivo y su operación.
- e). Piezómetros abiertos tipo Casagrande en suelos permeables y neumáticos en los impermeables.
- f). Tres inclinómetros de tubería de aluminio. - Las mediciones se realizan con un medidor de péndulo eléctrico digital.

En las secciones 3 y 4 los desplazamientos horizontales son muy pequeños, según se observa en la fig. IV.53

C.3 CONCLUSIONES.

En base al comportamiento observado a febrero de - 1982 se presentan las siguientes conclusiones:

C.3.1.} Secciones en la zona de turbas.

a). La incrustación del relleno inmediatamente después de colocado, medida con respecto a la superficie original -- del terreno, es mayor en la sección 1 sin membrana que en la 2 con membrana -5.2 m versus 4.5 m-, según se deduce de la comparación - de las figuras IV.22 y IV.23. La sección 2 incluye el espesor de la turba contaminada por el material del relleno, debido a la rotura de la membrana. Un factor a considerar en esta diferencia son las condiciones del subsuelo; en la sección 1 es mayor el espesor de suelos de muy baja resistencia al corte y alta compresibilidad; así mismo la presencia de la capa de arena situada a poca profundidad bajo el relleno, más superficial y compacta en la sección 2. Al buzamiento de esta capa se atribuye la forma asimétrica del relleno -- en las dos secciones.

b). Sondeos de exploración efectuados en otros puntos del camino construido sobre membrana, demuestran que la profundidad de incrustación del relleno alcanza hasta de 10.5 m.

c) De las mediciones realizadas se concluye que en las secciones 1 y 2 la consolidación primaria continúa en proceso-- después de transcurridos 17 meses de mediciones (véase figura IV. 45). En este período, el asentamiento acumulado del relleno en la

sección 1 es de 45 cm y en la sección 2 de 38cm.

d). A Febrero de 1982, los desplazamientos horizontales medidos después de colocado el relleno son reducidos --- prácticamente iguales en ambas secciones: 5.5 cm en la sección 1 y de 4.5 cm en la 2.

C.3.2.) Secciones fuera de la zona de turbas.

a). Comparativamente el subsuelo en las secciones 3 y 4 es bastante similar.

b). El procedimiento constructivo seguido en estas secciones fue idéntico al que se siguió en las secciones construdas en la zona de turbas.

c). En la sección 4 sin membrana se registró una - incrustación media del relleno en el terreno natural de 0.50 m. En la sección 3 con membrana la incrustación fue imperceptible. No - se detectaron desplazamientos laterales del terreno natural, durante la construcción de la plantilla con espesor mínimo de 1.20 m.

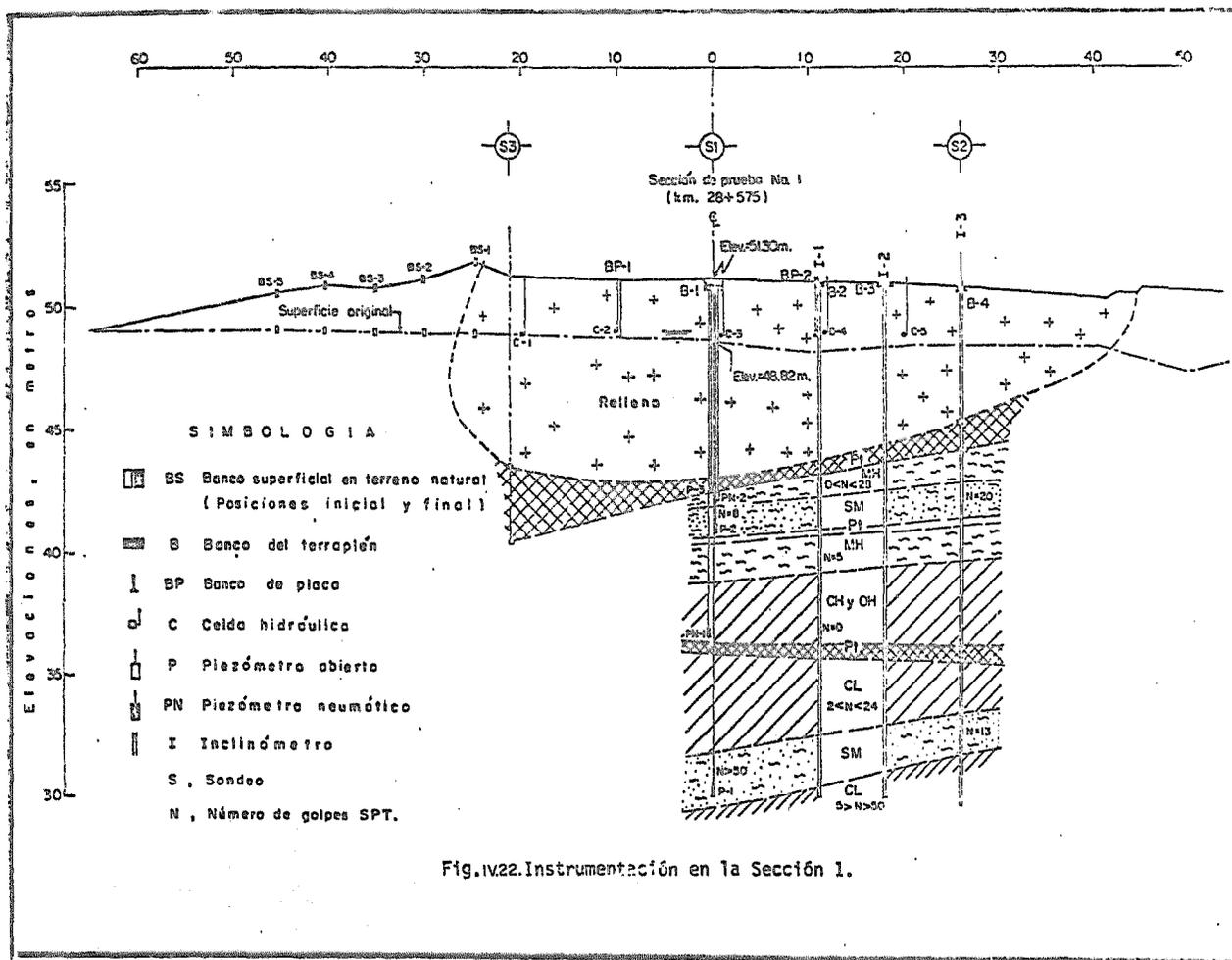
d). Al 2 de Febrero estas secciones se encuentran en proceso de consolidación primaria, con asentamientos acumulados de 5 cm., para la sección 3 y de 6 cm para la sección 4, después de 7 meses de colocada la plantilla de los terraplenes.

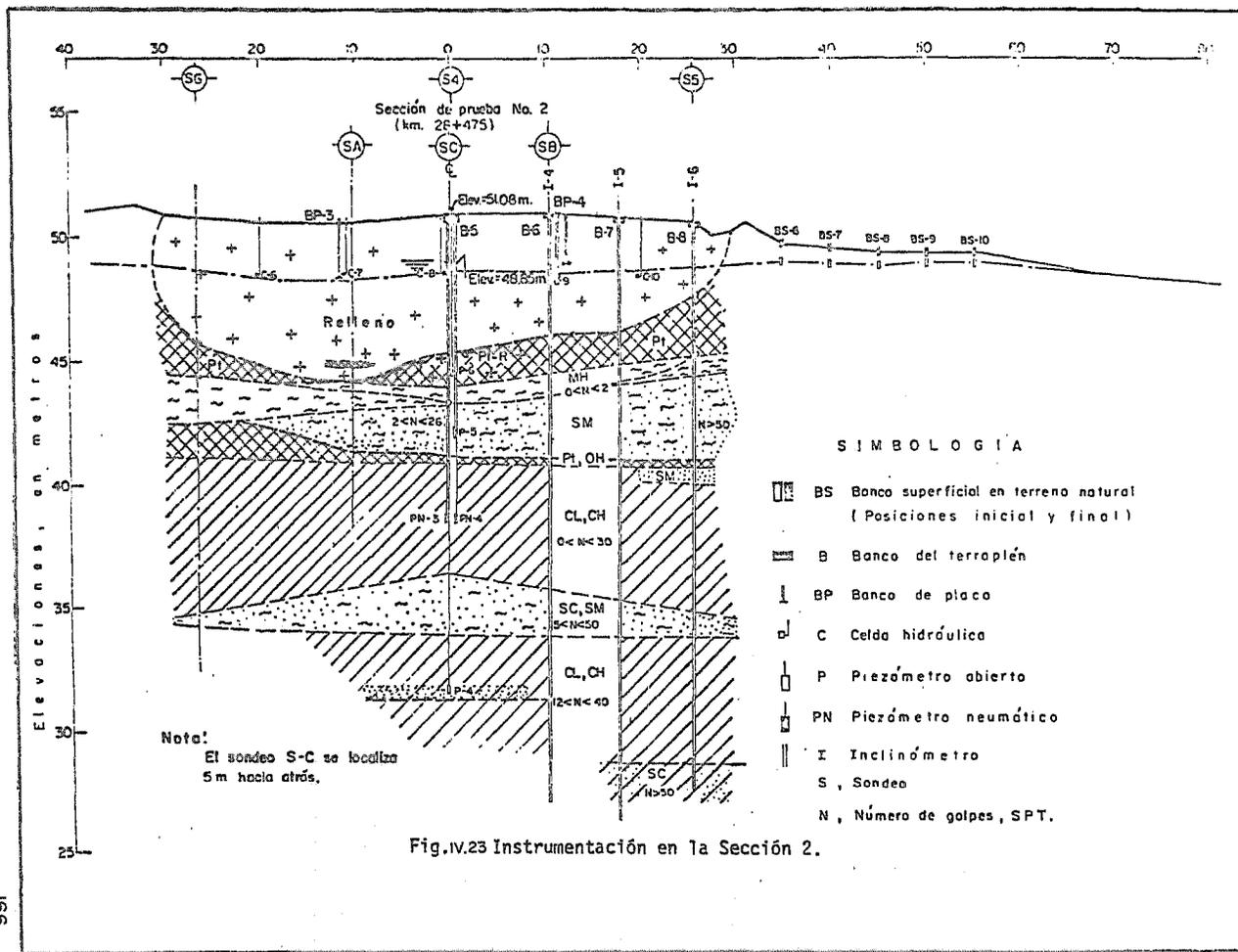
e). Los desplazamientos horizontales tienen magnitudes hasta de 2 cm en el relleno. En el terrno natural son prácticamente nulos.

f). La membrana sintética en los suelos blandos de la zona de turbas ofrece una interfase, minimizando la incrustación de los rellenos en el terreno natural, según se puede apreciar por comparación entre las figuras IV.24 y IV.25. El ahorro en volumen de material, por efecto de incrustación, es del orden de 30%, utilizando geotextil (sección 3 vs sección 4).

g). En estas secciones se debe continuar con las mediciones de los instrumentos debidos a que la consolidación -- primaria, detectada hasta el 2 de Febrero de 1982, apenas se encuentra en las fases iniciales.

h). De lo anterior se deduce que el geotextil -- no tiene influencia en el comportamiento a corto plazo del terraplén en las secciones 3 y 4. En estas secciones el beneficio -- del geotextil se aprecia solamente en la reducción de la incrustación.





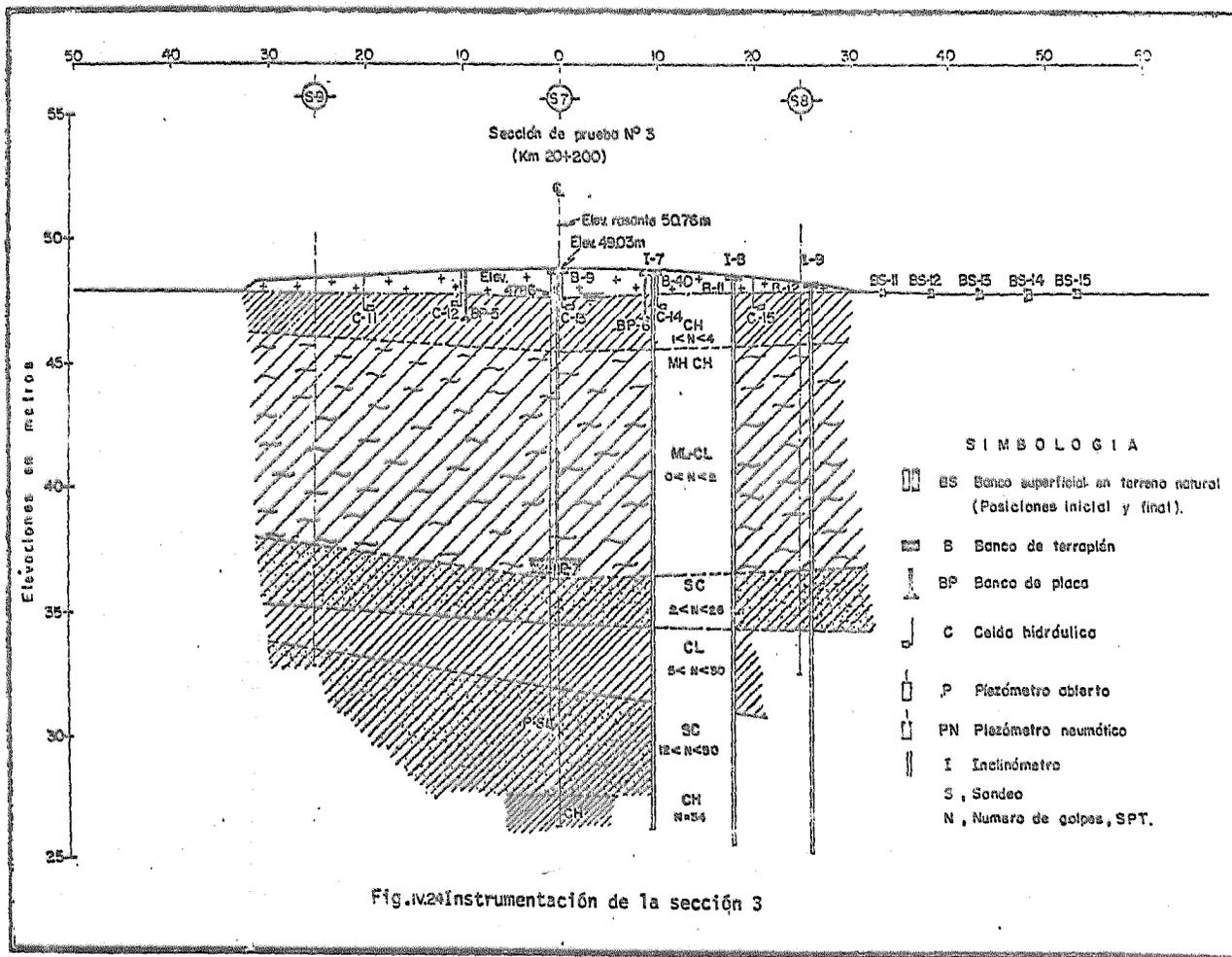


Fig. IV.2 Instrumentación de la sección 3

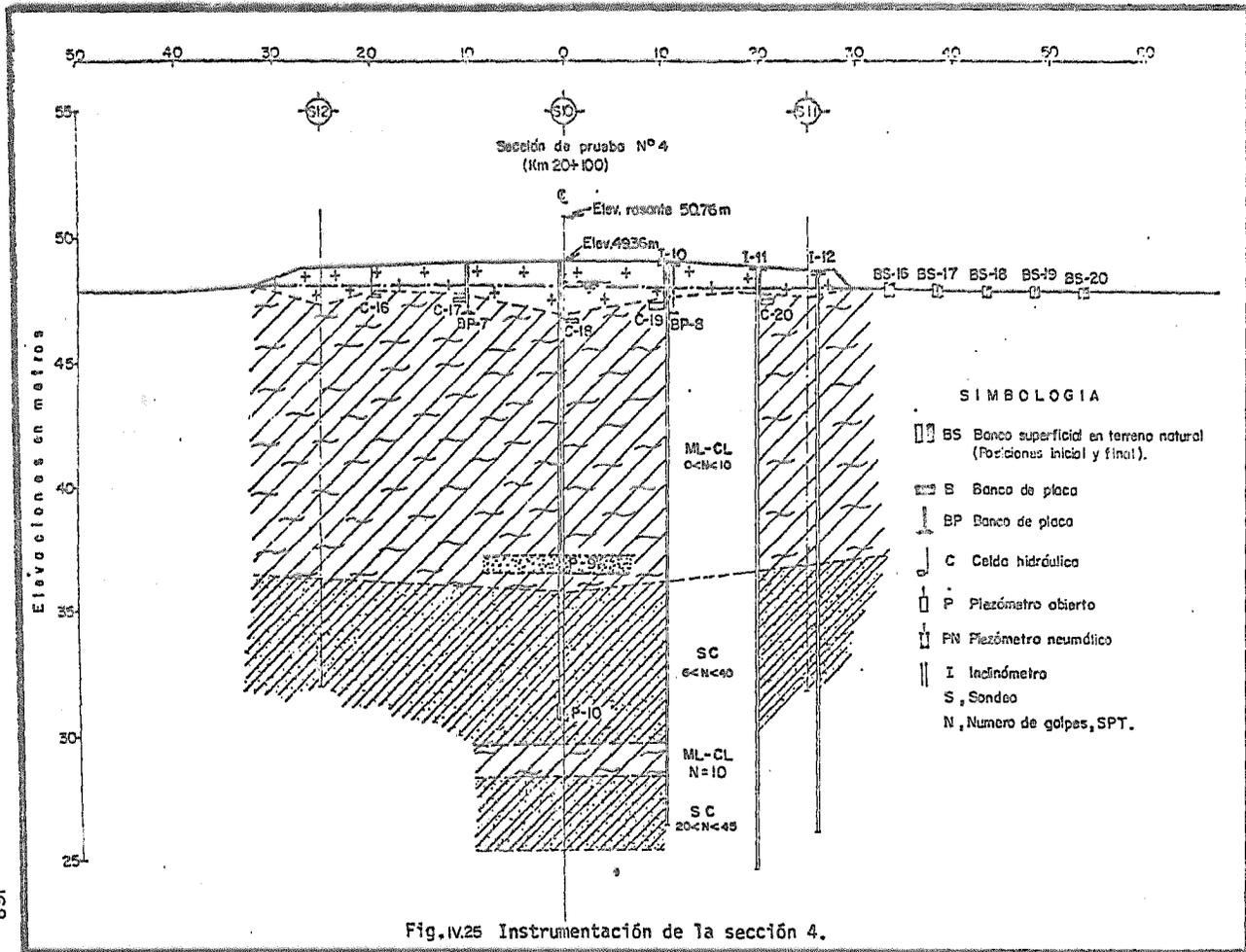
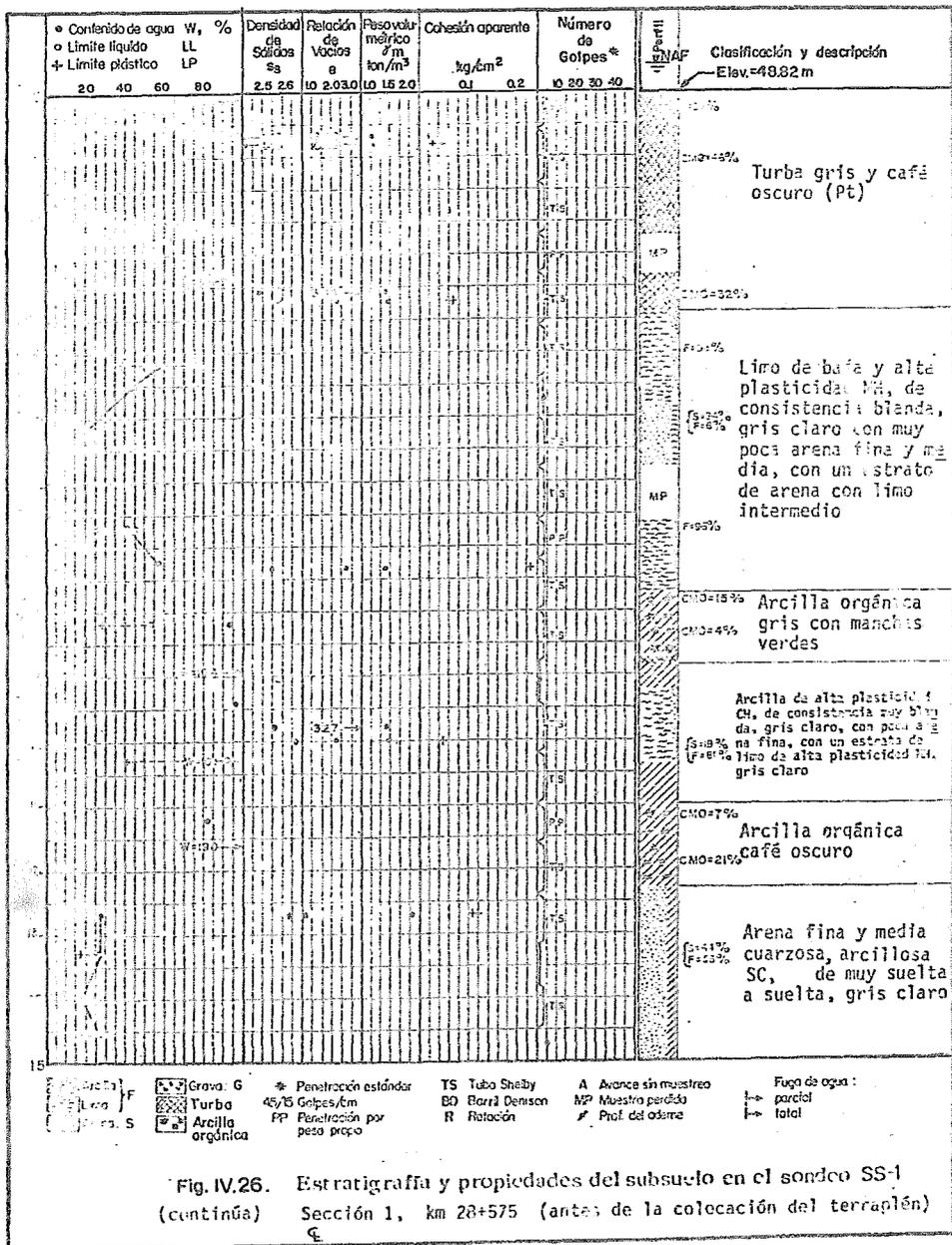
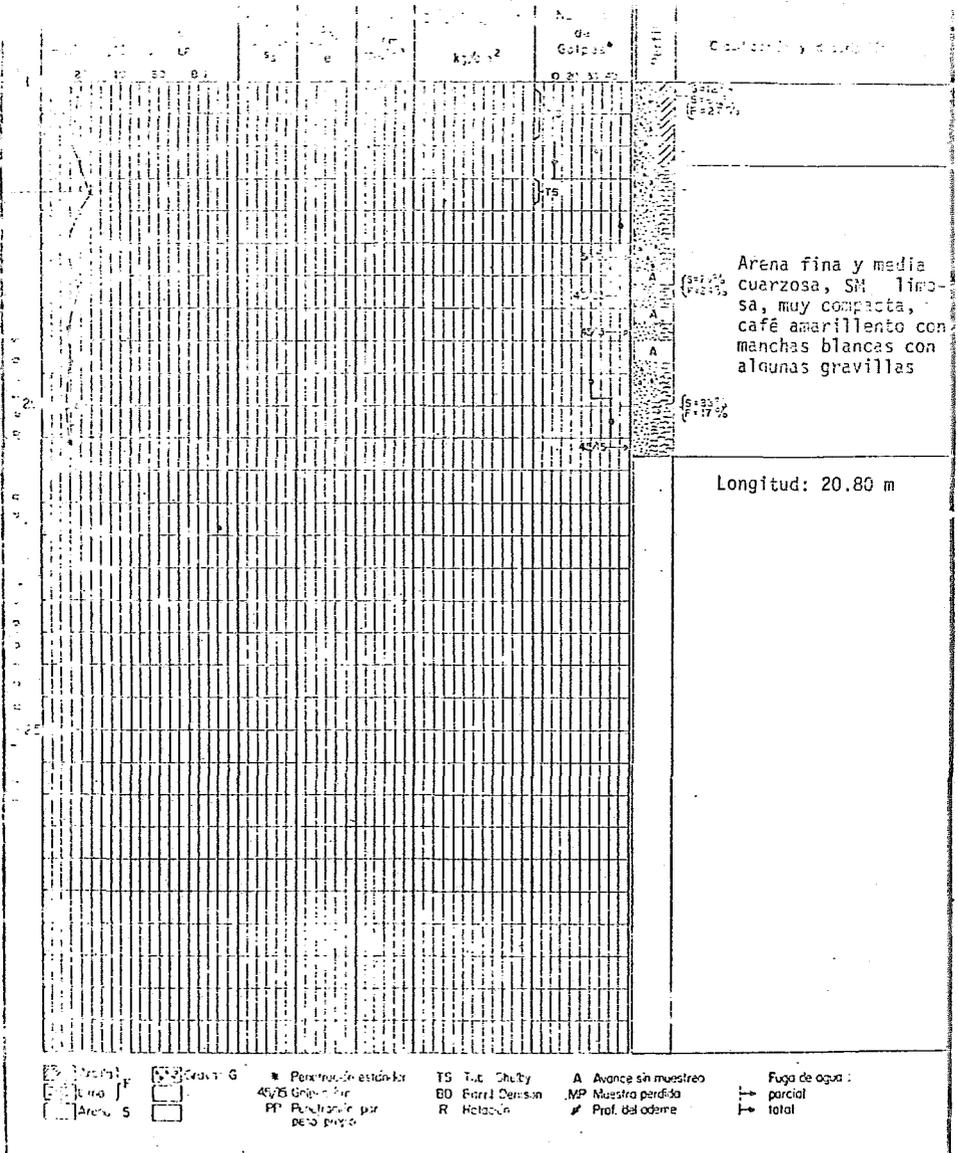
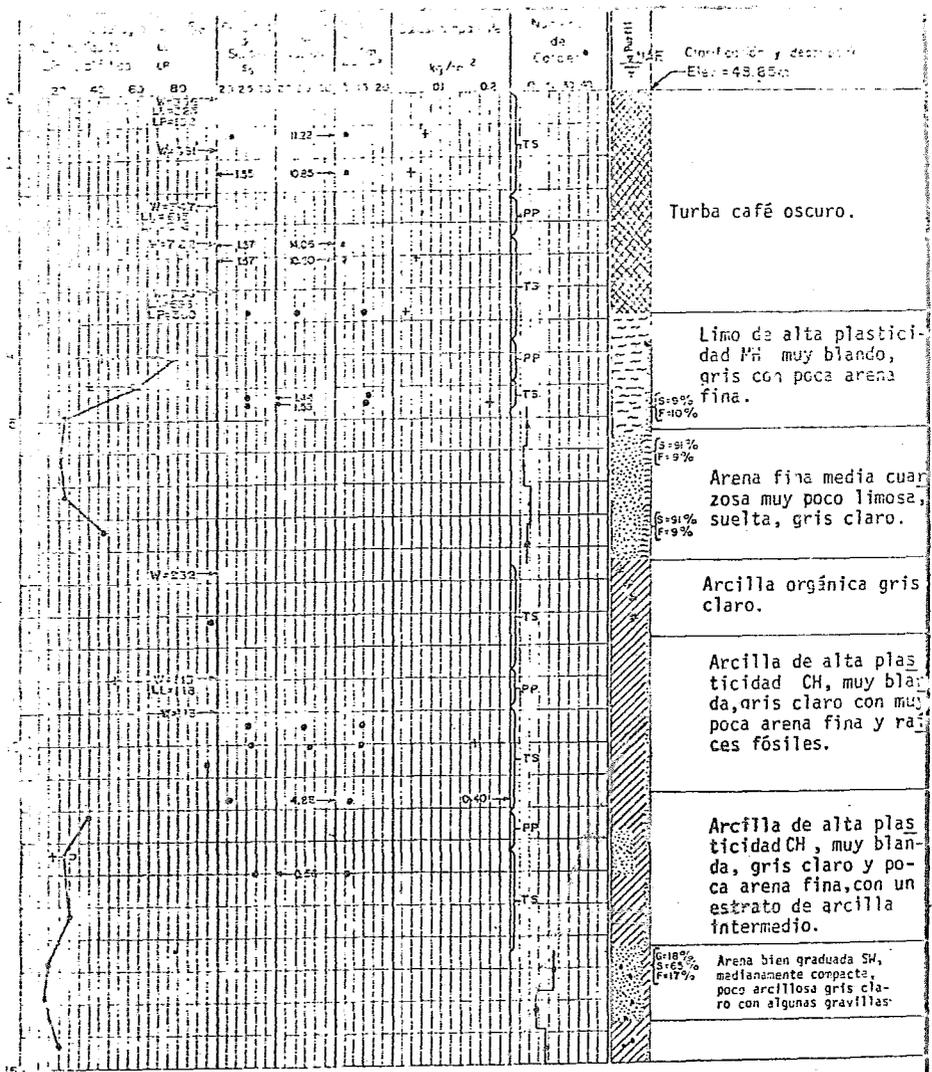


Fig. IV.25 Instrumentación de la sección 4.





<ul style="list-style-type: none"> □ Arenas □ Limo □ Arena S 	<ul style="list-style-type: none"> □ Grava G 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Permeación estándar 40/75 Grava Fin PP Permeación por peso seco 	<ul style="list-style-type: none"> TS T. de Chuffy BO Baral Oensson R Relación 	<ul style="list-style-type: none"> A Avance sin muestreo MP Muestra perdida Prof. del adobe 	<ul style="list-style-type: none"> Fuga de agua: parcial total
---	---	---	---	--	--



[] Arcilla	[] Grava G	* Perforación estándar	TS Tubo Shelby	A Avance sin muestreo	Fuga de agua:
[] Limo	[] Turba	45/6 Grava en	BD Barril Danison	MP Muestra perdida	→ parcial
[] Arena S	[] Arcilla org.	PP Perforación para poco	R Rotación	Prof del osme	→ total

Fig. IV.27 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SS-2
 (continúa) Sección 2, Km 28+475 (antes de la colocación del terraplén)

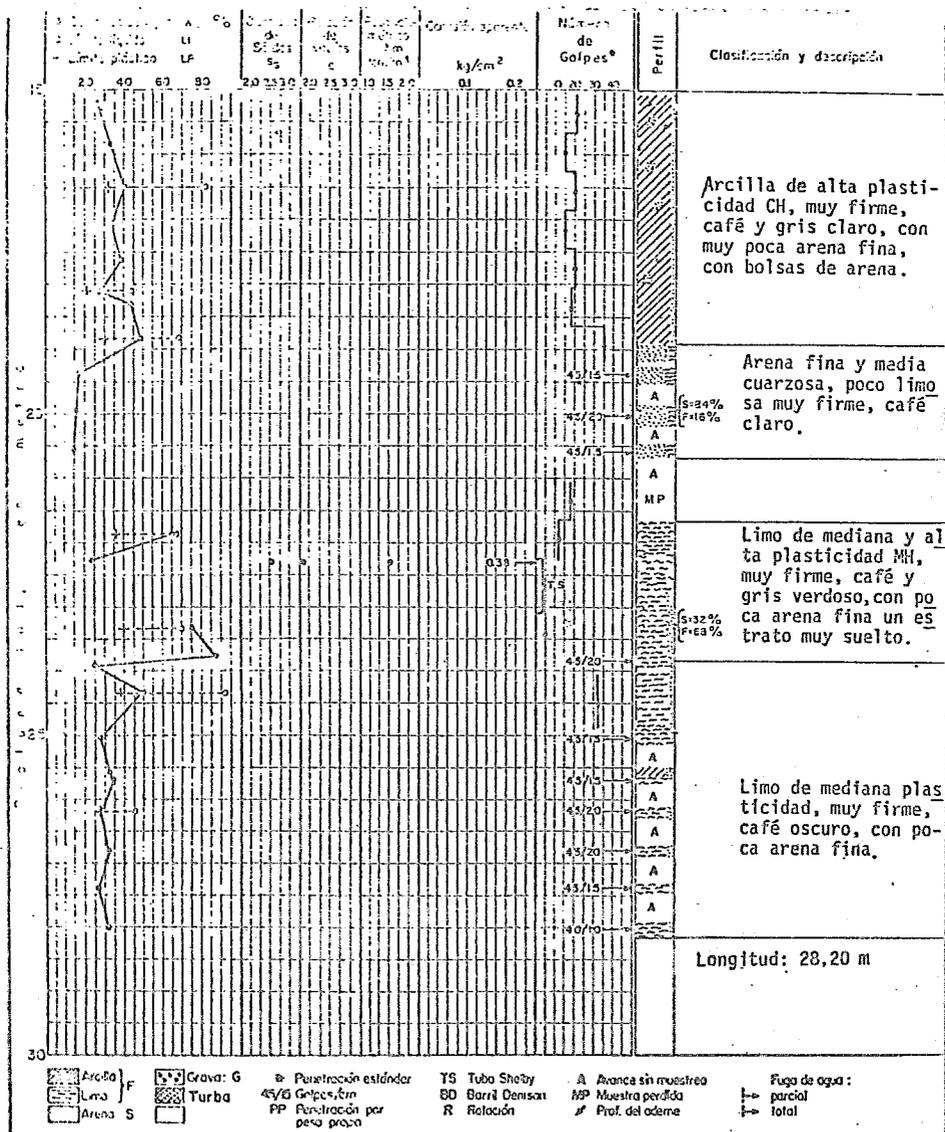
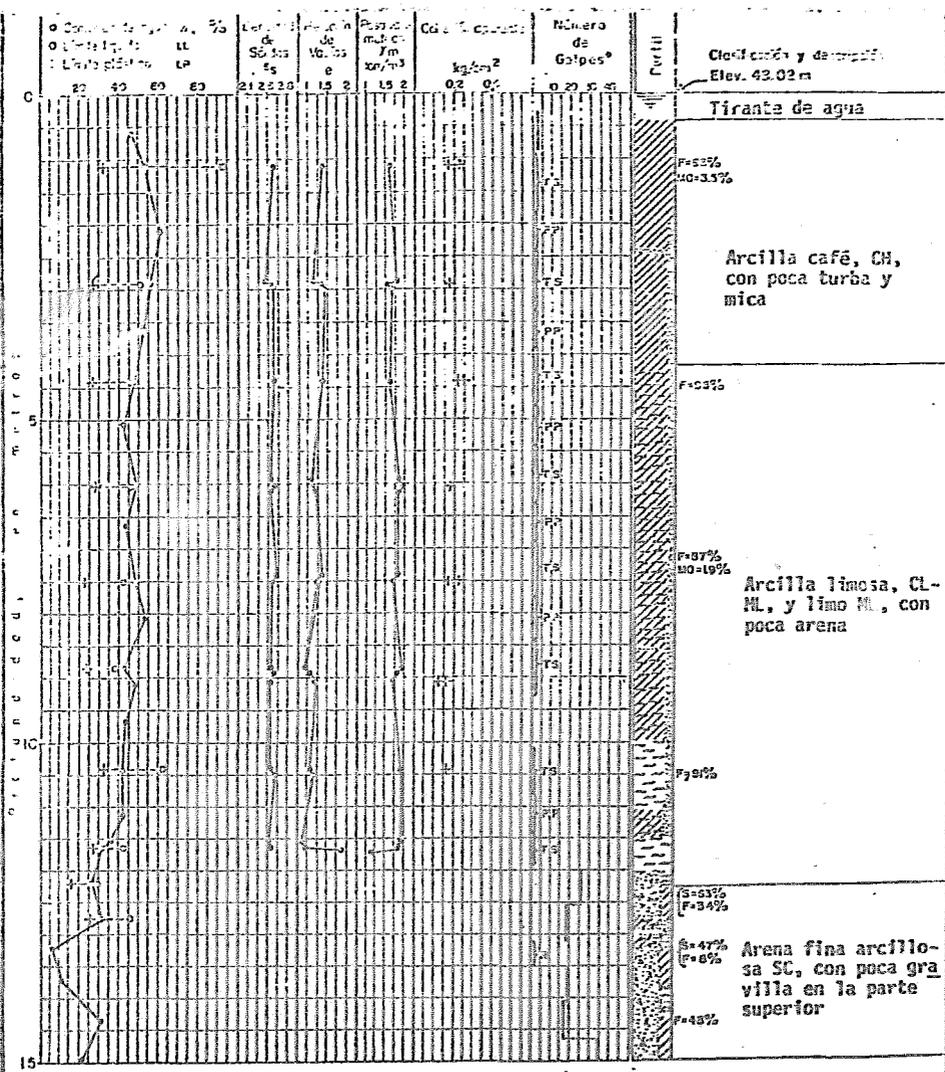
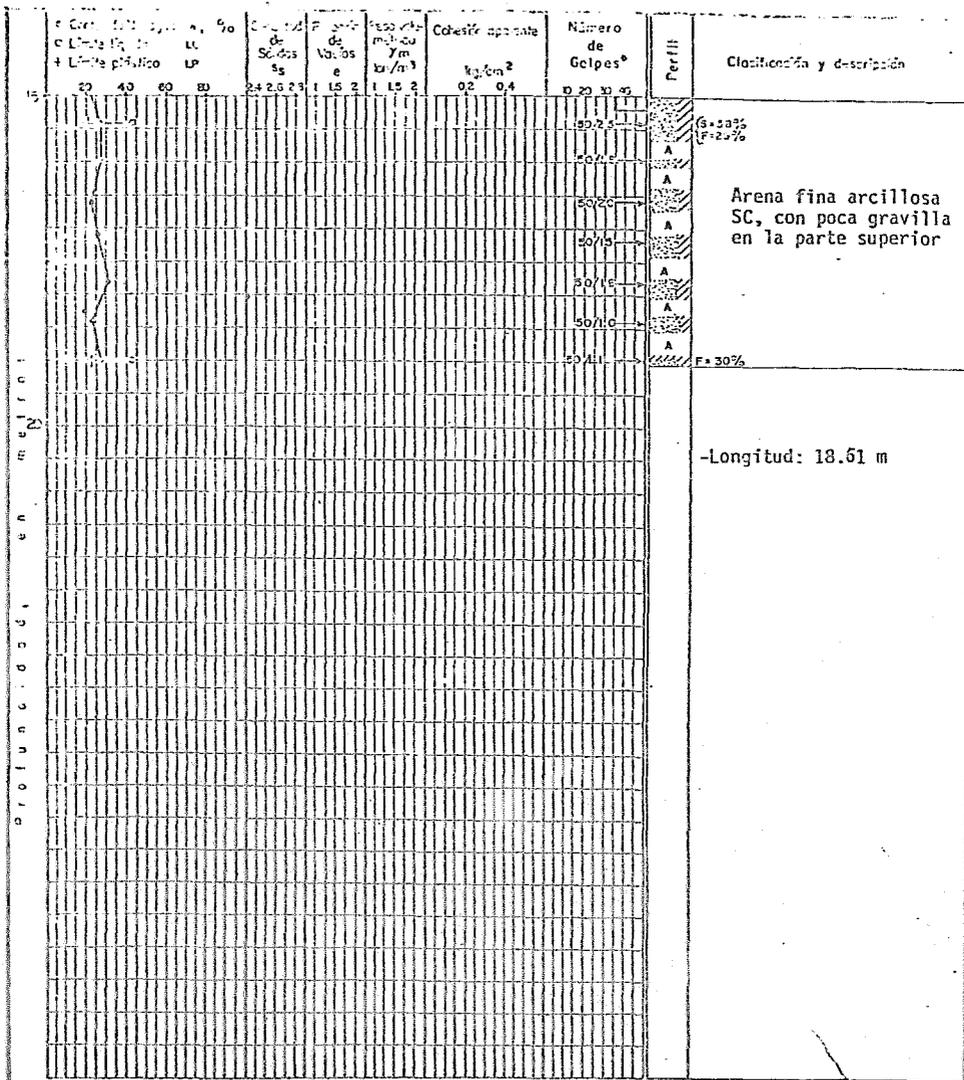


Fig. IV.27 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondéo SS-2 (continuación) Sección 2, km 28+475 (antes de la colocación del terraplén)



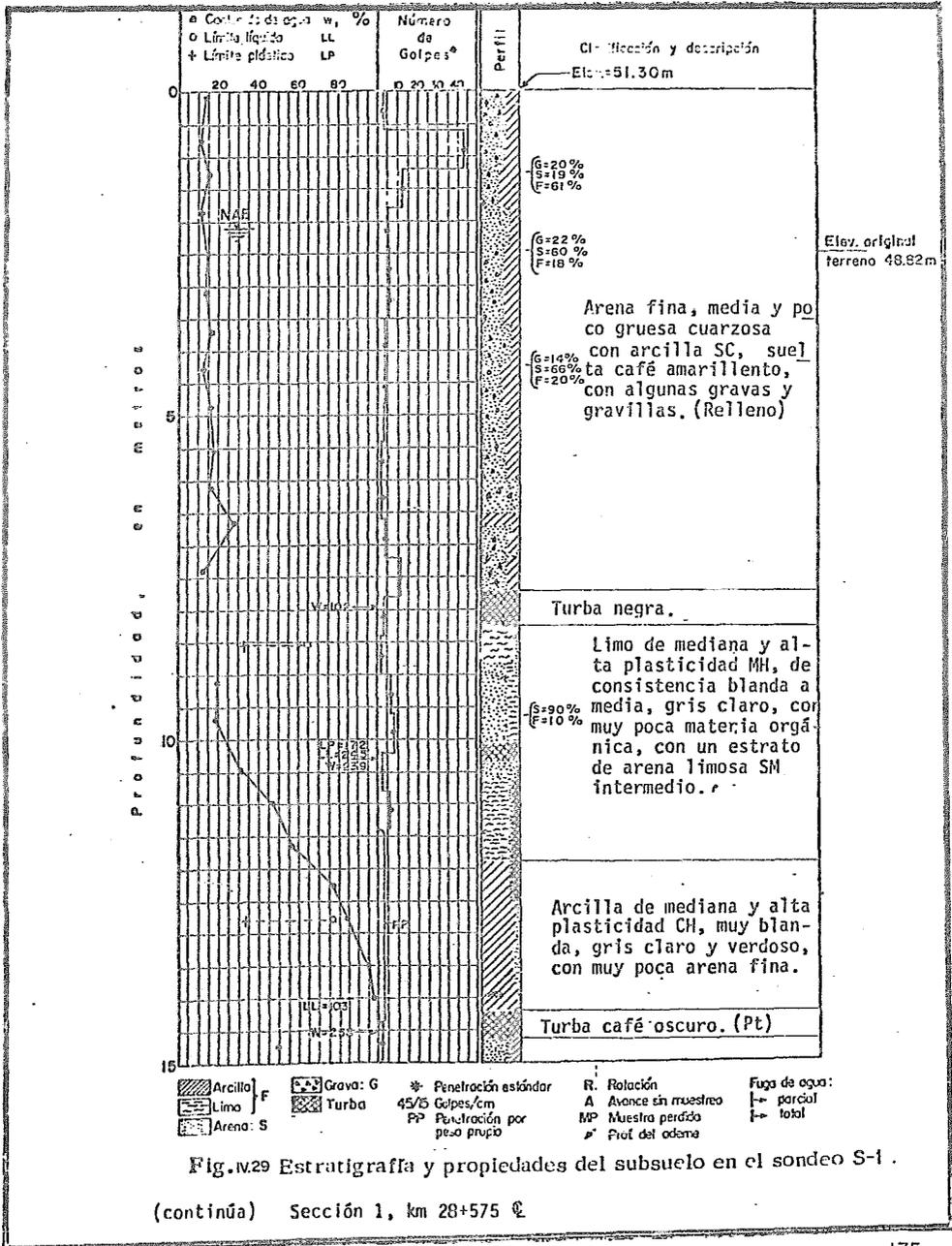
Arcilla } F Penetración estándar TS Tubo Shelby A Avance sin muestra Fuga de agua:
 Limo } F 45/3 Golpes/cm BD Barril Canton MP Muestra perdida } parcial
 Arena. S } PP Penetración por peso propio R Rotación Prof. del ademe } total

Fig. IV.28 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SS-3 (continúa) Sección 3, km 20+200 (antes de la colocación del terraplén) C.



Arcilla } F Penetración estándar YS Tubo Shelby A Avance sin muestra
 Lima } 45/15 Golpes/cm SD Barril Denison MP Muestra perdida Fuga de agua
 Arena: S PP Penetración por peso propio R Rotación R Prof. del edema parcial
 total

Fig. 17.28 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SS-3
 Sección 3, km 20+200 (antes de la colocación del
 (cont. acción) terraplén C.



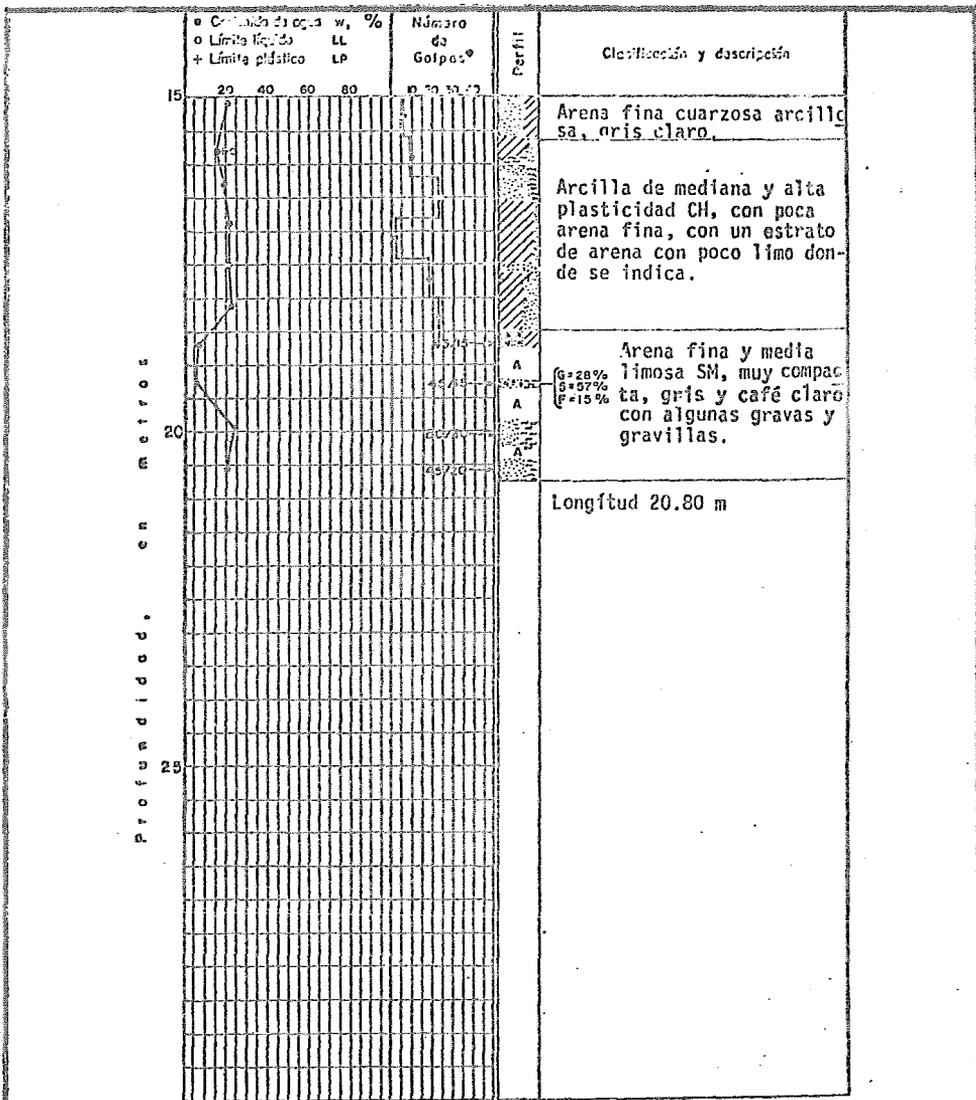
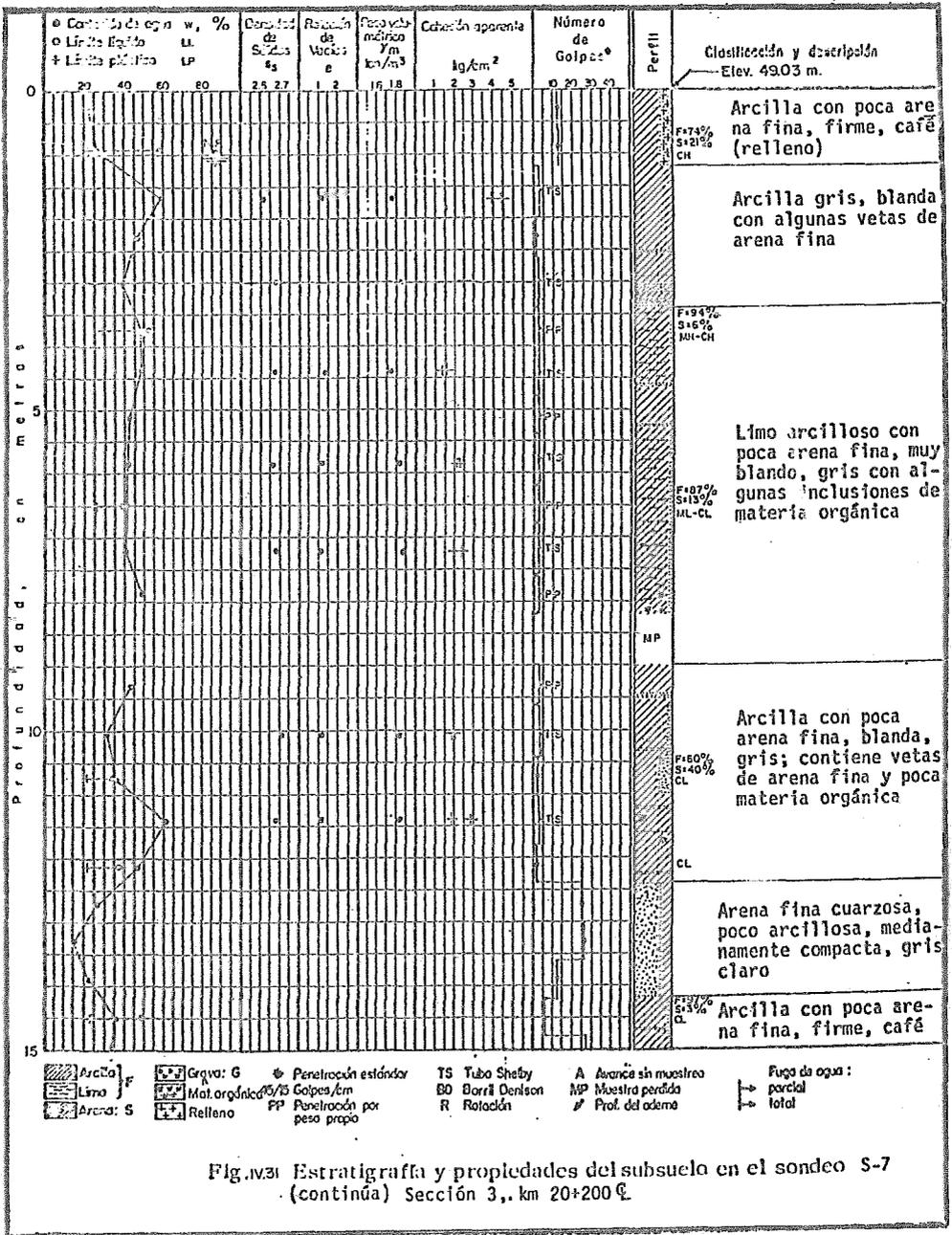
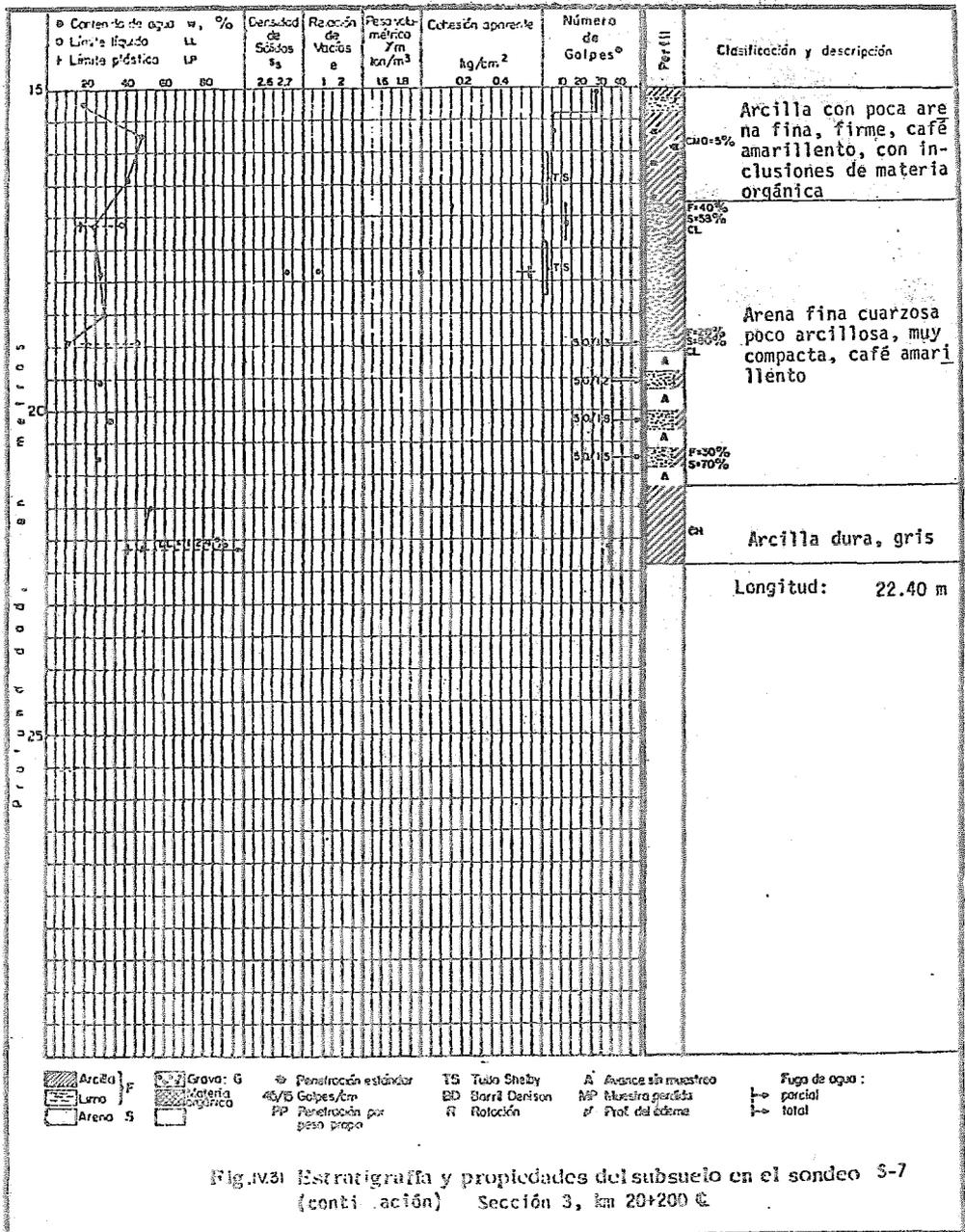
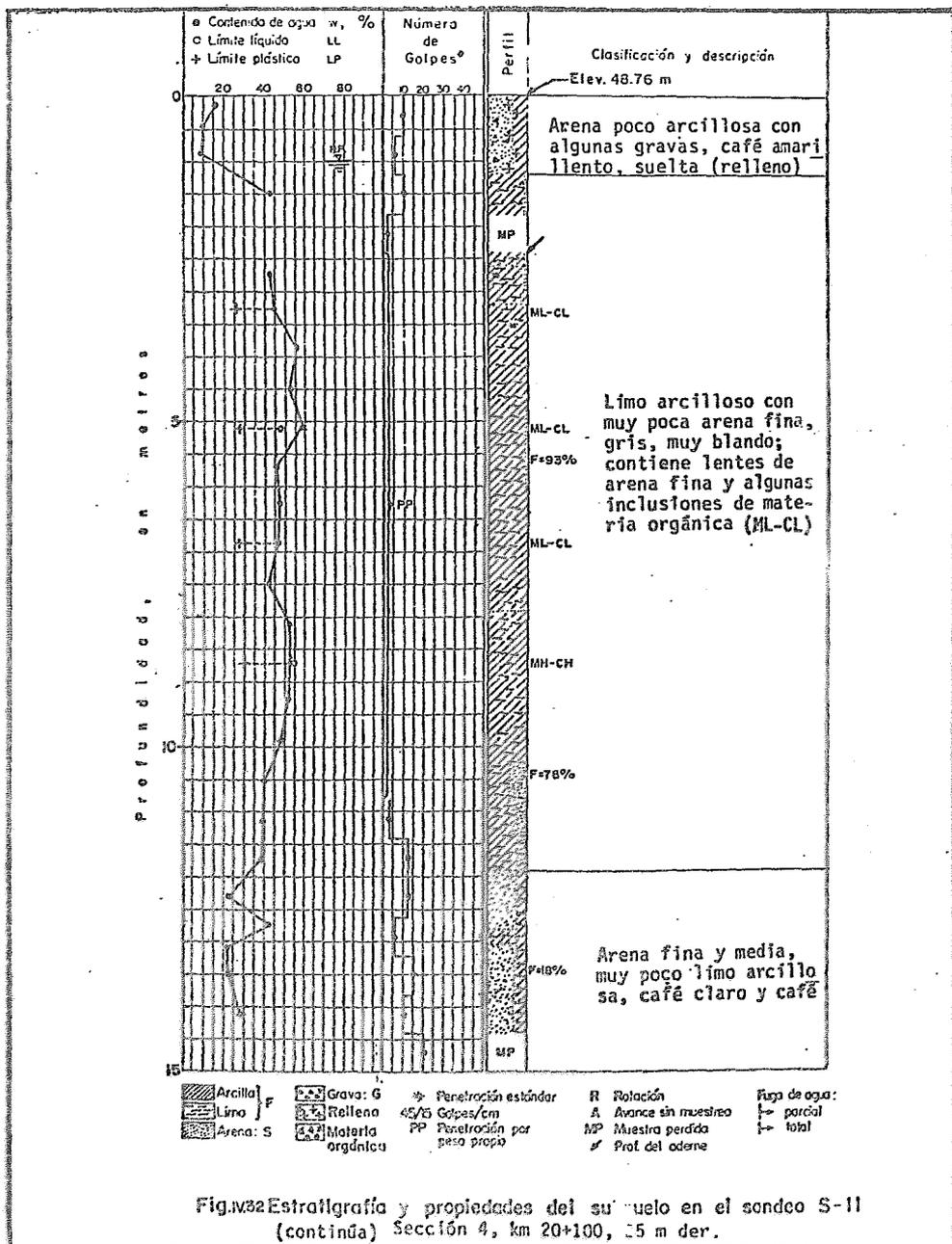


Fig. IV.29 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo S-1
 Sección 1, km 28+575 E
 (continuación)

- | | | | | | | | | | |
|--|----------|--|--------------------------------|--|----------------------|--|-----------------------|--|---------------|
| | Arcilla | | Grava: G | | Penetración estándar | | Rotación | | Fuga de agua: |
| | Limo | | Grava: G | | 45/6 Golpes/cm | | A Avance sin muestreo | | -> parcial |
| | Arena: S | | PP Penetración por peso propio | | MP Muestra perdida | | Prof. del edema | | -> total |







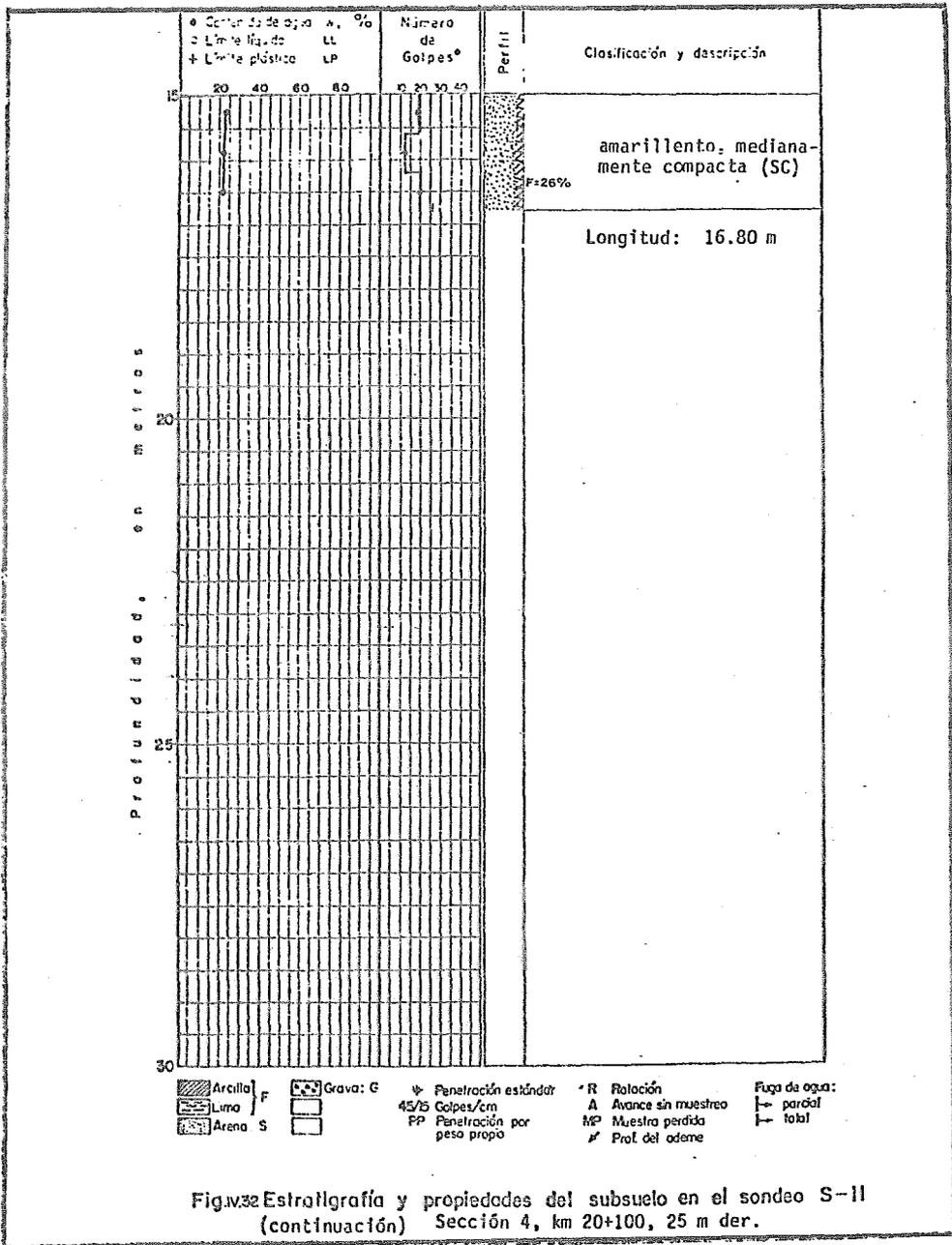


Fig.w32 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo S-II (continuación) Sección 4, km 20+100, 25 m der.

Sondeo: SS-1 ; Profundidad: 9.80 m

Prueba de compresión triaxial:

no consolidada no drenada

Prueba	σ_{III} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_r %	E kg/cm ²	s_a	e_i	e_f	W_i %	W_f %	G_i %	G_f %
1	0.5	0.76	3.95	-	2.56	3.27	-	127.20	-	99.5	-
2	1.0	1.32	3.78	-	2.56	3.29	-	127.96	-	99.5	-
3	2.0	2.42	4.01	-	2.56	3.04	-	120.21	-	100.0	-

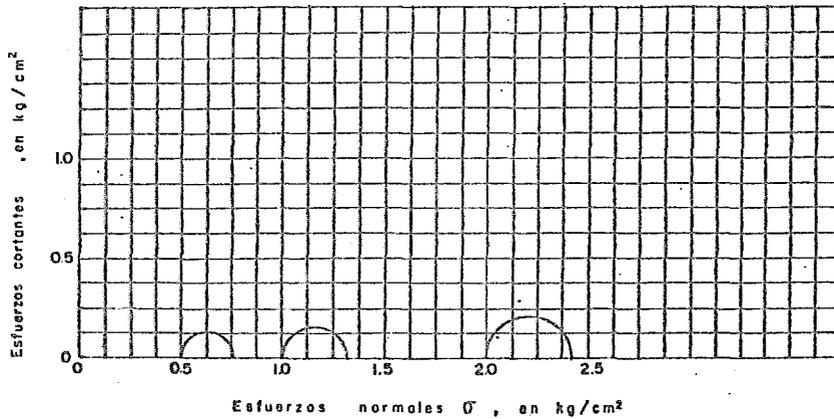


Fig. IV.33 Diagrama de Mohr

Sondeo: SS-2 ; Profundidad: 9.93 m

Prueba de compresión triaxial:

no consolidada no drenada

Probeta	σ_{III} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_r %	E kg/cm ²	S_s	e_i	e_f	W_i %	W_f %	G_i %	G_f %
1	0.5	0.73	6.00	-	2.64	2.47	-	92.74	-	99.0	-
2	1.0	1.36	4.67	-	2.64	2.40	-	92.25	-	100.0	-
3	2.0	2.45	6.02	-	2.64	2.40	-	92.48	-	100.0	-

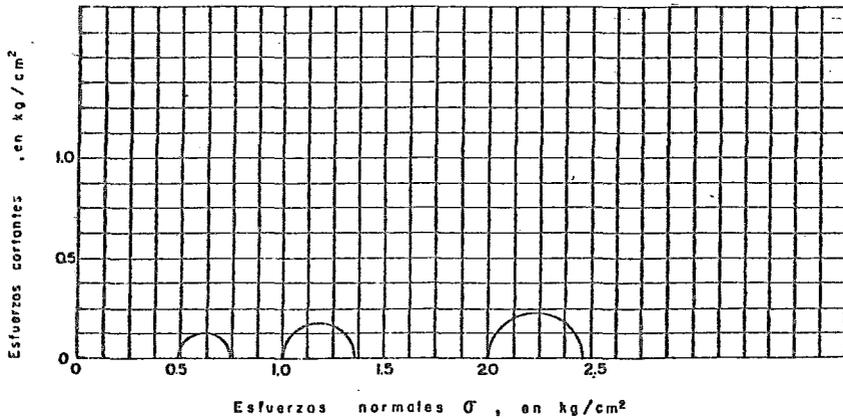


Fig.iv.34 Diagrama de Mohr

Sondeo: SS-3 ; Profundidad: 11.50 m

Prueba de compresión triaxial:
Consolidada-drenada (CD)

Probeto	σ_{vm} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_1 %	E_{50} kg/cm ²	S_s	e_i	e_f	W_i %	W_f %	G_i %	G_f %
1	1.0	3.22	21.2		2.61	0.92	0.80	38.2	31.2	100	100
2	2.0	6.38	20.2		2.61	0.84	0.71	35.4	28.3	100	100
3	4.0	11.26	22.2		2.61	0.76	0.63	31.6	25.5	100	100

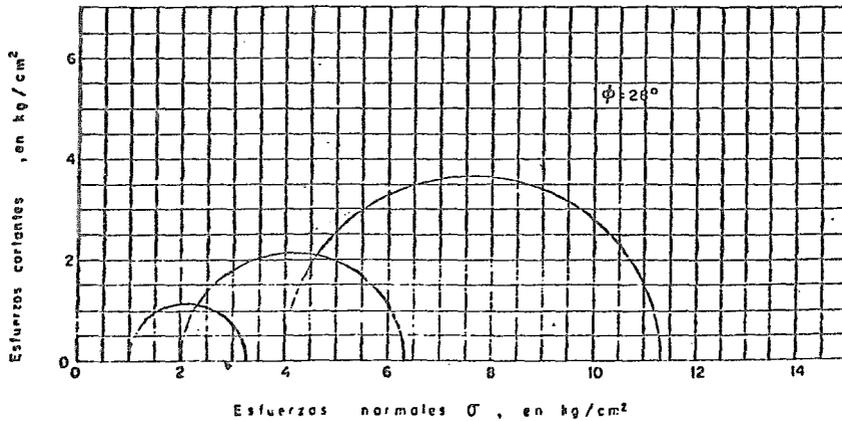


Fig.IV.35 Diagrama de Mohr

Sondeo: S-7 ; Profundidad: 7.00 m

Prueba de compresión triaxial:
no consolidada no drenada

Probeta	σ_{III} kg/cm ²	σ_I kg/cm ²	ϵ_r %	E kg/cm ²	S_s	e_i	e_f	W_i %	W_f %	G_i %	G_f %
1	0.25	0.96	10.2	24	2.67	1.72	-	44.5	-	69.1	-
2	0.50	1.17	19.2	18	2.67	1.24	-	43.9	-	94.4	-
3	1.00	1.79	12.3	26	2.67	1.81	-	45.7	-	67.4	-

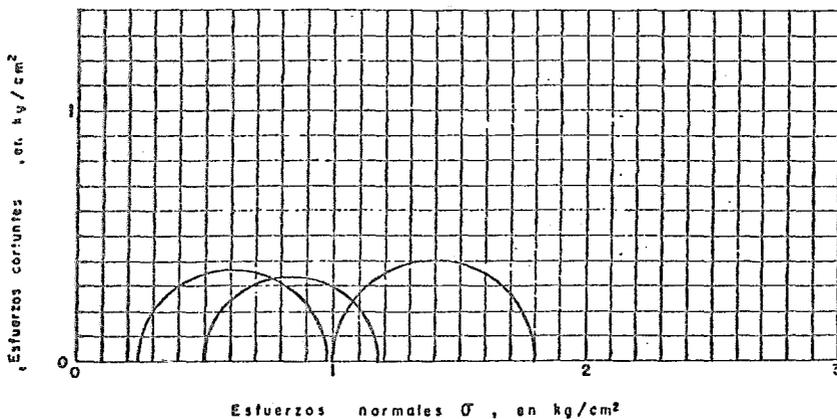


Fig. IV.36 Diagrama de Mohr

Sonden S-10 ; Profundidad: 9.90 m

Prueba de compresión triaxial.
no consolidada no drenada

Probeto	σ_{III} kg/cm ²	σ_I kg/cm ²	ϵ_v %	E kg/cm ²	S_1	e_1	e_f	W_1 %	W_f %	G_1 %	G_f %
1	0.25	0.82	8.1	28	2.65	1.15	-	44.3	-	100.0	-
2	0.50	1.14	6.1	27	2.65	1.24	-	46.9	-	100.0	-
3	1.00	1.64	5.0	44	2.65	1.31	-	47.6	-	96.5	-

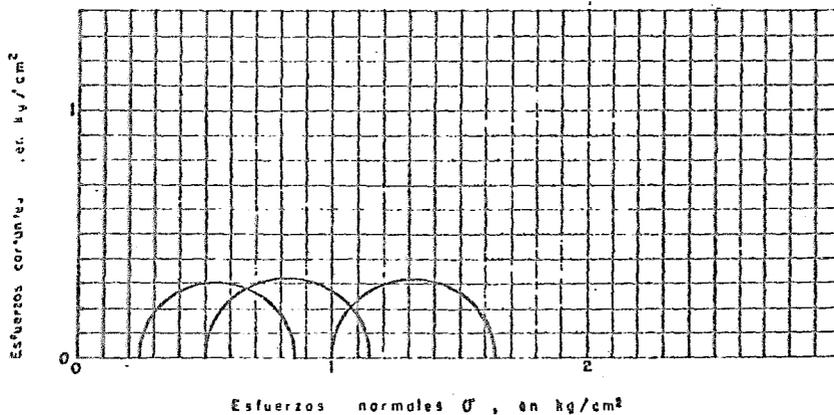


Fig. IV.37 Diagrama de Mohr

SOND. JEO	PROF.(m)	S_a	w_i %	e_1	e_0 %
SS-1	9.90	2.60	125.70	3.33	98.11

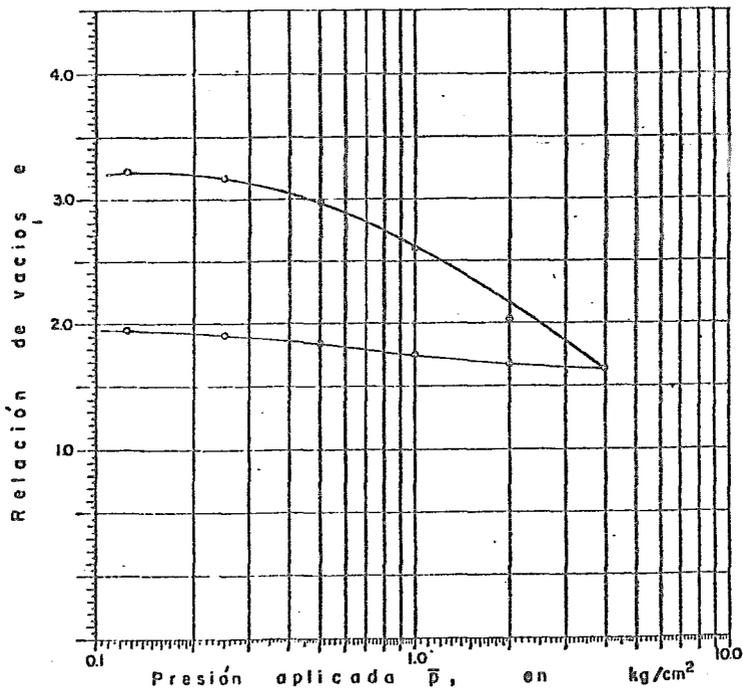


Fig. N.39 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF.(m)	s_r	w_i %	e_i	G_i %
SS-2	9.83	2.64	95	2.493	100

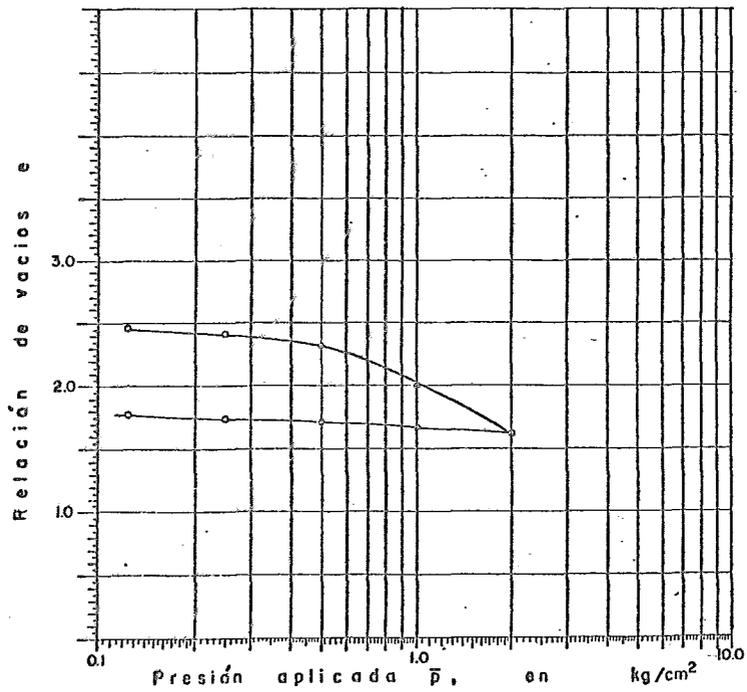


Fig. IV.39 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF. (m)	S _s	W _i %	e _i	G _i %
SS-3	11.65	2.60	39.6	1.00	100

Descripción _____

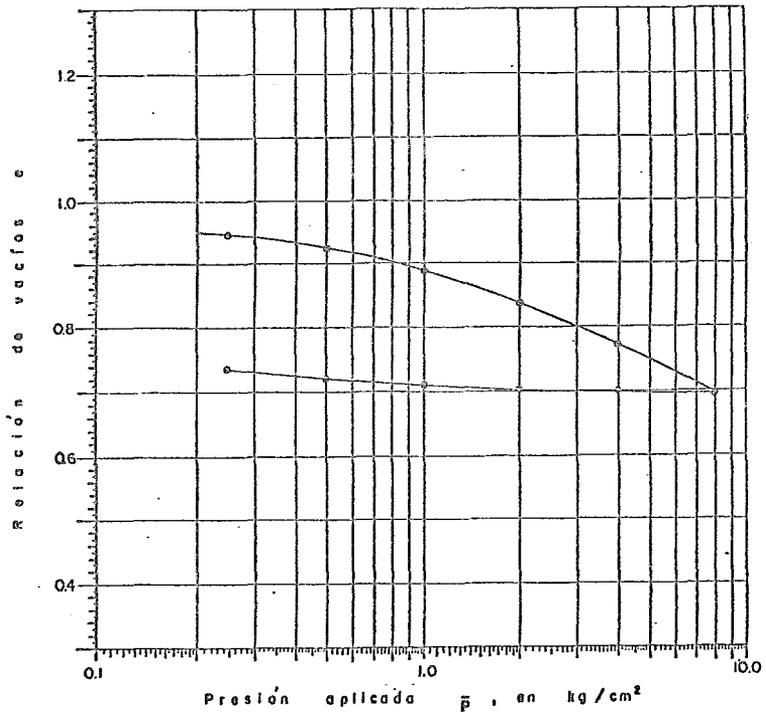


Fig. iv.40 Curva de compresibilidad

SONDEO	PROF.(m)	S_r	w_l %	e_1	G_l %
S-7	6.90	2.70	40.4	1.1	99.4

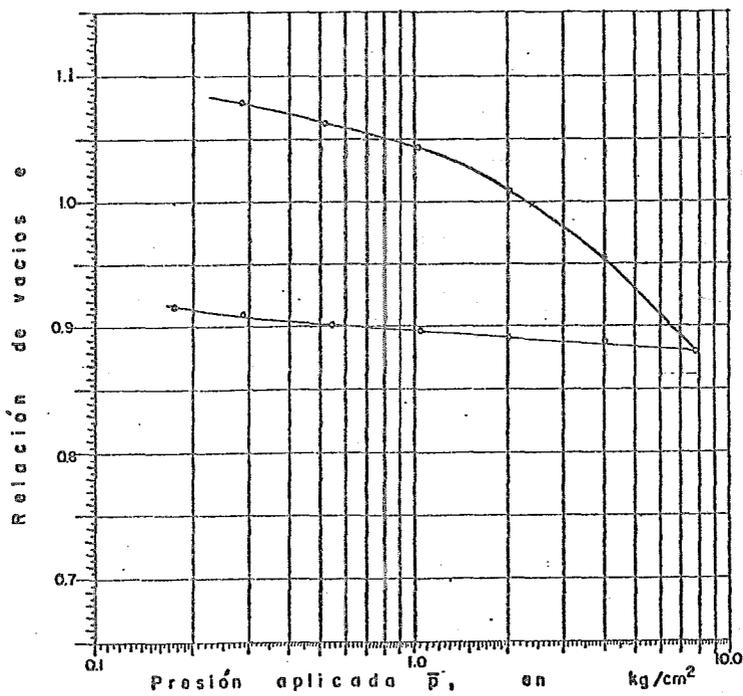
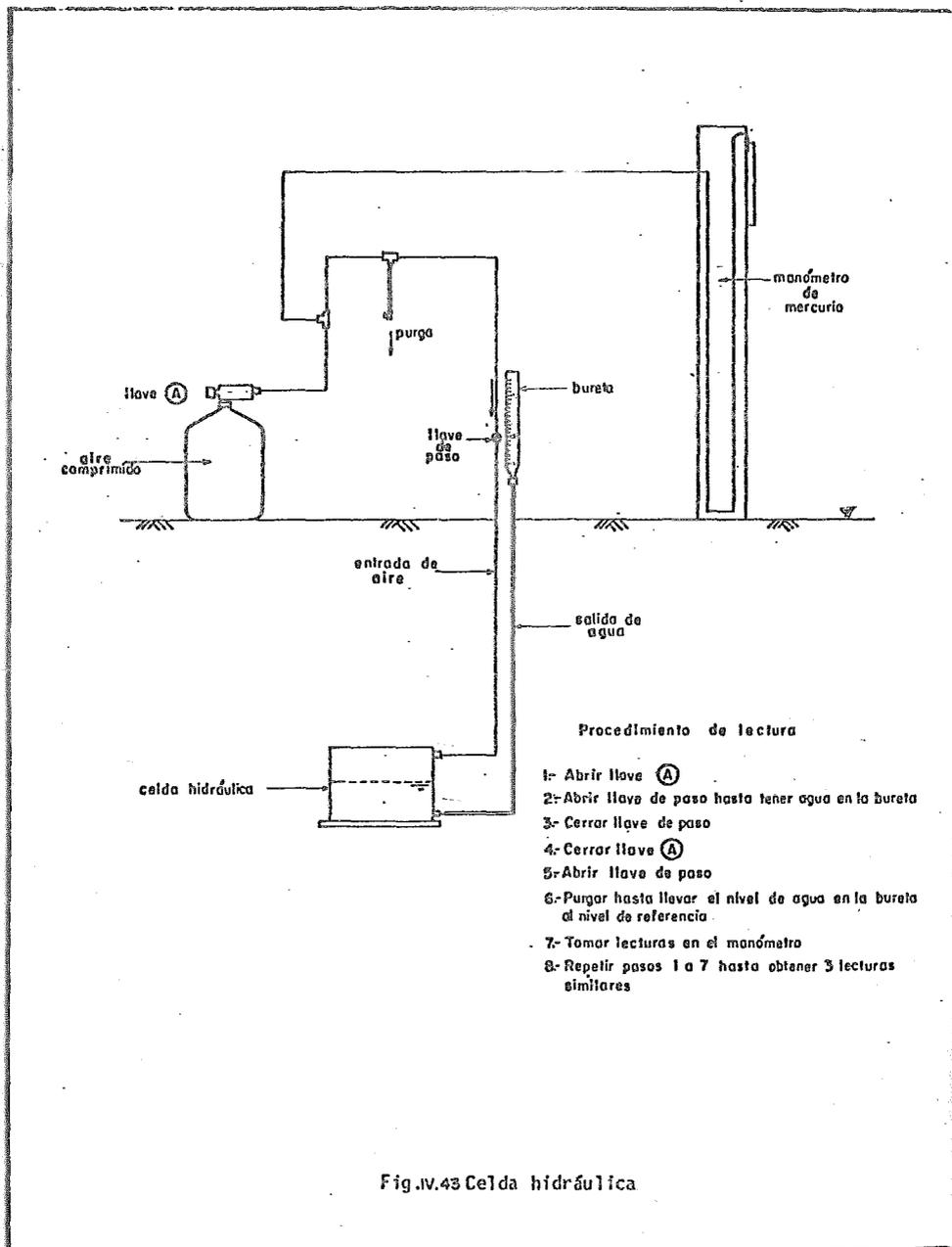


Fig. IV.41 Curva de Compresibilidad



Procedimiento de lectura

- 1- Abrir llave (A)
- 2- Abrir llave de paso hasta tener agua en la bureta
- 3- Cerrar llave de paso
- 4- Cerrar llave (A)
- 5- Abrir llave de paso
- 6- Purgar hasta llevar el nivel de agua en la bureta al nivel de referencia
- 7- Tomar lecturas en el manómetro
- 8- Repetir pasos 1 a 7 hasta obtener 3 lecturas similares

Fig. IV.43 Celda hidráulica

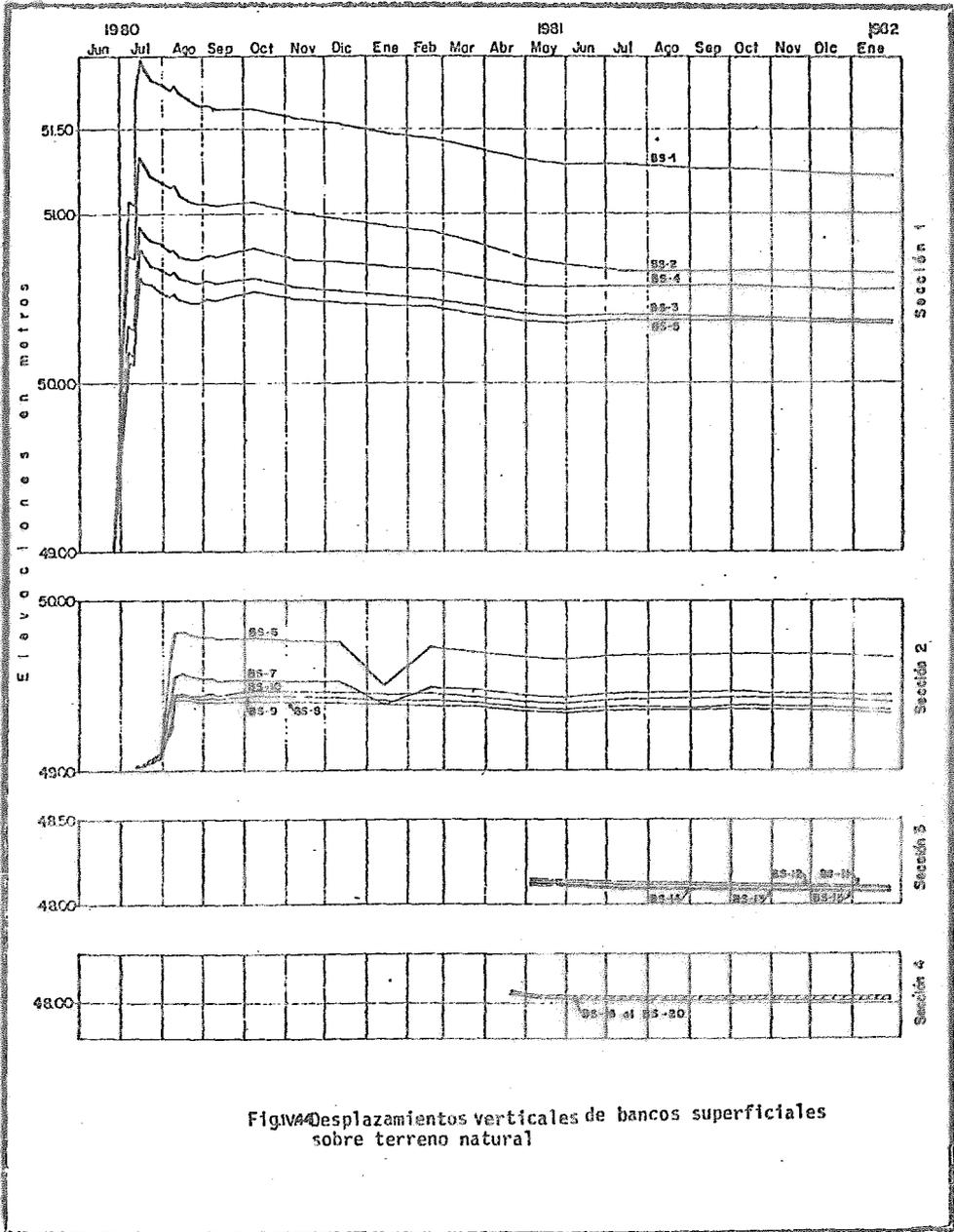


Figura 4 Desplazamientos verticales de bancos superficiales sobre terreno natural

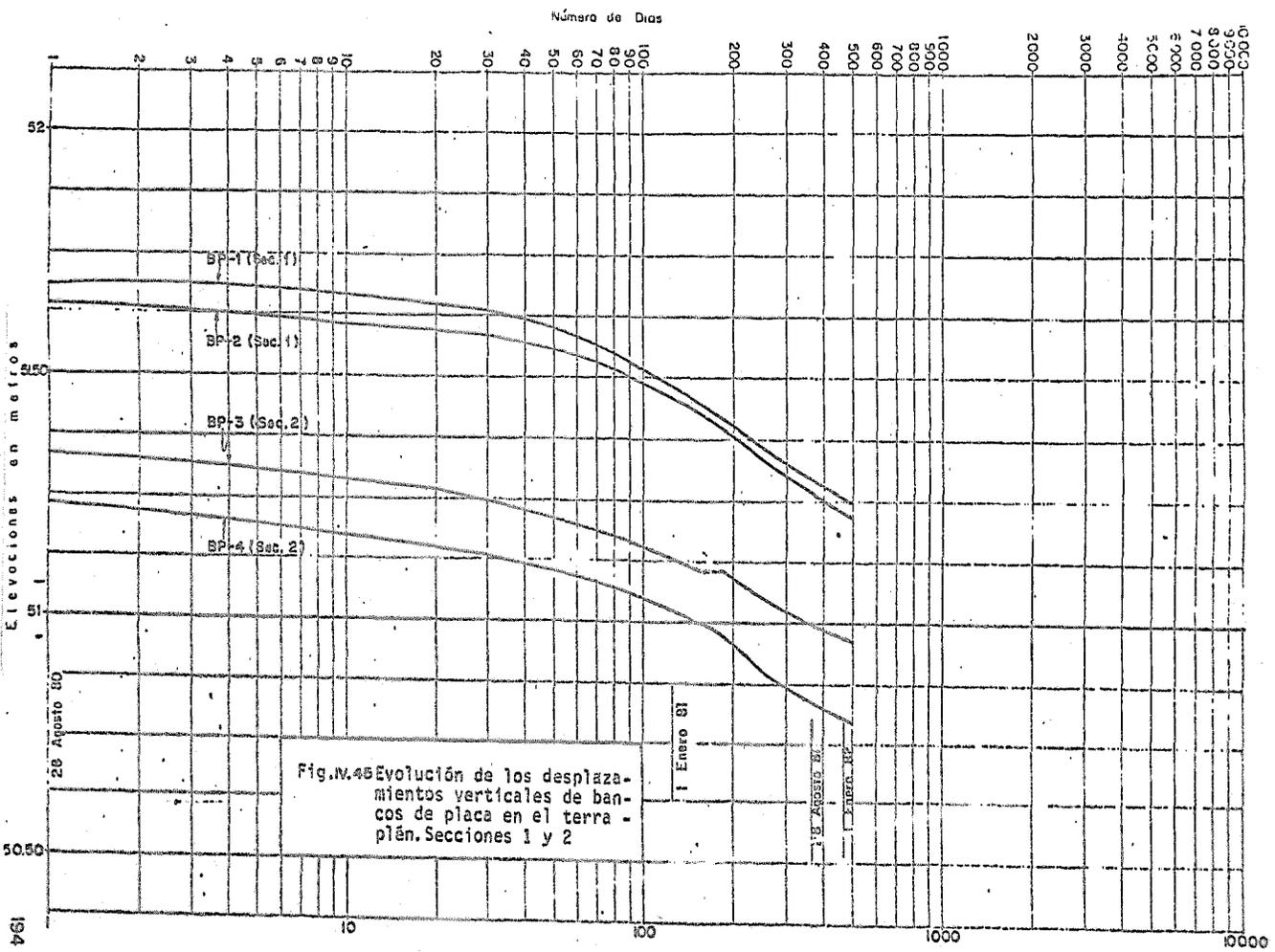


Fig.N.45 Evolución de los desplazamientos verticales de bancos de placa en el terreno. Secciones 1 y 2

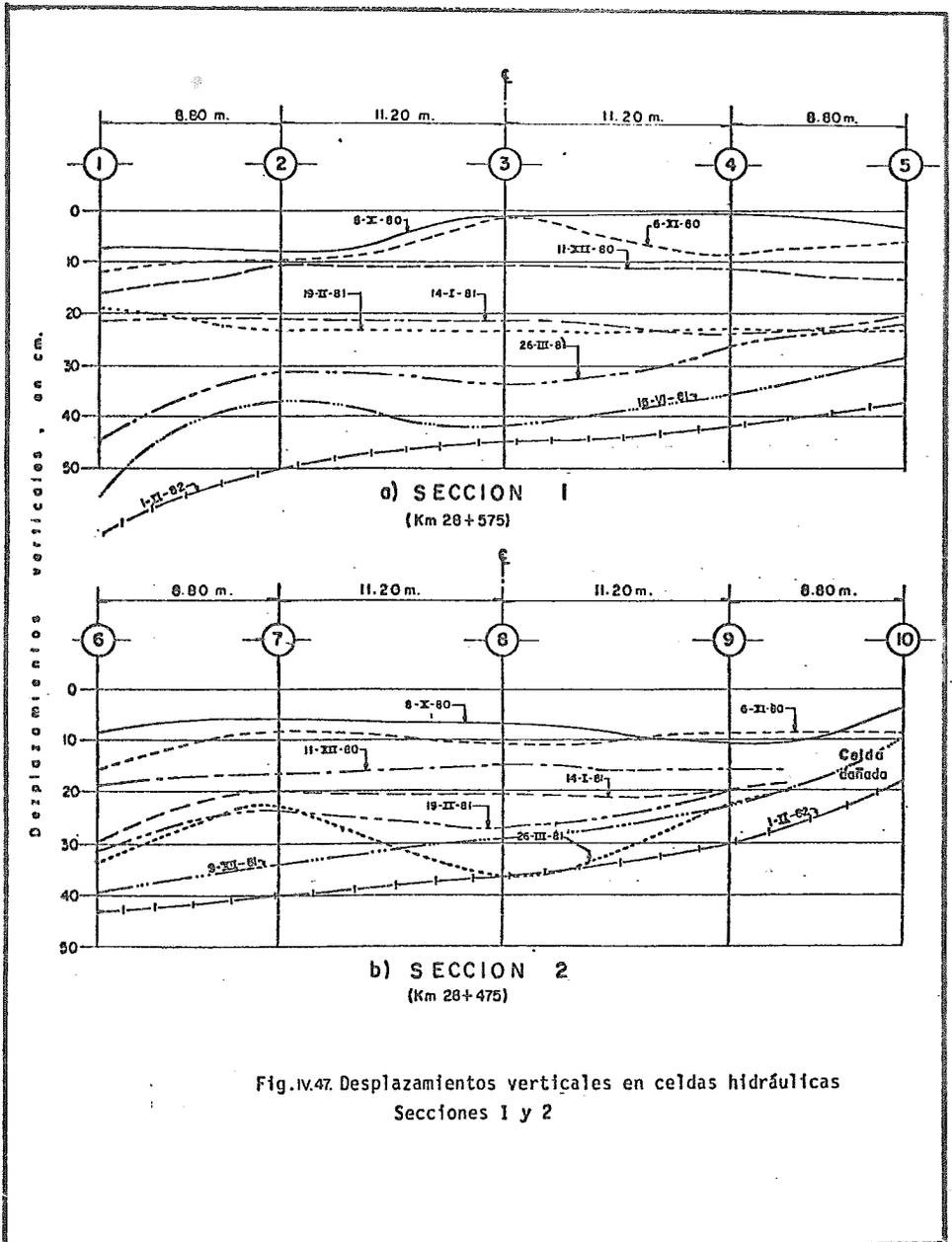
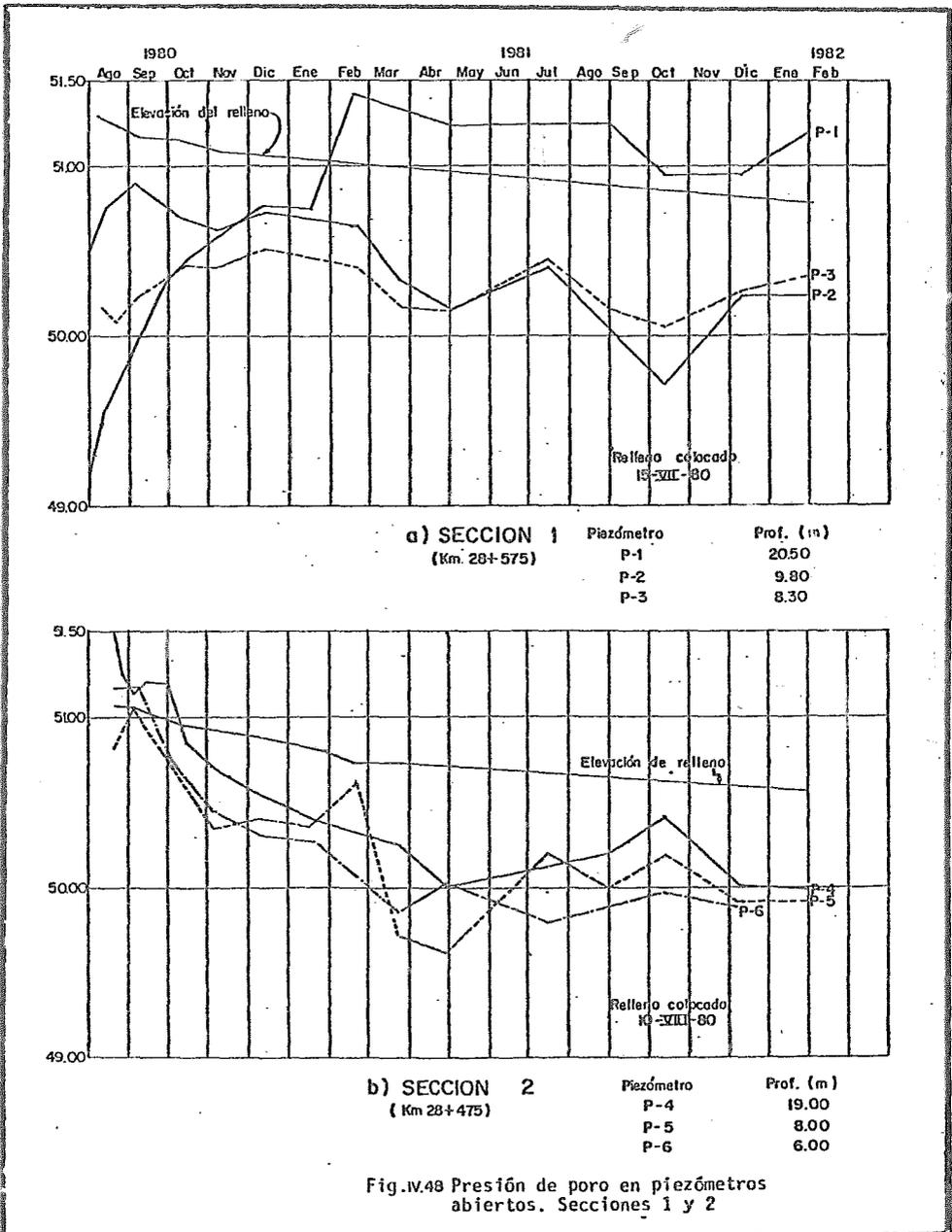
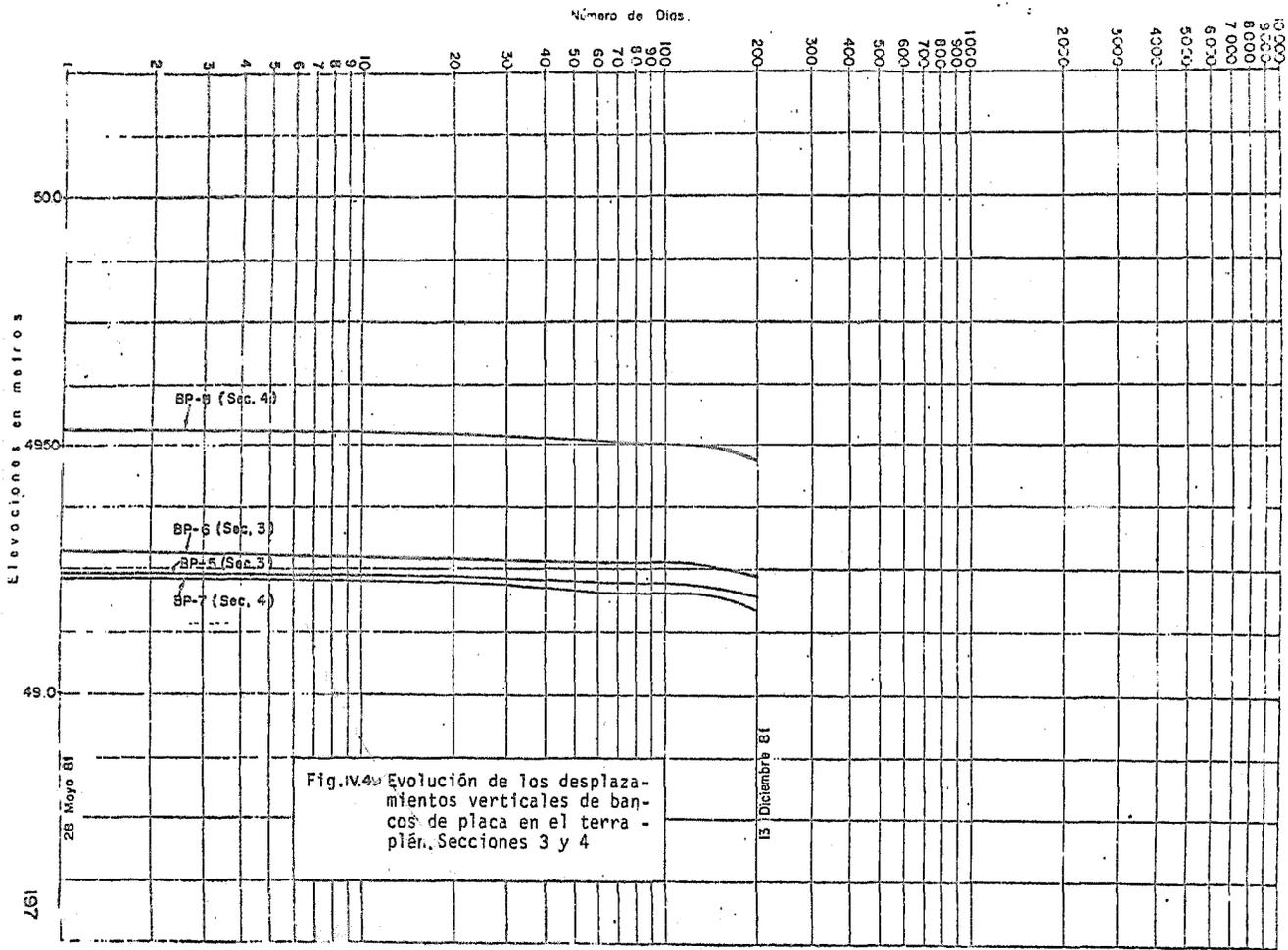


Fig. IV.47. Desplazamientos verticales en celdas hidráulicas Secciones I y 2





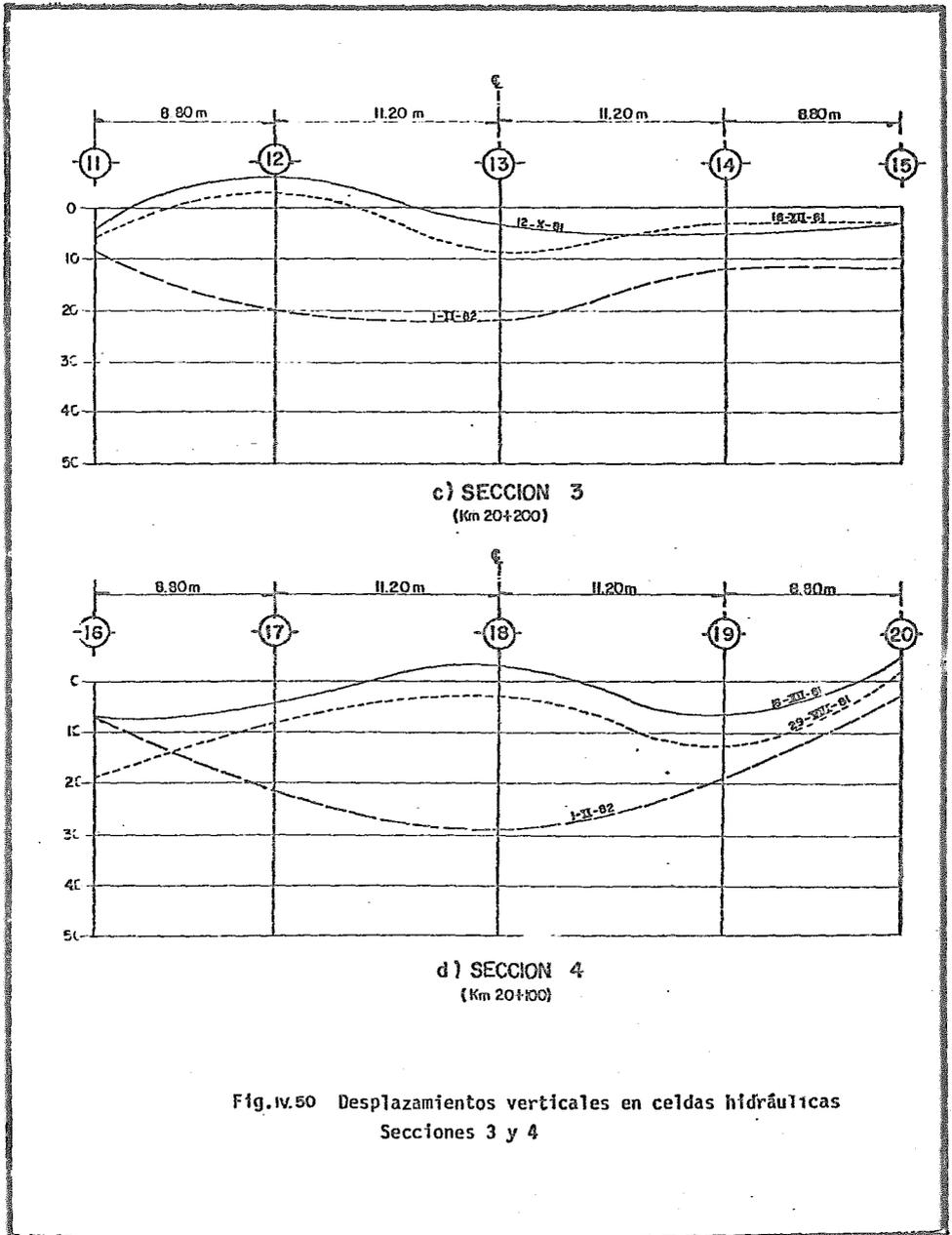
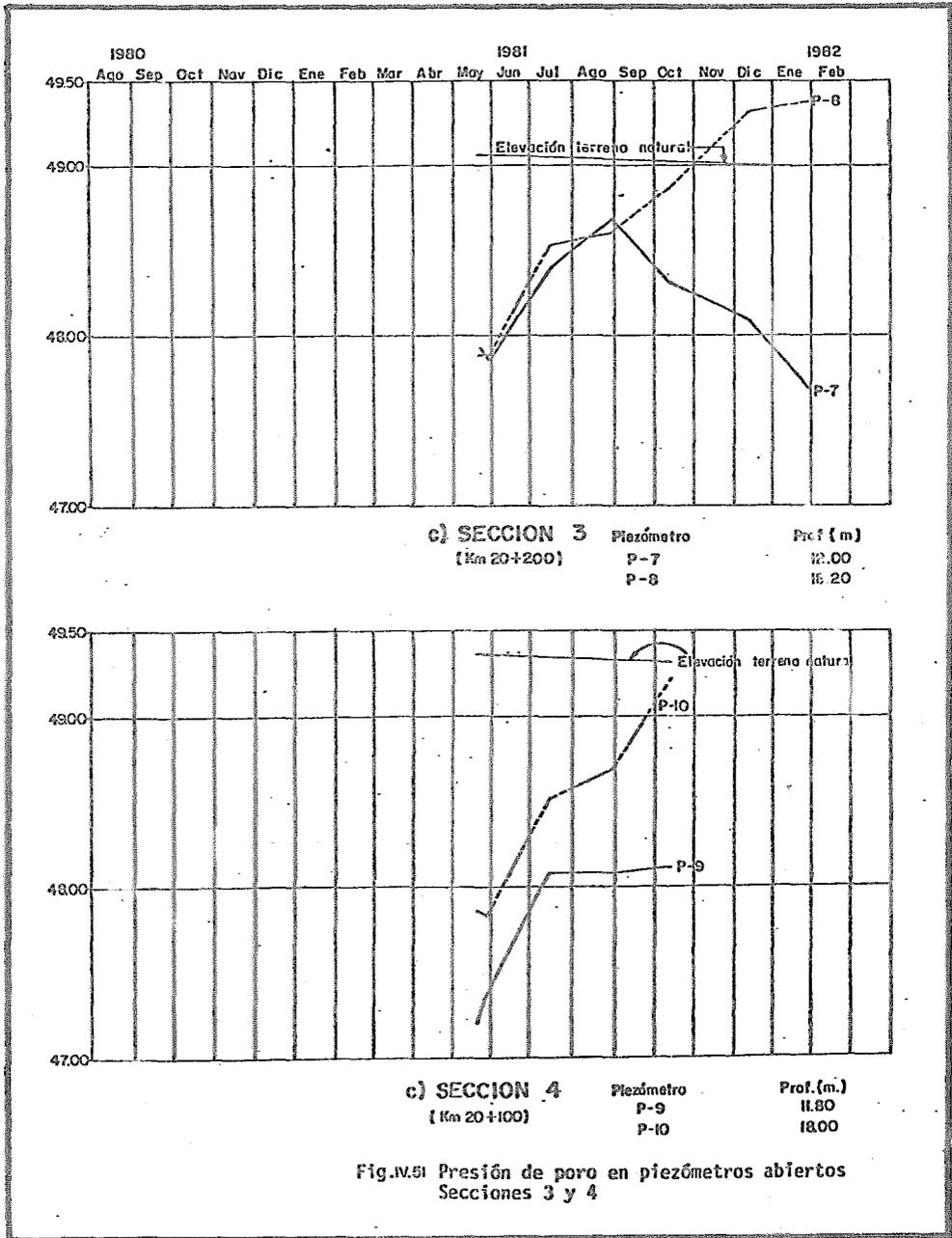


Fig. IV.50 Desplazamientos verticales en celdas hidráulicas
 Secciones 3 y 4



La sección 1 se instrumentó antes de colocar el relleno, pero los fuertes desplazamientos del terreno inutilizaron los aparatos, excepto los bancos superficiales situados en terreno natural. Los nuevos instrumentos antes descritos, se instalaron después de colocado el relleno en las cuatro secciones de instrumentación.

En la tabla IV.19 se resumen los datos de los aparatos instalados en las secciones de prueba, incluyendo su ubicación, fecha y elevación de instalación.

C.2 COMPORTAMIENTO OBSERVADO.

El comportamiento observado del relleno se trata en dos partes; durante y después de su colocación. Al respecto, el relleno alcanzó las elevaciones reportadas en este trabajo el 15 de Julio de 1980 en la sección 1, en la sección 2, el 10 de Agosto del mismo año en las secciones 3 y 4 el 18 y 19 de Abril de 1981, respectivamente; estas sobrecargas se conservaron hasta Febrero de 1982.

C.2.1. COMPORTAMIENTO OBSERVADO AL COLOCAR EL RELLENO.

Secciones 1 y 2

Las figuras IV.22 a IV.25 muestran la incrustación del relleno, medida a partir de los sondeos efectuados en cada sección. El relleno se encuentra en estado suelto, con N promedio de 5 golpes, excepto en el primer metro.

Destacan una profundidad y un volumen de relleno

incrustado mayores en la sección 1 sin membrana, pero también que el espesor de turba y suelos compresibles es mayor en ella. La penetración máxima del relleno medida en el sondeo S1 de la sección 1, fue de 5.2 m, y en el S4 de la sección 2, de 4.5 m, con respecto a la superficie original del terreno. En la última se incluye el espesor de turba contaminada con material de relleno, atribuida a rotura de la membrana. También es apreciable que el ancho del relleno es menor en la sección 2.

En ambas se observa un volumen asimétrico del relleno desplazado hacia la izquierda de las figs. IV.22 y IV.23. En este sentido son determinantes el buzamiento y el espesor de la capa de arena limosa situada ligeramente abajo del fondo del relleno. La capa está a menor profundidad y es más compacta en la sección 2. En la figura IV.44 se reportan los desplazamientos medidos en estos bancos.

La colocación del relleno en la zona de turba produjo fuerte desplazamiento horizontal a gran distancia. Puestos a 50 m del borde del camino sufrieron desplomes.

Secciones 3 y 4

En la sección de prueba 3, donde se empleó geotextil, la incrustación del material del terraplén en el terreno natural fue imperceptible (fig. IV.24). Esto se pudo constatar en los pozos efectuados para instalar tanto las celdas hidráulicas como los bancos de placa. La incrustación en la sección 4, sin geotextil, fue variable de 0.20 a 1.10 m, con un promedio de 0.50 m, según se aprecia en la fig 10. Los desplazamientos verticales del terreno natural detectados de ambas secciones fueron imperceptibles.

C.2.2. COMPORTAMIENTO POSTERIOR A LA COLOCACION DEL RELLENO.

Secciones 1 y 2

La evaluación de los hundimientos de los bancos de placa BP-1 a BP-4 se presentan en la fig. IV.45. Al cabo de 17 meses de colocado el relleno en las secciones 1 y 2, se puede apreciar que aún no se ha alcanzado el final de consolidación primaria. Los hundimientos totales registrados en los bancos de placa se reportan en la tabla IV.46

Tabla IV.46 Hundimientos totales registrados - al 2 de febrero de 1982 en bancos de placa.

Sección	Período	Sobrecarga (t/m ²)	Asentamiento (cm)
1 sin geotextil	28 VIII 80- 2 II 82	5.0	45
2 con geotextil	28 VIII 80- 2 II 82	4.4	38
3 con geotextil	28 V 81-31 XII 81	2.3	5
4 sin geotextil	28 V 81-31 XII 81	2.0	6

Los desplazamientos verticales en sección transversal medidos en las celdas hidráulicas se presentan en las graficas de la figura IV.47. Se puede apreciar que los hundimientos máximos al centro han alcanzado magnitudes de 46 y 36 cm, respectivamente para la sección 1 (sin geotextil) y 2 (con geotextil) al 1-feb-82.

Las mediciones piezométricas demuestran que la presión de poro tiende a disminuir en todas las secciones. La

evolución de la presión de poro observada en los piezómetros se presenta en la figura IV.48. El comportamiento del piezómetro -- profundo P-1, es atribuible a artesianismo local. Por otra parte las variaciones en las lecturas pueden estar influidas por la cercanía del río Coatzacoalcos.

La figura IV.52 muestra los desplazamientos horizontales hacia los lados del camino. En las secciones 1 y 2 los máximos suceden en el relleno y en los suelos blandos. Es apreciable la restricción impuesta por el estrato arenoso situado a poca profundidad. Al cabo de 17 meses de instalados los inclinómetros, las deformaciones horizontales del relleno son de 5.5. cm en la sección 1 y de 4.5 cm en la 2. Mayores deformaciones del terreno natural se midieron en la sección 1, debido al mayor espesor de suelos blandos.

Secciones 3 y 4

En la figura IV.49 se muestra la evolución de los asentamientos de los bancos de placa BP-5 a BP-8 instalados en estas secciones, al 31 de Diciembre de 1981 antes de ser destruidos; al cabo de 7 meses se aprecia que la consolidación primaria se encuentra en sus fases iniciales, con los hundimientos totales que se reportan en la tabla IV.46. Los hundimientos alcanzados en las celdas hidráulicas centrales CH-13 y CH-19, al mes de Febrero de 1982 eran de 21 y 29 cm, respectivamente para las secciones 3 y 4, según se reporta en la figura IV.50

Las mediciones piezométricas no han alcanzado su estabilización, según se desprende de las gráficas de la figura IV.51. Los piezómetros P-8 y P-10 muestran un comportamiento atribuible a artesianismo local.

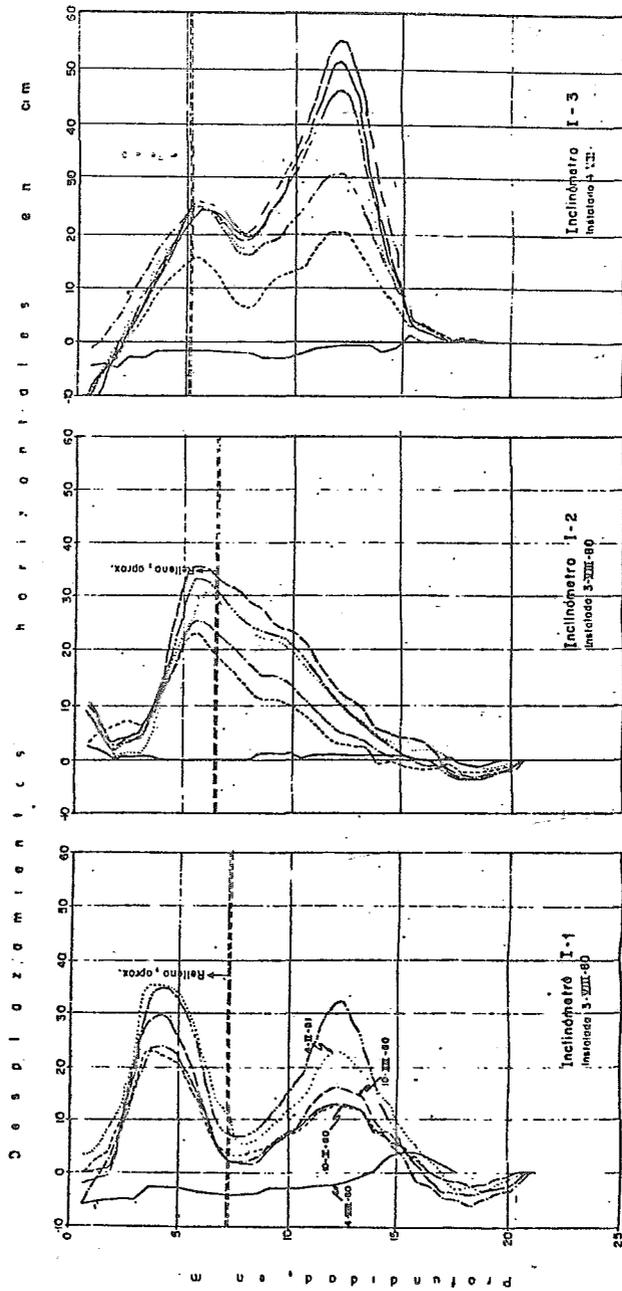


FIG. IV.52 a) SECCION I
(E.M. 28+575)

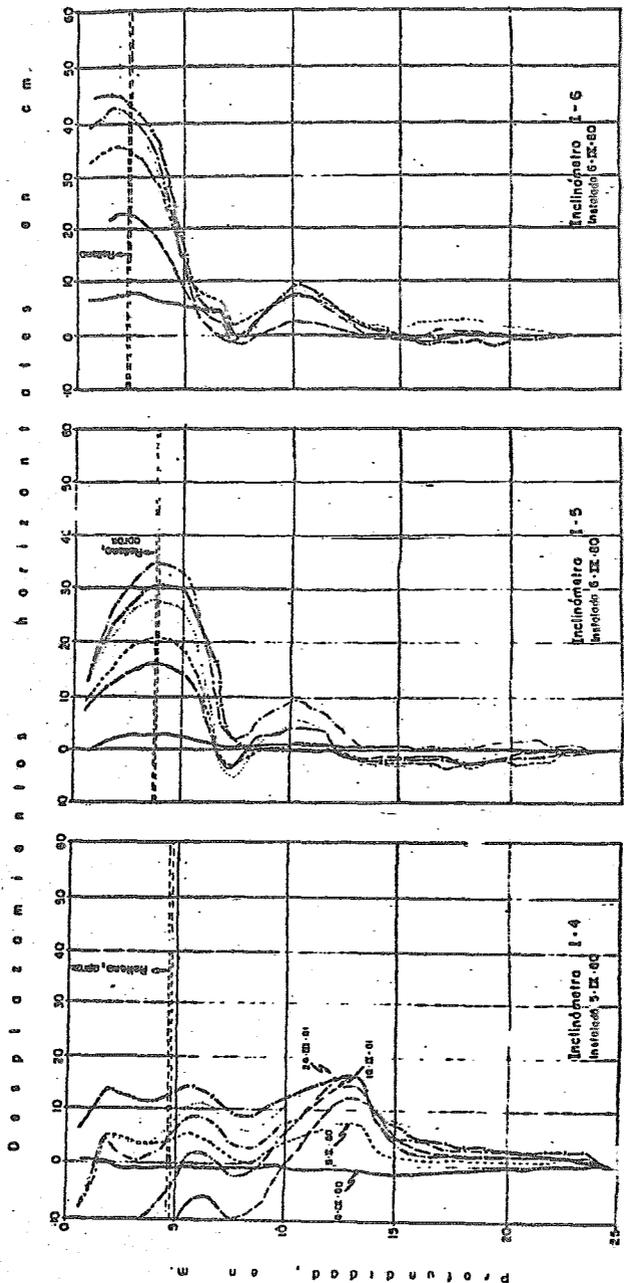
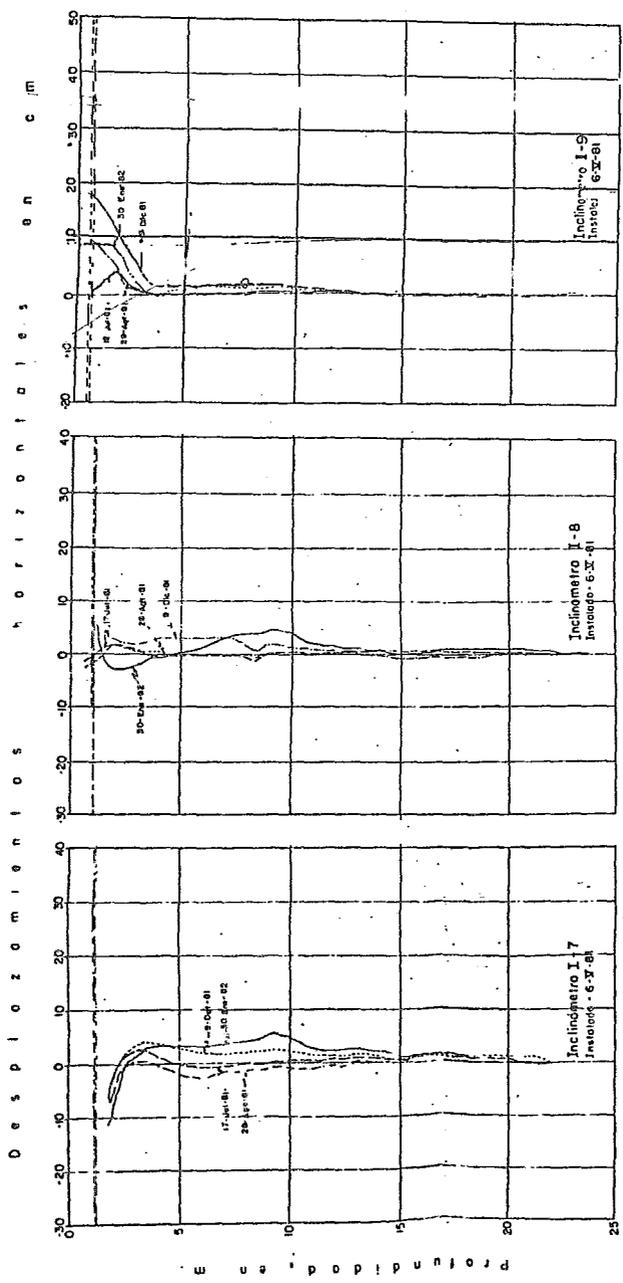


FIG. IV. 52 b) SECCION 2
(Km 28+475)

Desplazamiento horizontales de inclinómetros de las secciones 1 y 2



c) SECCION 3
(1 Km 204 200)

FIG. IV.53

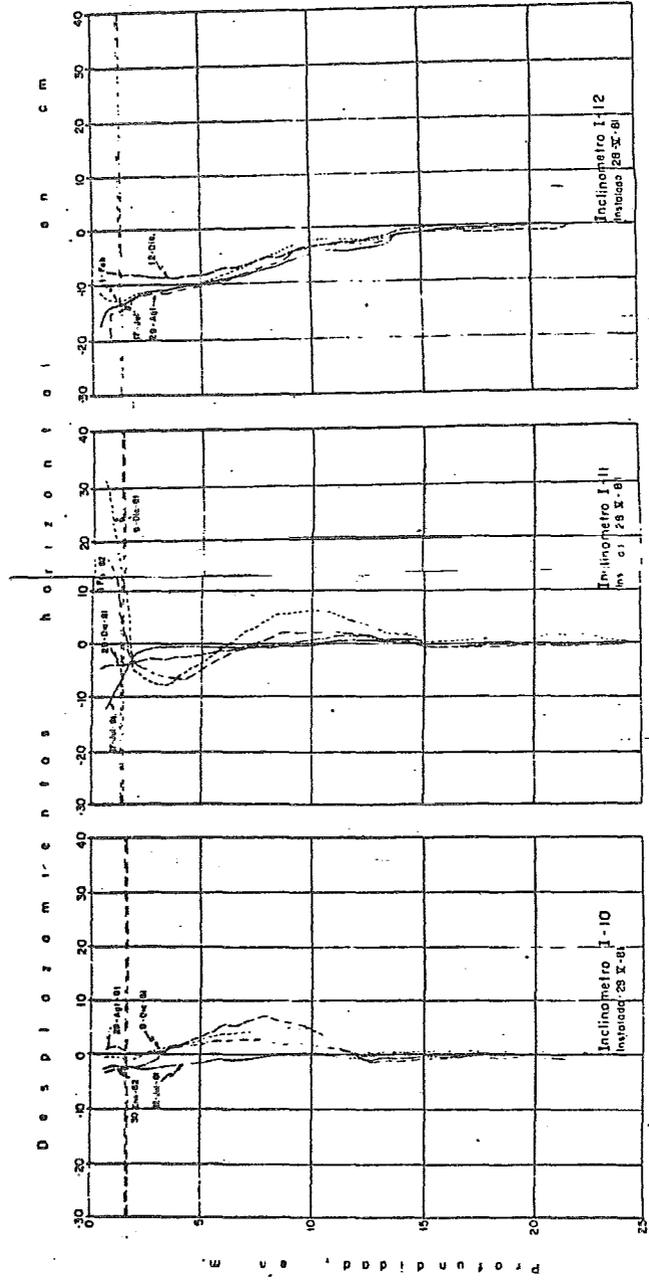


FIG. IV.53 b) SECCION 4
(Km. 20+100)

Desplazamientos horizontales de Inclinómetro de las secciones 3 y 4

CAPITULO V

CAPITULO V.

USO DE GEOTEXTILES EN LA INGENIERIA.

A). INTRODUCCION.

En el transcurso de los últimos diez años, los --- geotextiles se han convertido en una de las innovaciones más revolu- cionarias y más aceptadas dentro de la industria de la construcción debido a que constituyen uno de los medios más económicos y efecti- vos para la estabilización de suelos. Estos " geotextiles" 'nom- bre genérico de las membranas }son conocidos por nombres distintos en diversas partes del mundo, se emplean para la construcción de -- carreteras, vías ferroviarias, irrigación, drenaje y control de la- erosión.

La utilización de materiales de refuerzo para for- talecer los suelos data de civilizaciones tan antiguas como las -- de la edad de bronce (unos 2,000 años A.C.). En lo que hoy es te- rritorio de Inglaterra, los pioneros de la construcción de caminos- colocaban madera y malezas sobre puntos blandos en las vías princi- pales que conducían a Stonehenge (serie de movimientos prehis- toricos, cuyos origen no ha sido determinado aún , construido uti- lizando grandes piedras), en el condado de Wilt, Inglaterra, cerca- de Londres.

Sobre la misma época, las evidencias demuestran - que los caminos de madera se construlan através de fajas de loess- l limo muy fino, sin estratificaciones ni fósiles) del norte de --- Europa, una zona de pantanos, turberas y brezales que se extendían através de Alemania y Polonia, hasta Rusia, sesgando importantes ru- tas comerciales con el sur.

A principios del siglo antepasado John " Blind - Jack" Metcalf, uno de los principales diseñadores de carreteras, concibió una fórmula sencilla en el concepto de la base. Excavó una cuneta profunda a cada lado del camino y utilizó los materiales excavados para levantar una superficie de coronamiento, sobre la cual colocaba una capa de grava. Blind Jack tenía un concepto similar sobre las tierras cenagosas, con excepción de que antes de tender la superficie grava, colocaba una sub-base de brezo común atado en bultos redondos a fin de distribuir la carga.

La primera vez que se utilizaron los géneros -- para la construcción de carreteras fue en 1926. Esto lo hizo el Departamento de carreteras del estado del sur, EE.UU. Consistía en un género de algodón que se colocaba sobre una base de tierra preparada y cubierta en asfalto caliente. Las membranas casi fueron divididas en la industria de la construcción hasta 1960, de acuerdo con el desarrollo de fibras conebidas artificialmente.

Estas fibras sintéticas no están sujetas a degradación biológica y resisten los ataques de productos químicos. Actualmente los géneros sintéticos están hechos de pulpa de madera (rayón y acetato), petróleo (poliámidas, poliéster y polipropileno), y sílice (fibra de vidrio). Hay tipos de membranas de construcción tejidas y no tejidas, de monofilamentos y multifilamentos.

Para fines de construcción, una membrana debe cumplir tres funciones principales.

- . Separación: Evitar que materiales disímiles -- como las piedras para la base y subsuelo se mezclan, con lo que debilitarían la estructura.

.Refuerzo: Proporcionar la resistencia inherente a la tensión a fin de mantener la estructura unida.

.Filtro: Evitar que los suelos se muevan a la vez que permiten el paso del agua --- a través de la misma y a lo largo del plano de la membrana.

Debido a la gran aplicación y aceptación de los geotextiles, así como su novedosa incorporación a la industria-- de la construcción, se considera que las membranas (geotexti-- les), constituyen una de las mejores ideas en la ingeniería de la construcción en 4,000 años.

B). APLICACION Y USO DE GEOTEXTILES

LOS GEOTEXTILES COMO ELEMENTOS DE SEPARACION

En los trabajos de ingeniería y en particular -- en los que a construcción de caminos se refiere, el mantener -- aparte dos distintos materiales, es sumamente importante. Las fibras (geotextiles) tienen aquí una de sus aplicaciones mas-comunes e importantes.

Las aplicaciones de las fibras en esta área típica son las siguientes:

Separación por sección de zonas de distintos -- materiales dentro de un dique, una presa de tie-- rra ó de roca.

Separación de la base de agregado del terraplén debajo de un campo de aterrizaje, de los pavim-- mentos de una carretera y de los de estaciona-- miento, caminos secundarios, banquetas, etc., es decir prevención de intrusión.

Separación del balasto de la vía férrea del te-- rraplén de tierra ó del durmiente de la vía fé-- rrea del balasto, es decir prevención de la in-- trusión.

La separación de piedra ó de otros materiales -- que están localizados en bases temporales para-- ser posteriormente removidos, por ejemplo gran-- cantidad de cargas para tierras suaves o hermas de rlo abajo para declives inestables.

Separación de tierras susceptibles de temperaturas bajo cero en dos distintas capas rompiendo la continuidad de las zonas de flujo capilar:

La separación de un material con otro, es a menudo:

Necesario y conveniente

Necesario e impráctico

Antieconómico

Hay muchas situaciones en donde la separación de materiales puede ser hecha con telas. Se identifican tres tipos principales como son:

De tierra a tierra .

De tierra a roca ó un conjunto de piedras

De asfalto a asfalto

En esta sección se ilustra el uso de las telas sintéticas en dos importantes áreas en la actividad de la construcción: uno es su uso en la extensión terrestre y en presas de tierra y roca y el otro uso, en la separación de los balastos de ferrocarril de base de piedra del terraplén de tierra, este último caso es para cualquier separación de base de piedra del terraplén de tierra, como un camino, estacionamientos, carreteras-banquetas etc., en estas situaciones el efecto combinado de la piedra que penetra en el terraplén de tierra y de la infiltración de éste al conjunto de piedras disminuye la permeabilidad de la unión al punto en donde ya no se puede tener un transporte adecuado del agua que viene.

La retención del agua conduce a la pérdida de resistencia, hundimiento, congelación, baches y un rápido deterioro del pavimento. Esta aplicación general representa un mercado altamente potencial para las telas sintéticas.

B.1) PRESAS DE EXTENSION TERRESTRE

ANTECEDENTES.

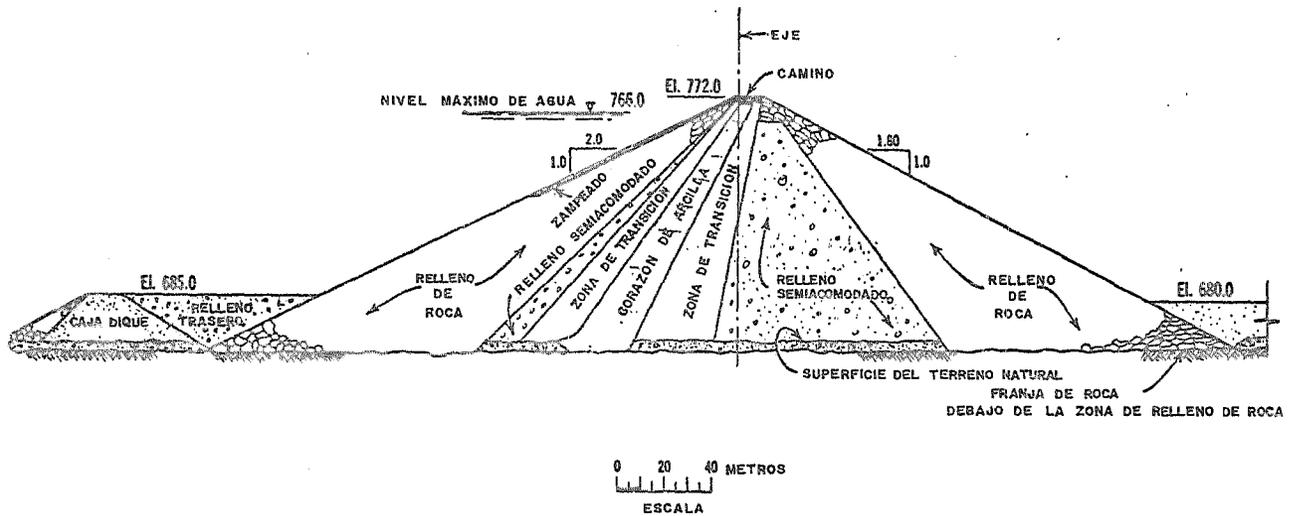
La complejidad de la extensión terrestre moderna y de las presas de tierra y roca, puede ser vista en pocos -- ejemplos típicos, como se muestra en la figura V.1. Estas secciones junto con la zona de transición que se necesitan entre -- las diferentes zonas, causan una enorme labor de movimientos de tierra de contracción y problemas logísticos, Con diferentes materiales que provienen de distintas pruebas ó que vienen de lugares distintos, la eliminación de cualquier zona ó de material de zona de transición es comunmente aceptada.

La ingeniería de diseño también está interesada en la eliminación o separación de los materiales de zona para la simplicidad de la construcción y para una mejora económica del -- propietario.

Como un material de separación la tela puede -- ser permeable ó impermeable, pero con modernas telas de la construcción (ya sean ó no de lana) la permeabilidad es por lo general una opción conveniente, así como una resistencia tan larga -- como adecuada.

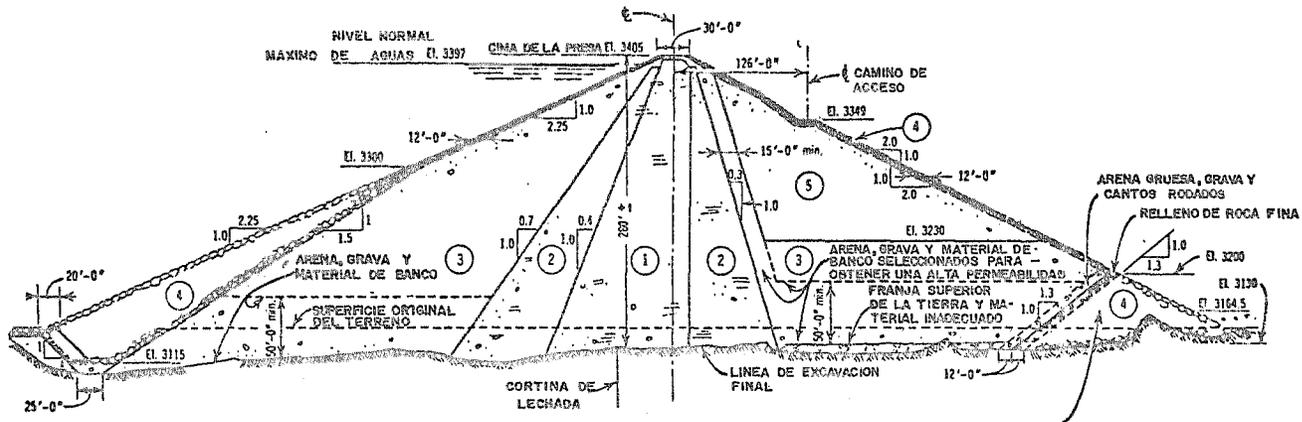
CASOS HISTORICOS.

El primer uso de las telas de la construcción -- reportado en las presas de tierra a gran escala fué por terzaghi



PRESA FURNAS, BRASIL.

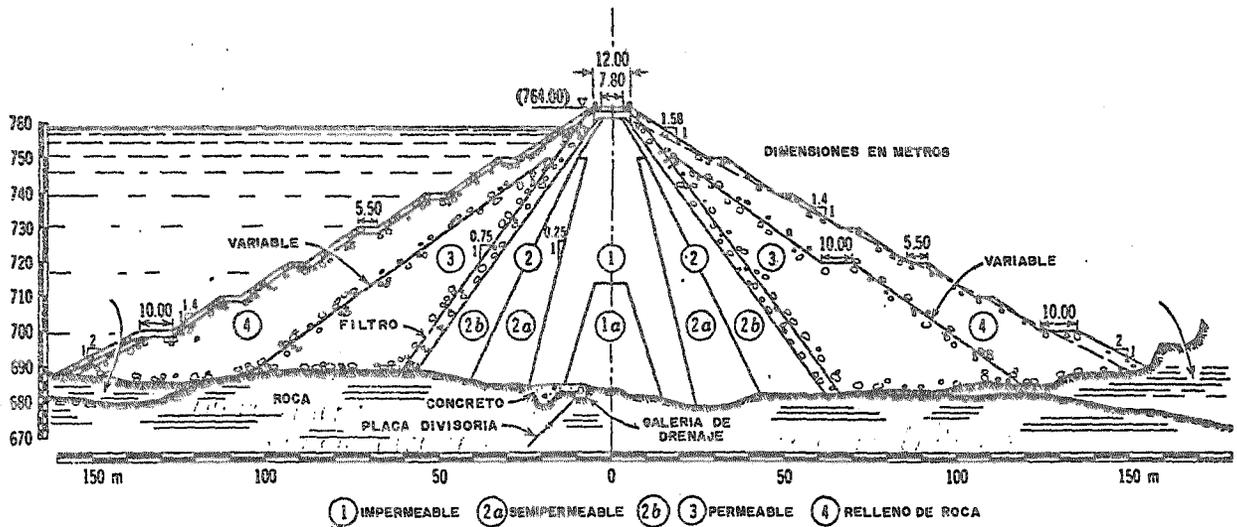
FIG.V.1 DISEÑO TIPO DE UNA PRESA DE TIERRA Y ENROCAMIENTO.



- ① RELLENO COMPACTADO IMPERMEABLE - CONSISTENTE EN UNA MEZCLA DE ALUVION, ARENA DE FINA A INTERMEDIA Y GRAVA NO MAYOR DE 5".
- ② RELLENO COMPACTADO SEMIPERMEABLE - CONSISTENTE DE ARENA GRUESA Y GRAVA NO MAYOR DE 3". EL MATERIAL FINO DEBE ESTAR ADYACENTE A LA ZONA ① CON UNA TRANSICION GRADUAL.
- ③ RELLENO DE ARENA, GRAVA Y GUIJARROS. EL MATERIAL FINO DEBE ESTAR ADYACENTE A LA ZONA ② Y EL GRUESO A LA ZONA ④ Y/O ⑤.
- ④ RELLENO DE ROCA A VOLTEO CONSISTENTE EN FRAGMENTOS DE ROCA BIEN GRADUADA.
- ⑤ RELLENO DE ROCA SEMIACOMODADO. PESO SECO MINIMO 115 lb/ft³ Y ANGULO DE FRICCION INTERNA MINIMO DE 35°.

PRESA BEARDSLEY, CALIFORNIA

FIGURA. V.1. CONTINUACION



PRESA LAS PIQUITAS, ARGENTINA

FIG. V.I. CONTINUACION

y Lacroix en conexión con un diseño existente y la construcción de la presa " Misión" en Brittish Colombia, Canada en 1957 a -- 1960 localizada en el Valle del Río Bridge, a 60 pies de alto la presa " Diversión" había sido construida en 1948 por una pequeña estación de fuerza, la instalación de una gran planta de fuerzas requirió una presa de 200 pies de alto para ser colocada en el - lugar sin que hubiera interferencia con la operación de la planta ya existente. Una sección transversal del valle y de las -- dos presas se muestra en la fig V.2. y V.3. Donde dos previos acuíferos, separados por un estrato de arcilla altamente compresible - se pueden ver. . Los hundimientos diferenciales de arriba de 15 pies fueron anticipados, los que llevaban a la extensión tereestre de la presa requiriendo de una mayor interacción entre - los diferentes materiales.

El declive con corriente ascendente consistía-- principalmente de una cobertura de piedra cubierta con una capa de arcilla para el control del área del terraplén. El problema-- sin embargo, fue la expansión de la capa de arcilla entre las -- áreas altas del declive, las cuales se acentaban muy poco, y en la zona de gran hundimiento al fondo del declive.

Además las zonas estrechas junto a la corriente descendente de la capa del pilote, fueron también consideradas -- vulnerables. Aún mas, todas estas zonas fueron cubiertas con -- una membrana de plástico para controlar el rompimiento. Esta-- área se muestra con rayas en la fig. V.4. La tela usada fue una de plástico la cual fue considerada como una membrana a prueba de agua y estirable. Lo que describieron Terzaghi y Lacroix, fue que tan pronto como la presión excesiva actuaba en la membrana, - esta excedía la resistencia compresiva e ilimitada de la arcilla el rompimiento que resulta sirve para rellenar y reestablecer la integridad de la capa. Debido a lo caro de esta instalación y - al cuidado que necesita por el lugar donde se debía ubicar, la - membrana fue colocada únicamente en zonas de máxima tensión -- del tensor.*

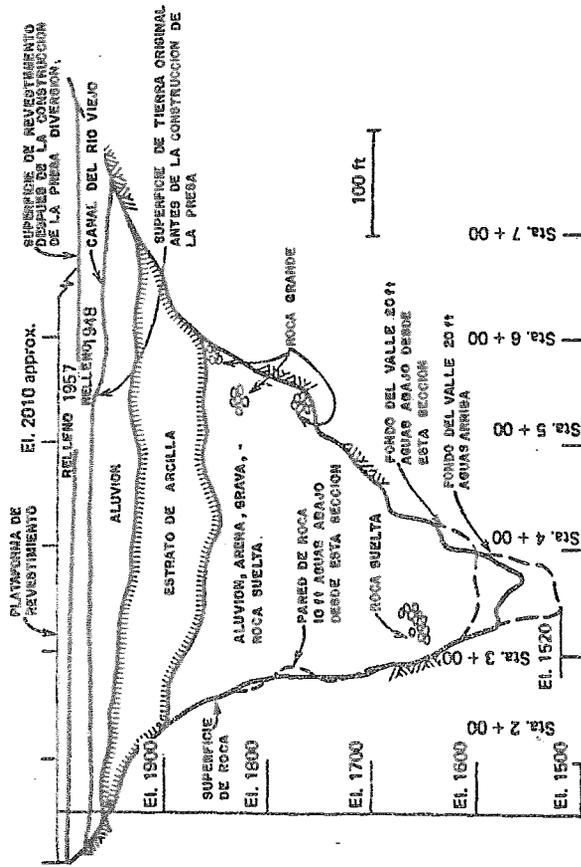


FIG. V. 2. CORTE TRANSVERSAL DE LA CORTINA VIENDO HACIA AGUAS ABAJO.

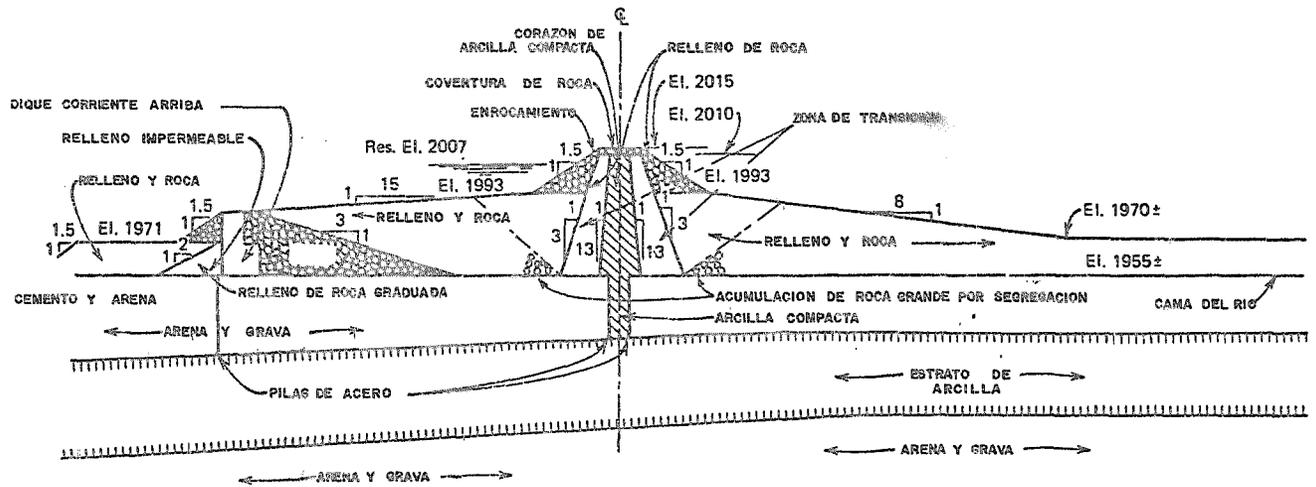


FIG. V.3. SECCION TRANSVERSAL DE LA PRESA DIVERSION .

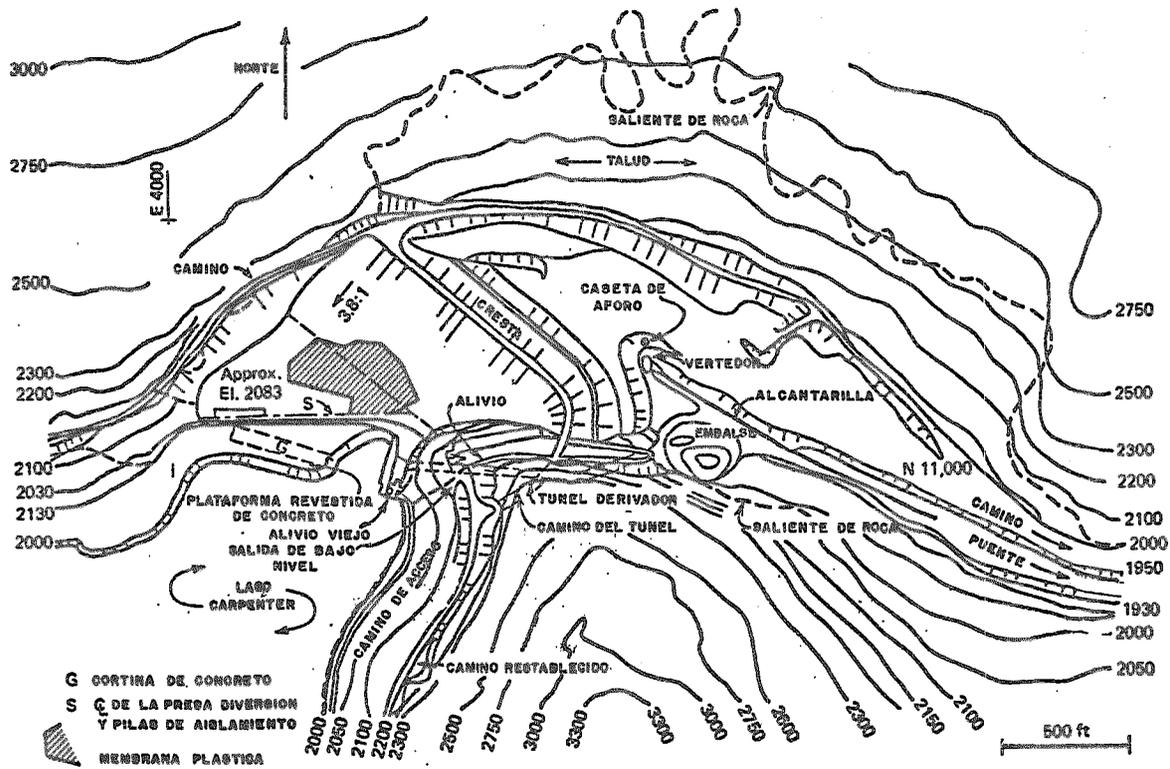


FIG. V. 4. PLANO DE LA PRESA MISION.

Este descubrimiento en el uso de las telas -- (aunque no del tipo de las telas de la construcción moderna -- que están disponibles actualmente) fue puesta a prueba por una gran serie de pruebas de laboratorio. Estas pruebas reportadas por Lacroix en 1960, consistían en pruebas de resistencia de varios tipos de juntas y de uniones de montaje uniéndolas con la membrana y con tres tipos diferentes de pruebas -- para medir la adhesión que existe entre la membrana y la tierra. Estas últimas pruebas consistían en una prueba cortante-modificada directamente, una carga transportada de un plano -- de inclinación variable, y un transporte empujado en un plano horizontal.

B.2 BALASTO DE FERROCARRIL/SEPARACIÓN DEL TERRAPLEN

ANTECEDENTES.

El corte transversal típico de los firmes del ferrocarril consiste de una extensión compactada y graduada -- una base de piedra compactada de 6 a 24 pulgadas, un balasto -- de piedra de 6 a 18 pulgadas, durmientes y rieles. La base -- de piedra da un número de funciones valiables, por ejemplo, el dar apoyo cuando las explanaciones débiles están encontradas -- (esto es refuerzo), el impedir que el terraplén de tierra entre dentro de los agujeros del balasto y de que el balasto no haga huecos en la tierra (separación), y el permitir el libre paso del agua (drenaje).

La eliminación de toda o parte de esta base -- de piedra ha llegado a ser el principal objeto para la utilización de la tela en base de un material de bajo costo en la colocación y un tiempo de instalación más rápido.

Además el método apropiado para colocar la base de piedra, colocando primeramente las piedras largas en un estado compactado, y luego cribándolo todo para llenar los huecos, es casi anticuado. Lo que se hace en la actualidad, es colocar toda la masa granular bien granulada en un montacargas. Para una carga dinámica como la del ferrocarril, esta práctica, parece razonable, ya que los altos niveles de vibración causarán un reajuste en las piedras de gran tamaño causando hundimiento -- y deslizamiento lateral de la base.

CASO HISTORICO.

Caso No. 1. Desde 1973 el ferrocarril federal de Alemania, ha probado las telas con el propósito de :

a). Eliminar de 20 a 30 cms la capa de arena-cascajosa ya graduada que sirve como filtro debajo del balasto (esto tiene la función de prevenir la migración del terraplén de tierra dentro del balasto).

b). El aumentar la fuerza de los valores de carga colocados en la parte superior del balasto cuando se incorpora la tela.

La primera aplicación sirve como un mecanismo de separación y en la segunda como un mecanismo de refuerzo.

Einsenmain y Leykanj, presentan los resultados a gran escala de las pruebas de laboratorio en donde la tela -- de TERRAM previene un movimiento ascendente de la arena fina -- de una manera similar a la capa graduada de filtro convencional.

la tela soportó que se le impusiera la carga y una deformación plástica considerable sin recibir ningún daño. El efecto de refuerzo fue también notado, especialmente donde se tenía terraplén con baja capacidad de soporte o en donde la carga sobre los rieles fue alta.

CASO No. 2. En una serie de cuatro artículos de la revista " Railway Track and Structures, se discutió la instalación de la tela bajo los rieles existentes entrecruzados. Las telas usadas fueron Bidim, Mirali 140, Typar y Polyfelt --- TS 300. Las funciones generales que el operador de la vía puede observar con respecto a la utilización de la tela son la separación, el drenaje, el refuerzo a la tensión y el fluido plano, sin embargo la función principal es la de separación de la subbase de tierra con la grava del balasto. Este aspecto por sí solo eliminará potencialmente todo o mucho de los programas de limpieza anual de balasto llamado multi-millon dollar en los E.U., permitiendo un servicio de ferrocarril más rápido y más seguro y de menos mantenimiento en el futuro.

En lo referente a la construcción donde un riel no puede ser quitado, la tela puede ser instalada usando una máquina llamada " Limpiadora de balasto Plasser". Esta pieza de equipo de ferrocarril, utiliza una cadena en forma de brazo la cual se mece debajo de lo que forma parte de los rieles, quita toda la capa del balasto moviendolo hacia la excavadora de zanjas que se encuentra a un lado del riel, mientras se mueve esta hacia adelante, la máquina automáticamente desenrolla la tela sobre el terraplén expuesto. El balasto nuevo o el limpio ---- que se ha quitado anteriormente, es colocado de nuevo encima --- de la tela presionandola debajo de los durmientes, los rieles son entonces nivelados usando un equipo de levantarieles convencional.

Algunas partes donde se ha utilizado las telas para este propósito son las siguientes.

- . Plataforma de la estación del ferrocarril de Chicago y Noroeste.
- . Camino con intersección en Texas.
- . Secciones de pruebas en las áreas sur y sureste de los E.U.
- . Vía principal en el golfo central de Illinois
- . Realinación y nivelación en el estado de New York
- . Ramal corte en la planta de Seneca Illinois-By Rock Island Railroad.
- . Patio maniobras de Atlanta en Indiana.

CASO No. 3. Una aplicación interesante de la tela en el uso de los sitios de reabastecimiento de ferrocarril y las áreas de rieles en donde es fácil que ocurran derrames, se muestra en la figura. V.5 Aquí un doble sistema de telas se usa para la separación, la contención y la transferencia de líquidos derramados. La función de la separación es dada por una capa superior de tela permeable, la cual previene que exista arena y lodo en el balasto, mientras que permite que pase el aceite que es vertido através de éste.

Las funciones de contención y de transferencia son dadas por medio de una tela impermeable debajo del balasto la cual permite un fluido de gravedad a un sistema adecuado de colección y transferencia. La True Temper Corporation quien ha sugerido este concepto, recomienda su tela "IT" tela impregnada para una membrana inferior y una tela de poliéster perforada para una membrana superior.

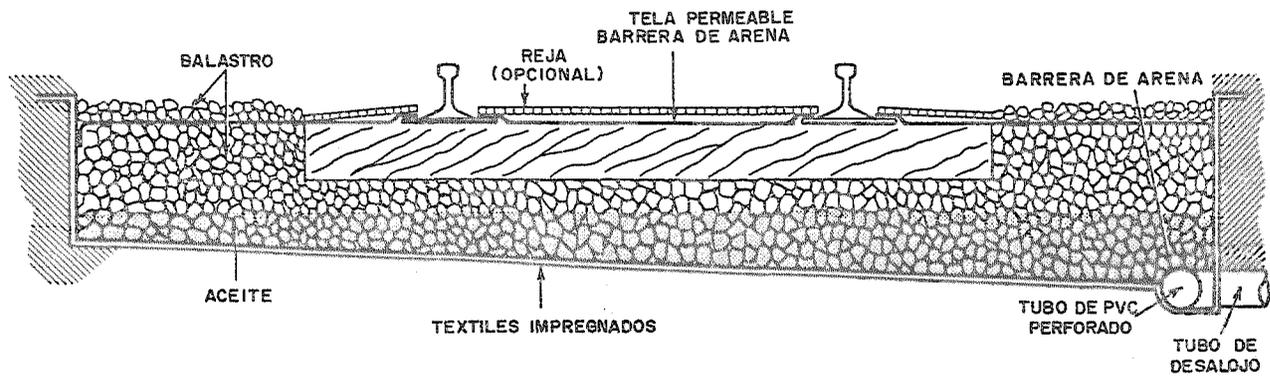


FIGURA V.5. SE SUGIERE EL USO DE LAS TELAS COMO UN SISTEMA DE CONTENCION DE ACEITE EN LOS LUGARES DE REAVASTECIMIENTO EN LOS CAMINOS DE FFCC.

B.3. USO DE LOS GEOTEXTILES EN EL DRENAJE.

Al desarrollar Terzaghi el uso de las capas de drenaje finas y gruesas (es decir filtros) para prevenir de --- que la tierra se moviera con respecto a otra mientras conducia - el fluido de agua, tuvo las siguientes observaciones:

. Que era un método técnico correcto para resolver muchos problemas de drenaje.

. Una configuración física para construir bajo muchas circunstancias .

. Una técnica cada vez más cara debida a su --- gran labor intensiva y que requeria de diferentes tipos de arenas granuladas así como relativamente grandes cantidades de diferentes tipos de cada una de ellas.

El uso de las membranas en el campo del drenaje ha tenido progresos significantes teniendo algunos puntos a favor como son: Menor excavación, menor posibilidad de que ocurra un derrumbe, tiempo de construcción más rápido etc.

B3 a.- Sistemas de drenaje subterráneo en pavimentos.

ANTECEDENTES.

. El tiempo (exitoso) de vida que tienen los --- pavimentos en las carreteras y pistas aéreas, está ligado a la capacidad del sistema de drenaje subterráneo para un transporte y traslado de agua adecuado que permanece debajo del pavimento -

En la fig. V.6. Se muestra la rápida pérdida de la vida del pavimento como una función de tiempo en que el agua permanece -- bajo la sección estructural. La disminución de la vida es mucho más alta para los altos valores del factor de severidad (S) el -- cual es una cantidad relativa de daño por carga aplicada. El -- traslado del agua libre es por lo general llevado a cabo por me-- dio de un sistema de drenaje subterráneo en el pavimento el cual es alimentado directamente de la base de agregados que se encuen-- tra debajo del pavimento ó directamente de la superficie del pa-- vimento.

El sistema convencional de drenaje subterráneo en el pavimento consiste de una tubería recolectora perforada, -- una capa de grava alrededor de la tubería para prevenir su atas-- camiento y una capa de arena de filtro alrededor de la grava --- para prevenir que la tierra natural entre a la grava. Este sis-- tema se muestra en la fig. V.7a.

El principal uso de las telas, ha sido el de -- alterar este tipo de sistemas de drenaje subterráneo . Lo que -- se muestra en la fig. V.7b. son diagramas gráficos de la -- recolocación del método convencional, usando unas piedras cubier-- tas con tela, con ó sin la tubería perforada, colocadas directa-- mente en una zanja excavada. Las principales ventajas que pre-- senta este procedimiento son las siguientes:

. La eliminación de arena de filtro en un doble relleno medio .

. La recolocación de la arena bien graduada y -- analizada en el laboratorio con una mezcla no graduada, menos ca-- ra como lo es el terraplén ó la grava de la excavación.

. En algunos casos la eliminación se necesita -- para la tubería perforada.

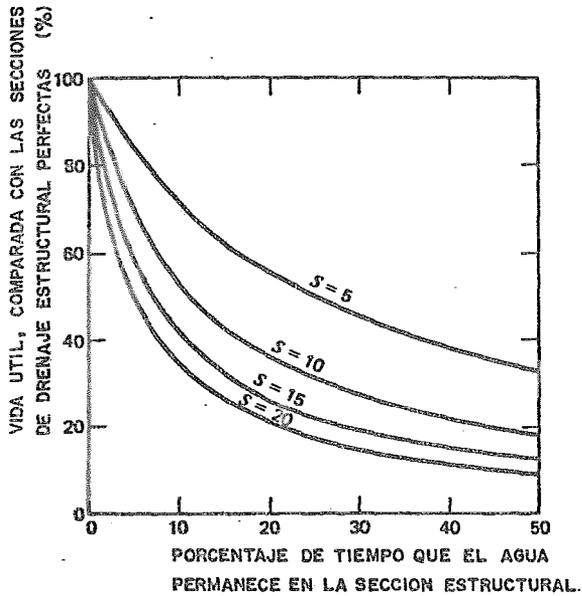
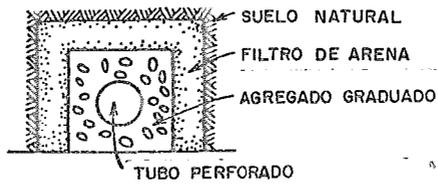
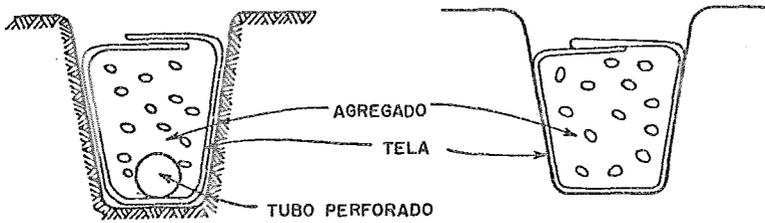


FIG.V.6. EFECTOS DEL AGUA LIBRE SOBRE LA VIDA DE UN PAVIMENTO. "S" ES EL FACTOR DE SEVERIDAD.



V.7 (a)



V.7.(b)

FIGURA V.7. (a) SISTEMA CONVENCIONAL DE DRENAJE COMPARADO CON
 (b) DOS ALTERNATIVAS DE DRENAJE UTILIZANDO TELAS

. Donde únicamente hay relleno de arena, uno -- puede cubrir la tubería de drenaje con tela para que actúe como un agente protector. La tela así previene que la arena entre a las perforaciones de la tubería.

. Se requiere una excavación menos profunda.

. A menudo la eliminación se necesita para el -- acomodamiento de la zanja.

El diseño de un drenaje subterráneo en carreteras es su tamaño y la distancia entre los desagües, es por lo general basado en una forma de solución de la fórmula de Manning en forma de monograma. Cedegen ilustra el procedimiento en donde la cantidad de infiltración se usa junto con las propiedades físicas del pavimento, el ancho y el gradiente de la tubería para llegar a una solución. La figura. V. 8. puede ser usada cuando uno de los dos desconocidos (ya sea el diámetro de la tubería o el espacio de los desagües) sea solo para determinar el otro.

La sustitución de un sistema de drenaje francés para un sistema de tuberías perforadas, como la parte más baja de la fig. V.7. Generalmente tiene un área suficiente de descarga para quitar el agua (una porosidad de una grava graduada muy bajamente es aproximadamente 0.50) pero requiere que el flujo tome un camino muy irregular. Este camino irregular y significativo más largo (junto con el aumento de las fuerzas de arrastre que están siendo movilizadas) retrasan la velocidad del agua. Así la sedimentación de las partículas suspendidas puede ocurrir muy fácilmente. Con el tiempo esta sedimentación podría hacer del drenaje subterráneo un sistema no efectivo.

Se requiere dos consideraciones muy importantes para tomar la decisión de si se debe o no usar el sistema de drenaje francés.

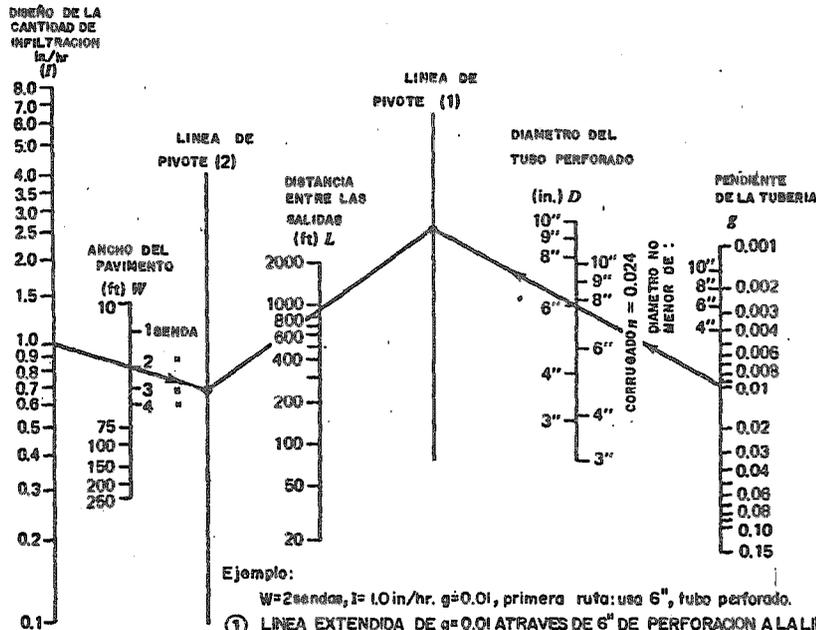


FIG. V. 8. NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL DIAMETRO DE LA TUBERIA PERFORADA Y EL ESPACIO DE SALIDAS PARA EL SISTEMA DE SUBDRENAJE DEL PAVIMENTO.

Uno se refiere al declive (el cual debe ser más grande que cuando se usa tubería de drenaje subterráneo), la otra debe ser la selección de la tela de filtro que va a encerrar el agregado. A continuación se presentan algunos casos históricos donde se ilustran el uso de las telas junto con las tuberías de drenaje subterráneo y los sistemas de drenaje francés.

CASOS HISTORICOS.

Un investigador norteamericano G.R. Benson ha reportado que el Departamento de Transporte de Illinois, ha usado telas en conexiones con los demás drenajes subterráneo en las carreteras con resultados muy satisfactorios. Los esquemas generales se muestra en la fig. V.9. Los usos que se presentan dan referencias de telas que han sido usadas en conexión con los sistemas de drenaje subterráneo. En cada caso se debe de anotar que la tela también siendo usada como un separador entre la tierra y el material de filtro.

CASO No. 1 En el condado de Sta Clara, en una sección de corte de un camino propuesto deben de colocar un volumen alto de agua y de una arcilla lodosa y arenosa que el constructor ó contratista eligió para dejar el camino dos pies más alto que la elevación final para obtener una mayor estabilidad durante la construcción. Esto presentó un problema para la estabilidad en la zanja del drenaje subterráneo el cual era ahora dos pies más profundo que el original planeado.

Los planes necesitaron de una tubería de metal de 10 pulgadas de corrugaciones con piedras más gruesas alrededor de la tubería y una tela " MIRAFI 140" alrededor de todo el sistema. Sin embargo mientras se colocaban los 20 pies de secciones de tubería los lados de la excavación perdieron su ---

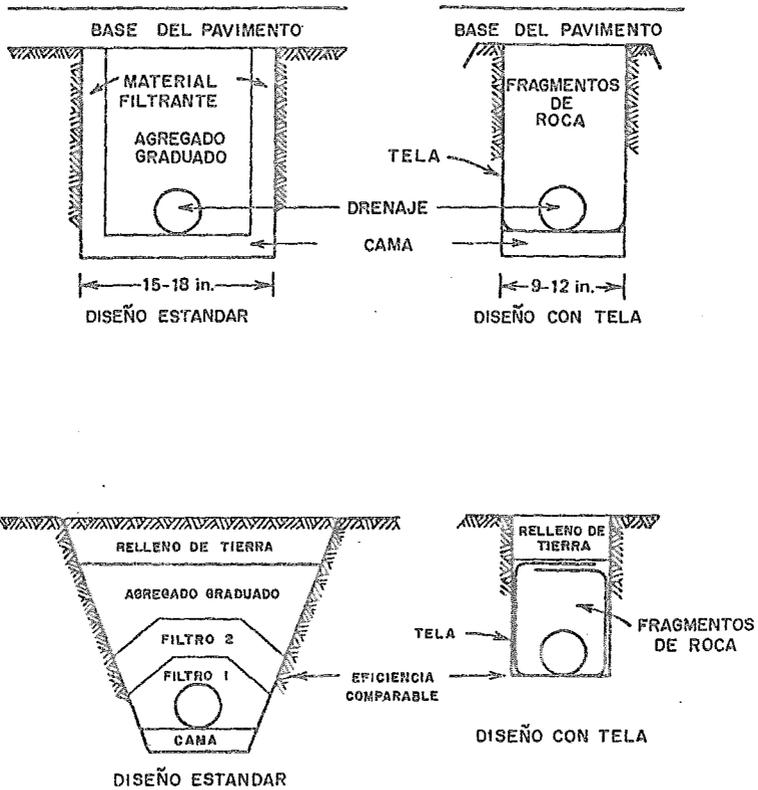


FIG. V.9. ALGUNAS POSIBILIDADES DE DISEÑO DE DRENAJE SUBTERRANEO USANDO TELAS.

estabilidad y se derrumbaron antes de que las tuberías pudieran ser colocadas y propiamente alineadas. Se decidió suprimir completamente la tubería por los gradientes existentes específicamente en ese lugar. La tela resultante que cubría el drenaje -- de piedra, ha estado trabajando excelentemente desde esto. Hay un continuo flujo de agua y el camino está en excelentes condiciones.

CASO No. 2 (Ocurrido en el condado de Johnson)

En el caso relatado arriba, la explanación permanecía inestable mucho más tiempo después de que las zanjas -- de drenaje habrían sido excavadas, la tierra tenía un alto contenido de lodo.

Se eligió el uso del sistema de drenaje transversal para desalojar el lodo y la infiltración del agua que estaba siendo descargada a una zanja que servía como recolector, el lodo natural de la tierra significó que cualquier sistema de drenaje que involucrara un filtro de piedras, casi seguramente requeriría de un sistema de multielementos. Como en la instalación del condado de Sta Clara, la tela fue elegida como un elemento de filtro, y esta vez la tela elegida fue " TYPAR ". El drenaje transversal implicaba una tubería de drenaje subterráneo, la zanja principal recolectora tenía suficiente gradiente -- (junto con la sección de corte y un conjunto de piedras altamente permeables) así que la tubería puede ser olvidada otra vez en este caso, la tela estaba llena de agregado graduado, (piedra gruesa para concreto) que tenía la capacidad de drenaje que se requería. Este sistema como en la aplicación de Sta Clara continúa funcionando muy satisfactoriamente y no presenta ninguna pérdida aparente de tierra.

CASO No. 3 (Ocurrido en el interestado 55 en --
Chicago)

Otra aplicación de la utilización de la tela en drenaje subterráneo que involucraba aproximadamente 10 millas -- de reconstrucción del ferrocarril de Stevenson (en el interesta do 55) en el área metropolitana de Chicago.

Este tramo de carretera por años ha tenido un -- historial de agua en la estructura del pavimento con señales de peligro obvias en el pavimento y en los bordos. El drenaje en la estructura del pavimento parecía ser muy importante en cualquier plan de reconstrucción, ya que ningún sistema de drenaje interno -- había sido basado en las mejoras originales. La severidad (S) de este problema, fue mas tarde más complicado por la importancia -- de la autopista y por el tráfico diario que tiene. Estos facto-- res requerían del diseño de una solución correctiva que quitarla el agua del sistema del pavimento tan pronto como fuera posible, -- sin completar la reconstrucción del pavimento, ya que este trabajo estaba siendo hecho bajo tráfico. El esquema o metodo selec-- cionado consistía de un sistema de drenaje longitudinal instalando o cosiendo através de los bordes estables ya existentes a la -- unión entre el pavimento y los bordes y luego de una zanja en la explanación para diseñar la profundidad. La zanja del drenaje -- quedo después forrada con la tela " MIRAFL 140" , luego con una tela de fibra bituminizada con 6 pulgadas de perforación y esta coloca da en la parte más profunda y lo que quedo en la zanja fue llenado con agregado más grueso y una apertura graduada. La tela fue entonces doblada sobre el agregado para forrarlo completamente, -- en esta situación la tubería fue considerada necesaria para dar un drenaje apropiado por los planos de gradiente que habla. El -- trabajo de este sistema ha sido muy satisfactorio.

CASO No. 4 SISTEMA DE HEALY Y LONG.

Un interceptor de tela combinado y un sistema -- de drenaje subterráneo cubierto, fue introducido por Healy y Long a principios de 1970. El diagrama esquemático de su sistema se muestra en la fig. V.10. Aquí se ve que el centro vertical (usado por ambos, como protector y como transmisor de agua) intercepta y conecta de hecho a la tubería de drenaje subterráneo con el -- agua. Todo el sistema es cubierto con tela. Se han usado tres tipos de tela : Trenzado, no trenzado y esterilla.

Hearly y Long han demostrado recientemente un -- diseño basado en las características de la tierra osea pobremente graduada, bien graduada ó que no es homogénea (ver la tabla V.1. para detalles).

El metodo ha sido probado en el campo como se -- ve en la tabla V.2. Notese la gran cantidad de permeabilidad de la tierra en donde se hicieron las instalaciones.

En su conclusión Hearly y Long creyeron que las -- telas trenzadas eran el tipo más adecuado para este tipo de drena je.

33.b.- DRENAJE EN PRESAS DE TIERRA.

ANTECEDENTES.

Las presas de tierra homogénea ó presas de tie-- rra ó roca, bajo condiciones de filtración firmes, desarrollarán una zona de saturación la cual surgirá del declive rlo abajo del terraplén como se muestra en la fig. V.11a.

Esta filtración obviamente causará erosión en el declive rlo abajo resultando una pérdida subsecuente de estabilidad .

V.1. Requerimientos generales para telas en drenajes.

TIPO DE SUELO.	PROPIEDAD DE LA TELA.	TIPO DE TELA		
		TEJIDA.	NO TEJIDA	TRENZADA.
Uniforme.	Tamaño de Apertura.	ΔD_{60}	$D_{20} \Delta O.S. \overset{a,b}{\Delta} D_{60}$	Prueba de retención de criba D_{50}
	Area Abierta (%)	$\nabla 5$	$\nabla 5$	-
	Permeabilidad.	-	-	$k_{mat.}$ 2k suelo.
Bien Graduado.	Tamaño de Apertura.	$D_{30} \Delta O.S. \Delta D_{85}$	$D_{30} \Delta O.S. \Delta D_{85}$	Prueba de retención de criba D_{85}
	Area Abierta.	$\nabla 5$	$\nabla 10$	-
	Permeabilidad.	-	-	$k_{mat.}$ 5k suelo.
No Homogeneos.	Tamaño de Apertura.	$D_{20} \Delta O.S. \Delta D_{80}$	$D_{20} \Delta O.S. \Delta D_{80}$	Prueba de retención de criba D_{80}
	Area abierta.	$\nabla 10$	$\nabla 15$	-
	Permeabilidad.	-	-	$k_{mat.}$ 2k suelo grueso.

^a O.S. Tamaño de apertura.

^b Entre estos tamaños.

^c Bajo los diseños de presión.

^d Basados en la tierra mas fina.

V.2. Resumen de las observaciones acerca de las instalaciones de campo.

Localización de instalaciones - de drenaje subterráneo.	Fecha de Instalación		Tipo de Tela	Tipo de Tierra.	PERMEABILIDAD DE LAS MUESTRAS DISTRIBUIDAS.
Cancha de Tenis	Junio	de 1969	Butterfly	Arena, limo	7.6×10^{-7}
Deslave.	Junio	de 1970	Chiffon.	Y Arcilla.	
Ruta 44-A	Agosto	de 1970	Chiffon.	Roca fracturada limo arcilloso.	1.0×10^{-3}
Camino.	Octubre	de 1970	Chiffon.	Limo arenoso.	5.6×10^{-4}
Ruta 82	Junio	de 1971	Chiffon.	Arena Limosa.	1.0×10^{-4}
Muro de retención	Agosto	de 1971	Chiffon.	Limo Arcilloso.	3.4×10^{-5}
	Septiembre	de 1974	Chiffon.	Grava Arenosa.	2.0×10^{-2}

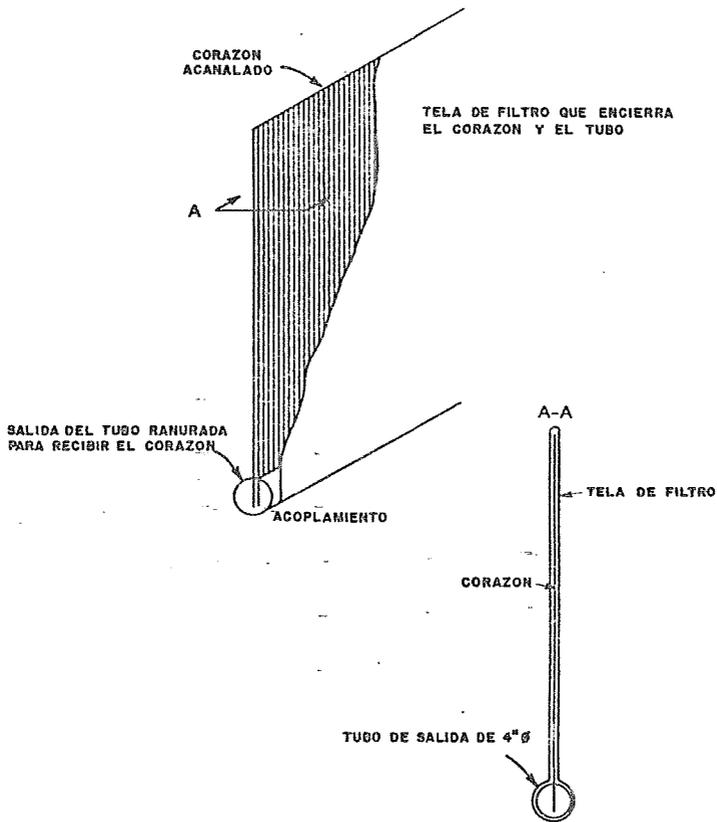


FIGURA V.10. COMPONENTES DEL DRENAJE SUBTERRANEO PREFABRICADO.

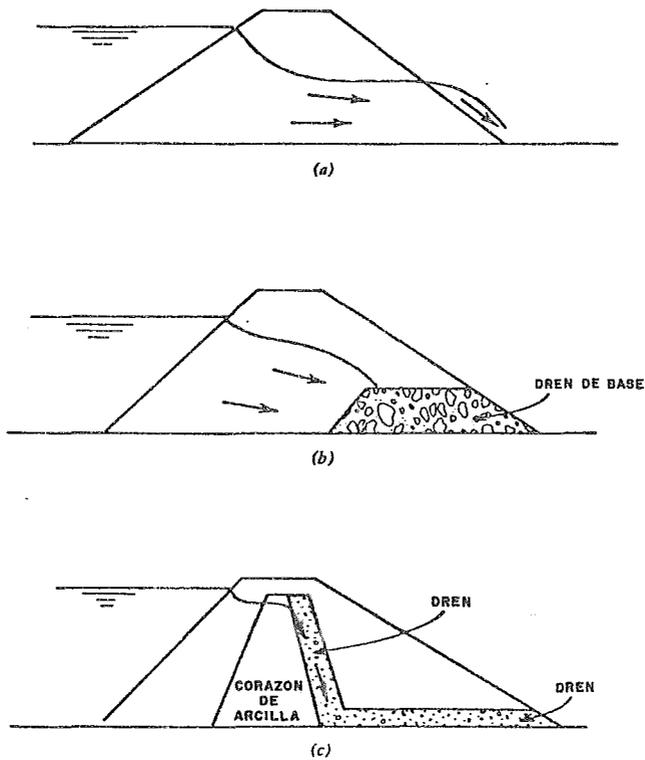


FIGURA V. II. SITUACIONES DE DRENAJE EN PRESAS DE TIERRA HOMOGENEAS Y CON ZONAS DE DRENAJE. EL CAMINO DE LA INFILTRACION SUPERIOR EN (a) PRESA DE TIERRA HOMOGENEA; (b) PRESA DE TIERRA HOMOGENEA CON DREN DE BASE; (c) PRESA DE TIERRA CON DREN DE CHIMENEA Y BASE.

{ esta ocurriendo una pérdida de tierra en la zona de tierra pasiva} y una falla eventual en la estructura .

El usar simplemente las tierras de alta permeabilidad, corregirá un problema que no es aceptable, ya que las -- pérdidas de la reserva serán demasiado grandes para un abasteci-- miento. La solución a este problema es crear una zona de terra-- plén con un centro de arcilla y una franja cortada para evitar la filtración y un drenaje apropiado para remover el agua que pase -- a través de las tierras de grano fino. La función de este drenaje es el de llevarse la zona de saturación fuera de la superficie del terraplén río abajo y que no haya riesgo (ver la fig V.11b.)

La figura V.11c. muestra un sistema de drenaje típico, que consiste de unas galerías de drenaje y unas chimeneas de drenaje.

Los problemas que son involucrados en la constru-- ción de las orillas de los drenajes, las chimeneas de los drena-- jes, las salidas de drenaje , las galerías de drenaje y también-- la zona de transición son los siguientes:

La mayoría de las situaciones requiere de una -- cuidadosa selección de la arena y la grava, la cual hace falta en muchos sitios. Algunas situaciones requieren de un sistema de -- filtro, debido a que es muy distinta la tierra, por ejemplo la ar cilla en el centro de una pared en contra de la arena relativamen-- te no deformable en el sistema de drenaje, así que más de un ma-- terial es requerido y su costo por este concepto resulta alto.

Las telas están siendo probadas e instaladas en-- presas de tierra para una gran variedad de propósitos relaciona-- dos con la selección de problemas de drenaje.

lo que se debe de considerar en esas aplicaciones de la tela, es su permeabilidad (ya sea transversal ó en plano) el agarre-potencial, la resistencia y la longevidad bajo las condiciones -prevalentes. Existe un número de situaciones para un uso potencial de las telas en los siguientes casos, en donde las presas -de tierra que utilizan telas, están siendo diseñadas o construídas (ver fig.V.12.)

CASOS HISTORICOS.

Quienes más han probado e incorporado las telas en varios aspectos de la construcción de las presas de tierra han sido los franceses, en donde las aplicaciones a estos -puntos incluyen: La protección ó la recolocación del drenaje recolector para evitar el uso de grava dentro de la presa ó en el declive río abajo.

. Un corte de la filtración y un drenaje recolector.

. Un material de separación y drenaje bajo la protección y revestimiento de piedra del declive río abajo.

. Un refuerzo de tensión dentro de la presa de tierra.

CASO No. 1 El Investigador J.P. Giroud et al, reportan que en 1970 la TELA BIDIM fué usada en la presa de Valcros en Francia, como un sistema de drenaje (encerrando a la grava) en la arcilla de la corriente río abajo y con una cobertura de 3:1 en el declive río arriba antes de que se colocara el revestimiento de piedra. Las muestras fueron tomadas seis-años más tarde y probadas subsecuentemente para la resistencia a la tensión. La cual fue de alguna manera reducida, y la permeabilidad permaneció igual que cuando se colocó por primera vez.

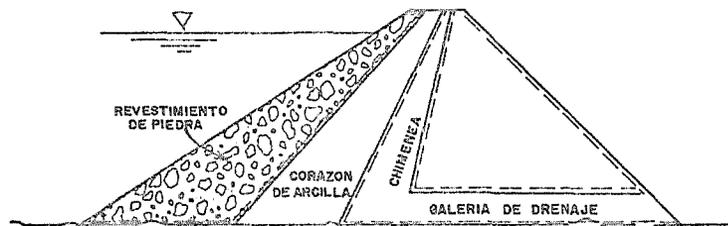


FIG. V. 12. DRENAJE EN PRESAS DE TIERRA. LAS LINEAS PUNTEADAS MUESTRAN DIFERENTES ZONAS DONDE PUEDEN UTILIZARSE LAS TELAS.

CASO No.2 LOUDIERE reporta el uso de la tela fig. ilustra las diferentes aplicaciones en presas de tierra. La fig.V.13 ilustra las diferentes posibilidades. En la fig.V.13a la tela se usa como un recolector de drenaje no abajo. En la fig V.13b las capas horizontales de la tela se usan como refuerzo en-tensión. La fig.V.13c ilustra el uso de la tela, primero como un corte a la infiltración (similar a la chimenea del drenaje) y luego como un recolector de drenaje longitudinal.

B.3c DRENAJE DETRAS DE LOS MUROS DE RETENCION.

La presión activa de la tierra, actua ya sea permanente ó temporalmente en los muros de retención y está depende de la unidad de peso de la tierra, el acto del muro y el coeficien-te de presión activa de la tierra. Este último término depende de la resistencia al corte de la tierra de relleno y por lo gene-ral varia entre 0.3 y 0.4. La fig.V.14a da valores para la tie-rra de relleno en una condición de drenaje, esta figura tambie-n-da valores si el relleno de tierras no esta vaciado y las presio-nes hidrostáticas permiten que se construya, por ejemplo la fig. V.14b En este caso, una influencia principal de la presión total-- en contra de la pared, se debe a el agua por si misma. El efec-to neto del agua y de la tierra es aproximadamente el doble de- la presión de la tierra sobre el relleno de tierra vaciado. El- desalojo del agua de la zona de relleno detrás de los muros de - retención es por lo general realizado por una zona de tierra --- granular de alta permeabilidad colocada directamente detrás del- muro con un espesor de 12 a 24 pulgadas. Estas zonas de drenaje vertical alimenta los agujeros de drenaje, los cuales pasan atra- ves de la pared del sistema de drenaje subterráneo como se mues- tra en la fig.V.15.

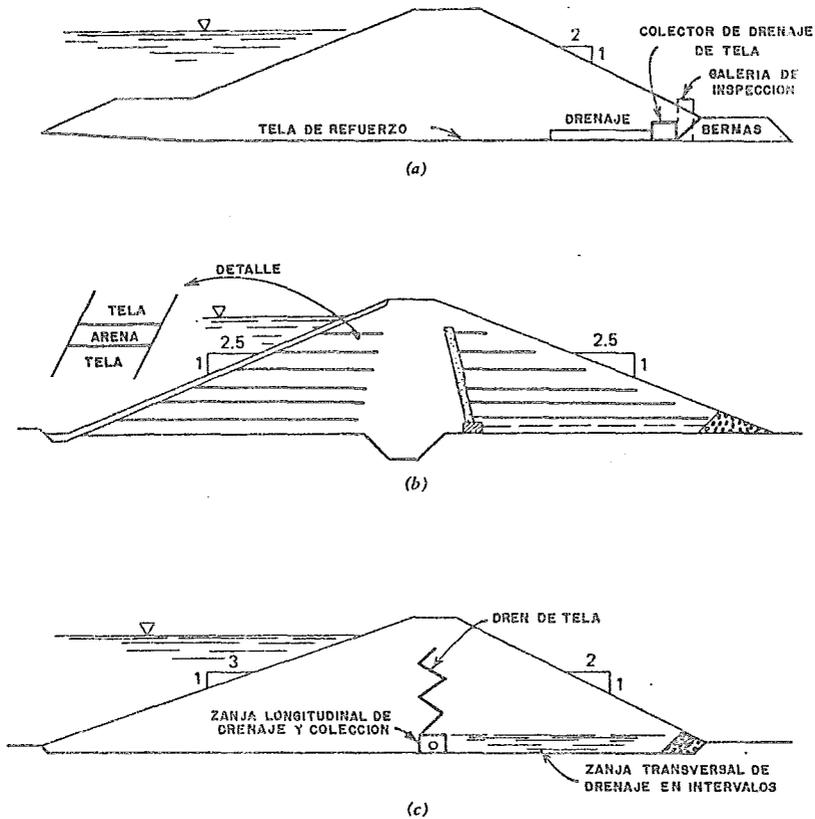


FIGURA V.13. POSIBLES USOS DE LAS TELAS EN PRESAS DE TIERRA COMO :
 (a) DRENAJE COLECTOR CORRIENTE ABAJO
 (b) REFUERZO A LA TENSION
 (c) CORTE DE INFILTRACION Y DRENAJE COLECTOR

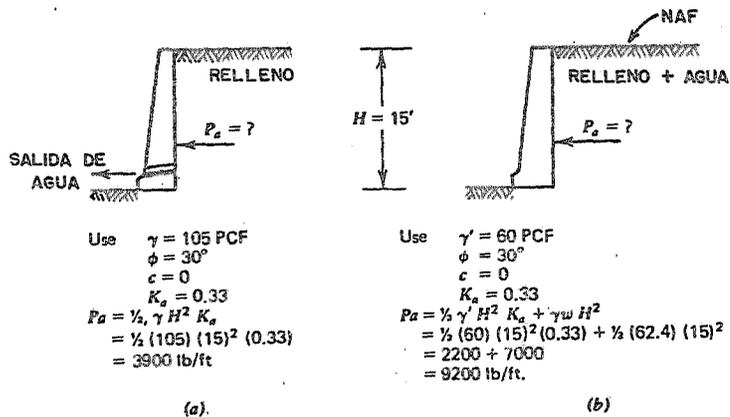


FIG. V.14 LOS CALCULOS DE PRESION DEL RELLENO MUESTRAN LA IMPORTANCIA DE UN DRENAJE ADECUADO DE ESTE PARA EL DISEÑO DE UN MURO DE RETENCION, a) RELLENO DRENADO b) RELLENO SIN DRENAR.

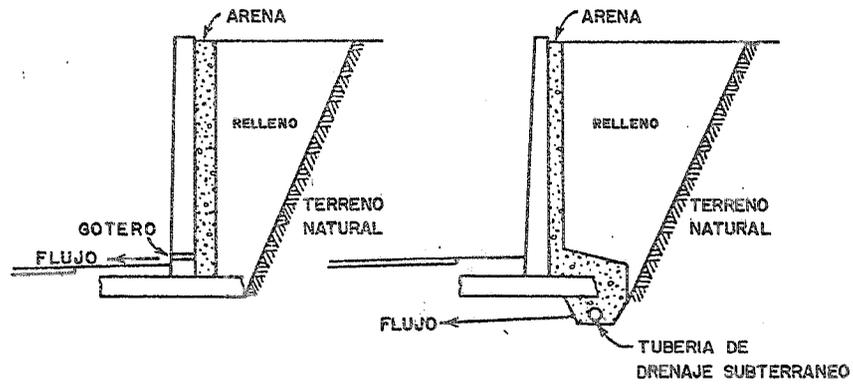


FIG. V.15 METODOS STANDAR PARA DRENAR LA ZONA DE RELLENO DETRAS DEL MURO DE RETENCION.

Aunque estos metodos son efectivos, son a su vez caros y presentan algunos problemas en la construcción como son los siguientes:

. El relleno de arena es un material específico y es por lo general comprado y transportado fuera del lugar del trabajo.

. Las cantidades de arena, son por lo general pequeñas. (12 pulgadas de espesor se especifican en muchas situaciones) ya que la pérdida de material en el lugar de trabajo es alta.

. La colocación es difícil, con vigas de metal, a menudo se forma la separación entre la arena y el relleno.

. Los derrumbes de la arena colocada son comunes con un exceso en el costo del material.

. Los " agujeros " de drenaje son un problema para la construcción .

. A menudo los " agujeros " de drenaje no están claros después de cortarlos en forma de tiras (requiriendo un concreto endurecido para que sea más barato).

. Los rellenos de los drenajes subterráneos son muy importantes, ya que el piso se asentará (por lo menos en parte) en esta área.

El uso de las telas en el drenaje para muros de retención aligera algunos (sino es que todos) de los problemas presentados anteriormente además de asegurarse una larga duración Pero es importante señalar que la tela depende del plano de permeabilidad. Mas aún, este plano debe de funcionar mientras la tela está sujeta a la presión normal de la tierra adyacente a ésta.

Un uso reciente ha sido el delinear el declive de la superficie entre la tierra original y el relleno detrás -

del concreto de los muros de retención . Ver la fig.V.16a para este planteamiento a las fig.V.16b y V.16c para otras alternativas. Todos los equemas intentaron eliminar la presión hidrostática que habla detrás de los muros de contención, los que están por lo general basados en presiones activas de la tierra. Una vez que se interceptó el fluido de agua horizontal, debe de drenar hacia abajo verticalmente a un sistema de drenaje subterráneo o a los agujeros através del fondo de la sección estancada de la pared.

Existe la posibilidad de que en algunos casos, el relleno de arena se deba eliminar completamente al igual que la tela colocada directamente en el lado opuesto de la pared de concreto, como se muestra en la fig.V.16c. Siempre que el drenaje tenga la suficiente capacidad de transportar el agua, esta aplicación podría representar un gran ahorro en la intensiva labor de las capas de drenaje detrás de los muros de contención.

Dos telas comerciales disponibles que tienen poca o nula resistencia en fluido de agua plano, son Enkadraim y Filtan. Los dos materiales son compuestos hechos haciendo "sandwich" un material con una red abierta entre una o dos capas de la tela filtro. La composición resultante, es entonces colocada o adherida adecuadamente al muro de contención a otra estructura para ser vaciada. La tela de filtro no deja que la tierra se mueva mientras se permite que el agua pase através de ésta y dentro del material del interior. El agua se drena rápidamente del sistema. Debe haber mucha precaución, y se debe de estar seguro de que las presiones laterales de la tierra que se está deteniendo, no arruine la alta permeabilidad del material del interior, así como cerrar los canales de fluido mientras éste está en servicio.

Esta aplicación particular en la composición de la tela altamente permeable, tiene una marcada influencia en los

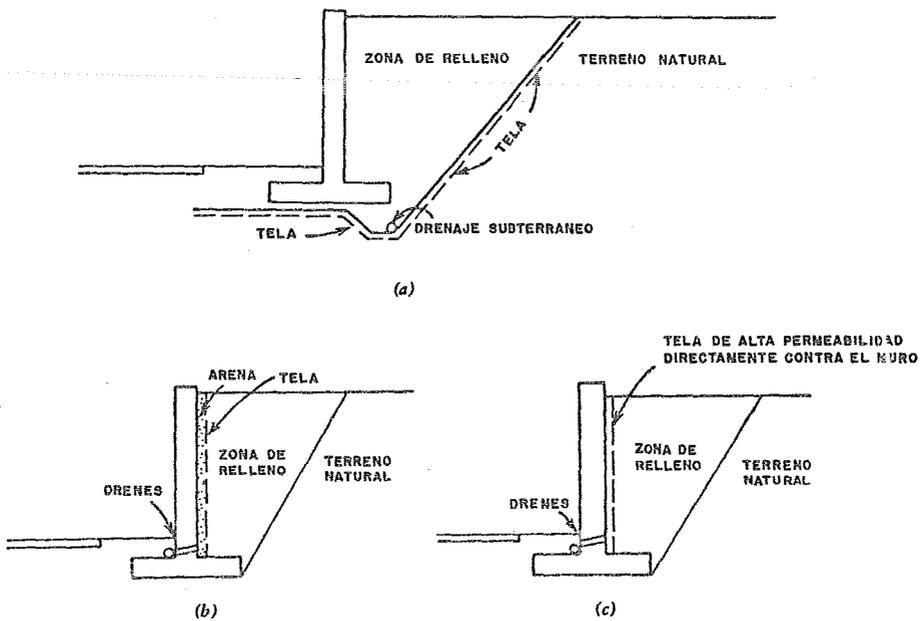


FIGURA V.16. POSIBLES ESQUEMAS PARA EL USO DE TELAS DETRAS DE MUROS DE CONTENCION (a) PLANTEAMIENTO DE MCGUFFREY'S, (b),(c) ALTERNATIVAS PROPUESTAS.

procedimientos de relleno detrás de diferentes tipos de estructuras de contención. Parece ser que representa un adelanto técnico definitivo sobre las prácticas para dar decididamente una bajo costo tanto para el contratista como para el propietario.

B3.d). TELA EN EL DRENAJE PARA ACELERAR EL HUNDIMIENTO

El hundimiento de las estructuras en tierras saturadas de grano fino, es muy importante ya que la mayor parte de la ingeniería geotécnica dedica gran importancia a este tema. El trabajo clásico de Terzaghi al analizar el problema (la cantidad de hundimiento y el tiempo para que ocurra tal hundimiento) marcan el comienzo de la mecánica de suelos como campo de estudio separado en la ingeniería civil. Mientras los dos aspectos en la consolidación del hundimiento, la cantidad actual y el tiempo, son importantes es quizá el tiempo al que más atención debemos prestar. El tiempo para la consolidación se puede predecir utilizando la siguiente ecuación :

$$t = \frac{H_v^2 T_v}{C_v} \text{ ----- [1]}$$

Donde

- t = tiempo para que ocurra el hundimiento
- H_v = largo del camino de drenaje en dirección vertical (a menudo la profundidad del estrato).
- T_v = factor del tiempo vertical que depende del porcentaje de consolidación .
- C_v = Coeficiente de consolidación para un fluido vertical.

Es el coeficiente de consolidación (una propiedad determinada en el laboratorio de la tierra en cuestión) el que puede determinar el tiempo para que ocurra el hundimiento. El valor bajo de C_v puede llevar el tiempo de consolidación de 10 a cientos de años.

De igual importancia en muchos casos, son las capas espesas de tierra compresibles, las cuales elevadas al cuadrado en la ecuación, también aumentan considerablemente el tiempo para que ocurra la consolidación.

Para apresurar el tiempo de consolidación, se ha usado una combinación del drenaje de arena y sobrecarga desde 1930. Los drenajes de arena son columnas verticales de arena o grava de alta permeabilidad que se instalan continuamente através del subsuelo de grano fino que esta causando el problema. Una reconstrucción llamada sobrecarga, se coloca sobre todo el lugar, cubriendo los drenajes de arena. Esta sobrecarga moviliza el exceso de presión del agua del suelo, la cual entonces fluye horizontalmente hasta el drenaje de arena, y luego verticalmente dentro del drenaje de arena para que salga eventualmente através de la capa de arena o de otro estrato horizontal permeable. Haciendo la ecuación para el tiempo de consolidación, se llega a:

$$t = \frac{Hh^2 Th}{Ch} \text{ ----- (2)}$$

Donde

- t = tiempo para que ocurra el hundimiento
- Hh = largo del camino de drenaje en dirección horizontal (la mitad de la distancia entre los drenajes de arena).
- Th = factor de tiempo horizontal dependiendo del porcentaje de consolidación, el diámetro del drenaje de arena y el espacio del mismo.
- Ch = coeficiente de consolidación para un fluido horizontal.

Se ha visto fácilmente comparando las ecuaciones (1) y (2) que el tiempo para que ocurra la consolidación del hundimiento es reducido drásticamente cuando se usa drenajes de arena. Esto sucede por los valores de Ch que a menudo son mayores que los

Cv, debido a la estratificación horizontal y a las distancias más cortas del fluido horizontal en contra del fluido en dirección vertical. Debe de notarse de que no se reduce la cantidad del hundimiento sino unicamente el tiempo para que este ocurra. Al llegar al hundimiento deseado o a una parte de este, este se quita y se -- construye la estructura final.

Construcción de drenajes de arena.

El método general para construir drenajes de arena, es instalando una tubería de acero llena de arena (llamada mandril) a través del estrato comprimible. Luego se retira el mandril dejando una columna de arena detrás. Este proceso se repite a -- varios espacios entre la tierra comprimible. Los diámetros típicos de un drenaje de arena son de 6 a 24 pulgadas con espacios comunes de 5 a 200 pies. Otro método es el de colocar los drenajes de arena usando una barrena o taladro continuamente, con la arena ya introducida en la parte central de la tubería al momento en que toda la unidad esta siendo retirada. Con cualquiera de los métodos de instalación existen dos problemas fundamentales:

- . La arena atora la entrecarga del drenaje de arena sobre la tierra, sin permitir que el agua entre al drenaje de arena.
- . El drenaje de arena no ofrece resistencia al --- cambio lateral de la tierra como hundimientos -- no uniformes o a que ocurran tensiones al corte laterales.

Estos problemas se pueden evitar completamente, o -- por lo menos en parte usando tela para cubrir toda la arena o usando la tela como drenaje.

En el Japón, se tiene un método patentado para --- la construcción de drenajes de arena cubiertas de tela. El método llamado Chiyoda Pack Drain, consiste de un tubo de monofilamentos de polietileno de un diámetro variable a lo largo del estrato compresible. Este tipo neto de tubo con aperturas de 1.2 por 1.6 mm se inserta en una grulla engastada cubierta que lleva al montaje a una posición para que se llene de arena. La cubierta se retira con la grulla mientras la columna de arena cubierta de tela se deja detras con la ayuda de una presión de aire aplicada. La secuencia de la construcción se muestra en la fig. V.17. . Muchas telas poseen una excelente permeabilidad en plano, la que si es propiamente colocada, puede transmitir grandes cantidades de agua del estrato saturado de tierra endurecida fuera del lugar. Este concepto fue primeramente en 1948, no con telas, sino con mechas de cartulina. Las mechas de cartulina se pasaron por toda la tierra compresible con excelentes resultados de endurecimiento. Esta técnica no se ha usado mucho en América (debido al equipo de construcción requerido, ya que se tiene que volver a armar una gigantesca máquina de coser).

Otra variación en el uso de las telas se ha introducido recientemente , se estan usando franjas de tela tejida de poliester de 30 cm. de ancho, como se muestra en la fig. V.18 la instalación de franjas de tela continuas por medio de un " Crane-Mounted telescopio lance". La tela en un rodillo se pone en la parte de la lanceta donde está agarrada. La lanceta es luego llevada a la tierra con el rodillo en la tela como si la penetrara. A una profundidad deseada, se suelta la tela y se recoge la lanceta para llevarla a otro lugar. La tela ya colocada se corta en la superficie. La tela se puede fácilmente conectar horizontalmente a la superficie de la tierra para conducir el agua fuera del área de sobrecarga, eliminando así la necesidad de una capa de arena.

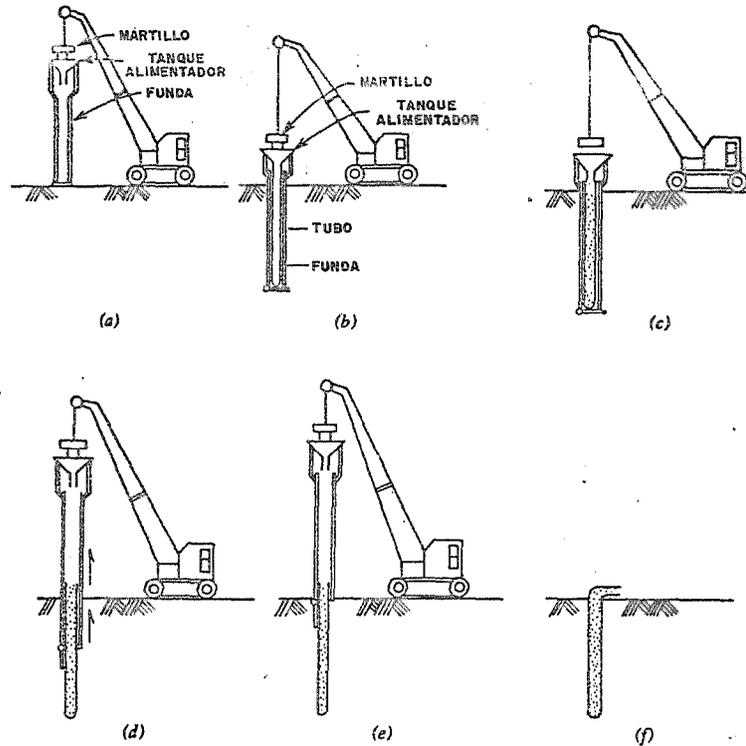


FIGURA V.17. DIAGRAMAS DEL METODO DE DRENAJE "CHIYODA PACK" PARA LA INSTALACION DE DRENAJES DE ARENA CUBIERTOS CON TELA. (a) COLOCACION DE FUNDA, (b) EL TUBO DE TELA DE POLIETILENO SE INSERTA DENTRO DE LA FUNDA, (c) EL TUBO DE TELA SE LLENA CON ARENA, (d) LA FUNDA SE SACA, (e) INSTALACION DEL DRENAJE "CHIYODA-PACK", (f) SE COMPLETA EL EMPAQUETADO DEL DRENAJE.

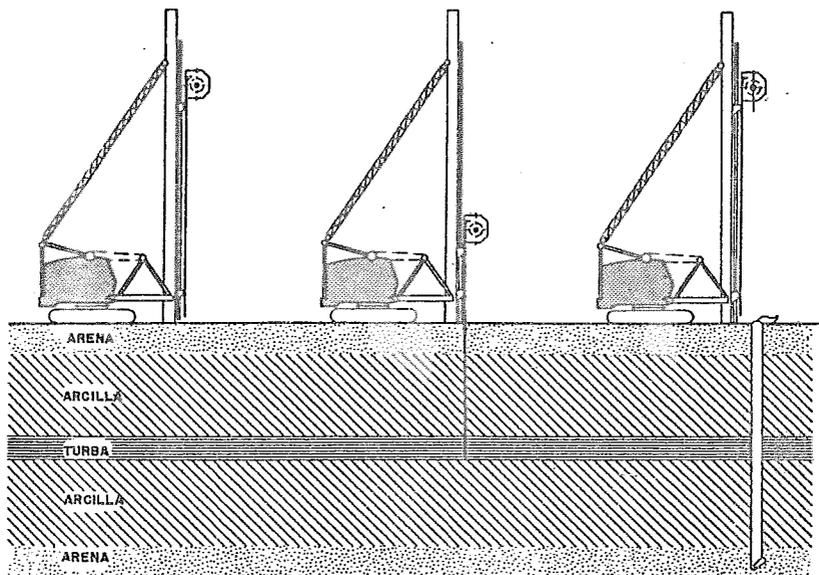


FIGURA V.18. ETAPAS DE INSTALACION PARA LAS COLUMNAS DE DRENAJE USANDO TELAS.

Los resultados de estas métodos son comparables -- al comportamiento de la tierra endurecida cuando se usan drenajes - de arena.

B.4 LAS TELAS USADAS COMO MECANISMO DE RETENCION DE LA TIERRA (CONTROL DE LA EROSION).

El uso de las telas en el control de la erosión -- ha tenido numerosas aplicaciones. Las situaciones típicas en lo referente a este tema son las siguientes;

. Como protección de costa o de playa, en donde -- la fibra actúa como un mecanismo para mantener la tierra en su lu--gar, mientras está permitiendo la germinación de la vegetación o el crecimiento de la maleza.

. Como material límite debajo de la capa de piedra del relleno en la protección de declives adyacentes a la corriente de agua o en las áreas de marea.

. Como protección en contra de la erosión del agua y de la desembocadura de las alcantarillas.

: Como defensa o control de la erosión para prote--ger los declives adyacentes a las corrientes de agua o a las áreas de marea.

. Como una alga marina artificial que permite la - construcción de sedimentos naturales y el crecimiento de plantas.

. Como una cercas o sedimento para retener la migración de la tierra que ha sido acarreada por el agua o por el viento

La erosión al descubierta de las tierras no prote-
gidas es un problema que pide una solución. Debido a el aumento de
la construcción y al de la densidad de la población, los resultados
perjudiciales de la erosión, han tenido un gran impacto (ver la --
fig. V. 19 para tales efectos!).

Las cantidades de tierra que el agua o el viento -
pueden mover son asombrosas. Más de cuatro mil millones de tonela-
das de tierra negra se erosionan cada año, únicamente por la lluvia
la fuerza de 20 millas por hora con que el agua cae a la tierra ---
puede acabar y erosionar cualquier tierra. Además la lluvia hace -
compactada la parte superior de la tierra, reduciendo así su capaci-
dad de absorción, creando mas afluencia, la que resulta en capas, -
arroyos y un tipo de erosión producida por una corriente de agua.

Existen principalmente dos situaciones no desea-
bles ocasionadas por el movimiento del agua sobre la superficie ter-
restre.

- 1). Daño a la superficie terrestre vía erosión.
- 2). Destitución de la tierra erosionada en áreas -
adyacentes (comunmente cerca de una vía de --
agua o sistema de alcantarillado).

Se deben de tomar dos cursos de acción para prote-
gerse en contra de esta erosión. Primero el uso de vegetación natu-
ral, por ejemplo: hierbas, maleza, césped, etc. El segundo, es pro-
teger el declive con algún tipo de pavimento. Los tipos standar --
de pavimento son concreto, asfalto, cubierta de rocas, gaviones y -
otros.

El uso de la vegetación natural, obviamente asume-
que tal vegetación puede crecer en los declives en cuestión. Lo --



FIGURA V. 19. MUESTRA TÍPICA DE EROSION DE LA TIERRA AL DESCUBIERTO.

crítico de esto es la reducción de la velocidad de la afluencia del agua, ya que este es el parámetro en la pérdida de tierra. La ecuación universal de pérdida de tierra es:

$$A = RKLSCP$$

Donde

A= Pérdida de tierra por erosión por unidad de área.

R= Factor de lluvia.

K= Factor de desgaste de la tierra

L= Factor de extensión del declive

S= Factor gradiente del declive

C= Factor de error en el manejo.

P= Factor de práctica en el control de la erosión.

En esta ecuación, K, L y S son interdependientes - con la velocidad de la afluencia del agua.

El laboratorio de las regiones frías en la construcción de ingenieros, investigo dos tipos de telas para el control de la erosión al reducir la pérdida de tierra en los lugares de construcción en regiones frías. Las dos telas fueron; una fibra de vidrio blanca producida por una firma norteamericana (Owens Corning-Fiberglas Corporation) y una red entretregida de plástico con tiras de papel café de 1/4", producidas por Gulf States Paper Company.

Se construyeron cinco lotes de prueba de 8" por 46 pies en un declive 25 grados al norte, que consistían en una mezcla de arcillas VARVE y una fina arcilla arenosa altamente desgastable. Las telas se instalaron en lotes previamente tratados con fertilizantes y semillas. La tela de fibra de vidrio se instaló en tres lotes de prueba, la tela de papel en otro lote de prueba, y el lote restante se dejó sin semillas, fertilizantes y tela, y se uso-

como lote de control. Las medidas de la pérdida de tierra después de un año, indican que las dos telas son altamente efectivas al reducir la pérdida de la tierra. Las dos telas tuvieron una efectividad del 96% cuando se compararon al lote de control. Los lotes con fibra de vidrio tenían un promedio de pérdida de tierra de 2.5 toneladas por acre y la tela de papel un promedio de 2.7 toneladas por acre, con respecto al lote de control que perdió 76 toneladas por acre.

Los materiales geotextiles (fibras sintéticas) -- dan una cubierta para proteger la base de tierra del fluido directo del agua, que permite que la vegetación germine y crezca. Los materiales mas biodegradables como el yute avidriado y el asfalto reves tido pueden romper y dejar el declive sin protección. Las telas -- son sintéticas resistentes que permanecen en la tierra y continuando protección por grandes periodos.

Un producto presentado usa una capa de material -- fibroso degradable conectado a una fibra sintética tejida. El material parecido al papel, da protección a la tierra, y al mismo -- tiempo permite que las semillas germinen sin problema.

En la mayoría de los casos, se necesitan materiales que den alivio a las presiones de levantamiento hidrostático . Este puede ser un gran problema, en donde el nivel del agua de la subsuperficie cambia rápida y repentinamente . En tales casos, las telas de filtro sintéticas trabajan de una manera muy eficaz. Aseguradas con estacas, permiten que el agua, y no partículas de tierra, pasen através de ella sin que ocurra algún desplazamiento de la tela.

Las telas pueden ser tejidas o no sin embargo las tejidas por lo general tienen el tamaño de los poros mas grande que las no tejidas y se usan en tierras con partículas de gran tamaño.

Las telas no tejidas se usan donde existe tierra fina, como la arcilla o el cieno. En donde se espera un levanta--

miento hidrostático, estas telas deben de tener una alta permeabilidad para que no haya problema. La tierra fina puede obstruir los huecos de la tela. La presión resultante, puede entonces hacer --- que la tela se infle o se separe del área protegida, permitiendo la pérdida de tierra.

Debe de haber cuidado al escoger el tamaño correcto de la apertura de la tela. Así como tener en cuenta que al exponer la tela a la atmósfera se expone al mismo tiempo a los rayos -- ultravioleta, los cuales con el tiempo reducen la resistencia de la tela y se hace necesario seleccionar la tela adecuada, la cual debe de estar tratada para tal efecto.

B.5 IMPORTANCIA EN LAS PROPIEDADES DE LAS FIBRAS PARA SUS USO EN LA CONSTRUCCION.

La selección de una tela para la aplicación de una construcción en particular, debe necesariamente depender de las propiedades y características adecuadas de una fibra. Si estas propiedades y características son inadecuadas, puede resultar una falla. La salida más segura a este problema es através de una comparación con proyectos en un campo similar, pero desafortunadamente hay pocos casos en la historia que estan disponibles en un campo relativamente nuevo de las fibras en la construcción, para tal efecto, se debe recurrir a una evaluación de las propiedades de la tela y fibra y de sus características en base a pruebas de laboratorio.

La sociedad Americana para la prueba y materiales (ASTM) actualmente dedica dos volúmenes enteros a la prueba de materiales textiles y aún mas, otro volumen para la prueba de plásticos. Muchas de estas pruebas no pueden ser usadas directamente pero dan una base para las extensiones y aplicaciones de las necesidades para elegir la tela mas adecuada a un trabajo de construcción-determinado.

En 1977 el comité D-13 de la SAPM en textiles, --- creó un subcomité D-13.61 para evaluar modificar y sugerir métodos de prueba para fibras geotécnicas, de este grupo fueron formados -- tres comités para investigar las siguientes áreas (conforme a méto dos de prueba más actuales) : propiedades mecánicas, propiedades -- hidrostáticas y de resistencia y propiedades heterogeneas.

B.5a .- PRUEBAS PARA PROPIEDADES FISICAS.

Peso (masa) La prueba actual del ASTM para esta -- propiedad es diseñada D19 días . El peso de la fibra esta expresa do como masa por unidad de área en onzas por yarda cuadrada o gra-- mos por M2 onzas por yarda lineal o gramos por metro lineal o inver samente como yarda por libras o metro por kilogramos. En las últi-- mas dos indicaciones el ancho de la fibra debe ser tambien fijo . La determinación del peso debe ser hecha lo más cercano al 0.01% -- del peso del especimen y el ancho y el largo deben ser medidad bajo una tensión de cero.

ESPESOR: El espesor de una fibra es la distancia entre la superficie superior e inferior de un material, medida bajo una pre-- sión específica. El metodo D1777 del ASTM que es espesor se debe - de medir a una exactitud de por lo menos 0.001 pulgadas (0.02 mm) bajo las siguientes presiones. Se debe hacer notar que las telas - para la construcción no estan incluidas en la tabla **V.3** Así que la especificación necesita clasificación en lo que se refiere a es-- to. Llega a ser particularmente importante cuando el espesor es re-- querido en el cálculo de alguna otra propiedad de la tela; por ejem plo determinación del coeficiente de premeabilidad que requiere --- el espesor de un especimen através del cual ocurre el flujo.

1 ABLA V. 3 GUIA DE PRESIONES PARA MEDIR EL ESPESOR DE LA TELA

TIPO DE MATERIAL	EJEMPLO	DESCARGA DE PRESIONES.
SUAVE.	MANTAS, TELA DE LANA, TELA DE PUNTO TELA DE TEJIDO	0.005-0.50 psi (0.35-35 g/cm ²)
MODERADO	ESTAMBRE, TIPO ALFOMBRA	0.02-2.0 psi (1.4-144 g/cm ²).
FIRME	LANA ASBESTOS, FIELTRO	0.1-10 psi (7-700 g/cm ²).

COMPRESIBILIDAD.- La reacción del espesor de una tela a presiones variables (mas que a una presión específica) -- pueden ser medidas de acuerdo con el método D1777 del ASTM, como se a descrito hace un momento. De una manera similar a las pruebas geotécnicas, el declive de una curva resultante es un módulo compresible- (o coeficiente) , lo último siendo una información de propiedades físicas o mecánicas.

B5.b.- PRUEBAS PARA LAS PROPIEDADES MECANICAS.

Prueba de presión de franja.- Esta es una prueba de resistencia descrita por los métodos D1682 y D751 en el ASTM -- en donde el espécimen es tomado con abrazaderas por el ancho y probado para ver si falla. Una tela (o fibra) con tensión de 2 pulg. de ancho es por lo general utilizado. La máquina de carga de prueba puede ser aplicada de una de las siguientes maneras : con cantidad constante TRANSVERSAL, con cantidad constante de carga, cantidad constante de extensión.

La prueba surge de un efecto de factor de POISON en donde las dimensiones transversales están disminuyendo conforme la carga es aplicada. En algunas telas el ancho disminuye a menos del 50% de su anchura original.

. Prueba de tensión de agarre.- Es una prueba comúnmente usada para la resistencia de textiles, métodos D1682 y D751 del ASTM en donde solamente una parte del ancho del espécimen es sujeta entre la abrazadera y el espécimen probado para ver si falla. Típicamente un espécimen con un ancho de 4 pulgs. es centralmente agarrado con unas mordazas de 1 pulg de ancho. Las pruebas pueden ser completadas con una máquina de prueba con una cantidad transversal constante, cantidad constante de carga o cantidad constante de extensión. La porción que no está cargada de la tensión da una cantidad transversal rígida.

Prueba de tensión de franja plana.- Ya que las fibras geotécnicas son por lo general restringidas cuando se colocan en el campo, una prueba de franja del laboratorio que mantiene la dimensión transversal, parece ser de mucha utilidad. En los E.U.A. se ha hecho una prueba en donde la restricción de los ángulos correctos a la dirección de carga es dada por medio de "BRAKEDS" de madera de poco peso en donde el bolo de acero ha sido puesto. Esta resistencia lateral al acortamiento transversal resulta de un módulo en aumento o de una disminución de la probabilidad de falla. La prueba tiene deficiencia, como la concentración de tensiones altas en los puntos en donde los bolos perforan la tela.

. Prueba de franja Biaxial.- La extensión de las pruebas mencionadas anteriormente, es la tensión biaxial en donde el espécimen es por lo general copado en forma de cruz y estirado en direcciones perpendiculares. En fibras de lana bajo las pruebas -

biaxiales la carga debe de mantenerse constante para prevenir el -- esviaje de la tela, pero este no debe ser el caso para las telas o fibras que no son de lana. El principal uso de esta prueba, parece ser el entendimiento de las propiedades de deformación de una fibra antes de la falla. Esta es una determinación importante por lo que el comportamiento de la tela debe registrarse y analizarse.

Pruebas de elongación.- Una elongación insuficiente prevendrá a la tela de ajustarse a las condiciones naturales - mientras que una elongación excesiva permitira un plastico-elástico y una inadecuada inmovilización de tensión. El valor requerido es la elongación medida dividida por el lado original entre los puntos de medida. El método D1682 de la SATM se refiere a este valor como una elongación aparente, debido al desprendimiento potencial de la tela en las mordazas de carga.

Comportamiento del movimiento paulatino del terreno.- El método D2990 de la SATM da un procedimiento de prueba seguida por comportamiento paulatino de una tela. Se han probado poliésteres y poliamidas encontrando que ambas se deforman linealmente con respecto al tiempo recorrido y pueden ser usadas para la predicción de niveles de movimiento paulatino del terreno. Estas pruebas varían de 1 minuto a 1000 horas. Pero el tipo de material de lo que están hechas las fibras hace que estas se comporten de distinta manera una de otra por lo que dicho comportamiento no puede ser fácilmente generalizado. La interacción de las fibras sintéticas en forma de telas hechas de diferentes materiales y procesos - pueden tener también un comportamiento diferente.

Pruebas de elasticidad transversal (o de travesaño).- Esta es una prueba desarrollada por Dupont y extiende la tela a lo largo de un conducto de 6 pulg. de diámetro y lo empuja hacia una varilla cuadrada de 2 pulg. en una dirección transversal.

La tensión desarrollada en la muestra después de una pulgada de -- penetración es registrado por un modulo de valor, la operación se -- repite 15 veces para evaluar las caracterizticas de fatiga de la te -- la .

. Prueba de franja indirecta.- Esta prueba mide -- indirectamente la resistencia de la franja de un especimen artifi -- cial. El especimen es horizontalmente agarrado en un molde de 6 -- pulg. diámetro California Bearing Ratio (CBR) y en un pistón de -- 2 pulg. de diámetro es presionado a una velocidad constante de 1.3 -- mm. por minuto hasta que ocurra alguna falla. La resistencia de la -- franja y la elongación son computarizadas. Es una forma de prueba -- de ruptura transversal.

. Prueba de separación trapezoidal.- Esta prueba - D2263 de la ASTM esta descontinuada, fue originalmente pensada para -- la prueba de telas automotrices. La separación trapezoidal es la -- fuerza requerida para el rompimiento individual de lashilázcas o sea -- las fibras en una tela. En esta prueba, la tela se inserta a una -- máquina de prueba de tensión de franja en las vías para que las fi -- bras se comiencen a separar progresivamente, se hace un corte ini -- cial de 5/8 pulg. para comenzar el proceso. Las fibras individua -- les que estan agarradas a las abrazaderas se tensan más que la es -- tructura de la tela. Esta prueba fue descontinuada por la SATM en -- 1976 sin dar ningun reemplazo.

. Separación de la punta de tierra.- En esta prue -- ba la SATM D751 usa un pedazo de tela de 3" por 8" con un precorte -- inicial de 3 pulg. La tela es colocada en una máquina de prueba con -- la parte de los cortes en las mordazas de la máquina. Se aplica -- una fuerza que va en aumento para ser la separación de la tela a lo -- largo del corte inicial. La configuración de la prueba, permite --

que las hilázas se aten y trabajen juntas para resistir la propagación de la separación.

. Resistencia al impacto (separación de Elmendorf)

Una propiedad mecánica crítica en algunas construcciones es una resistencia a el impacto. La prueba D1424 de la ASTM cubre un procedimiento para la determinación del porcentaje de la fuerza que se requiere para propagar un rompimiento simple o un rompimiento del tipo de separación de la punta de tierra comenzando de un corte ya hecho anteriormente en una tela de lana. El corte es continuado -- por medio de un pendulo en descenso. La fuerza de separación es la fuerza que se requiere para continuar la separación que ya habla -- comenzado anteriormente en la muestra. La resistencia es calculada como el trabajo hecho de separación de la muestra dividida por dos el largo de la separación. Esta prueba es muy usada en Europa para medir la resistencia de la separación pero no tiene una gran validez en cuanto a telas que no son de lana.

. Prueba de impacto de la penetración de un cono

En esta prueba un cono se arroja de una altura específica a una muestra de tela horizontalmente, la cual se encuentra dentro de un molde de 6 pulg. de diámetro California Bearing Ratio (CBR). El tamaño del agujero que resulta se mide y se clasifica cualitativamente de una tela a otra. La prueba intenta simular la caída de piedra de la subase directamente sobre la tela. Aunque no es una prueba ideal, esta intenta determinar la resistencia al impacto de las telas de la construcción.

Resistencia de las telas al desgaste. Los métodos de prueba de la ASTM para la resistencia al desgaste de telas textiles, son nombrados con el metodo D1175 y cubren seis diferentes procedimientos:

- . Diagrama inflado
- . Desgaste y dobléz.
- . Cilindro oscilatorio
- . Plataforma rotativa con doble cabeza.
- . Desgaste uniforme
- . Motor demoleedor.

En todos los casos el desgaste se define como " el desgaste de cualquier parte de un material al frotarlo contra una superficie" (notado de prueba D1175 de la ASTM).

Hay obviamente un gran número de variables para -- considerarse en esta prueba. Los resultados son dados como el porcentaje de pérdida de peso bajo la prueba específica y sus condiciones particulares.

FATIGA.- Celanese ha modificado la prueba de agarre de franja (D1682) para dar un valor de resistencia a la fatiga bajo sus pruebas denominadas CFMC-TEET-6. La resistencia a la fatiga se define como la capacidad de soportar cargas repetitivas antes de que suceda una falla irremediable. La muestra es estirada ---- longitudinalmente a una cantidad constante de extensión y a un largo predeterminado para luego regresarla a una carga en cero. Este ciclo se repite hasta que ocurra alguna falla. Las muestras de 8 - pulg. de largo y 4 pulg. de ancho, se prueban con una máquina de prueba de fatiga de instron. La reacción resultante de la tensión se puede usar para calcular el ciclo del módulo secante que llega a ser evidente después de un número de ciclos de carga que se le -- apliquen. Aunque muchas variables son definidas (primeramente la decisión de tomar una deformación dada la cual se usa durante la -- prueba) la prueba presenta condiciones mejores que la mayoría de -- las pruebas estáticas.

B.5c. PRUEBAS PARA LAS PROPIEDADES HIDRAULICAS.

Una propiedad importante de las telas para su uso en el drenaje , es la abertura y porosidad de la tela que se quiera -- usar , y se puede determinar mediante pruebas hechas con aparatos como el analizador de imagen, el cual rapidamente examina -- el modelo dando por reflejos de luz el porcentaje de huecos existentes en la tela.

La mayoría de los sistemas utilizados para la verificación del tamaño de los huecos en la tela, tienen datos almacenados que permiten examinar el modelo relativamente grande y así -- obtener datos estadísticos significativos en cuanto al tamaño de las aperturas, así como la desviación estandar y varianza de estas aperturas. Las desventajas de estos sistemas son el alto -- costo inicial del equipo y un consumo grande de tiempo de preparación. Como una alternativa para dar una prueba equivalente -- del tamaño de abertura, ha sido planeada por la corporación de -- ingenieros. LA EOS se define en CW-02215 como un número de la -- criba estandar de Estados Unidos que tiene las aberturas más cerca en tamaño a las aberturas de la tela de filtro. Esta prueba -- usa unas cuentas de cristal con un tamaño ya conocido ya diseñadas con un número EOS y que determina cribando (usando fracciones de arena más gruesa) el tamaño de cuentas de las cuales el -- 5% o menos pasan a través de la tela.

La EOS de la muestra de tela es el número que se tiene -- en Los Estados Unidos para una criba standar de esta fracción. La prueba es parecida a la de Celanese C+MC-FEET-I con la excepción de la duración del tiempo de sacudida. Los valores típicos

para la selección de las telas se dan en la tabla. V.4.

Permeabilidad del aire. El método D737 de la ASTM --- define la permeabilidad del aire como " la cantidad de aire -- que fluye através del material bajo presiones diferentes entre las dos superficies de la tela". Esto es expresado como pie cúbico por minuto de aire por pie cuadrado de la tela entre las presiones diferenciales fijas.

TABLA V.4.

DATOS DE LA CORPORACION DE INGENIEROS
SOBRE EOS PARA VARIAS TELAS.

TELA	NUMERO DE CRIBA EOS
FILTRO X	100
POLIFILTRO 613	40
POLIFILTRO X	70
TELA LAUREL PARA CONTROL DE LA EROSION	100
MIRAFI 140	100
MONSANTO E2B	80
NICOLON 66487	30
NICOLON 66429	40
NICOLON 66424	50

Las presiones equivalentes a 0.5 pulg. (12.7 mm) de -- agua fueron también utilizadas, sin embargo las presiones más altas se pueden seleccionar dependiendo de la tela. Las presiones deben estar fijas junto con los resultados de la prueba. El aire que fluye se toma del espacio de prueba del fabricante de las

gráficas de calibración para un nivel de presión de aire ya dado (como se determina en un manómetro vertical controlador de aceite) de un tamaño de boquilla de salida de aire.

Permeabilidad del agua.- El estado de New York ha propuesto una adaptación de una prueba de permeabilidad con cabeza constante. La muestra de la tela que ya se ha probado, se coloca en un plato con base de plástico y se le adapta otro tubo de plástico (de 4 1/2 pulg. de diámetro) , se permite que el agua entre por la parte superior del tubo por donde luego fluye hacia abajo através de la tela y sale del sistema. La situación de la cabeza constante se mantiene. Las tres pruebas son conducidas a cabezas de 3".12" y 36" respectivamente. Los datos son obtenidos y clasificados de una manera convencional para obtener la permeabilidad de la tela en cm/seg hay que notar que esta unidad requiere de una estimación que no ha sido standarizada la cual es el espesor de la tela.

Alternativamente la prueba puede continuarse con incremento de 4" a 5" de cabeza y una cantidad de fluido medida en galones /minuto por pie cuadrado. La firma Dupont también usa una prueba de cabeza constante con la permeabilidad medida a 10" de cabeza.

Fluido de agua plana (SIFON). Aunque no es una prueba standar, la capacidad de la tela para llevar agua horizontalmente en este plano manufacturado, suele ser muy importante. Este tipo de permeabilidad plana se puede modelar fácilmente a diferentes cabezas y aún para cabezas negativas. Esta última indicación sería entonces la de medir la capacidad de sifón de la tela. La importancia de estas medidas serían la carga transversal apli

cada a la tela como se hace bajo pruebas. La capacidad de si-
fón de las telas ha sido mostrada por algunos fabricantes, pero
todavía no se ha intentado la estandarización de la prueba.

Prueba de factor de gradiente.- Esta prueba designada-
CW02215 de la corporación de ingenieros, mide el factor gra--
diente, sirviendo también, como indicador de deslumbamiento ó
atoramiento de la tela. El factor gradiente se define como el-
factor de infiltración de gradiente através de la tela y de una
pulgada de tierra al gradiente através de 2" adyacentes de tie-
rra. La prueba se lleva a cabo en un permeámetro de cabeza ---
constante con la tela sujeta firmemente dentro de esta y la tie-
rra colocada por encima. El agua fluye hacia abajo através de-
la tierra, después através del filtro y finalmente fuera de? --
permeámetro. El agua corre por 24 hrs. antes de que se tomen-
los datos para calcular el factor de gradiente. Sin embargo --
si se continua esta prueba por períodos considerables y se ob--
servan los cambios en el fluido (y, ó las variaciones de la ca-
beza) se puede hacer una indicación del deslumbamiento o atona
miento de la tela.

Prueba ascendente de gradiente.- Invirtiendo la dire-
cción usual del fluido de la prueba de permeabilidad de cabeza-
constante se puede crear un gradiente ascendente hidrúlico y -
más aún, de terminar el trabajo de la tela. También se puede -
observar cuanto de esta capa se forma debajo de la tela.
La configuración de la prueba tiene un fluido ascendente atra-
vés de la tierra y después através de la tela. Para simular --
las condiciones naturales, se puede colocar una capa de grava -
sobre la tela. Ya que el recipiente de contención es de plásti-
co, se puede observar si la condición estratificada se forma --

en la tierra debajo de la tela. (Este trabajo es actualmente llevado a cabo en la Universidad de Drexel y en Celanese).

Los procedimientos de prueba mas usuales y el sistema de permeabilidad de tierra/tela, se compara a la permeabilidad de la tierra sin tela, para poder ver así la influencia de la tela. Como en la prueba de factor de gradiente, la variación de la permeabilidad respecto al tiempo del sistema tierra/tela indicará la cantidad de deslumbramiento o Atoramiento que la # tela vaya sufriendo.

Prueba de tela de filtro para la retención de la tierra. - El estado de New York ha planeado unas pruebas de laboratorio para evaluar la capacidad que tienen las telas de filtro para actuar como cercas o cortinas de obstrucción. Los aparatos de prueba consisten en dos tanques de plástico cada uno -- teniendo 18" de largo por 12" de alto y 5" de ancho. Cada extremo de cada tanque, es abierto y tiene la tela que va a ser probada fija y en una posición vertical. Un tanque se llena con agua y se le da una carga de tierra del lugar en donde se llevará a cabo la construcción. Después de que se ha ordenado mezclar la suspensión de tierra-agua, se permite que ésta pase através de la tela que separa los dos tanques. Los análisis del areómetro de flotación se usan para valuar el peso de la tierra que hay en cada tanque y después el porcentaje de tierra que está pasando por la tela. Las cabezas diferenciales -- permiten el cálculo de la velocidad. Los resultados de la --- prueba dan datos del porcentaje de la tierra que pasa através de la tela a varias velocidades (dado que se repiten las pruebas) de fluido.

B.5.d- PRUEBAS PARA LA RESISTENCIA Y PROPIEDADES DIVERSAS

Resistencia a los reactivos químicos.- El método ---- D543 de la ASTM cubre esta área bajo el título de "resistencia de plásticos a los reactivos químicos". El método de prueba incluye provisiones para reportar cambios en las propiedades de peso, dimensión apariencia y resistencia. Las provisiones también se dan para varias exposiciones de tiempo y exposición a los reactivos a temperaturas elevadas. Se usa una lista de aproximadamente cincuenta reactivos standar. Por ejem. Dupont ha evaluado la mayoría de estas fibras: acetato, dakron, rayon, lana, seda, etc., bajo una amplia clasificación de químicos: ácido sulfúrico, ácido clorhídrico, ácido nítrico, ácido fluorhídrico, ácido fosfórico, ácidos orgánicos y agentes resistentes, soluciones salinas y químicos orgánicos y heterogeneos. Muchos de los cuales estuvieron a diferentes concentraciones y diferentes temperaturas. Después de la exposición ya especificada, las muestras son levantadas y secadas con aire, luego -- condicionadas a 70°F. Los datos sobre el rompimiento de la -- tensión y la firmeza de las telas lavadas, son comparadas para controlar las muestras de las fibras o telas que no fueron expuestas a estos químicos.

Resistencia a la luz y al clima.- Esta prueba la cubre la ASTM bajo el título de "Desgaste del plástico debido a los agentes atmosféricos" y es designada con el número D1435. Esta prueba intenta definir las condiciones para la exposición de materiales plásticos al clima. Es una prueba comparativa -- dependiendo del clima, de la época del año, de las condiciones atmosféricas etc. Y de únicamente una indicación a largo plazo de su comportamiento.

Las muestras que van a ser probadas se colocan en una escalerilla de aluminio que va a mantener fijas dichas muestras

Estas pueden ser colocadas a 0°, 45° o 90° horizontalmente y en diferentes orientaciones solares y deberán de simular lo mejor posible, las condiciones de servicio y tiempo de exposición para evaluar así su resistencia a la luz y al clima. La firma Dupont ha evaluado un gran número de materiales como son: Acetato, poliéster, nylon 6-6, acrílico, rayon, vidrio, nylon 6, oxelina, (polipropileno), hule algodón, fibra de vidrio, cieno, etc. -- Los períodos de prueba varían entre 1 a 36 meses. Las dos propiedades básicas medidas fueron el rompimiento de la tensión -- y las comparaciones que se hicieron antes y después de las exposiciones.

Es muy importante en el uso de la tela en la construcción el evitar y/o reducir al mínimo la exposición de la luz ultravioleta, ya que esta exposición puede causar una degradación rápida de la tensión. El polipropileno si no esta tratado puede ser particularmente sensible en cuanto a esto.

Resistencia a la temperatura.- La prueba D794 de la ASTM describe las pruebas de alta temperatura para los plásticos. El calor se aplica usando un horno con un controlador de flujo de aire y con una entrada sustancial de aire fresco. Estos tipos de prueba se conocen como prueba de calor continuo y calor cíclico. En el interior el calor aumenta gradualmente -- hasta que ocurra una falla. La falla se genera como un cambio en la apariencia, peso, dimensión o cualquier otra propiedad -- que altere al material, al grado que éste ya no es servible para el propósito que se le requiere. La prueba puede tomar de minutos a semanas dependiendo de la cantidad de aumento de la temperatura .

La prueba de calor cíclico, aplica calor repetidamente

a un valor constante hasta que ocurra una falla. La utilización de temperaturas altas es para saber cuando colocar los materiales calientes (como el asfalto o la junta fría) en las telas utilizadas en la construcción debido a su alta sensibilidad a la temperatura.

El método D746 de la ASTM expone el efecto que la temperatura fría (temperaturas de congelamiento) tiene sobre el plástico y en particular las propiedades de susceptibilidad a la resistencia al impacto. A diferentes temperaturas las muestras son puestas a prueba por un aparato específico de impacto en un molde de prueba de viga volada. La susceptibilidad se define como la temperatura que es estimada con estadísticas a la cual el 50% de las muestras podría ocurrir alguna falla.

C. TIPOS DE TELAS MAS COMUNES USADAS EN LA CONSTRUCCION

Existen en el mercado una gran variedad de tipos de membranas expuestas por diferentes empresas y firmas de reconocido prestigio. Así, podemos encontrarnos que la firma Celanese la cual es pionera en la construcción de membranas, fabrica y distribuye una gama versátil de géneros concebidos para aplicaciones de estabilización y drenaje. Dichas membranas se distribuyen bajo la marca de fábrica Mirafi. De igual manera la empresa Crown Zellrbach Inter-America produce un surtido completo de géneros de construcción continua no tejidos de filamentos continuos no hilados (Fibretex) concebidos para diversos usos, poniendo gran énfasis en la industria ferrocarrilera. Asimismo distribuye una membrana tejida para estabilización, de peso liviano.

La compañía Dupont ha creado muchas fibras y revestimientos para diferentes propósitos industriales y de construcción. Algunos se emplean como refuerzos o capas para cubiertas impermeables mientras que otros son utilizados como material rodante por fabricantes de sistemas de formas flexibles. La compañía Dupont distribuye la membrana Typar, un género no tejido para usos múltiples y Reepav, un refuerzo de poliéster para reducir las grietas por reflexión en capas asfálticas de desgaste .

Entre otras membranas disponibles en el mercado, esta la patrocinada por la compañía Rhodia, S.A., la cual lleva el nombre de Bidim y se produce con filamentos continuos de poliéster entrelazados mecánicamente por proceso de agujado .

Otra membrana muy conocida es la Petromat, género pionero no tejido para refuerzo de pavimentación y lanzada por la empresa Phillips Fibers. Este tipo de membrana se emplea ampliamente para impedir las grietas por reflexión en las superficies asfálticas. Otra marca de esta misma compañía es Supac y constituye una gama completa de geotextiles para estabilización y filtración de suelos.

A continuación se verán algunas de las distintas membranas con que la industria de la construcción suele contar para su apoyo y solución a varios de los problemas que la construcción (principalmente de terracerías) trae consigo.

C.1 BIDIM

Las telas para ingeniería BIDIM son fabricadas por la Cía. Monsanto y son hechas de un filamento de poliéster de fibra continuo, los cuales son hilados mecánicamente enredados por una aguja perforada. Las telas se dan a escoger entre cinco diferentes estilos dependiendo del tipo de uso que vayan a tener, las condiciones del terreno y el servicio que se requiera de la tela. Estos estilos son designados C22, C28, C34, C38 y C42 aumentando el espesor gradualmente. Los usos actuales que se le dan a las telas BIDIM son en la separación, el refuerzo, en el drenaje y para control de la erosión principalmente. La tabla V-5 muestra los valores típicos de las propiedades físicas de los diferentes estilos.

C.2. PETROMAT.

Petromat es una marca registrada de la Cía. Petrolera Phillips. Es una tela de polipropileno fabricado por el sistema de hilos entrelazados, no tejidos sellados con adhesivos asfáltico.

Mejora el rendimiento del pavimento al protegerlo de la intrusión del agua y retardar el proceso de agrietamiento. Este tipo de material, tiene una resistencia muy buena para la mayoría de los productos químicos y debido a que el material tiene las fibras orientadas en todos los sentidos imparte características direccionales de alargamiento y resistencia a la tensión resistiendo además rasgamientos y perforación durante la construcción de la carretera y a través de la vida del pavimento.

Este tipo de tela fácilmente se combina con el asfalto usado para carreteras y forman una membrana durable e impermeable. La membrana Petromat tiene sus aplicaciones principalmente en: a) Construcción de carreteras b) Pistas de aterrizaje c) Plataformas para puentes d) Estacionamientos y sitios de recreo. La tabla V-6 muestra algunas de sus propiedades importantes para la ingeniería .

C.3 SUPAC.

Esta membrana por las propiedades técnicas de su fabricación , entrelazado de fibras por medio de agujas es muy resistente, previene la propagación del rasgado y lo perforado y tiene una gran capacidad de absorción; es resistente a las sustancias químicas, no se pudre ni se enmohece. Es flexible y de fácil manejo para trabajarla con bastante resistencia, no se daña durante su instalación o al efectuar los cortes en las cunetas para el drenaje. Tiene las siguientes aplicaciones :

a). EN SEPARACION DE SUELOS

Esta tela fibrosa no tejida tiene la resistencia y fortaleza muy durable, tiene la efectividad de retener las

partículas de los suelos entre la mezcla y los agregados .

b) COMO FILTRANTE.

La membrana posee grandes propiedades como son permeabilidad, y una excelente filtración debido al propio método de fabricación posee la propiedad de dejar pasar el agua con facilidad, pero en la obra no es conveniente cargarla con partículas de suelo. La experiencia en el campo y en el laboratorio han demostrado un buen balance por medio de la velocidad de fluidez y la resistencia de las partículas.

c). COMO REFUERZO A LA TENSION

Es firme y permite concentraciones de cargas sobre ella, distribuyéndolas en un área más abajo pudiendo incrementarse las cargas pequeñas que los suelos pueden soportar.

d). COMO MEDIO DE FLUJO PARA EL AGUA.

La membrana supac tiene la habilidad de transportar el agua por la acción de la capilaridad que posee, ayudando así el drenaje del subsuelo y a la compactación. El usar este material, como refuerzo ó para drenaje permite tener un movimiento completo el agua através del plano de la tela.

e). EN CAMINOS Y AREAS PARA ESTABILIZACION

Supac, previene las sobre cargas de impacto dentro del suelo de la base. Reduce la profundidad del relleno necesario para la estabilización del área del problema, porque al --

rellenar con agregados ésto es soportado por la tela y no presentará esfuerzos en la parte inferior por cargas pesadas.

Convenientemente la membrana retiene las partículas desde el subsuelo formado, hasta la superficie debido a la acción del rodamiento del tránsito. Los resultados de los ensayos iniciales son más económicos y reducen el mantenimiento.

f). EN VIAS FERREAS.

El Supac sirve como protección del balasto contra contaminación por partículas de suelos finos causados por -- bombeo de la sub-base al paso de las cargas del tren. La acción del bombeo crea un flujo del balasto dentro de la sub-base.

g). EN DRENAJES SUBTERRANEOS.

La membrana retiene las partículas de los suelos en un sistema de filtro, controlando la salida del agua.

h). EN CONTROL DE EROSIONES.

Supac es adecuada para controlar las erosiones de taludes en forma de muro de retención, en costas, en canales, en lechos en ríos y en áreas de terraplenes carreteros y de ferrocarriles .

C.4. " POLIFELT TS"

Esta membrana se fabrica con el mismo procedimiento descrito para la membrana Supac y tiene las mismas aplicaciones.

Ambas defieren en sus propiedades físicas y mecánicas, la selección de una u otra depende de las cualidades que requiere el ingeniero para determinado proyecto.

C.5. TYPAR.

La membrana Typar es una material textil muy versátil desarrollado por Du pont y fabricado mediante un proceso de integración del torcido y la la unión de fibras, mejor -- conocidas como termosellado. El Typar es una hoja flexible, - muy fuerte, no tejida, formada por filamentos continuos de poli propileno 100% orientados en el sentido longitudinal y transversal de la hoja y ligados íntegramente en sus uniones por medio de altas temperaturas.

USO DEL TYPAR.

- a). En la construcción de caminos de acceso y de acarreo permanentes..
- b). En estacionamientos.
- c). En áreas de almacenamientos y plataformas
- d). En terraplenes de ferrocarril y cruceros.
- e). En embalses.
- f). En instalaciones deportivas
- g). En pistas para aeropuertos y de rodaje.
- h). En drenes.

CARACTERISTICAS.

- 1). Extraordinaria fuerza y resistencia.
- 2). Muy resistente a la perforación.
- 3). Divisiones invariables.

- 4). Alta resistencia a productos químicos (ácido, bases, fenoles).
- 5). Resistencia a la descomposición al enmohecimiento y a los insectos.
- 6). Trabajable a bajas temperaturas.
- 7). No se encoje ni se estira.
- 8). Muy liviano y fácil manejo.
- 9). No se deshila.

VENTAJAS DE LA MEMBRANA TYPAR

a). ESTRUCTURALMENTE:

- 1). Aumenta la capacidad de distribución de la carga en 30%
- 2). Aumenta la capacidad de carga del suelo aproximadamente cuatro unidades de porcentaje de CBR.
- 3). Evita el entre mezclado del agragado con el subsuelo.
- 4). Mejora la compactación.
- 5). Permite el drenaje.

b). ECONOMICAMENTE:

- 1). Permite el ahorro del material en el espesor del diseño de la capa de base.
- 2). Reduce los costos de mantenimiento materiales mano de obra y equipo.
- 3). Permite una mejor eficiencia de operación del equipo .

- 4). Permite la construcción durante clima incoⁿtemente y deshielo.
- 5). Consideraciones ambientales.

Reduce el costo de levantar los caminos y otras -
construcciones. La tabla V-7 presenta las propiedades importantes
para su uso en la ingeniería civil.

C.6 MEMBRANA REEMAY DE POLIESTER.

Reemay es una membrana de poliester formada con -
el procedimiento de termosellado y se utiliza para el refuerzo de -
pavimentos para reducir la superficie de grietas debidas a la reflexi
ón.

C.7 COMPARACION DE PROPIEDADES DE LAS DISTINTAS - MEMBRANAS MENCIONADAS ANTERIORMENTE, Y OTRAS.

La tabla V-8 presenta los detalles de prueba de -
26 telas distintas, junto con sus métodos de prueba y sus propieda-
des físicas y mecánicas. Las propiedades físicas que más a menudo-
se reportan son: peso, espesor y tamaño de apertura equivalente ---
(PAS). En cuanto a las propiedades mecánicas, las más mencionadas -
son: resistencia al agarre, la elongación, resistencia al rompimien-
to y la separación trapezoidal.

V.5 MEMBRANA INGENIERIL "BIDIM^a"

PROPIEDADES .	ESTILO NUMERO				
	C22	C28	C24	C38	C42
Peso/rollo (Lb)					
13' 10" Ancho.	425	565	760	950	760
17' 5" Ancho.	535	715	950	1200	950
Longitud Rollo (Pies)	984	984	984	984	492
Diámetro Rollo (Pulg)	40	40	40	40	40
Espesor (mm)	60	75	90	110	190
Resistencia a la tensión de agarre (Lb Fuerza).	115	160	255	300	610
Alargamiento por agarre (%)	85	80	75	65	60
Resistencia al corte trapezoidal (Lb Fuerza)	62	93	125	170	250
Resistencia al Corte (Lb/Pulg ²)	225	360	400	500	850
Prueba de tensión límite (Lb Fuerza/Lb/Pulg ²)	65	95	120	150	270
Alargamiento (%)	35	35	35	35	35
Permeabilidad Normal (10 ⁻³ m/seg) ^c	3	3	3	3	3
Permeabilidad Plana (10 ⁻³ m/seg) ^c	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Medida de apertura equivalente.					
D ₅	50	50	70	100	100
D ₅₀	70	100	100	140	140
Resistencia a la abrasión. (lb) ^d	40	120	135	165	295
Resistencia al fuego a cada 50 Lb/Pulg ² . (°F)	480	480	480	480	480
Resistencia PH en Rango (PH)	(------3 a 11-----)				
Resistencia a perforarse ASTM-75L (Lb. Fuerza)	55	95	125	145	255
Porosidad (%)	93	92	91	91	91

^a Datos de propiedades físicas que representan valores típicos y que no pueden tomarse como valores absolutos ó especificaciones.

^c Pruebas de Monsanto.

^d Pruebas modificadas del Cuerpo de Ingeniería.

V.6 Propiedades de la Membrana Petromat

P R O P I E D A D E S .	TIPICO	MINIMO.
Peso (oz/ud2)	4.1	3.6
Resistencia a la Tensión. ASTM D-1682 (lb)	115	90
Alargamiento al corte ASTM D-1682 (%)	65	55
Retención de Asfalto, Procedimien to PHILLIPS	-	0.20
Color	Negro	
Ancho (Pulg) otros anchos dis ponibles.	75 y 150	
Longitud por rollo (Yd)	100	

V.7 Propiedades de la membrana TY-PAR

PROPIEDADES	ESTILO			NUMERO
	3401	3601	T063	PRUEBA ASTM.
Peso (oz/yd ²)	4.0	6.0	7.5	ASTE-D1910
Espesor (mm)	15	19	15.5	ASTM-D1777
Tension de Agarre	130	225	180	ASTM-D1682
Alargamiento.				
Resistencia al Corte.	62	63	68	ASTM-D1682
Resistencia Trapezoidal.				
Resistencia al Desgarre.	70	75	54	ASTM-D2263
	170	263	265	ASTM-D774-46
Peso específico.	0.95	-	0.96	-
Medida de apertura equivalente	70 a 100	140 a 170		CE/ASTEM-D422
Coefficiente de permeabilidad K de H ₂ O (cm/seg)	2 x 10 ²	-	-	EURM-100
Modulos.	1200	-	1150	ASTM-D1682

TABLA V.8 COMPARACION DE PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LAS MEMBRANAS.

No.	MEMBRANA	ESTILO	FABRI- CANTE O DISTRIBUIDOR	TIPO DE FIBRA	PROCESO TIPO.	PROPIEDADES FISICAS.			PROPIEDADES MECANICAS			
						PESO (oz/Yd ²)	ESPESOR (mm)	NUMERO DE CRIBA	RESIS- TENCIA AL AGARRE (LB)	ALARGA MIENTO (%)	ROTURA (PSI)	CORTE TRAPE ZOIDAL (LB)
2.5.1	Adva-Felt	TS200	Advance	1	1	6.0	80	90	115	89		
		TS300				8.0	130	70	225	101		
		TS400				10.5	170	60	300	110		
2.5.2	Bay Mills	154	Bay Mills	4	4	9.7	14					
		144				6.0	9					
		610				2.5	4					
		196				32	45					
2.5.3.	Bidim	C22	Monsanto	2	1.2	4.5	60	50*	115	85	225	62
		C28				6.0	75	50*	160	80	360	93
		C34				8.0	90	70*	255	75	400	125
		C38				10.0	110	100*	300	65	500	170
		C42				16.2	190	100*	610	60	850	250
2.5.4	Cerex	-	Monsanto	3	1	0.3	2.3		8		17	3.4
		0.4				2.3		12		20	4.3	
		0.5				3.2		16		24	4.5	
		0.6				3.4		21		29	5.5	
		0.7				3.7		27		33	6.3	
		0.85				4.2		32		36	6.5	
		1.0				4.8		41		40	8.0	
		1.5				7.1		53		52	11.0	
		2.0				8.7		70		65	14.0	
		2.5.5				Cordura	500	duPont	3	4	6.3	17
		1000				9.9	27		567			
2.5.6	Enkamat	7010	American Enka	3	5		354			50		
		7020					710		50			
2.5.7	Fibretext	320	Crown Zellrbach	1	1.2	9.4			125	130		
		420				12.4		150	150			
		600				17.7		250	160			
		200				5.9		-	-			
		300				8.8		-	-			
		400				11.8		-	-			

TABLA V.8 COMPARACION DE PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LAS MEMBRANAS.

(CONTINUACION HOJA 1)

No.	MEMBRANA	ESTILO	FABRI- CANTE O DISTRIBUIDOR	TIPO DE FIBRA	PROCESO TIPO.	PESO. (oz/Vd2)	ESPESOR (mm.)	NUMERO DE CRIBA	PROPIEDADES MECANICAS			
									RESIS- TENCIA AL AGARRE (LB)	ALARGA MIENTO (%)	ROTURA (PSI)	CORTE TRAPE- ZOIDAL (LB)
2.5.8	Filter-X	-	Carthage Mills	5	4	11.6		100	200	23	260*	70*
2.5.9	Laurel Cloth	A B	Laurel Plastics	1	4	7.2 6.3	17 22	100 40	400 280	33 40	528 520	90 -
2.5.10	Mirafá	140 500X 100X	Celanese	5 1 1	3 4 4	4.1 4.0 -	30 25 -	- - 40	120* 200* 120*	130* - -	- 325 200	65 - 65
2.5.11	Monofelt	-	J.P.Stevens	1	5	5	-	90	130	72	230	
2.3.12	Monofilter	-	J.P.Stevens	1	4	7	20	40	347	-	532	
2.5.13	Nicolon	66339 66373 66424 66392 66186 66475 HD20,000 LD1,000 X HD40,000	I. S. Textures	5	5		30 30 24 24 20 89 30 -	40 35 70 70 100 35 -	260 240 240 240 400 1250 -	30 32 30 30 30 18 9 -	500 500 600 600 600 1500 -	
2.5.14	Permealiner	M-1195 M-1105 ISS-1 ISS-2	Staff Industries	1 1 1 1	4 4 2 2	7.2 6.5 5.0 7.5	- - 14 18	85 30 60 120	400 275 110 160	34 28 22 12	510 520 300 400	92 110 30 30
2.5.15	Petromat	-	Phillips	1	2	4.1			115	65		
2.5.16	Polyfelt	-	Advance	2	2	7.8	127		228	101		47
2.5.17	Poly-Filter X		Carthage	1	4	7.2		70	380	23		
		GB	Mills			6.6		40	200	23		
2.5.18		II	Amoco Fabrics	1	4	6.5	-	30	275	28	520*	110

TABLA V.8 COMPARACION DE PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LAS MEMBRANAS

(CONTINUACION HOJA 2)

No.	MEMBRANA	ESTILO	O DISTRIBUIDOR	TIPO DE FIBRA	PROCESO TIPO	PROPIEDADES FISICAS			PROPIEDADES MECANICAS.			
						PESO (oz/yd ²)	ESPESESOR (mm.)	NUMERO DE CRIBA	RESIS- TENCIA AL AGARRE (LB)	ALARGA MIENTO (%)	ROTURA (PSI)	CORTE TRAPE- ZOIDAL (LB)
2.5.19	Reemary	2006	duPont	2	1	0.6	6		11		12	
		2011				0.7	7		14		31	
		2014				1.0	9		22		31	
		2016				1.3	10		31		46	
		2024				2.1	12		52		65	
		2033				2.9	16		70		96	
		2408				1.1	12		16		21	
		2416				1.5	14		22		28	
		2451				2.4	18		45		46	
		2441				2.9	20		56		58	
		2470				5.8	32		117		88	
2.5.20	Sontara	8000	duPont	2	5	1.2	16		25	40	35	
		8002				1.9	21		40	40	55	
2.5.21	Stabilenika	T-80	American Enka	2	5	2.3	20		64	55		29
		T-100				3.4	30		80	47		29
		T-140				4.3	30		129	42		30
2.5.22	Supac	5-P	Phillips	1	2	5.3	50		125	80	300	73
2.5.23	Terrafix	300 NA	Erosion Control	5	5	14.7	137	50	200*	25	360	
		500 NA				20.6	177	70	200*	25	445	
		400 NR				16	160	120	120*		300	
		270 R				8	118	100	150*		300	
		470 R				11	160	120	200*		400	
		1000R				29	236	120	425*		800	
		1600R				47.2	236	120	700*		5MC	
		814B				22.1	236	120	350*		536	
		1002NS				32.5	433	-	-		-	
		370RS				14	157	120...	90*		390	
2415	3.7	18	50	105*		280						
2.5.24	Terram	500	ICI Fibres	5	3							
		700										
		1000										
		1000										
		1500										

TABLA V.8 COMPARACION DE PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LAS MEMBRANAS

(CONTINUACION HOJA 3)

No.	MEMBRANA	ESTILO	FABRI- CANTE O DISTRIBUIDOR	TIPO DE FIBRA	PROCESO TIPO	PESO (oz/VdZ)	ESPESOR (mm.)	PROPIEDADES FISICAS		PROPIEDADES MECANICAS.		
								NUMERO DE CRIBA.	RESIS- TENCIA AL AGARRE (LB)	ALARGA MIENTO (%)	ROTURA (PSI)	CORTE TRAPE- ZOIDAL (LB)
		2000										
		3000										
2.5.25	Tyvar	3401	duPont	1	1	4.0	15	85*	130	62	170	70
		3601		1	1	6.0	19	155*	225	63	263	75
		T063		5	5	7.5	15.5	-	180	68	265	54
2.5.26	Tyvec	-	duPont	5	1							

* Significan las pruebas diferentes o Pruebas modificadas. Muchos valores son promedio del rango de pruebas tomadas.

^a Tipo de Fibra.

- 1.- Polipropileno.
- 2.- Polyestes
- 3.- Nylon.
- 4.- Vidrio.
- 5.- Otro.

^b Tipo de Proceso.

- 1.- No tejido Hilado.
- 2.- No tejido, cosido o unido mecanicamente.
- 3.- No tejido, termal o unida derretidamente (Por derretimiento)
- 4.- Tejida.
- 5.- otras, combinadas o no conocidas.

^c ASTM D 1910

^d ASTM D 1777

^e CW-02215

^f Direccion de la maquina con membrana en seco.

^g Direccion de la maquina con membrana en seco.

^h ASTM D 774, D 231, D 751.

ⁱ ASTM D 2263

CAPITULO VI

CAPITULO VI PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE TERRAPLENES SOBRE PANTANO USANDO GEOTEXILES.

A) INTRODUCCION.

Debido al alto volumen de tránsito que se está registrando en nuestras carreteras y el que se prevee tener en futuras vías a construir, ha originado incrementar el mantenimiento de nuestras vías de comunicación así como rectificar inclusive, en el proyecto el trazo que inicialmente se habla decidido tomar. Todo esto, debido a los problemas y obstáculos que presenta la naturaleza y que ha motivado a los ingenieros constructores a buscar nuevos procedimientos y técnicas para abatir los costos de construcción de los caminos.

En concreto, en este capítulo hablaremos de un nuevo procedimiento del que se ha obtenido excelentes resultados en caminos construidos en Estados Unidos, Alaska, Malasia, Polonia, Italia y en algunos países Latinoamericanos. Este nuevo procedimiento consiste en la construcción de terraplenes en suelos blandos, usando como refuerzo una membrana a la que genéricamente se le dio el nombre de Membrana Geotextil y de la que ya se ha explicado lo suficiente en el capítulo anterior.

Este procedimiento que se llevó a cabo en el proyecto de los Accesos al Puente Coatzacoalcos II (Margen Izquierda), se ejecutó sobre pantano y con un tirante de agua permanente, lo cual le da mayor relevancia en comparación con los utilizados en los demás países.

B) USO DE TELAS COMO REFUERZO.

El Ingeniero Civil al trabajar con los materiales de construcción, le interesa conocer su comportamiento mecánico, para lo cual es necesario estudiar las relaciones de esfuerzo - deformación de dichos materiales que se vayan a emplear.

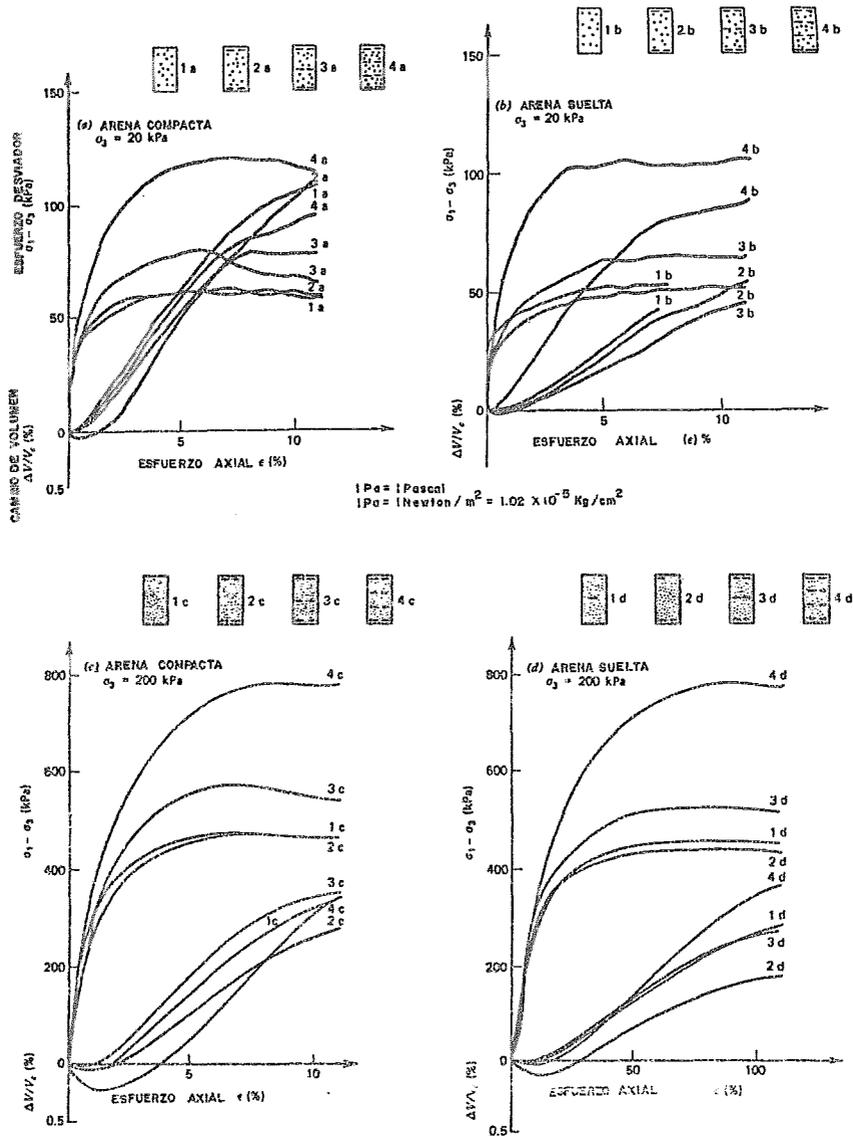
En el caso de las membranas o telas sintéticas - utilizadas en la construcción de carreteras se han hecho - estudios analíticos y de laboratorio para poder observar y así mismo evaluar el efecto de refuerzo que dan a los suelos.

Los resultados de pruebas triaxiales a especímenes obtenidos de suelos colocados con una membrana de soporte, demuestra que el esfuerzo cortante de falla es del orden del doble en especímenes ensayados que contenían una membrana de refuerzo, colocada dentro del tercio central - de su altura. Esta última observación es muy importante - ya que debe tenerse en cuenta que el movimiento del suelo en los tercios inferior y superior de la altura del espécimen se encuentra restringido debido a la fricción que se desarrolla entre el suelo y las bases en que tienen que apoyarse el espécimen durante la prueba.

El efecto de aumento del esfuerzo de falla para una misma deformación se observa en la figura VI.1 .

Análítica y experimentalmente se ha comprobado - que la distribución de esfuerzos verticales calculada con la teoría de Boussinesq en una masa de suelo, se reduce -

FIG. VI. 1 RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES DONDE SE MUESTRA EL INCREMENTO DEL ESFUERZO DE FALLA CUANDO SE REFORZA EL MATERIAL CON MEMBRANAS SINTÉTICAS.



cuando se coloca una membrana sintética como refuerzo, generalmente para la capa subrasante. Encima de la membrana se coloca el agregado apropiado para completar la sección estructural.

En la figura VI.2 se muestra la distribución vertical en un suelo antes y después de colocar la membrana.

Existen algunos estudios hechos por Ingenieros de Estados Unidos, que demuestran que el funcionamiento de las telas en la construcción de caminos puede utilizarse mejor empleando la distribución radial de esfuerzos de Boussinesq, calculados a partir de la ecuación.

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi z^2} \left[3 \sin^2 \theta \cos^2 \theta - \frac{(1-2\mu)}{1+\cos \theta} \cos^2 \theta \right]$$

- donde σ_r = esfuerzo radial
 P = carga aplicada en la superficie
 z = profundidad al punto considerado
 θ = ángulo entre la línea de aplicación de la carga y el punto considerado.
 μ = relación de Poisson del suelo.

En la figura VI.3a se observa que directamente abajo de la superficie de aplicación de la carga, el suelo se encuentra en tensión. Estos esfuerzos de tensión son máximos cerca de la superficie y se disipan con la profundidad; también se distribuyen radialmente con un ángulo de 17° aproximadamente, a partir del cual los esfuerzos se vuelven de compresión.

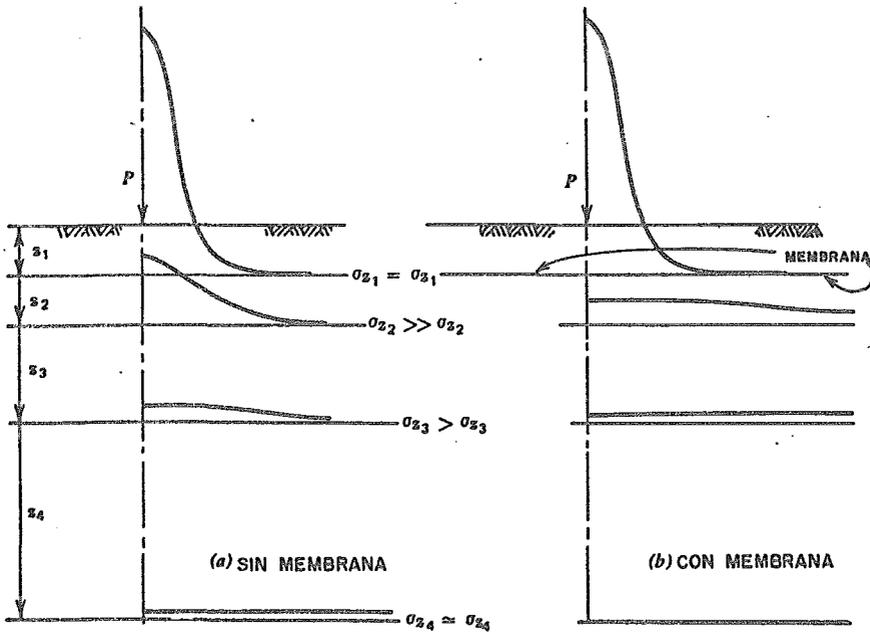


FIG. VI.2 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES, SUELO SIN MEMBRANA (TEORIA DE BOUSSINESQ) Y CON MEMBRANA DE REFUERZO.

Este mismo concepto se aplica a una carga uniformemente distribuida, como se muestra en la figura VI.3b se observa que la zona bajo la carga está en tensión. Si se coloca una membrana en esta zona, también trabajará a tensión y siguiendo un ángulo de 17° a partir del nivel subrasante, se definirá la zona que trabajará a compresión, tanto del suelo como de la membrana. A partir de la línea definida por este ángulo, la longitud de membrana colocada será la necesaria para su anclaje y estará en función del valor relativo de soporte del suelo.

Cuando se coloca la membrana de soporte entre la capa subrasante y la sub-base, se cumplen fundamentalmente dos funciones:

a) La membrana como separador entre el suelo y la grava previniendo la contaminación de los materiales, no impide además la circulación del agua ni la interacción de cargas entre ambas capas.

b) Cuando la subrasante tiene bajo Valor Relativo de Soporte esto es, que está formada por suelos suaves y compresibles aquí la membrana actúa como refuerzo y permite reducir el espesor de las capas superiores así como del pavimento.

En pruebas preliminares de laboratorio, la Empresa DUPONT ha determinado que las membranas colocadas en un suelo aumentarán, actuando solas, hasta un 4 % el Valor Relativo de Soporte del suelo. (El Valor Relativo de Soporte se refiere a la relación de Soporte de California y que es comunmente usada como Método de prueba para determinar la adecuación de las bases de agregados y los suelos de la subrasante. Los números mayores se refieren

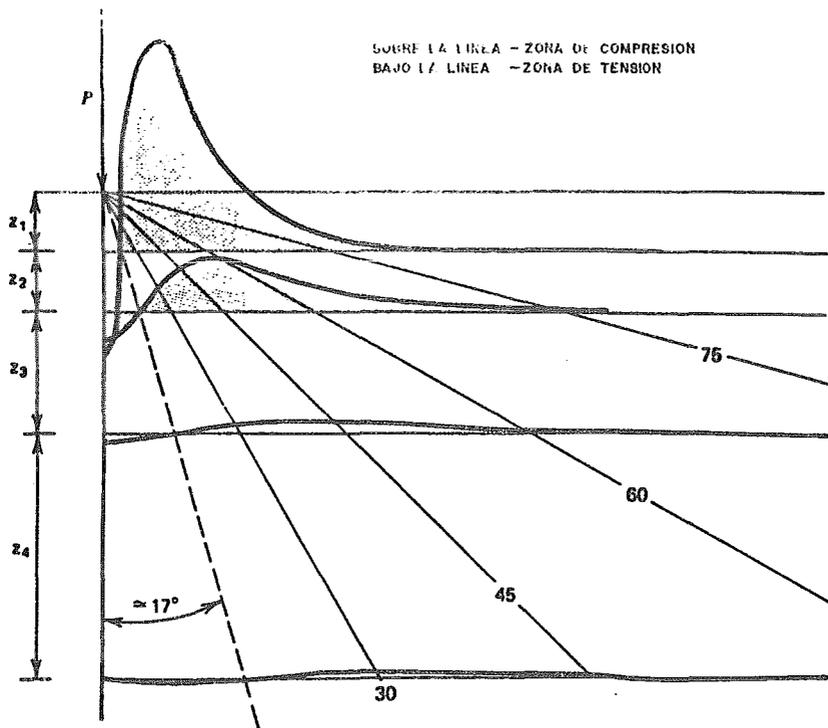


FIG. VI.3 a DISTRIBUCION RADIAL DE ESFUERZOS
(TEORIA DE BOUSSINESQ)

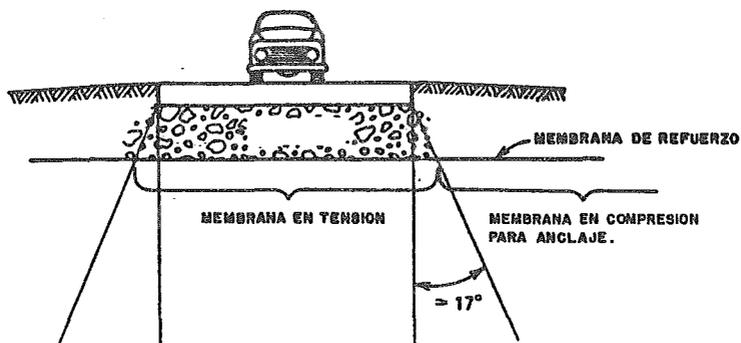


FIG. VI.3b ADAPTACION PRACTICA DE LA DISTRIBUCION RADIAL DE ESFUERZOS DE BOUSSINESQ PARA UNA SUPERFICIE DE CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA COMO OCURRE EN LA SECCION ESTRUCTURAL DE UNA CARRETERA.

a materiales firmes ó fuertes y los menores a materiales poco resistentes). Realizándolo esto es una generalización muy simple, no obstante puede servir para mostrar la efectividad del uso de membranas como refuerzo para suelos blandos. Esta efectividad puede ser directamente medida por una reducción del espesor requerido de la base de agregados de una vía terrestre.

El método del Instituto del Asfalto de E.U. para diseñar un sistema de pavimento flexible está basado en el Valor Relativo de Soporte del suelo de la subrasante así como del tráfico que transite el camino. Su carta para diseñar (figura VI.4) permite determinar el T_a , que es el espesor total usado sólo de asfalto y el T_{min} , que es el espesor mínimo de asfalto. La diferencia $T_a - T_{min}$ multiplicada por una constante conveniente, nos proporciona el espesor requerido de agregados para la base, T_{sB} . Un ejemplo usando como número de diseño de tráfico el 10 y variando el Valor Relativo de Soporte del suelo de la subrasante en la carta de diseño, nos da el T_{sB} en la curva superior en la figura VI.5. Si repetimos el procedimiento para el mismo tipo de suelo de subrasante, pero ahora adicionando 4 % al Valor Relativo de Soporte por la inclusión de la membrana entre el suelo y la base de agregados, el T_{sB} resultante se tomará de la curva inferior de la figura VI.5. La diferencia en el espesor requerido de la base de agregados (la diferencia de ordenadas entre las curvas) representa el ahorro debido a la membrana de refuerzo. Se ve que la reducción en el espesor requerido de la base de agregados viene a ser más marcada con el Valor Relativo de Soporte bajo de los suelos.

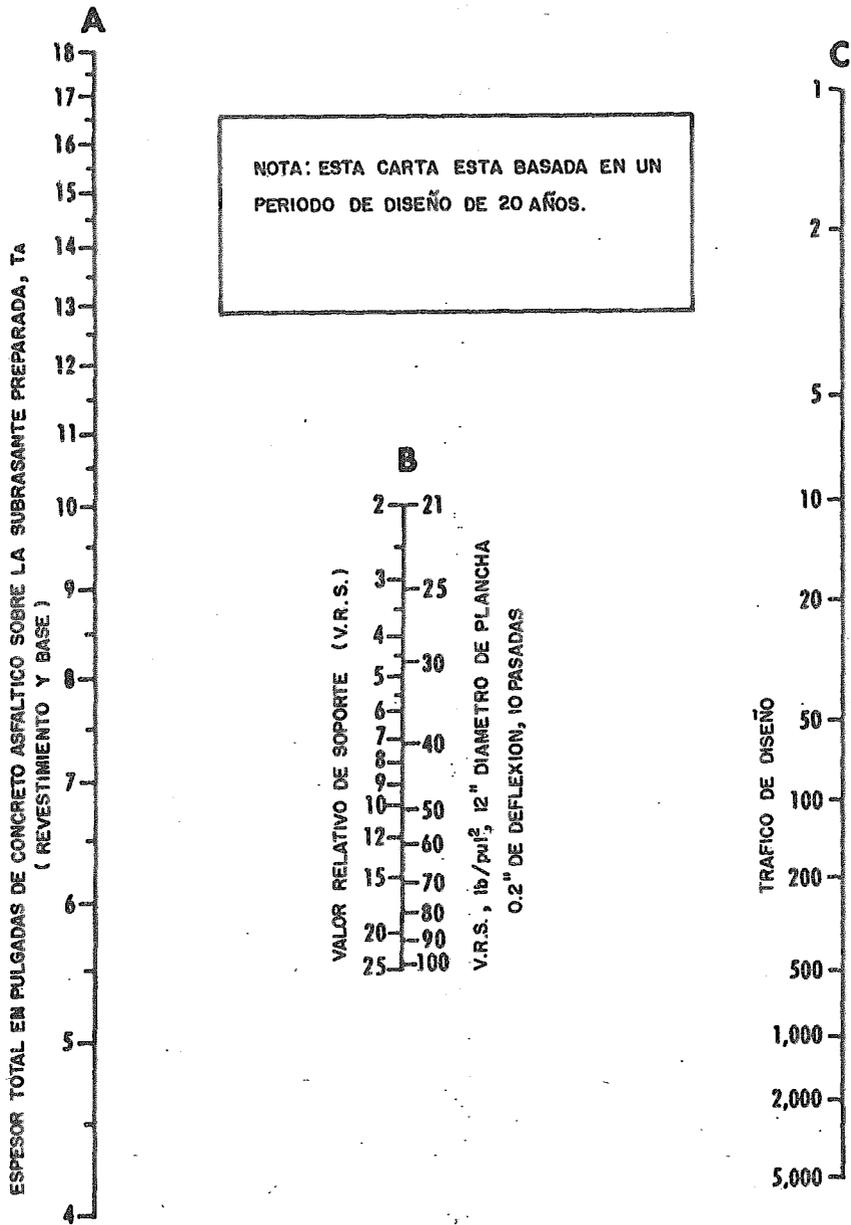


FIG. VI.4 NOMOGRAMA TIPICO DE DISEÑO PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE ASFALTO Y AGREGADO PARA BASE, PARA UNA CARRETERA DE PAVIMENTO FLEXIBLE.

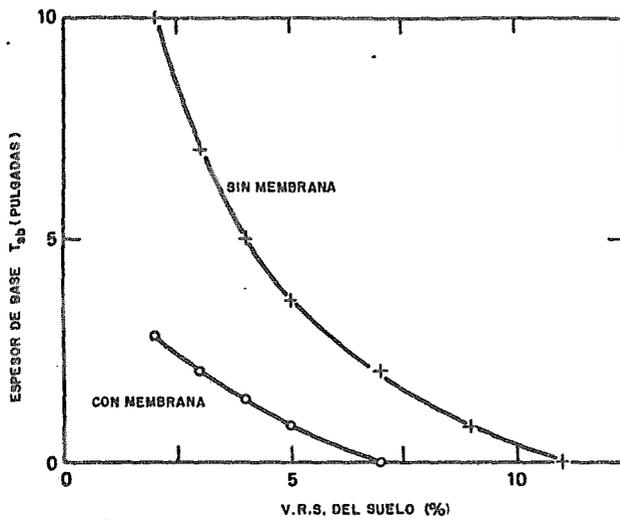


FIG. VI.5 RESULTADOS TÍPICOS DE ESPESOR REQUERIDO DE AGREGADO PARA BASE COMO UNA FUNCIÓN DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE DEL SUELO.

Por lo tanto las membranas proporcionan mayores beneficios de refuerzo a suelos blandos en la subrasante que a suelos duros con valores altos de Valor Relativo de Soporte. Por ejemplo, para un suelo con Valor Relativo de Soporte de 2 el ahorro resultante en espesor de la base de agregados es de $2/3$ (aproximadamente de 10 a 3 pulgadas) usando membrana de refuerzo. Existe obviamente un límite inferior, hasta ahora indeterminado. Por ejemplo, el agua con un Valor Relativo de Soporte de cero, no puede ser sustituido por la adición para tener un Valor Relativo de Soporte equivalente a 4, cuando se cubre con membranas. El ejemplo hecho, sin embargo, muestra el tipo general de beneficios que se incrementan por el uso de las membranas en suelos con poca resistencia.

El apropiado procedimiento de colocación de las membranas en la subrasante de un camino para reforzarlo, obviamente depende de muchos factores, los cuales hacen de cada trabajo un caso único. Sin embargo, algunos comentarios generales, comunes a la mayoría de las situaciones, recomiendan los Ingenieros Estadounidenses que realizaron estos estudios y son :

a) El sitio de colocación deberá ser despejado de escombros, objetos cortantes puntiagudos, arbustos -- troncos y objetos que podrían causarle a la membrana deformaciones considerables al momento de colocarla.

b) Si la maquinaria de construcción puede moverse sobre el sitio, este podría ser como mínimo emparejado, rellenando hoyos y quitando los salientes. La compactación sería muy deseable, si fuera posible realizarla

de este modo las deformaciones subsecuentes serían minimizadas y se incrementaría la estabilidad del camino realizado.

c) La membrana es al mismo tiempo desenrollada fuera del sitio de trabajo manualmente (si el trabajo es pequeño o si el equipo no lo puede maniobrar), o usando equipo especial para su manejo a grandes dimensiones. En el frente de un cargador puede ser fácilmente adaptable - un rodillo por el cual se hace enrollar la membrana. Deberá tenerse precaución, de cualquier modo, si la maquina se usa de manera que la rueda o huella no rompa la -- membrana. Por esto es preferible si la plataforma de trabajo es el suelo de la subrasante y no se tienda previamente la membrana.

d) La membrana debe ser traslapada en el final de cada rollo y en los lados adyacentes de la sección de ella. La dimensión del traslape depende de la compresibilidad del suelo, de la naturaleza del tráfico que soportará el mismo, del espesor del agregado que se colocará en la membrana y de las características de deformación de la misma. Es por esto que no se puede establecer una regla fija bien determinada. Normalmente los traslapes son de 12 a 48 pulgadas, dependiendo de las condiciones antes -- mencionadas. Algunos fabricantes recomiendan traslapar - en porcentajes del ancho del rollo para diferentes condiciones del terreno.

e) Posteriormente, el agregado es colocado sobre la membrana, con la precaución debida, sin embargo, -

mientras el agregado no sea vaciado sobre la membrana directamente, no pueden caminar los camiones de volteo sobre ella. El agregado se tiende con un bulldozer o con un cargador. La cuchilla o bote deberá permanecer lo suficientemente alto para que el agregado no empuje la membrana y no se deberá dejar caer más del peso mínimo aceptable, naturalmente que la calidad del agregado dictará la cantidad requerida en esta parte de la secuencia de construcción.

f) Se compactará el agregado colocado y se colocarán las capas subsecuentes para el camino construido.

B.1) COMPORTAMIENTO GENERAL.

En una serie extensa de pruebas para investigar y examinar la posibilidad de varias nuevas técnicas para la construcción de accesos a puentes apoyados sobre suelos blandos, el Cuerpo de Ingenieros de la Waterways Experiment Station, en Vicksburg Miss, Estados Unidos ha evaluado dos tipos de membranas. Cada sección de las pruebas fue realizada bajo su responsabilidad. La prueba del camino fue hecha con 204 pies de largo y 12 pies de ancho con siete secciones de prueba aproximadamente de 30 pies de largo. (otros sistemas fueron también evaluados junto con las membranas). La subrasante consistió de un suelo altamente arcilloso con una resistencia inicial de 0.7 a 0.1 de Valor Relativo de Soporte para un espesor de 10 pulgadas, se realizó de igual manera la misma arcilla con un 1.0 a 2.3 de Valor Relativo de Soporte para otras 14 pulgadas de espesor más. Las pruebas de tráfico acelerado fueron conducidas usando varias cargas sobre un camión de volteo de 5 ton. El tráfico fue registrado en periodos de una extensión equivalente a 18,000 libras de un so

lo eje, operado con cargas de dos llantas.

La sección de control consistió de 14 pulgadas de grava controlada compactada, colocada directamente sobre la subrasante de arcilla. Se desarrolló una rodada de 11 pulgadas después de 200 períodos de tráfico.

Una sección idéntica a la sección de control se hizo, con la excepción de que la Membrana " Bidim " (la cual tiene un peso de 12 onzas por yarda cuadrada) fue colocada debajo del agregado y directamente sobre la superficie de la arcilla. Esta sección soportó o resistió 2,500 pasadas antes de que se desarrollara la rodada de 11 pulgadas. Esto representó un ahorro en el diseño del espesor de aproximadamente un 27 %. La membrana no se desgarró y la falla fue causada por movimientos de la subrasante debidos a la falla por esfuerzo cortante en el suelo arcilloso de cimentación.

Otra sección fue construida idénticamente, pero con una membrana tejida de neopreno, impermeable (con un peso de 18.5 onzas cuadrada) colocada entre el agregado y la subrasante de arcilla. Esta sección soportó 37,000 pasadas antes de que se desarrollara la rodada de 11 pulgadas. El ahorro que representó fue un 48 %. La membrana tampoco se desgarró y la falla fue ocasionada por las rodadas hechas en la subrasante pero no se acompañó por el flujo de la base bajo la trayectoria de la rueda.

Una sección de prueba de un camino en Alaska, E.U. consistente en un espesor de 10 pies (de turba ó Muskeg) de su superficie, tuvo que ser usado para sopor-

tar el tráfico de trozos de madera. El promedio de las pruebas de veleta de resistencia al esfuerzo cortante de la turba fue de 250 lb por pie cuadrado, el suelo saturado tenía un contenido de agua de aproximadamente 960 %. La sección de prueba fue subdividida en estaciones a la largo de su longitud dentro de las zonas con una doble capa de membrana, con una capa sencilla y de un tramo sin membrana. La membrana usada fue " Fibretex ". La prueba fue planeada para ilustrar la diferencia en espesor de relleno de agregado requerido para obtener una estable y permanente superficie del camino. El relleno fue sumamente variable con espesores hasta de 4 pies de arena.

Los asentamientos y espesores medidos indicaron que donde la membrana no fue usada, fueron requeridos espesores de rellenos de 5 a 7.5 pies. Por esto el ahorro en relleno de agregado fue considerado alrededor de un 28 %.

Evidentemente, la presencia de la membrana evitó la falla local por capacidad de sustentación que ocurría y comprobó el valor de la utilización de la membrana.

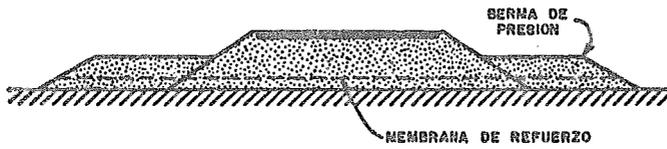
En cuanto a terraplenes contruidos sobre suelos blandos en Europa, el Laboratorio Estatal de Caminos de los Países Bajos, ha examinado la función de las membranas bajo terraplenes de arena en siete áreas de 120 por 50 mts. El suelo de la subrasante se constitula de 40 cms. de arcilla bajo 4:0 mts de turba, y abajo de la cual se encontraba un estrato de arena firme. La falla virtual de la superficie fue un arco circular, caracterís

tico de muchos hundimientos profundos o fallas básicas de los terraplenes. La finalidad principal de estas pruebas fue ver qué altura de relleno de arena se requería para lograr inestabilidad y evaluar la interacción del suelo y membrana. Donde la falla no ocurrió la tensión en la membrana fue registrada y comprobada con el criterio de diseño.

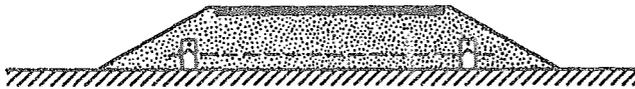
La discusión en el ensayo de las características de esfuerzo - tensión de la membrana comparándolas -- una con otra, el comportamiento de la determinación de la resistencia de una masa de suelo y de los efectos de preesfuerzo de la membrana, es significativo. El más importante hallazgo del estudio, es que la membrana de refuerzo mejorará la estabilidad si es posible producir mucho más resistencia por menos deformaciones que actuando el suelo sólo.

En este tipo de aplicaciones es crítico que la resistencia actual sea modificada por movimientos. Por lo tanto, la membrana requerirá de algún tipo de anclaje. Se han propuesto varios, los cuales se muestran en la figura VI.6 .

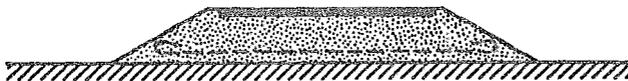
En Cimientos poco Profundos o Superficiales, -- aun cuando no se sabe si el uso de membranas de refuerzo se ha requerido o si realmente se han utilizado con algún caso específico como tal, no hay razón para que las membranas no sean usadas en situaciones para ayudar a la resistencia de soporte de las cimentaciones. En casos donde el subsuelo tiene características inadecuadas de resistencia al esfuerzo cortante, así como de cohesión y fric-



(a)



(b)



(c)

FIG. VI.6 SISTEMAS DE ANLAJE DE MEMBRANAS DE REFUERZO PROPUESTOS POR BROMS; (a) BERMAS DE PRESION; (b) ANLAJE POR BLOCKS; (c) DOBLAMIENTO DE LA MEMBRANA.

ción, pueden ser mejoradas por una conveniente y atinada - colocación de una membrana. Mejorando estas propiedades del suelo de cimentación, la capacidad de carga o soporte del suelo se mejorará de igual manera. Esto se puede ver fácilmente analizando la fórmula convencional de Capacidad de Carga o Soporte de un suelo, la cual nos dice que:

$$P_o = CNc + \gamma Nq + 1/2 \gamma B N\gamma$$

Donde:

P_o = Capacidad de Carga o Soporte Última del ci miento.

C = Cohesión.

γ = γD_f ; γ = γ del material arriba de la ci men tación.

D_f = Profundidad del cimiento bajo la - Superficie del terreno.

B = Ancho de la Cimentación

N_c , N_q y $N\gamma$ = Factores de Capacidad de Carga.

Los Factores de Capacidad de Carga son todos fun ciones trigonométricas del ángulo de fricción ϕ del suelo. Tal como se ve en la figura VI.1 , las membranas incremen-- tan la resistencia al esfuerzo cortante el cual es, en --- efecto, incrementado " C " y/o ϕ , con lo cual se incremen-- ta P_o (Capacidad Última de Carga).

Una adecuada colocación de la membrana es impor-- tante en este tipo de aplicación, en la figura VI.7 se dan algunas ideas dentro de los mecanismos potenciales de fa-- lla.

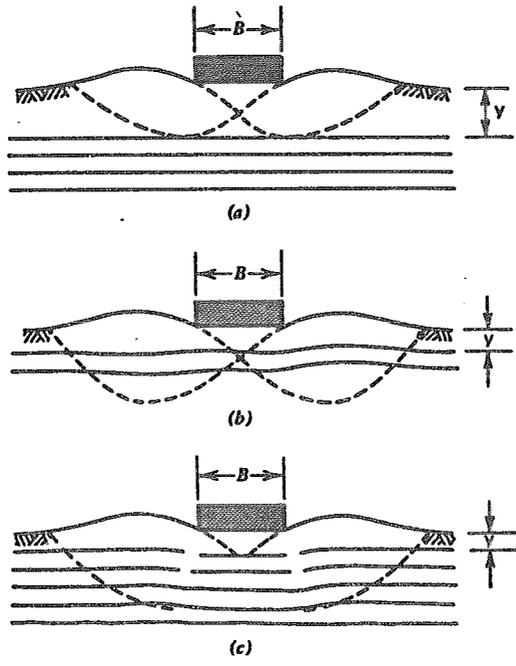


FIG. VI.7 POSIBLES FORMAS DE FALLA EN CIMENTACIONES POR UNA INAPROPIADA COLOCACION O INADECUADO REFUERZO CON MEMBRANA. (a) ESFUERZO SOBRE LA MEMBRANA $y/B > 2/3$. (b) $y/B < 2/3$ Y $N < 2$ ó 3 , ESCASAS CAPAS, TIENDE A LEVANTARLAS. (c) $y/B < 2/3$ EXCESIVO REFUERZO $N > 4$: LAS CAPAS SUPERIORES SE ROMPEN.

Las membranas Geotextiles también se han utilizado como elemento de refuerzo en los problemas de Estabilidad de Taludes. Las Fallas de Taludes de tierra y sus cimentaciones han sido activamente estudiados desde principios de este siglo. Muchos conceptos y teorías se han desarrollado durante todos estos años, pero la mayoría parecen girar alrededor del concepto de un Factor de Seguridad contra la falla. El concepto es ilustrado en la figura VI.8 para un tipo arco circular de falla. El Factor de Seguridad es como sigue:

$$FS = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Actuante}} = \frac{T \widehat{ab} R}{Wx}$$

donde:

- T = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo a lo largo de la curva \widehat{ab} .
- R = Radio, distancia del arco de falla al centro hipotético del deslizamiento.
- W = Peso de la masa de suelo comprendida en el deslizamiento Potencial.
- x = Distancia horizontal del centro de gravedad de la masa del suelo del deslizamiento Potencial al centro hipotético de deslizamiento.

Para conocer el mínimo valor numérico del Factor de Seguridad (Esto requiere de una búsqueda de todos los radios posibles y la ubicación de las coordenadas del centro hipotético del deslizamiento), éste se compara -- con la unidad. Si $FS > 1.0$ el talud es estable (es relativamente estable dependiendo del valor numérico real, un -

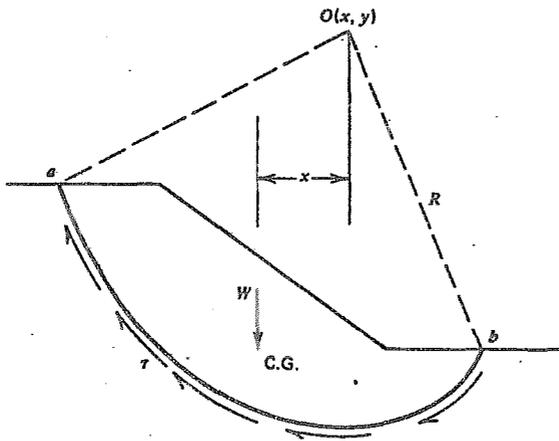


FIG. VI.8 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE FALLA DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

talud con $FS = 1.1$ el cual es dudoso), si $FS = 1.0$ el talud está al borde de la falla (comunmente llamado " falla incipiente "), y si $FS < 1.0$, la falla ocurrirá.

El papel que la membrana juega en la sensibilidad de la estabilidad del talud puede observarse fácilmente en la figura VI.9. Debido a la colocación de la membrana através del plano potencial de falla, el arco con una longitud ab , es cambiando e incrementando, con lo cual se incrementa el Factor de Seguridad. El nuevo plano de Falla deberá moverse alrededor de la membrana dentro de superficies menos críticas de falla comparadas con la superficie de falla más crítica sin la membrana de refuerzo. La resistencia a la tensión de la membrana es modificada en este tipo de situación, durante la cual la membrana se alargará y se deformará. De este modo la resistencia de sustentación ó la resistencia al deslizamiento parece ser de importancia en la transferencia de resistencia del suelo a la membrana, regresando al suelo nuevamente, pero con diferente ubicación.

Este tipo de interacción suelo/membrana nos promete grandemente para el uso de membranas en la construcción involucrados en problemas de estabilidad de taludes.

Las membranas han sido usadas cerca de Gothenburg, Suecia para incrementar la estabilidad de un terraplén ó talud detrás de un remate de un puente que fue cimentado sobre puntas de apoyo que eran pilotes de madera. Tal como se muestra en la figura VI.10, el terraplén es un relleno de roca, bajo el cual se colocaron tres capas de

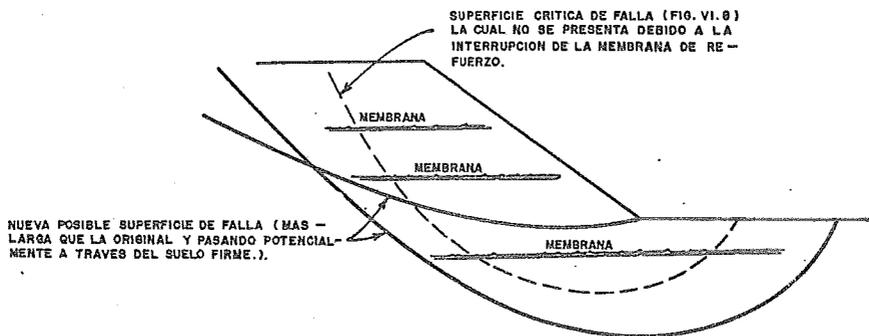


FIG. VI.9 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE LA INTERRUPCION DE LA MEMBRANA EN LA FALLA DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD.

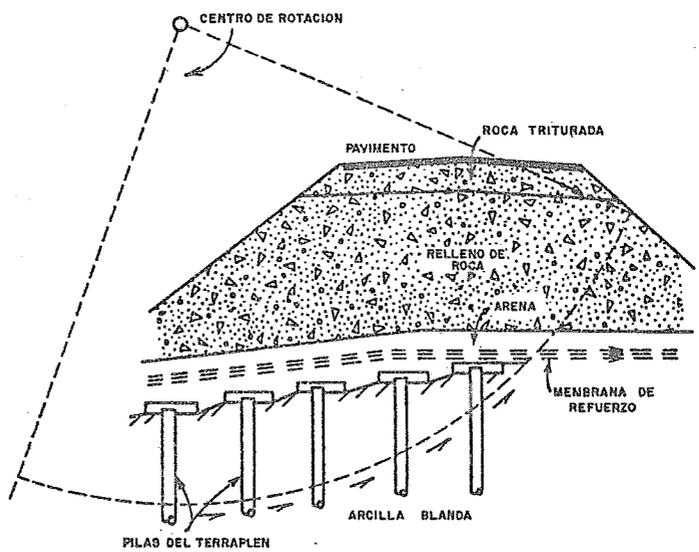


FIG. VI.10 MEMBRANA DE POLIESTER COMO REFUERZO EN UN TERRAPLEN EN GOTHENBURG SUECIA.

membrana de polyester. Las capas fueron colocadas en partes de 30 cm., además de que el sitio fue completamente instrumentado, via inclinómetros, piezómetros, celdas de presión y fue supervisado y revisado topográficamente. Los desplazamientos laterales fueron relativamente pequeños.

También se han usado las membranas de refuerzo en la construcción de diques para dragados de materiales, aunque ha sido recientemente completado y no tiene muchos antecedentes de campo es sin embargo aprovechable, el adelanto planeado y el trabajo de diseño que ha sido comprometido en el uso de las membranas de refuerzo para diques de retención es digno de considerarse. La Empresa Haliburton et al. condujo el estudio para los Ingenieros de la Armada de Estados Unidos en el Distrito de Mobile, Alabama para obtener un sitio largo dispuesto para confinar y con capacidad de dragar material tomado del Puerto de Harbor. El sitio propuesto es ta al Sureste de la Cd. de Mobile, através del Río Mobile en la Isla Pinto. El promedio del volumen de sedimentación para dragar en el área se estimó en 2 millones de yardas cúbicas en un período de 24 meses. Este alto volumen de material fino granular de dragado es depositado en la Isla Pinto, el cual esta bajo un alto contenido de agua de suelos fi nos granulares a una elevación o muy próxima, del nivel del mar.

La solución propuesta por Haliburton et al. fue -- formar diques de contención usando membranas que separarlan zonas individuales del terraplén para:

- a) Contener el relleno.
- b) Proporcionar una apropiada resistencia al subsuelo.
- c) Reforzar el subsuelo.
- d) Proveer anclaje a la membrana.

La figura VI.11 muestra la sección transversal propuesta para el dique. Sobre la terminación de los diques, - el área comprendida en ellos se usará para depósito de materiales adicionales de dragado.

La secuencia requerida de construcción es mostrada también en la figura VI.11 y es extremadamente importante para la obtención de un funcionamiento satisfactorio del dique. - Se sintetiza de la manera siguiente:

1.- Un filtro de tela se coloca sobre la superficie en tiras transversales sobre una plataforma de trabajo - delgada de arena con aproximadamente unos 20 pies de traslape o exceso a cada final. Las tiras adyacentes transversales son ligeramente traslapadas y cosidas juntas.

2.- Así como se coloca el filtro, dos accesos extremos y tiras ancladas son construidas arriba de la elevación 1.5, colocando material sobre el filtro de tela. Estas tiras de accesos son llevadas completas a la sección propuesta con los excesos de filtros de tela en cada término traslapadas y enterradas antes de que la próxima operación comience.

3.- Dos pequeños diques exteriores son de este modo construidas sujetando al filtro de tela, y la instalación

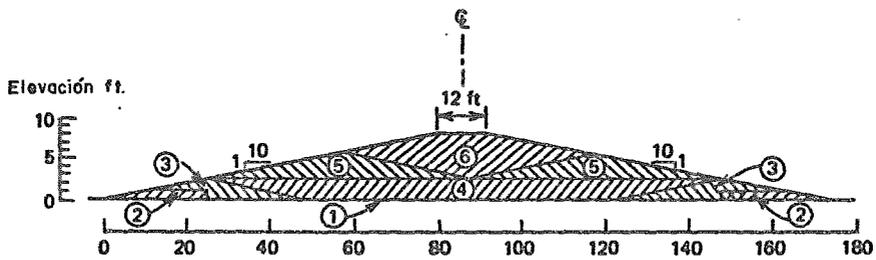


FIG. VI.II SECCION TRANSVERSAL DE UN DIQUE CON MEMBRANA DE REFUERZO EN ALABAMA, PARA CONTENER MATERIAL DRAGADO. LOS NUMEROS MUESTRAN LA SECUENCIA DE OPERACIONES.

vertical resultante debajo de los diques que estira y extienden el filtro en el centro de la sección.

4.- El centro de la sección es entonces rellenada (formando en terraplén) para anclar el filtro de tela a lo largo de toda la longitud transversal de la sección del dique.

5.- Intermedio en la secciones del dique son de este modo construidos causando o propiciando la formación de los extremos de el dique, nuevamente tensando el filtro en el centro.

6.- La sección central es construída finalmente, hasta una elevación de diseño a 8 ft.

Lo crítico en la realización del sistema es la selección de la membrana en la cual la resistencia a los esfuerzos altos de tensión y la mínima deformación son propiedades necesarias de la membrana. Desde entonces existía una escasez de información aprovechable en el acceso a literatura sobre estas propiedades en una situación comparativa directa, la cual es, una membrana comparada con otra. Haliburton et al emprendió ese trabajo. Veintiocho membranas comerciales fueron probadas y evaluadas para utilizarse como material de refuerzo en el dique.

Las pruebas iniciales fueron pruebas de desgarre a la tensión y a esas membranas se les obtuvo los requerimientos de diseño, de esta manera fueron probadas de un modo para comprobar su resistencia, esto es, fueron probadas al deslizamiento, a la resistencia a la fricción suelo-membrana, y para los efectos de sumersión y absorción de agua bajo un esfuerzo de

tención. Después de una extensa serie de pruebas, sólo 5 --
membranas fueron recomendadas para considerarlas como refuer
zo para el dique y para esta particular aplicación.

C1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE TERRAPLENES SOBRE
SUELO BLANDO USANDO MEMBRANA DE SOPORTE EN EL -
CAMINO DE ACCESO AL PUENTE COATZACOALCOS II.

*Después de que la Dirección General de Servicios -
Técnicos propuso al Departamento de Geotecnia, ambas de la
Dirección General de Carreteras Federales, pertenecientes a la
SAHOP, la utilización de una Membrana de Refuerzo en la cons-
trucción de los terraplenes de acceso en la margen izquierda
del Nuevo Puente Coatzacoalcos II, este departamento respon-
dió la proposición después de haber analizado esta alternati-
va de la manera siguiente:*

*En el tramo predominan tres diferentes tipos de --
suelos en la superficie, por lo que en cada caso se debe em-
plear el procedimiento de construcción más favorable.*

*Se aclara que el objeto de colocar una membrana de
refuerzo como interfase entre el cuerpo del terraplén y el -
terreno natural, es principalmente uniformizar el perfil de
incrustación de dicho cuerpo; es decir, evitar que bolsas de
material blando queden atrapadas y provoquen posteriormente
efectos negativos sobre el pavimento.*

*La membrana de polipropileno propuesta tiene la --
misma resistencia a la tensión, tanto a lo largo como a lo -
ancho. El método de colocación recomendado es el empleado -
por el cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos y se considera
adaptable a las condiciones propias de nuestro medio.*

El beneficio adicional del empleo de esta membrana será la reducción del asentamiento total en un 10 ó 15 %, y por lo tanto la reducción total del volumen de material necesario para la construcción del cuerpo del terraplén.

Si se colocara la membrana propuesta arriba de la plantilla de trabajo, como recomendaba la Dirección General de Servicios Técnicos, no se cumpliría con el objetivo principal, que es evitar incrustaciones irregulares del material - del terraplén en suelos blandos y mejorar el comportamiento - de toda la estructura.

Se recomienda como espesor inicial de terraplén ya compactado de 2.50 y 2.00 m, para los tramos sin suelos orgánicos en la superficie con espesor compresible alta y espesor compresible mediano, respectivamente. En estos tramos - se debe tomar en cuenta que el espesor inicial del cuerpo -- del terraplén debe involucrar el hundimiento esperado, y en las zonas mencionadas éste será de 0.50 m a 1.00 m; debido a lo anterior y para estar de acuerdo a la rasante de proyecto, el espesor inicial variará entre 2.50 m y 3.50 m.

Con respecto al análisis de estabilidad de taludes; se observó que si se construye un terraplén " sin bermas " se - presentará una falla por flujo plástico a la altura de 1.90m dadas las características de resistencia del subsuelo.

Se propuso construir el terraplén con el procedimiento de punta de flecha en el tramo con turba en la superficie, sin emplear membranas de refuerzo en el contacto terraplén suelo. Este procedimiento es el que se ha empleado tradicionalmente en zonas pantanosas para la construcción de

caminos; pero, por la experiencia que se tiene al respecto, también se ha comprobado que dicho procedimiento no es el más idóneo debido al gran volumen de material necesario para dicha construcción. Por esto ha surgido la necesidad de buscar nuevas técnicas que agilicen la construcción y disminuyan la labor de conservación de los caminos. Teniendo en cuenta lo anterior, se deberá colocar también en este tramo, la membrana de refuerzo en la interfase terraplén-suelo.

La Dirección General de Servicios Técnicos indicaba que debería construirse una plantilla de trabajo con arena limpia; esto no era conveniente debido a este material se colocarla a volteo en una zona sísmica, por lo que se estaría propiciando una capa susceptible a licuación. Es conveniente evitar esto, ya que se tiene la experiencia del comportamiento del camino Coatzacoalcos-Minatitlán durante el Sismo de Jalisco; en éste fallaron las partes del terraplén en donde había arena suelta en el subsuelo.

La opción de colocar sobrecarga recargando los hombros del terraplén, presentaba el inconveniente de no drenar adecuadamente las terracerías, por lo que se propuso la sobrecarga con espesor uniforme a todo lo ancho de la corona.

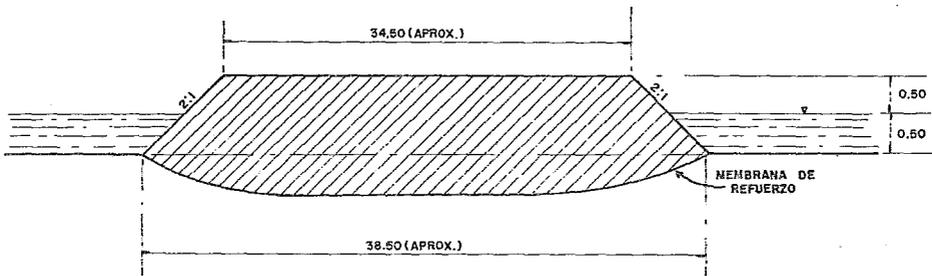
Después de este antecedente, se procedió a formular el Procedimiento Constructivo que se utilizaría en la construcción de este camino, para lo cual se establecieron dos zonas características; la primera denominada Zonas de Alta Compresibilidad y la otra Zonas de Pantano y Alta Compresibilidad con y sin membrana de refuerzo, todo ello con la responsabilidad del Departamento de Geotecnia anteriormente mencionado.

De este modo se procedió a construir las Terrace--
rlas en las Zonas de pantano y de Alta Compresibilidad - -
(del Km. 17+350 al 28+635 y del Km. 28+940 al 29+280), -
en la que los terraplenes y las bermas indicadas en el pro--
yecto se construyeron sobre una membrana de Polipropileno -
TYPAR tipo Du Pont, la cual se instaló en el terreno después
de haber preparado éste removiendo toda vegetación que tuvie--
se 3 cm. de diámetro o mayor.

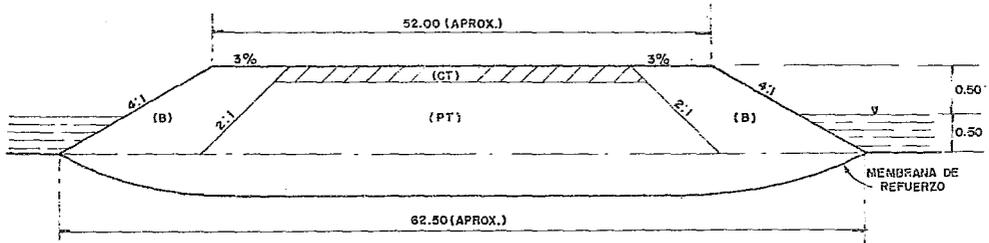
Para la instalación . de la membrana, se buscó un
lugar sin tirante de agua y se colocaron base contra base 4
rollos de la membrana, de 4.75 m de ancho y 91.4 m de longi--
tud cada uno, desenrollándolos hasta una longitud de 76 m. -
correspondiente al ancho de terraplén y bermas más un 22 %,
aunque por lo general se tuvo que incrementar el ancho de la
membrana, cosiéndole más rollos, esto debido a los asenta--
mientos que se obtuvieron, y de los cuales hablaremos más --
tarde en las conclusiones de este trabajo.

Se cosieron las 4 membranas de los rollos a lo lar--
go de los 76 m. con hilo de Polipropileno suministrado junto -
con la membrana, empleando una cosedora de sacos neumática -
manual. Para coser las membranas debieron voltearse los bor--
des de los tramos a unir, empalmándolos 2 cm. como se muestra
en el detalle de la figura V.12 , realizando la costura a la -
mitad de los empalmes, es decir, a 1 cm del borde (los rema--
nentes de la longitud total del rodillo se cortaron y cosie--
ron al principio de la siguiente tira).

La tira formada con las 4 membranas se dobló a lo
ancho, de modo semejante a un acordeón, con el objeto de --
que se pudiera manejar con facilidad, sujetándolas con pin--



CORTE B-B
FIGURA VI.13.



CT = CUERPO DEL TERRAPLEN
PT = PLANTILLA DE TRABAJO
B = BERMA

CORTE D-D
FIGURA VI.14.

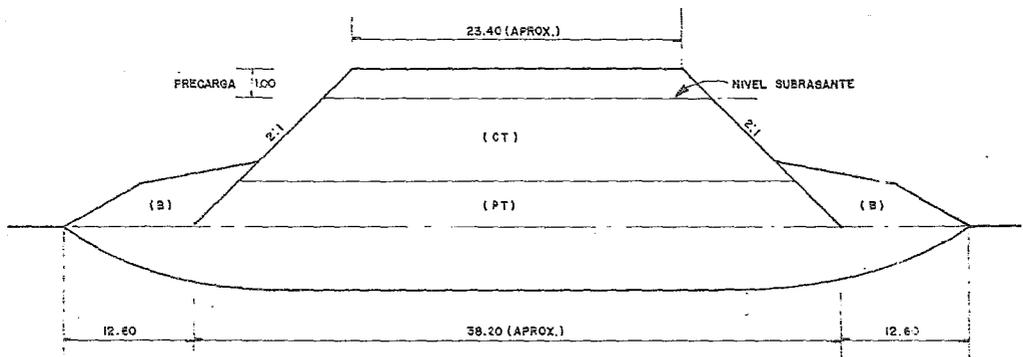
ción del terraplén en capas compactadas al 95 % (incluyendo cuerpo del terraplén, capa subrasante y una precarga con espesor de 1.00 m, medida a partir del nivel de la subrasante) empleando para ello material de los bancos Mapachapa - y Barrancas. Ver figura VI.15 .

Los asentamientos y deformaciones que se observaron en el terraplén se corrigieron de inmediato con material compactado al mismo grado de acuerdo con las indicaciones, hasta que el terraplén quedó a la cota señalada de proyecto.

Terminada la construcción del terraplén y corregidos los asentamientos y deformaciones observados cuando se estimó conveniente, se procedió a escarificar y remover el material de la precarga hasta el nivel de la subrasante a la cota especificada en el proyecto. El material escarificado se volteó sobre las bermas, extendiéndolo en éstas.

Posteriormente a los 30 cms. correspondientes a la capa subrasante se escarificaron para darle al material una compactación de 100 %.

Las Obras de Drenaje, se construyeron posteriormente a la construcción de las terracerías, cuando éstas alcanzaron el 80 % del asentamiento previsto y tomando en cuenta su comportamiento observado. Ver figura VI.16. .



CT = CUERPO DEL TERRAPLEN
 PT = PLANTILLA DE TRABAJO
 B = BERNA

CORTE E-E

FIGURA VI.15.

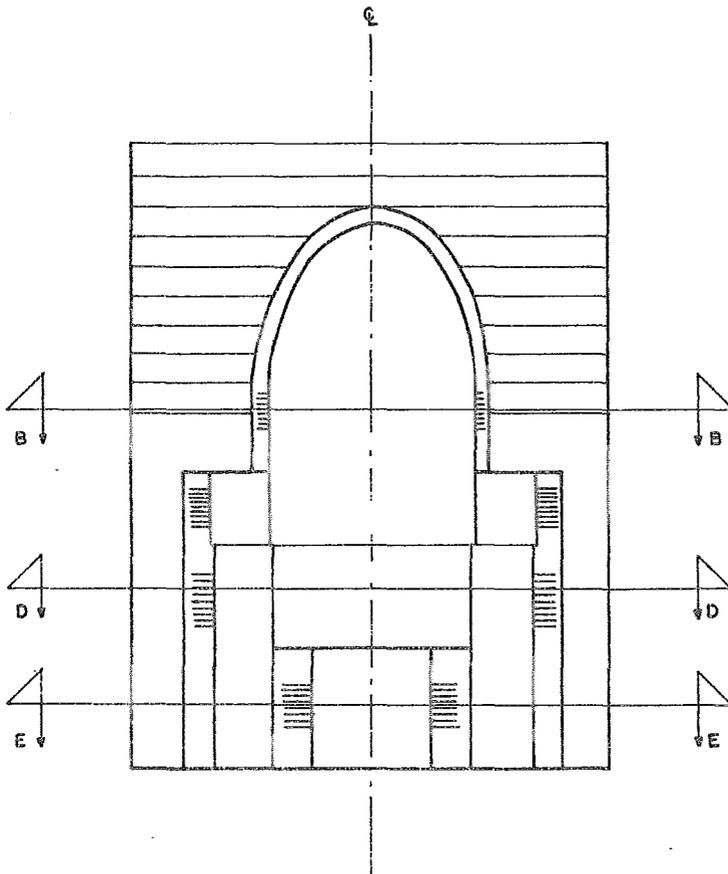


FIG. VI.16. ETAPAS DE AVANCE

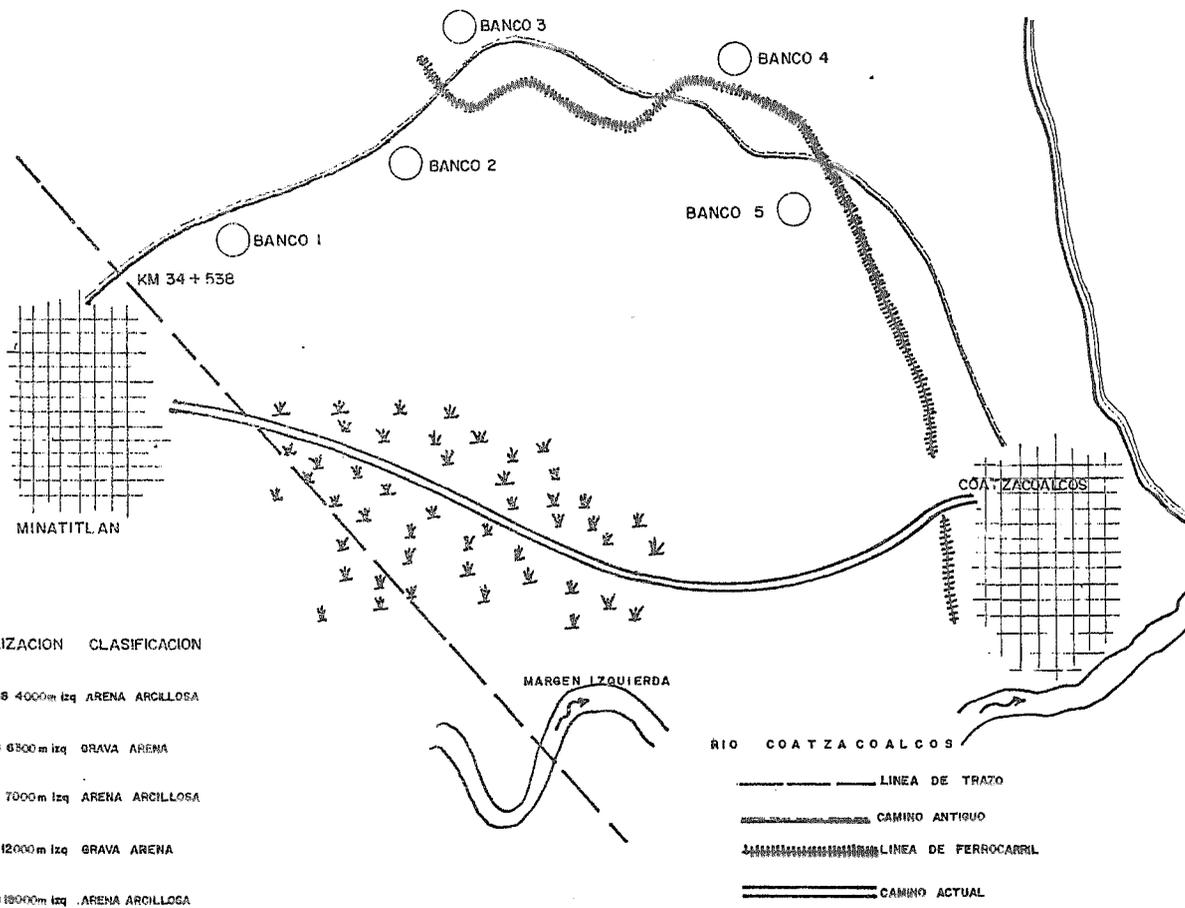


FIG. VI.17. LOCALIZACION Y CLASIFICACION DE LOS BANCOS DE MATERIALES.

CAPITULO VII

CAPITULO VII.- ASPECTOS ECONOMICOS.

INTRODUCCION.

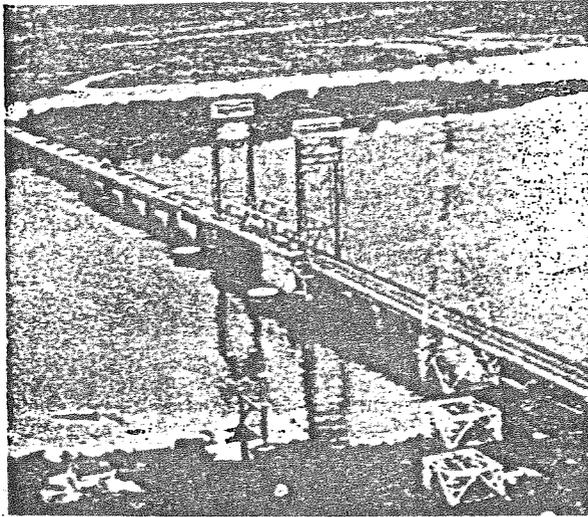
El crecimiento de una red de carreteras y el uso cada vez más intenso a que se encuentra sujeta, obligan a otorgar una particular atención a su conservación, dentro de los programas de inversión; en ciertos casos algunos tramos de la red deben ser reconstruidos por haber sido realizados con las limitaciones y experiencias propias de la época en que se construyeron; otros tramos requieren de una verdadera modernización, entendida esta como una modificación radical de las características geométricas y físicas. La modernización de carreteras ya existentes podrá consistir en:

- Acortamiento de distancias
- Eliminar cuellos de botella, como puentes angostos y levadizos, tramos con pendiente o curvatura excesiva.
- Libramiento de ciudades.
- Aumento del número de carriles.
- Ampliación de la sección existente.

La construcción de la nueva carretera y del puente Coatzacoalcos II fue motivada principalmente por algunos de los puntos anteriormente mencionados y también por el inicio de un proceso de transformación muy acelerado de la zona Acayucan-Coatzacoalcos-Villahermosa, tanto por la magnitud de las inversiones que ya se realizan y se realizarán en el futuro, como por el papel que a esa región señala el Plan Nacional de Desarrollo Urbano lo que ha provocado un enorme incremento de tránsito en la carretera del Golfo en su tramo Acayucan-Villahermosa.

A). BENEFICIOS Y EFECTOS QUE ORIGINARA LA CONSTRUCCION DEL NUEVO PUNTE Y LA CARRETERA PARA EL LIBRAMIENTO DE LA CIUDAD DE COATZACOALCOS, VER.

Para la comunicaci3n hacia el sureste del pa3s es necesario cruzar el R3o Coatzacoalcos y antes de la construcci3n de un puente este cruce se realizaba mediante un chal3n instalado en un lugar conocido como Nanchital, cercano a la ciudad de Coatzacoalcos. Este chal3n transportaba veh3culos automotores y carros de ferrocarril del sureste. El d3a 18 de Marzo del a3o 1962 [fig. VII.1.] se da paso por un puente definitivo al inaugurarse ese d3a el puente Coatzacoalcos con una longitud total de 966 mts. Y dos carriles de circulaci3n para veh3culos y una v3a de ferrocarril; uno de sus tramos es levadizo, de 66 mts de claro, para permitir el paso de las embarcaciones que se dirigen a Minatitl3n . El volumen del tr3nsito promedio diario que cruzo por el puente el primer a3o fue del orden de 1,300 veh3culos con una composici3n de 60% autom3viles, 30% camiones y 10% autobuses y motocicletas. El tramo levadizo era operado una vez al d3a, con una duraci3n de 30 min. En el a3o de 1972 ocurri3 un accidente en este puente al chocar un barco contra una de las pilas, derrumbando 2 claros de 30 mts de longitud, lo que origin3 una suspensi3n en el servicio de 30 d3as, tiempo que dur3 su reparaci3n. Lo anterior ocasion3 graves da3os a la econom3a regional y puso de manifiesto la conveniencia de contar con otro puente para cruzar el R3o; adem3s para el a3o de 1980 el volumen de tr3nsito que utiliz3 el puente se hab3a incrementado notablemente, llegando a 17,000 veh3culos diarios; ocasionando demoras en el cruce hasta de una hora, que se agravaba con el funcionamiento del tramo levadizo, no solamente por el importante volumen vehicular carretero, sino tambi3n por el aumento del tr3fico fluvial. Esta situaci3n motiv3 que ya desde 1978 se iniciaran -



Puente Costazacoalcos en servicio, roqueito con una estructura levadiza para permitir el paso de las embarcaciones en el canal de navegación.

Fig. VII.1

los estudios necesarios para definir el proyecto del nuevo puente.

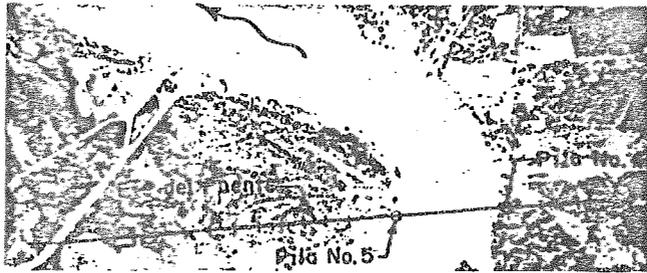
Después de analizar diversos sitios para el nuevo cruce y sus accesos, desde las proximidades del puente existente y hasta aguas arriba de la ciudad de Minatitlán, se eligió aquel - que presentó las mejores características geológicas para la cimentación y topográficas para la longitud de la estructura (fig - VII.2.).

El sitio se llama Pueblo Nuevo y en esta parte -- el Río presenta una curva muy pronunciada aproximadamente a 20 - km de la desembocadura del Río en el Golfo de México.

También se tomó en cuenta para la elección del cruce el costo de los tramos carreteros en los accesos, los cuales - tienen aproximadamente 15 km en cada margen, buscando alojarlos - en la menor longitud dentro de la zona pantanosa. Adicionalmente los estudios para el desarrollo industrial, portuario y de asentamientos humanos propiciaron la elección de esta ruta.

Esta localización constituye, además un libramiento para la zona conurbada Minatitlán-Coatzacoalcos, favoreciendo así una comunicación directa entre el centro y el sureste del --- país.

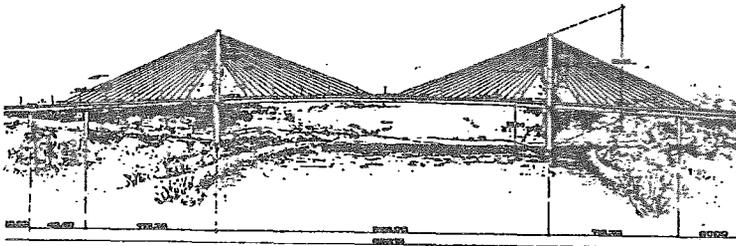
La operación del nuevo puente y de la nueva carretera serán complementarios a la del puente actual en servicio ya que tanto el tránsito directo del centro del país hacia el sureste y viceversa así como el tránsito local que no requiere pasar - por Coatzacoalcos utilizarán la nueva obra mientras que el puente actual prestara servicio para la comunicación Coatzacoalcos complejo Industrial Pajaritos. (fig. VII.3.). El nuevo puente aliviara el tránsito del puente " Coatzacoalcos I" aproximadamente - en un 50%



Localización del cruce para el nuevo puente Coatzacoalcos II.

Fig. VII.2

PUENTE COATZACOALCOS II



**TRAMO PRINCIPAL
ELEVACION**

Vista longitudinal del tramo principal.

Fig. VII.3

El flujo de circulación en la nueva obra al iniciar su operación será del orden de 8,000 vehículos diarios en promedio y su tasa de crecimiento se estima del orden del 10% anual. El tránsito - estimado que utilizará este nuevo puente tiene una composición - de 55% camiones de carga, 40% automóviles y 5% autobuses de pa-
sajeros.

Tomando en cuenta los problemas y restricciones - derivadas de las características del puente en servicio y los -- volúmenes del tránsito carretero y fluvial, se definió que el nue-
vo puente permitiera el paso simultáneo de vehículos y embarca-
ciones.

Los beneficios que este nuevo puente traerá a las comunicaciones del sureste del país son, entre otras las siguien-
tes:

- Dará una mayor fluidez y seguridad al tránsito-
local y de paso acortando los tiempos de reco-
rrido, lo que representa, consecuentemente, una
disminución en el consumo de combustibles y lu-
bricantes, desgaste de llantas, depreciación, -
mantenimiento del vehículo y costo del capital-
invertido en el vehículo.
- Fomentar el incremento de las actividades agrí-
colas, industriales y turísticas.
- Incrementará la recaudación de impuestos.
- Incrementará el valor de la tierra.
- Disminuirá la probabilidad de accidentes
- Estimulará la comercialización y dará más atrac-
tividad a las zonas turísticas.
- Aumentará el confort de los usuarios de la carre-
tera.
- Propiciará un ahorro monetario a los usuarios --
originado por la disminución de los tiempos de -
recorrido; por ejemplo: En los sueldos de los --

choferes y en la mayor productividad de los trabajadores que deben transportarse por la carretera, esto último sobretodo en los trabajadores locales los cuales en ocasiones llegaban tarde a sus labores, debido a que al transportarse a sus centros de trabajo se encontraban con el -- puente elevado, para permitir el paso de embarcaciones que estaban retrasadas , ya que el paso de las embarcaciones es prioritario, trastornado con esto el tránsito sobre el puente. Por otro lado algunos trabajadores previendo lo anterior sallan de sus casas con bastante tiempo de anticipación disminuyendo por este motivo -- sus horas de descanso, traduciéndose esto último en un menor rendimiento en su actividad productiva .

- Además al construirse la nueva carretera y el nuevo puente, los costos de conservación y reconstrucción de la carretera y el puente actuales disminuirán debido a que una parte del tránsito de estos se desviarán hacia el nuevo puente.

B) VENTAJA DE LA UTILIZACION DEL
NUEVO METODO CONSTRUCTIVO.

La mayor parte de las cosas que nos rodean y de -- las cuales nos servimos, que no forman parte del ambiente na tural, son obras de la ingeniería. Estas obras han permiti-- do que la sociedad contemporánea integre un amplio sistema - de producción, que ha puesto a su alcance las facilidades de la vida moderna.

Puede afirmarse, por lo tanto, que la ingeniería - está íntimamente ligada al progreso de la civilización y a - los procesos de cambio, cada vez más rápidas, del medio so-- cial y económico.

La ingeniería, como profesión, sólo encuentra su - razón de ser en la satisfacción de necesidades humanas. Con-- secuentemente, la excelencia de las obras de ingeniería debe - rá juzgarse por su contribución al bienestar humano.

Puesto que los sistemas objeto de la ingeniería de-- ben construirse en armonía con el medio físico que nos rodea y aprovechando los recursos que el mismo provee, han sido an tecedentes necesarios para el desarrollo de la ingeniería, - entre otros, los siguientes:

- El conocimiento e investigación de las leyes -- que gobiernan el mundo físico, es decir, la --- ciencia pura.
- La ciencia aplicada o sea el conjunto de inves-- tigaciones y conocimientos derivados de la cienu

cia pura, orientados a fines utilitarios, es decir, a la solución de los problemas que plantea la producción de satisfactores.

- El conocimiento empírico de los medios y formas de hacer las cosas, no derivado de la experimentación científica, que junto con la ciencia aplicada, constituyen la tecnología.

En síntesis, la base sobre la cual se ha desarrollado la ingeniería está constituida por la ciencia y la tecnología.

Si bien la ciencia y la tecnología son fundamento de la ingeniería, ésta al tener como objetivo final la satisfacción de necesidades humanas, tiene que ver con otras disciplinas del saber humano. Destaca por su importancia en esta relación, la economía. Es bien sabido que existe una gran cantidad de sistemas que son técnicamente factibles, pero que no encuentran justificación económica.

Cuando el ingeniero lleva a cabo sus actividades, se encuentra frecuentemente con decisiones que debe tomar en función de tecnología y economía; es preciso que sus soluciones sean técnicamente correctas y a la vez económicamente aceptables.

Para poder tomar dichas decisiones, es necesario medir en pesos y centavos las consecuencias de diferentes alternativas y, finalmente, tomar el camino más adecuado que sea satisfactorio tanto técnica como económicamente.

La excelencia de los trabajos y obras de ingeniería no se estima solamente en relación con la eficiencia de los sistemas que se crean, sino también con base en su eficiencia económica, expresada en función de los costos-incurridos y de los valores o beneficios alcanzados. Por ello se analizará ahora la ventaja de la utilización de la membrana de soporte para la construcción de terraplenes sobre pantano, se comparará contra la construcción de un terraplén construido sin membrana.

El análisis se hará por metro lineal de terraplén sin las capas de pavimentación, ya que éstas serían construidas similarmente en ambos casos. (Ver figura VII. 4 y análisis de precios unitarios)

Costo del relleno colocado = \$ 495.59/M3
 Costo de Geotextiles (TYPAR) instalado = \$ 146.52/M2

a).- Terraplén construido sin membrana de refuerzo (geotextil).

Relleno requerido sin geotextil por metro lineal de camino (promedio) = 180.00M3/ML

Costo por metro lineal de camino sin geotextil.

180 M3/ML X \$ 495.59/M3 = \$89,206.20/ML

b).- Terraplén construido con membrana de refuerzo - cantidad de geotextil (TYPAR) por metro lineal de camino.

62.50 M + 4.30 M + 4.30 M = \$ 71.10M2/ML

Relleno requerido con geotextil por metro de camino (promedio) = 126.00M3/ML

Costo de geotextil por metro lineal de camino:

71.20 M2/ML X \$ 146.52/M2 = \$ 10,417.57

Costo de relleno:

$$126. M3/Ml \times \$ 495.59/M3 = \$ 62,444.34/Ml$$

Costo total por metro lineal
de camino utilizando geotextil (TYPAR) = \$ 72,861.91/Ml

Ahorro por Ml usando geotextil. = \$ 16,344.29/Ml

(Se anexan precios unitarios)

La longitud de camino que se construyó usando geotextil (TYPAR) es de 16,871.64 Ml. Por lo tanto el ahorro total fue de:

$$16,871.64 M3 \times 16,344.29/Ml = \$ 275,754,976.93$$

Ahora se enumeran las ventajas técnicas de la utilización de la membrana de soporte (Geotextil)'

- El uso de la membrana produce un ahorro del material de relleno hasta en un 30%
- Aumenta la capacidad de carga del suelo.
- Facilita el uso de equipo pesado para la formación del terraplén y para la mejor compactación del mismo.
- Estructuralmente la membrana geotextil distribuye, reparte y homogeneiza los esfuerzos o cargas en una superficie mayor.
- La membrana geotextil separa el material que forma el terraplén del material del terreno natural, evitando la

incrustación de un material en el otro.

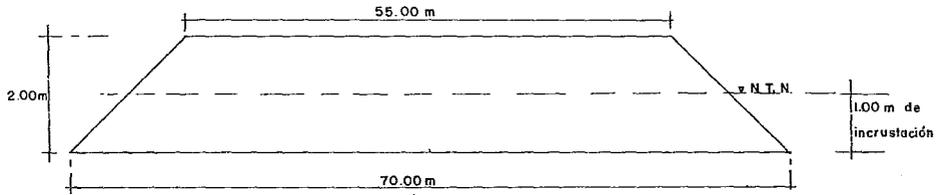
*- Retiene los suelos finos y permite únicamente el --
paso del agua.*

- Permite la construcción durante tiempo inclemente.

*- Alta resistencia química a los ácidos, bases y fe-
noles, así como a la descomposición, al enmohecimiento y a los-
insectos.*

*Estas afirmaciones están soportadas por las evi--
dencias tenidas de terraplenes construidos con membrana de re---
fuerzo en Alaska, Texas y Mississipi, EUA, y en Italia y Mala--
sia.*

CON MEMBRANA



$$\text{AREA} = \frac{(70 + 55) \cdot 2}{2} = 125 \text{ m}^2$$

$$\text{VOLUMEN RELLENO/ML} = 125 \text{ m}^2 \times 1.00 \text{ m.l.} = 125 \text{ m}^3$$

CON UNA INCRUSTACION DE APROXIMADAMENTE 1.00 m

SIN MEMBRANA

$$\text{AREA} = \frac{(70 + 55) \cdot 2.748 \text{ m}}{2} = 171.75 \text{ m}^2$$

$$\text{VOLUMEN RELLENO/ML} = 171.75 \text{ m}^2 \times 1.00 \text{ m.l.} = 171.75 \text{ m}^3$$

CON UNA INCRUSTACION DE APROXIMADAMENTE 1.748 m

FIG. VII.4. VOLUMENES DE RELLENO CON Y SIN MEMBRANA

CAMINO DE ACCESO AL PUENTE COATZACOALCOS II MARGEN IZQUIERDA.	HOJA 1/2
CONCEPTO MEMBRANA DE SOPORTE DE POLIPROPILENO (TYPAR)	FECHA 1984

TERRACERIAS.

TERRAPLENES.

Membrana soporte de Polipropileno TYPAR
Tipo 3401 de Du Pont o similar, por uni
dad de obra terminada.

I.- MANO DE OBRA.

1.- Cuadrilla:

1 cabo op. cerradora de
sacos. \$ 1,745.67/t
3 peones a \$1,345.75c/u/t \$ 4,037.25/t
\$ 5,782.92/t

Cargo =

$$\frac{\$ 5,782.92/t}{2 \text{ pzas./t} \times 4 \times 4.70 \text{ m} \times 76.0 \text{ m/pza}} = 1.0136 = \$ 2.05/M^3$$

CARGO POR MANO DE OBRA.

\$ 2.05/M2

II.- MATERIALES.

Adquisición L.A.B. Coatzacoalcos. \$ 134.14/M2

a).- Desperdicio por traslapes 1.36%

$$\$ 134.14/M^2 \times 0.0136 = \$ 1.82/M^2$$

b).- Maniobras de carga y descarga.

Cargo =

$$\frac{\$ 100.00/viaje}{20 \text{ pza./viaje} \times 429.58 \text{ M}^2/\text{pza}} \times 1.0136 = \$ 0.01/M^2$$

\$ 135.97/M2

CARGO POR MATERIALES.

\$ 135.97/M2

	CAMINO DE ACCESO AL PUENTE COATZACOALCOS II MARGEN IZQUIERDA	HOJA 2/2
	CONCEPTO MEMBRANA DE SOPORTE DE POLIPROPILENO (TYPAR)	FECHA 1984

III.- EQUIPO.

1 compresor 600 pcm \$ 2,855.08/hr. (c/op.)

1 cerradora de sacos \$ 141.04/hr. (c/op.)

\$ 2,996.12/hr.

Cargo =

$$\frac{\$ 2,996.12/hr. \times 8.0 hrs/t}{2 pzas/t \times 4 \times 4.70 m \times 76.00 m} \times 1.0136 \quad \$ 8.50/M2$$

CARGO POR EQUIPO.

\$ 8.50/M2

COSTO DIRECTO.

\$ 146.52/M2

	CAMINO DE ACCESO AL PUENTE COATZACOALCOS II MARGEN IZQUIERDA.	HOJA 2/3
	CONCEPTO FORMACION Y COMPACTACION DE TERRAPLEN.	FECHA 1984

$\text{Tiempo de recorrido} = \frac{32.00 \text{ km}}{50 \text{ km}} \times 60 \text{ Min./hr.} =$		
	38.4 Min.	
$\text{Tiempo de carga.} \quad \underline{18.0 \text{ Min.}}$		
$\text{Tiempo Total.} = \quad 56.4 \text{ Min.}$		
$\frac{\$5,327.41/\text{hr.} \times 1.20 \times 56.40 \text{ Min.}}{24 \text{ M3} \times 60 \text{ Min./hr.}} =$		\$ 259.79/M3
COSTO MATERIAL "BCO. CARRIZALES"		\$ 309.99/M3
B.- Banco "Rancho Domínguez"		
1.- Extracción y Carga		
Igual que del Bco. Carrizales		\$ 50.20/M3
2.- Acarreo.		
Acarreo promedio 21 km.		
Recorrido 42 km. ida y vuelta		
Velocidad promedio. 50 km./hr.		
Equipo:		
Vagoneta de 24 M3	\$ 830.90/hr.	
Tractocamión	\$ 4,696.51/hr.	
	\$ 5,527.41/hr.	
Abundamiento 20%		
$\text{Tiempo de recorrido} \frac{42 \text{ km}}{50 \text{ km}} \times 60 \text{ min./hr.} =$		
	50.4 Min.	
$\text{Tiempo de carga.} \quad \underline{18.0 \text{ Min.}}$		
$\text{Tiempo Total} = \quad 68.4 \text{ Min.}$		
$\frac{\$5,527.41/\text{hr.} \times 1.20 \times 68.40 \text{ Min.}}{24 \text{ M3} \times 60 \text{ Min./hr.}}$		\$ 315.06/M3
COSTO MATERIAL BCO. "RANCHO DOMINGUEZ"		\$ 365.26/M3

CONCLUSIONES

C O N C L U S I O N E S

Después de haber expuesto en nuestro trabajo un nuevo procedimiento de construcción de terraplenes sobre pantano utilizando una membrana de refuerzo, llamada genéricamente geotextil, podemos concluir lo siguiente basados en los resultados - que se obtuvieron en las secciones instrumentadas para medir la influencia de la membrana:

- 1.- La intrusión del terraplén dentro del nivel del terreno - original, durante e inmediatamente después de construido - fue mucho menor de lo que hubiera sido si no se utilizara la membrana de refuerzo, por lo tanto el uso de dicha - - membrana evita el uso excesivo de material para formar el terraplén, el ahorro de relleno fue aproximadamente de un 50%, siendo este porcentaje mayor al previsto de un 30% .
- 2.- Desde el punto de vista constructivo, el uso de la membrana de refuerzo ayudó grandemente al inicio temprano de la construcción del terraplén, ya que esta provee de mayor -- estabilidad a la plantilla de trabajo, resultando de ello un ahorro en el tiempo de construcción.
- 3.- El uso de la membrana de refuerzo ayuda a que los asenta - mientos sean uniformes, evitando con esto asentamientos - diferenciales del terraplén. Gracias a lo anterior es de - esperarse que en lo futuro se tenga un ahorro en el mante - nimiento del camino cuando se encuentre en funcionamiento, ya que el principal problema que tiene el camino actualmen - te en servicio es el mantenimiento a que está sujeto provo - cado por dichos asentamientos; además, la consolidación - primaria, que es la que ocasiona mayor problema a la es - tructura ya se efectuó en su totalidad en el período de cons - trucción y la secundaria que se previene mínimos se es - tectúan sin ningún peligro que pueda afectar la misma.

- 4.- El uso de la membrana de refuerzo evita que se mezclen el material del pantano y el del terraplén, que aunado a la estabilidad que ésta brinda a la plantilla de trabajo ayudan a llegar más fácilmente a la compactación requerida por el terraplén.
- 5.- El desplazamiento vertical del terraplén respecto al terreno natural es menor en el construido sobre membrana de refuerzo, por esto se puede establecer que la restricción impuesta por el geotextil, reduce la magnitud de los esfuerzos en el área de contacto entre el terraplén y el terreno de sustentación.
- 6.- Las curvas de asentamientos mostraron una plantilla más convexa en el terraplén con geotextil, lo cual implica un perfil más uniforme en la base del mismo y una distribución de esfuerzos más homogénea, (además de que los esfuerzos tangenciales son absorbidos por la membrana).

Por otro lado, debido a la poca experiencia práctica que se tenía en la aplicación de este nuevo procedimiento constructivo, se tuvieron algunas fallas técnicas al principio de la construcción del camino por no cumplir con las especificaciones dictadas para este procedimiento, ya que se abusó de la capacidad de sustentación de la membrana, usando equipo más pesado, como góndolas de 27 yd³ y tractor D-8 en lugar de camiones de 6 m³ y tractor D-6 que eran los especificados; en consecuencia, al concentrar la descarga de la góndola de 27 yd³ en un solo punto, aunado al peso excesivo del tractor D-8, el relleno se hundía rápidamente y por ello en un principio se pensó que la membrana no cumplía con lo previsto en el proyecto. Esta anomalía se corrigió y se pudo comprobar, como ya se indicó anteriormente, que la membrana de refuerzo funcionó.

. En cuanto al uso de los geotextiles, de los cuales se han-

explicado ya la diversidad de sus aplicaciones como un material útil para trabajos de ingeniería civil, consideramos que este tipo de materiales, podrán ayudar a mejorar procesos de construcción, que redundarán en la economía de los trabajos en que puedan ser aplicables, además de hacer más eficiente la obra misma, por lo cual concluimos también que la ingeniería de proyecto tendrá un gran apoyo en este nuevo campo que se introduce en nuestro país.

Por último, la influencia que traerá esta nueva carretera y el nuevo puente a las comunicaciones del sureste del país será el darle una mayor fluidez y seguridad al tránsito, acortando los tiempos de recorrido, lo que representa, consecuentemente, una economía para el país en cuanto al consumo de combustible y lubricantes se refiere, además de fomentar las actividades agrícolas, industriales y turísticas, así como la disminución de la probabilidad de accidentes.

Del mismo modo al construirse la nueva carretera, los costos de conservación y reconstrucción de la carretera alterna disminuirán debido a que una parte del tránsito de ésta se desviará hacia la nueva ruta.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- MONTANES L. " Minatitlán Coatzacoalcos Veracruz " Información General acerca del Subsuelo de 7 Ciudades de México - 7a. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo II Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- 2.- ESTEVA M. L. " Regionalización Sísmica de México para fines de Ingeniería " . Pub. 246. Instituto de Ingeniería - U. N. A. M.
- 3.- MARSAL L. J. " Behavior of Sandy Uniform. Soil Durin JALTI PAN ". Earthquake, México. Proceedings of 5th. International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering., Tomo I, International Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering Paris 1961.
- 4.- SEED H. B. E IDRIS I. M. " Analysis of Soil Liquefaction-Potential " Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 97 American Society of Civil Engineers, 1971.
- 5.- TERZAGHI K. " Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons. Inc. 1956 .
- 6.- MORENO G. BARRAGAN S. Y OROZCO J. M. " Estudio Geotécnico-Preliminar para la ampliación de la Carretera Minatitlán - Coatzacoalcos " V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. - Tomo II Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México - 1970 .

B I B L I O G R A F I A

- 7.- M. KOERNER ROBERT, WELSH P. JOSEPH. *Construction and Geotechnicals Engineering using Synthetics Fabrics.*
- 8.- SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES . *Estudio Geotécnico Camino de Acceso al Puente Coatzacoalcos II.*
- 9.- RICO R. ALFONSO Y DEL CASTILLO HERMILO. " *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.* Volúmenes 1 y 2 .
- 10.- RICO R. ALFONSO Y JUAREZ B. EULALIO. " *Mecánica de Suelos*" Tomo 1 y 2 .
- 11.- TERZAGHI KARL Y RALPH B. PECK " *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* " .
- 12.- SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES . " *Comportamiento de Terraplenes en Suelos Blandos del Camino de Acceso al Puente Coatzacoalcos II, Uso de Geotextiles.*