

49
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales

"ARAGON"

**"Carretera Coatzacoalcos-Minatitlán construcción
de un cuerpo nuevo del Km. 0+000 al Km. 22+000"**

T E S I S

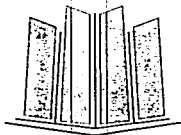
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

JORGE ENRIQUE SALDIVAR ESTRADA

JOSE JAIME CORONADO BARRERA



San Juan de Aragón, Edo. de México.

1997

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGON
DIRECCION

JORGE ENRIQUE SALDIVAR ESTRADA
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 11 de junio del año en curso, presentada por José Jaime Coronado Barrera y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ MARIO AVALOS HERNÁNDEZ pueda dirigirse al trabajo de Tesis denominado "CARRETERA GOATZACALCOS-MINATITLAN CONSTRUCCIÓN DE UN CUERPO NUEVO DEL KM 0+000 al KM 22+000", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EN ESPAÑOL"
San Juan de Aragón, México, 18 de junio de 1968.
EL DIRECTOR

MERIT CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/ta.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JOSÉ JAIME CORONADO BARRERA
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 11 de junio del año en curso, presentada por Jorge Enrique Saldivar Estrada y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ MARIO AVALOS HERNÁNDEZ pueda dirigirse al trabajo de Tesis denominado "CARRETERA COATZACOALCOS-MINATITLAN CONSTRUCCIÓN DE UN CUERPO NUEVO DEL KM 0+000 al KM 22+000", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, México, 18 de junio de 1998
EL DIRECTOR

MONTAUDO CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO
DIRECCION



c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMCAIR/ta.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco y dedico a todas y cada una de las personas que han colaborado y participado directa e indirectamente en la realización de este trabajo.

Y muy en especial a mi familia quien ha sido el apoyo y la motivación para lograr y alcanzar esta meta .

A mi madre la Sra. Catalina Barrera Ríos, así como a mis hermanas; Ana, Sandra y Alejandra, a quienes agradezco todo su cariño y amor.

All igual que a mi tía la Sra. Alicia Barrera Ríos, a mi tío Gabriel Barrera Ríos y a mis primas Angélica e Irma, quienes han sido parte importante en mi vida.

Y finalmente a todos aquellos quienes han influido y formado parte importante a través de las diferentes etapas en mi vida; a todos mis maestros, amigos, compañeros de escuela, de trabajo y sobre todo a TÍ.....Amor.

AGRADECIMIENTOS

Con cariño, amor, respeto y admiración; agradezco mucho a esa persona que me dió la vida y que con grandes esfuerzos y sacrificios hizo posible mi carrera y mi formación en la vida, a TI MADRE y a tu memoria. Ma. Antonieta Estrada Rodríguez (q.e.p.d).

A mis hermanos: Cristina, Marcela, José Luis, Carmen, Alfredo y en especial a Minerva; a todos y cada uno de ellos les agradezco el gran apoyo que me brindaron.

A mis sobrinos: Mario, Antonio, Jessica, Edgar, César, Oscar, Laura, Verónica, Antonio E. Rodrigo, Daniel y Carlos.

A la Familia Palacios Cruz: José Luis, Graciela, Xóchilt, Sonia y Karina.

A la Familia Sánchez Pineda: Carlos, Maricela, Mario, Brian y Carlitos.

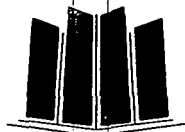
A la Familia Pineda Orrego: Enrique, Guadalupe, Antonio, Enrique, Martha y Margarita.

A todos mis amigos y compañeros, Juan, Ernesto, Antonio, Roberto, Héctor, Jesús, Antonio, Biviano, Oscar, Antonio, Mario, Daniel, Fernando, Arturo, Alejandro y en especial a mi compañero de tesis Jaime.

A todos mis maestros en especial al Ing. José Mario Avalos H.



INDICE



UNAM

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION	
CAPITULO I. GENERALIDADES	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Características de la zona en donde se aloja el proyecto	2
1.2.1 Topografía	
1.2.2 Geología	
1.2.3 Climatología	
1.3 Estudio geotécnico para la pavimentación	2
1.3.1 Trabajos de campo y laboratorio	
1.3.2 Interpretación de los resultados de laboratorio	
1.3.3 Selección de los bancos de materiales	
1.4 Datos para el proyecto del	3
1.4.1 Características Geométricas	
1.4.2 Volumen de tránsito	
1.4.3 Características de la capa subrasante	
CAPITULO II. INTRODUCCION	5
2.1 Antecedentes y características del km 0+000 al km 22+000	6
2.1.1 Procedimiento de construcción del km. 4+340 al km. 14+920	
2.2 Estudio de mecánica de suelos	9
2.2.1 Condiciones regionales	
2.2.1.1 Geología	
2.2.1.2 Hidrología y drenaje	
2.2.1.3 Climatología	
2.2.1.4 Sismología	
2.2.1.5 Proyecto geométrico	
2.2.2 Exploración del subsuelo	
2.2.3 Ensayos de laboratorio	
2.2.4 Estratigrafía y propiedades	
2.2.5 Análisis de los terraplenes	
2.2.5.1 Estabilidad	
2.2.5.2 Asentamientos	
2.3 Procedimiento constructivo de terraplenes	18
2.3.1 Procedimiento de construcción de las terracerías en la ampliación a dos cuerpos separados	
2.3.2 Procedimiento de construcción de las terracerías en la ampliación a un solo cuerpo en la zona pantanosa	

2.3.3 Procedimiento de construcción de las terracerías en la ampliación a un solo cuerpo en terreno firme	24
2.4 Observaciones	24
CAPITULO III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE ESTRUCTURAS DE CAMINOS	27
3.1 Pavimentación	27
3.1.1 Diseño del pavimento	
3.1.1.1 Proyecto del pavimento diseñado por el método S.O.P	
3.1.1.2 Revisión del proyecto de pavimentación por el método de ejes equivalentes de 8.2 ton	
3.1.1.3 Revisión del espesor del pavimento por el método del instituto de asfaltos	
3.1.1.4 Elección del espesor de las capas que formaran el pavimento	
3.1.1.5 Normas de calidad	
3.2 Obras de drenaje	33
3.2.1 Clasificación del drenaje	
3.2.1.1 Drenaje longitudinal	
3.2.1.2 Drenaje transversal	
3.2.2 Obras de drenaje en el Km 0+000 al Km 22+000 de la carretera Coatzacoalcos-Minatitlán	
3.3 Entronques	42
3.3.1 Entronques Tipo T y Y	
3.3.2 Entronques en forma de diamante	
3.3.3 Entronques de trébol parciales y totales	
3.3.4 Entronques direccionales	
3.3.5 Intersecciones a nivel y a desnivel	
CAPITULO IV. ANALISIS DE ASENTAMIENTOS	46
4.1 Introducción	46
4.2 Distribución de esfuerzos en la masa de suelo por una carga trapecial de longitud infinita	46
4.3 Consolidación de los suelos	48
4.3.1 Prueba de consolidación unidimensional	
4.3.2 Proceso de consolidación	
4.3.3 Analogía mecánica de Terzaghi	
4.3.4 Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional	
4.3.5 Determinación de las condiciones de frontera para resolver la ecuación diferencial de la consolidación	
4.3.6 Coeficiente de permeabilidad partiendo de la prueba de consolidación	
4.3.7 Consolidación primaria	

CAPITULO V. ANALISIS ANTE ACCIONES DINAMICAS	70
5.1 Consideraciones generales	70
5.2 Método para la determinación del período fundamental del suelo	72
5.3 Método para calcular las deformaciones permanentes de un terraplen por efecto de cargas cíclicas	77
5.3.1 Introducción	
5.3.2 Método de cálculo	
CAPITULO VI. INSTRUMENTACION	81
6.1 Introducción	81
6.2 Mediciones de los asentamientos	82
6.2.1 Nivelaciones superficiales	
6.2.2 El torpedo medidor de asentamientos	
6.2.3 Medidores de celda	
6.3 Medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación.....	84
6.3.1 Control superficial	
6.3.2 Inclínómetros	
6.3.3 Detectores de falta de cinta	
6.4 Medición del estado de presiones en el agua.....	97
6.4.1 Piezómetro abierto tipo Casa Grande	
6.4.2 Piezómetro L.P.C. (desarrollado por la técnica francesa)	
6.4.3 Piezómetro cerrado tipo neumático	
6.4.4 Piezómetro eléctrico	
6.5 Instrumentacion localizada en la carretera Coatzacoalcos-Minatitlan del km 5+000 al km 11+000	106
APENDICE.....	108
CONCLUSIONES	111
BIBLIOGRAFIA	113

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

Para un país como el nuestro que todavía se encuentra en pleno desarrollo, es de vital importancia para la economía nacional, la construcción de carreteras, ya que estas hacen posible el intercambio de productos manufacturados y agrícolas, base del comercio, y proveen de materias primas a las zonas industriales.

En la actualidad, las inversiones en carreteras se someten a una planeación más integral acorde con las políticas de desarrollo económico con miras a una optimización del aprovechamiento de los recursos naturales en beneficio de la comunidad.

A continuación se presenta el proyecto de la construcción de un cuerpo nuevo del km 0+000 al km 22+000 de la carretera Coatzacoalcos-Minatitlán, así como la repavimentación del camino actual con origen de cadenamamiento en Coatzacoalcos, Veracruz.

Como se sabe, Coatzacoalcos es una ciudad importante del Estado de Veracruz, es por eso y por las necesidades que se presentan a diario como es el caso de saturación vehicular a lo largo del camino actual; es por eso que se llegó a la conclusión de la construcción de otro cuerpo que permitirá la circulación del tránsito con más rapidez, ya que en su mayoría de los vehículos que circulan por esta carretera son de tipo pesado.

En los capítulos contenidos en esta Tesis, se presentan los estudios de mecánica de suelos correspondientes, apoyados con los estudios que se tienen del camino actual, así como de la pavimentación y repavimentación del cuerpo nuevo y camino actual respectivamente, ya que la mayor parte del cuerpo nuevo estará construido sobre pantano.

También se hablará de los procesos constructivos que intervienen en la construcción del cuerpo nuevo, así como el de terrapienes como el análisis ante acciones dinámicas, de los mismos, ya que en este tipo de terreno como lo es el pantano existen diversos tipos de problemas tanto de volteo, deslaves, asentamientos y otros que retardan la construcción y conllevan a realizar un gasto mayor.

Por lo que en este trabajo se dan soluciones a dichos problemas, para resolverlos o aminorarlos al máximo, para que no representen costos mayores.

En el capítulo I se hablará de los antecedentes y generalidades del proyecto, es decir, sus características topográficas, geológicas, climatológicas, etc., así como el estudio geotécnico para la pavimentación, posteriormente en el capítulo II se analizarán los procedimientos constructivos de terrapienes para cada una de las tres alternativas, también en este capítulo se hablará del estudio de mecánica de suelos efectuado a lo largo del camino, en el siguiente capítulo se analizará el procedimiento constructivo de las estructuras de caminos como lo es la pavimentación con la revisión del proyecto de diseño por diferentes métodos, las obras de drenaje clasificándolas en sus diferentes tipos y los entronques que se explicarán los diferentes tipos que existen, en el IV Capítulo se dará una breve explicación del análisis de asentamientos y la consolidación de los suelos con sus diferentes pruebas de laboratorio; en el capítulo V se hablará del análisis ante acciones dinámicas ya que la construcción de cualquier tipo de obra sobre un suelo pantanoso requiere de este tipo de análisis; y por último en el capítulo VI se describe el tema de instrumentación y en el cual se explican los diferentes instrumentos que se utilizan para la medición de asentamientos, la medición de los movimientos laterales que pueda sufrir el terreno de cimentación y los cambios que pueda tener el suelo por el estado de presiones en el agua.



CAPITULO I



CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 Antecedentes.

Con objeto de facilitar el tránsito entre Coatzacoalcos y Minatitlán, debido a que la carretera actual ha llegado a su saturación, se ha proyectado la reconstrucción del subtramo del km. 0+000 al km. 22+000 mediante la repavimentación del camino actual y la construcción de otro cuerpo nuevo del tramo Coatzacoalcos-Minatitlán de la carretera; Costera del Golfo, cuyo origen de cadenamamiento está en Coatzacoalcos, Veracruz. (Fig. 1.1)

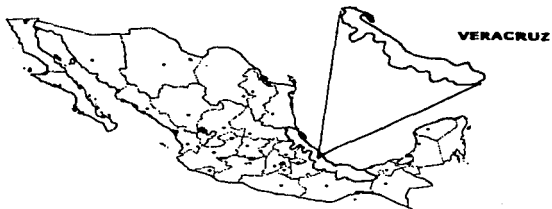


Fig. 1.1 Estado en donde se localiza el proyecto

Actualmente las poblaciones antes mencionadas están comunicadas por medio de una carretera pavimentada, la cual se encuentra saturada por el tránsito que circula por ella.

El proyecto de pavimentación, se basa en los estudios geotécnicos de terracerías y de pavimentación; considerando las condiciones actuales y futuras del volumen de tránsito, que en su mayoría es pesado; en el proyecto geométrico respectivo, el cual indica un ancho de corona y de carpeta de 11.50 y 7.50m; respectivamente para esta carretera.

Finalmente, el proyecto de pavimentación establece en términos generales el tipo del pavimento, los procedimientos de construcción, los materiales que deben emplearse y las normas generales para su construcción, así como un antepresupuesto de los trabajos que deben realizarse, para la pavimentación de este tramo.

1.2 Características de la zona en donde se aloja el proyecto.

1.2.1 Topografía

El proyecto de este tramo se localiza sobre un terreno plano en su mayor parte y lomerío suave en las cercanías de Minatitlán.

1.2.2 Geología

El terreno por donde atraviesa el proyecto se encuentra formado geológicamente por un estrato de turba, de un espesor que varía de 1 a 4m. subyaciendo por estratos intercalados de arcillas, limos y arenas, con un alto contenido de agua todos ellos ya que la zona se encuentra cubierta con agua cuyo tirante es de aproximadamente 30cm. El lomerío suave está constituido por arcillas arenosas de plasticidad media con grava.

1.2.3 Climatología

El clima de la zona en donde se aloja el proyecto de este tramo, es tropical, con temperaturas mínimas del orden de 21°C y máxima de 28°C, predominante de 25°C, con lluvias convencionales muy abundantes casi todo el año y la precipitación media anual de la zona en estudio varía entre 2000 y 3000mm.

1.3 Estudio geotécnico para la pavimentación.

1.3.1 Trabajos de campo y laboratorio

Con objeto de seleccionar los bancos de materiales que se proponen para formar la estructura del pavimento por diseñar, se realizaron estudios de suelos y/o rocas de cada uno de ellos, consistentes en muestreos de los materiales, mediante sondeos a cielo abierto para efectuarles a cada una de las muestras obtenidas, las pruebas de calidad que se requieren, de acuerdo con las especificaciones generales de construcción de la S.O.P.

1.3.2 Interpretación de los resultados de laboratorio.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los materiales de los bancos, así como en las mezclas de suelos que se proponen para ser empleados en la construcción del pavimento de este tramo de carretera, se eligieron los que presentaban buenas características físicas, de acuerdo con las especificaciones generales de construcción de la S.O.P.

1.3.3 Selección de los bancos de materiales

De acuerdo con los estudios geológicos de la región efectuados primero por fotointerpretación, se eligieron las zonas probables de donde se podrían extraer materiales para la construcción del pavimento, las cuales, por medio de estudios geotécnicos y atendiendo a los volúmenes de materiales que se requieren, así como lograr las menores distancias de acarreo de los mismos, a las condiciones más económicas de explotación, se eligieron los bancos para emplearse en las capas que integrarán la estructura del pavimento del tramo de carretera que se estudia.

1.4 Datos para el proyecto del pavimento.

1.4.1 Características geométricas

Camino tipo	Especial
Ancho de corona	11.50m. cada uno de los dos cuerpos
Ancho de carpeta	7.50m. en cada una de las dos calzadas

1.4.2 Volumen de tránsito

De acuerdo con las estimaciones del volumen y características del tránsito definidas por la Dirección General de Programación de la S.C.T., en el proyecto se consideró un volumen promedio de vehículos diario anual en dos direcciones de 38,700 unidades, para un periodo de 15 años a partir de 10,200 para un año, 12,300 para tres años, 15,000 para cinco años y 24,000 para diez años.

La composición del tránsito se estima en:

Composición del tránsito en %

Vehículos	A	B	C
	55	10	35

siendo;

- A** automóviles (A)
- B** autobuses(B)
- C** camiones (T2-S1)

1.4.3 Características de la capa subrasante

El valor relativo de soporte predominante a 100% del peso volumétrico seco máximo de los materiales que la formarán se ha considerado de 17% de acuerdo con los ensayos que se reportan, y tomando en cuenta el tránsito que circulará por esta carretera y las condiciones pluviométricas, se proyecta un pavimento de tipo flexible, con carpeta asfáltica.



CAPITULO II



CAPITULO II

INTRODUCCION

El presente trabajo tiene por objeto el establecer los procedimientos de construcción de terracerías de la carretera Costera del Golfo, tramo Acayucan-Coatzacoalcos, subtramo Coatzacoalcos-Minatitlán.

El proyecto atraviesa una zona pantanosa donde se alojan 17 de los 22 Km. del trazo realizado. La zona antes mencionada se encuentra limitada al norte por una serie de dunas costeras que la separan del Golfo de México, al este y sur por el Río Coatzacoalcos y hacia el oeste por una zona de terreno firme.

Desde el punto de vista hidrológico esta zona pantanosa se encuentra fuertemente influenciada por el caudal del Río Coatzacoalcos, el movimiento de las mareas del Golfo de México, así como de la precipitación pluvial en su cuenca.

En base a la exploración realizada, existen tres clases de terreno natural a lo largo de la línea de trazo los cuales se encuentran intercaladas de la forma siguiente:

- a.- Pantano
del km 3+500 al km 15+250

- b.- Terreno pantanoso
del km 0+660 al km 0+940
del km 1+440 al km 4+340
del km 15+250 al km 15+340
del km 15+500 al km 18+260

- c.- Terreno firme
del km 0+000 al km 0+660
del km 0+940 al km 1+440
del km 15+340 al km 15+500
del km 18+280 al km 22+000

2.1 Antecedentes y características del km 0+000 al km 22+000

Del estrato superior de 1 a 5m constituido por suelos altamente orgánicos de color café obscuro o negro, con un elevado contenido natural de agua que varía de 300 a 700% suaves y ligeramente fibrosos, dependiendo del grado de alteración que haya alcanzado la materia orgánica.

Un segundo estrato de 0 hasta 12m de arcillas plásticas, inalterado, que posee altas relaciones de vacíos que fluctúan entre 8 y 13 y una permeabilidad relativamente alta, del orden de 10.3cm/seg. Al aplicárseles cargas, ambos valores disminuyen rápidamente.

Se pensó que al tratar de ampliar el terraplén existente hacia ambos lados, se corría el riesgo de atrapar un volumen considerable de turba bajo los taludes del terraplén actual, lo que ocasionaría en conjunto con la consolidación de los estratos inferiores por efecto del sobrepeso impuesto, hundimientos importantes prácticamente al centro de los futuros carriles de circulación, por lo que se decidió la construcción de un nuevo terraplén, totalmente independiente al actual, dentro de la zona francamente pantanosa, en donde no existe prácticamente ninguna construcción que dificulte la ampliación del derecho de vía.

Para asegurar la independencia de ambos terraplenes, se decidió separarlo a una distancia de 40m hombro a hombro, entre el km 3+500 y el km 15+250.

En el resto del tramo se proyectaron ampliaciones a ambos lados del terraplén actual.

Para la construcción de terraplenes en formaciones similares, existen varias técnicas que varían desde procedimientos constructivos para desalojar los suelos por peso propio del relleno, auxiliándose en algunos casos de la detonación de cargas de dinamita convenientemente colocadas bajo éste, hasta procedimientos que aseguran la total eliminación del suelo orgánico mediante el dragado.

El procedimiento que se deberá usar en este caso, es el de desalojar los suelos orgánicos por peso propio del relleno, ya que la eliminación total del estrato orgánico sería muy costosa y la utilización de cargas de dinamita podrían afectar al terraplén actual.

Tomando en cuenta lo anterior y la relativa alta permeabilidad de dichos suelos, posiblemente se alcance el 70% de la consolidación primaria durante el proceso de construcción.

De lo observado bajo el terraplén actual, los hundimientos en un lapso de 20 años serán del orden de los 2m, de los cuales, durante el proceso de construcción posiblemente ocurra 1.40m de hundimiento por consolidación.

El Dr. Casagrande considera a los suelos granulares como los más adecuados para construir terraplenes en suelos pantanosos y la experiencia que se tiene en México, en particular de la carretera Transísmica, los terraplenes de arena de médano entre los kms 8 y 15, en tanto que la arena penetró solo 2 ó 3m en la turba.

Se estima que para la ampliación de la carretera Coatzacoalcos-Minatitlán podrán usarse arena de médano, dado los buenos resultados de experiencias anteriores.

Se sabe que este tipo de formaciones altamente orgánicas, la consolidación secundaria es responsable de importantes hundimientos posteriores a la construcción, siendo necesario efectuar pruebas de consolidación a largo plazo, después de ocurrida la consolidación primaria, para poder estimar los hundimientos que ocurrirán por este concepto durante la vida útil de la obra.

Con estos antecedentes, es conveniente que la consolidación primaria ocurra al mismo tiempo en todo el terraplén.

Para que esto ocurra, la construcción del mismo deberá hacerse en el menor tiempo posible.

2.1.1 Procedimiento de construcción del km 4+340 al km 14+920

Para incrustar el terraplén en la zona de pantano en el menor tiempo posible se propone:

- a) Localizar los lugares donde se construirán los accesos o ballonetas, que partirán del camino actual para tener rápido acceso a el trazo del nuevo terraplén.

Estas ballonetas tendrán un espaciamiento máximo de 2km y mínimo de 1km con el fin de que los camiones que acarreen el material tengan distancias máximas de 1km y mínimas de 500m ya que tendrán que entrar de reversa para poder tirar el material a volteo al construir la plantilla del terraplén.

El espaciamiento de las ballonetas dependerá de la cantidad de camiones disponibles en la zona. (Fig.11.1)

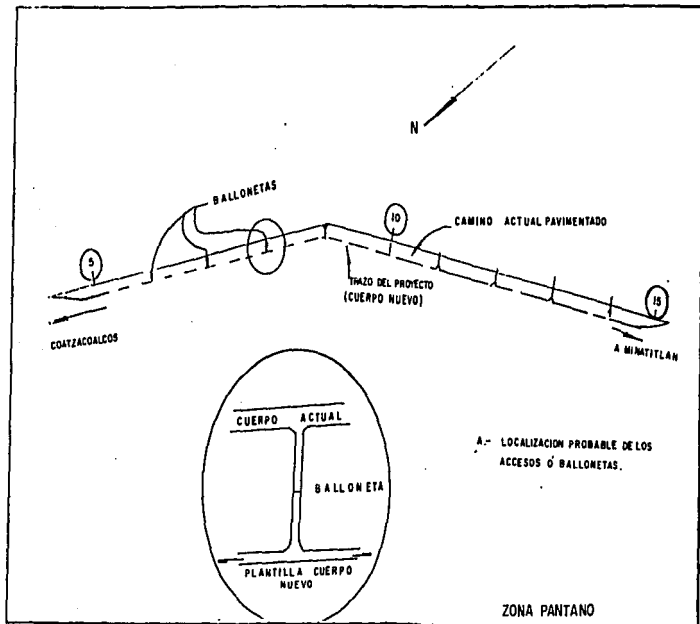


Fig. 11.1 Croquis de la planta.

- b) Abrir un canal o zanja en el estrato superior (materia orgánica) en el eje del nuevo cuerpo para romper su estructura, mediante dragado de aproximadamente 7m de ancho y una profundidad tal que la draga montada sobre un lanchón de un ancho aproximado de 7m pueda abrir el canal mediante ataque frontal y que el lanchón avance en el canal de navegación ya sea manualmente o con motores fuera de borda.

La materia orgánica producto de la excavación deberá ser depositada a ambos lados del eje del cuerpo nuevo y fuera de los ceros de los terraplenes.

Se pretende además, que el canal tenga una mayor profundidad en el centro de línea, con el fin de provocar la incrustación del material en el estrato de materia orgánica (turba). (Fig. II.2B)

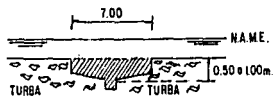
- c) Construcción de plantilla de trabajo con material de un banco aceptado cercano al lugar que deberá tener 5m de ancho como mínimo (dos carriles de circulación) para que puedan transitar sin obstrucción alguna los camiones.

Esta plantilla se construirá con material a volteo simultáneamente en todas las ballonetas las cuales tendrán dos frentes de ataque, llenando primeramente la zanja abierta con anterioridad avanzando conforme los camiones tiren el material.

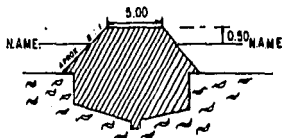
Esta operación deberá hacerse lo más rápido posible para asegurar que el desplazamiento de la turba sea lateral evitándose con esto, desplazamientos longitudinales, y que el procedimiento llamado punta de flecha sea efectivo.

Esta plantilla de trabajo tendrá hundimientos los cuales se tendrán que renivelar constantemente para asegurar el paso de los camiones. (Fig. II.2C)

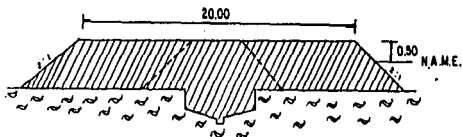
- d) Una vez terminada la plantilla se procederá a construir la cama inferior del terraplén con material a volteo (arena de médano), simultáneamente a ambos lados de la plantilla de trabajo, con el objeto de desalojar la materia orgánica del centro hacia afuera del terraplén. (Fig. II.2D)
- e) Una vez concluida la construcción de la cama del terraplén se procederá a la construcción del mismo, con el material del banco dándole a este una compactación de 90% de su PVSM hasta una altura de 2m arriba del NAME del pantano con taludes de 2:1.



B).- Canal o zanja en el estrato superior



C).- Construcción de la planilla de trabajo



D).- Construcción de la coma interior del terraplén.

ZONA PANTANO

Fig. 11.2 Croquis de la sección.

Durante el período de construcción, se presentarán hundimientos y deformaciones en el terraplén que habrá que corregir inmediatamente, además de observar el comportamiento y desarrollo del mismo.

La elevación del terraplén propuesta (2m arriba del NAME) es con el propósito de aplicar una pequeña sobrecarga para acelerar la incrustación del material de banco y la consolidación en la turba. (Fig. II.3E)

- f) Transcurrido este tiempo y observando que las deformaciones en la superficie del terraplén sean de leves a nulas, se procederá a recortar el terraplén por tramos hasta una altura de 0.50m arriba del NAME, utilizando parte del material en la construcción del terraplén definitivo tirando el material sobrante del recorte a ambos lados del terraplén a volteo y en forma homogénea para no cargar diferencialmente al terreno natural. (Fig. II.3F)
- g) Se construirá la capa de transición de 0.50m de espesor con material de los terraplenes adyacentes compactada a 95% de su PVSM.
- h) Construcción de la capa subrasante de 0.30m de espesor con material de los terraplenes adyacentes, compactado a 100% de su PVSM y recortar el material sobrante del terraplén adyacente hasta 0.50m arriba del NAME, tirando este material a ambos lados del terraplén a volteo.
- i) Construcción del pavimento provisional compuesto de: una sub-base de 0.15m de espesor y una carpeta de un riego, cuya vida útil se estima en cinco años como máximo, debiendo tener una conservación adecuada.

Una vez estabilizado el terraplén se procederá a construir el pavimento definitivo. (Fig. II. 3 G y H).

2.2 Estudio de Mecánica de Suelos.

En este reporte se presentan los resultados del estudio de mecánica de suelos para determinar las secciones estructurales y los procedimientos constructivos más apropiados, en el proyecto de modernización y ampliación del subtramo Coatzacoalcos-Minatitlán de la carretera Costera del Golfo, en el Estado de Veracruz, conforme a los planes de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. La alternativa propuesta se refiere a la ampliación simétrica del camino actual.

El subsuelo estudiado queda comprendido entre los km 5 a 11, con origen en Coatzacoalcos, Ver., que atraviesa las zonas bajas inundadas y pantanosas localizadas a la izquierda del río Coatzacoalcos.

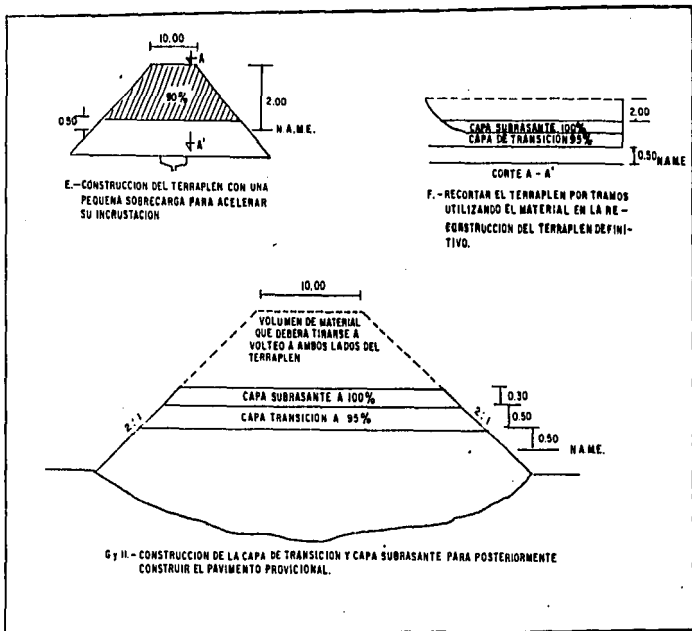


Fig. 11.3 Croquis de sección

El estudio se apoya en la estratigrafía y propiedades índice del subsuelo determinadas a partir de diversos sondeos distribuidos alternativamente a la izquierda y derecha del eje del camino actual complementado con otros sondeos adicionales en secciones transversales, elegidas en los sitios donde el subsuelo se encuentra en condiciones más críticas.

En los incisos posteriores se describen las condiciones geológicas y regionales del sitio, los trabajos de exploración como los ensayos de laboratorio y la estratigrafía, las propiedades del subsuelo y también la descripción de los análisis efectuados.

2.2.1 Condiciones regionales

2.2.1.1 Geología

La región pertenece a la provincia fisiográfica de la Planicie Costera del Golfo de México. La línea de trazo atraviesa una zona muy plana y baja, sobre la extensa llanura de inundación que se define en la margen izquierda del Río Coatzacoalcos, a una distancia de 3 a 6km de su cauce.

Las formaciones geológicas que caracterizan el área datan del Terciario (Mioceno Medio) al Reciente, todas de origen sedimentario están constituidas por depósitos de mezclas de arenas y arcillas muy compactas que forman la base de los tomeríos de la región. La llanura de inundación contiene depósitos recientes de origen fluvio-lacustre y depósitos de suelos orgánicos. En el cordón litoral existen depósitos eólicos de dunas y médano, sobre las que emplaza gran parte de la Ciudad de Coatzacoalcos. (Fig. II. 4)

2.2.1.2 Hidrología y drenaje

La llanura de inundación sobre la que se desarrolla el trazo del camino en estudio ha sido generada por las antiguas divagaciones del Río Coatzacoalcos y sus afluentes, encontrándose cauces temporales, meandros abandonados y grandes extensiones de aguas someras y de pantano. El río en esta zona se encuentra en su parte senil, habiendo alcanzado su nivel de erosión base; por lo anterior es probable que la socavación vertical sea actualmente reducida, no así la socavación lateral.

Conforme al estudio topohidráulico realizado para los fines del proyecto del puente Coatzacoalcos II, el NAME alcanza la cota 49.76m, siendo la del NAMIN 48.00m, de tal manera que la lámina de inundación abarca prácticamente toda el área de los terraplenes en estudio, en forma casi permanente y con un tirante medio de 0.60m.

Se desconoce el NAME en el sitio.

2.2.1.3 Climatología

De acuerdo con la clasificación de Köppen Geiger, el clima regional se clasifica como ecuatorial, tipo amazónico caluroso regular (Afa), con una precipitación pluvial cercana a los 2500mm anuales, con lluvias todos los meses, temperatura media anual de 26°C y variaciones térmicas comprendidas entre 12° y 40°C.

La cobertura vegetal está constituida por plantas de tipo tropical existiendo algunos potreros con pastizales en los lomeríos. En la zona de pantano predominan los tules, pastos y lirio acuático.

2.2.1.4 Sismología

Atendiendo a su sismicidad el sitio se ubica en la zona 2, conforme a la Regionalización Sísmica de México, tercera en orden creciente entre las cuatro en las que se divide al País. De este estudio se deducen aceleraciones máximas probables del terreno del orden de 110, 140 y 260cm/seg.², con periodos de recurrencia de 50, 100 y 500 años, respectivamente.

Conforme a las experiencias del pasado, se ha constatado que es mayor el efecto sísmico en las zonas de terrenos blandos y pantanosos, así como en los lugares ribereños donde las avenidas de los ríos han depositado materiales de acarreo.

2.2.1.5 Proyecto geométrico

El camino actual cuenta con 11m de corona aproximadamente, totalmente pavimentada y que ha tenido constantes renivelaciones, como consecuencia de la evolución de los asentamientos a lo largo de su vida de servicio. Se desconoce por otro lado esta evolución.

La sección predominante del subtramo en estudio es en terraplén. La rasante mínima del terraplén está condicionada por el NAME del río, habiendo sido fijada de 1m arriba de su elevación, lo que da lugar a alturas que fluctuarán entre 2 y 2.5m, respecto al nivel del terreno natural.

Se contemplan tres alternativas para la modernización del subtramo que cruza el pantano y que son las siguientes:

1. Construcción de un cuerpo independiente de dos carriles por un trazo nuevo, a la derecha del camino actual y aprovechamiento de este último para el sentido de circulación de Minatitlán a Coatzacoalcos.

2. Ampliación del cuerpo actual a la derecha, para completar la sección a cuatro carriles, con camellón central.
3. Ampliación simétrica del cuerpo actual también a cuatro carriles. Para efectos de drenaje superficial, la sección final tendrá un bombeo mínimo de 2%, a partir del eje del camino.

2.2.2 Exploración del subsuelo

La exploración del subsuelo consistió en varios sondeos, en los que se emplearon procedimientos de penetración con obtención de muestras representativas y se alterno con este procedimiento el muestreo inalterado hincado a presión de tubos de pared delgada tipo "Shelby" de 10cm de diámetro, en los suelos blandos. En la perforación hubo necesidad de utilizar ademe y lodos bentoníticos. La localización y longitud de los sondeos y los niveles de agua se resumen en la tabla 1.

Los sondeos se localizaron aproximadamente a 10m a la derecha e izquierda del eje del camino actual, alternativamente a cada 500m. Además se eligieron tres secciones (Km 6+500, Km 7+500 y Km 9+500), para determinar las condiciones del subsuelo transversalmente.

La resistencia a la penetración estándar de los suelos y en cada sondeo se reportan en las columnas "número de golpes".

El signo (-) indica tirante de agua. Las posiciones están referidas al centro de línea del camino actual.

2.2.3 Ensayes de laboratorio

Las muestras extraídas se ensayaron en el laboratorio para determinarlas:

- a) Identificación de grupo respecto al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- b) Contenido natural de agua, w.

A muestras típicas seleccionadas de cada estrato, se les determinaron además:

- c) Límites de consistencia líquido y plástico, LL y LP.
- d) Porcentaje de partículas finas (porción que pasa por la malla No 200), F.
- e) Contenido de materia orgánica, MO.

Tabla 1.

LOCALIZACION Y LONGITUD DE SONDEOS Y NIVELES DE AGUA.

Sondeo No.	Localización (Est.)	Longitud m	Elevación de agua(m)
SM-1	Km 5+000, 10m der.	29.80	0.25
SP-2	Km 5+500, 10m izq.	37.20	0.50
SM-3	Km 6+000, 10m der.	35.75	0.30
SP-4 A	Km 6+500, 10m izq.	30.00	0.20
SM-4	Km 6+500, 7m der.	25.40	1.00
SP-4 B	Km 6+500, 17m der.	21.40	-0.30
SM-5	Km 7+000, 10m der.	38.40	0.60
SP-6 A	Km 7+500, 8.6m izq.	30.00	-0.20
SM-6	Km 7+500, 6.7m der.	37.40	1.00
SP-6 B	Km 7+500, 19m der.	32.40	-0.60
SM-7	Km 8+000, 10m der.	39.60	0.60
SP-8	Km 8+500, 10m izq.	31.80	0.50
SM-9	Km 9+000, 10m der.	33.80	1.20
SP-10 A	Km 9+500, 6.9m izq.	37.20	1.00
SM-10	Km 9+500, 7.4m der.	25.30	0.75
SP-10 B	Km 9+500, 18.9m der.	28.20	-0.40
SM-11	Km 10+000, 7m der.	34.40	0.60
SP-12	Km 10+500, 7m izq.	22.20	0.80
SM-13	Km 11+000, 9.1m der.	32.00	0.10

Por otra parte a muestras inalteradas seleccionadas se les determinó:

- f) Resistencia al corte en compresión simple, s_{qu}
- g) Resistencia al corte en pruebas de compresión triaxial en probetas no consolidadas-no drenadas (JU).
- h) Resistencia al corte en pruebas de compresión triaxial en probetas consolidadas-no drenadas (CU).
- i) Características de compresibilidad, en pruebas de consolidación unidimensional.
- j) Peso específico relativo s_w , relación de vacíos e , peso volumétrico γ_m y grado de saturación G , calculados a partir de los ensayos f) a i). (Figs. II.5 a II.24)

2.2.4 Estratigrafía y propiedades

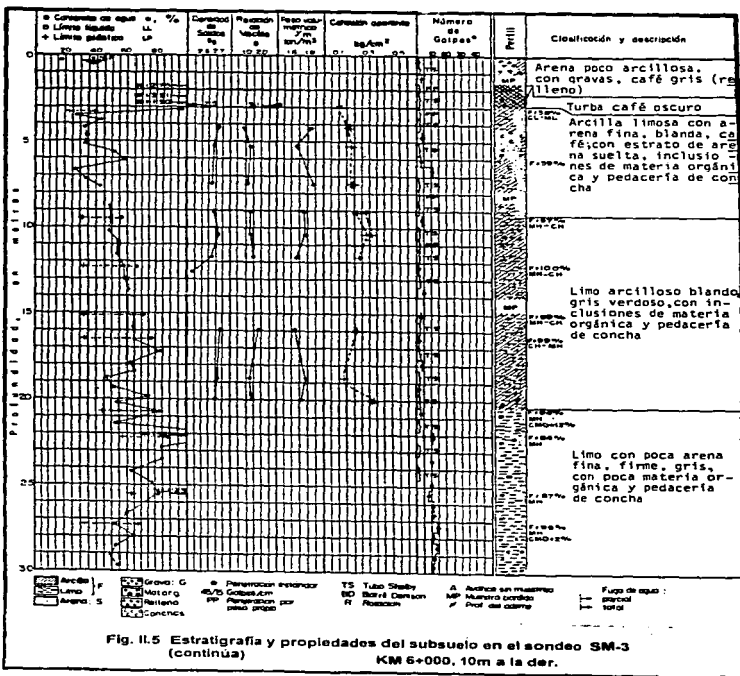
A lo largo del subtramo estudiado se detectaron sedimentos fluvio-lacustres, con compresibilidad de alta a media, hasta 30m de profundidad, aproximadamente.

La incrustación del terraplén actual detectado en los sondeos, fluctuó de 0.5 a 4m con un valor medio de 2.5m. Se considera que la incrustación al centro del camino debe ser mayor, pero se desconoce su magnitud en virtud de la posición en la que se hicieron los sondeos. El cuerpo del terraplén está constituido por arena limosa o arcillosa (SM, SC), generalmente suelta en la zona en la que se encuentra sumergido.

Bajo el cuerpo del terraplén, entre los Km 6+000 a 8+000 y del Km 9+000 en adelante, se detectaron suelos orgánicos (turba) muy blandos y de alta compresibilidad, con espesores que fluctúan entre 1.2 y 3.5m.

Entre los Km 5+500 y 7+000, así como en los Km 9+000 y 11+000, existen estratos de arena (SM) a una profundidad media de 6m, con espesores comprendidos entre 1.5 y 5.5m, con vetas de arcilla y limo de alta plasticidad. La compacidad de este estrato varía de suelta a medianamente compacta.

Bajo estas capas prosigue una secuencia estratigráfica errática y muy variable de arcillas limosas (CL-ML), arcillas de alta plasticidad (CH-MH) y limos arcillosos (MH-CH), en general con contenidos variables de materia orgánica y fósiles marinos. Estos suelos son de baja resistencia al corte y de compresibilidad alta a media, con la profundidad.



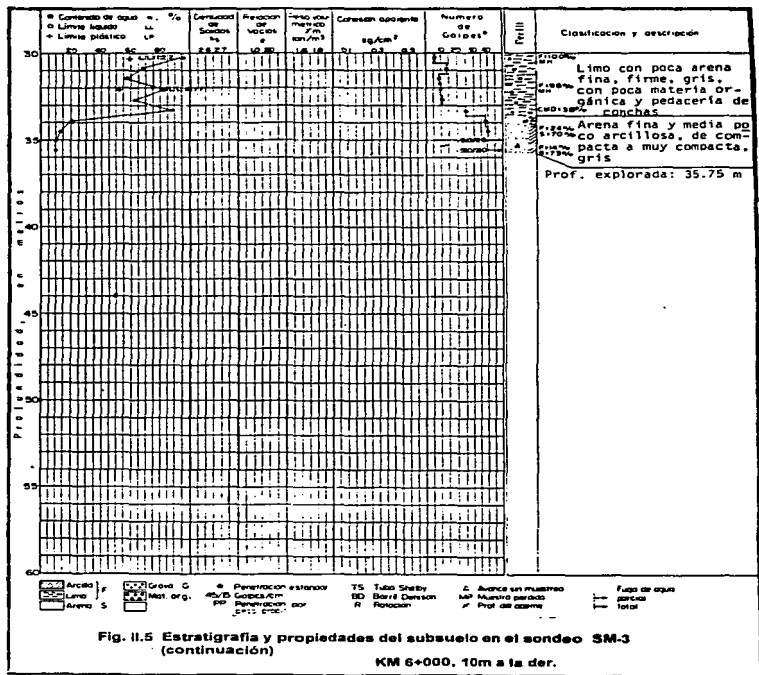


Fig. II.5 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-3 (continuación)

KM 6+000, 10m a la der.

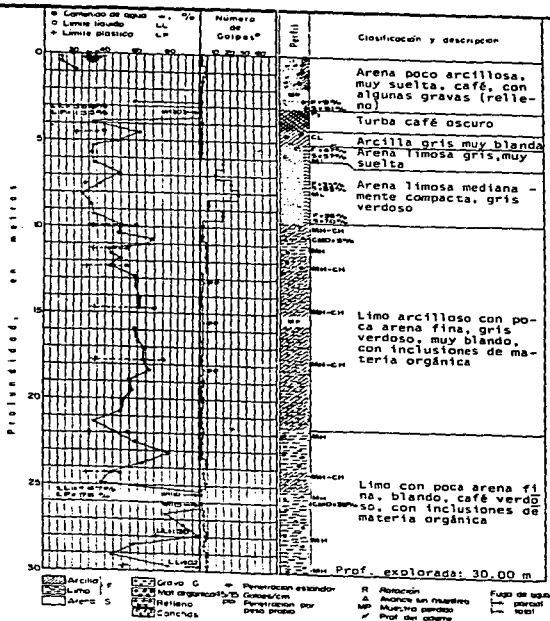
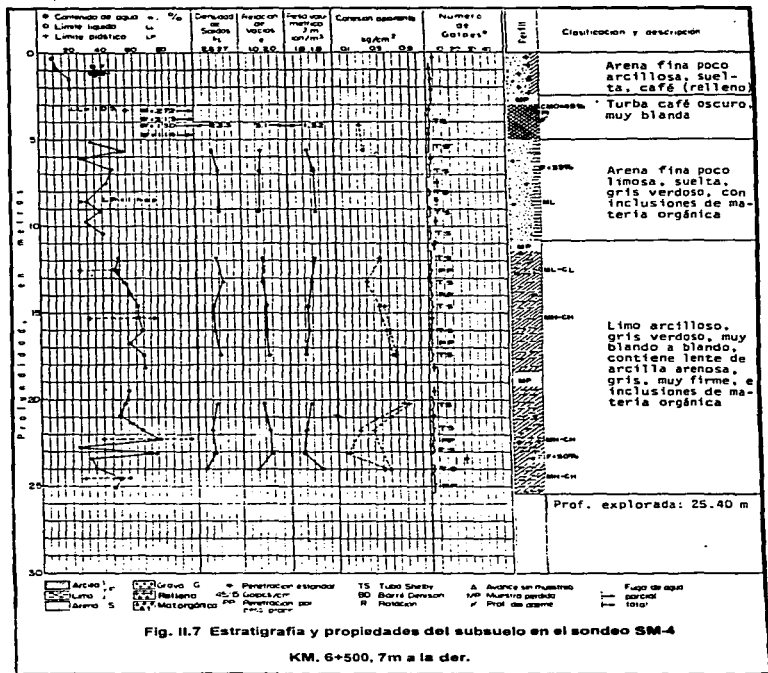
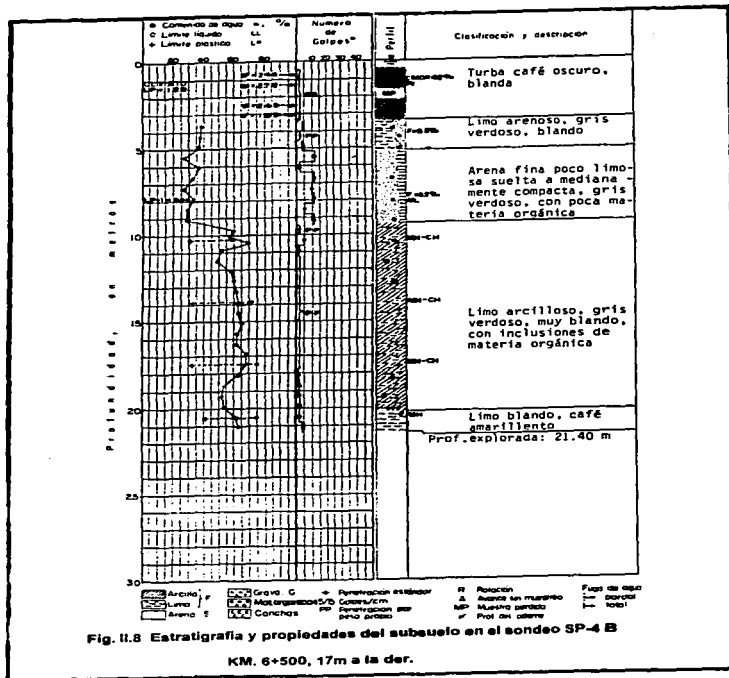


Fig. II.6 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SP-4 A KM. 6+500,10m a la izq.





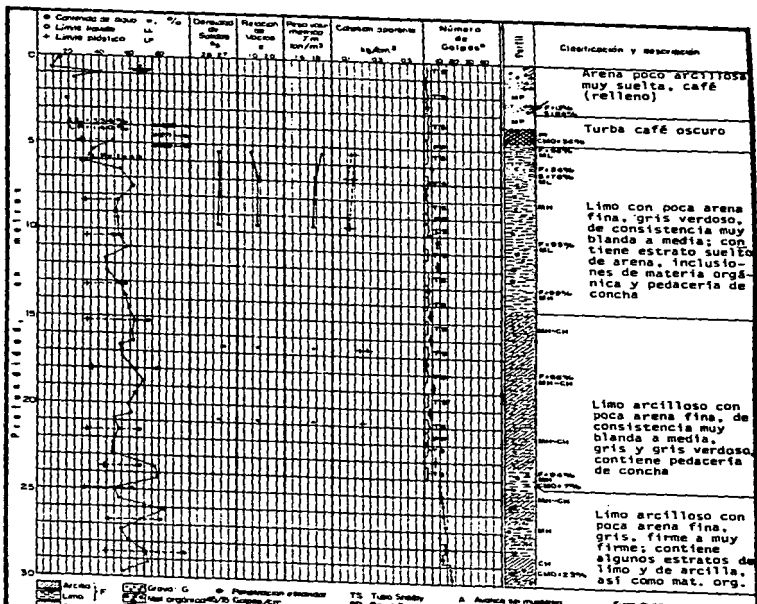
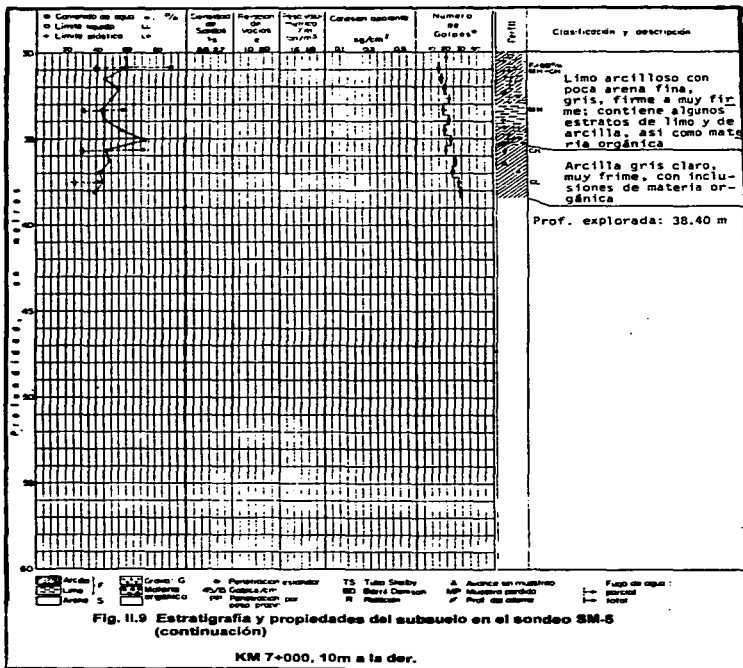


Fig. II.9 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-5 (continúa)

KM 7+000, 10m a la der.



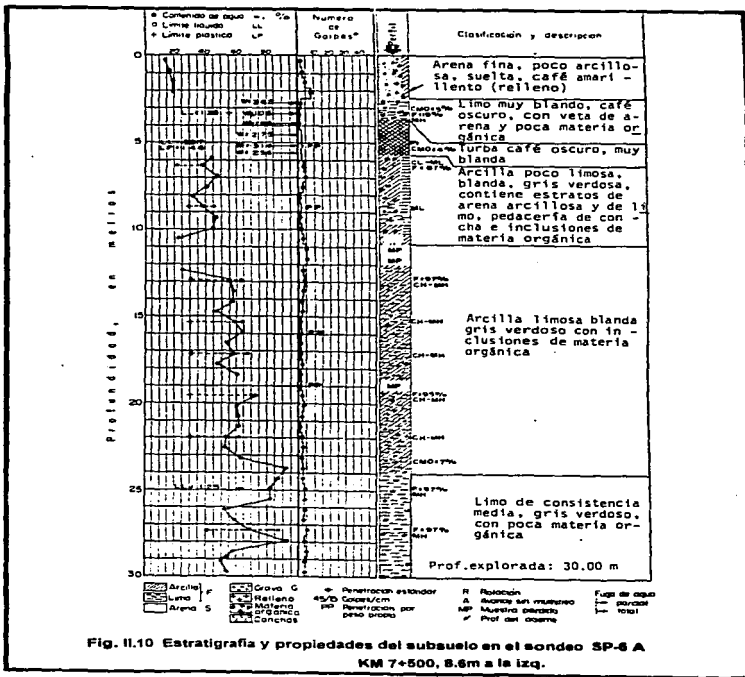
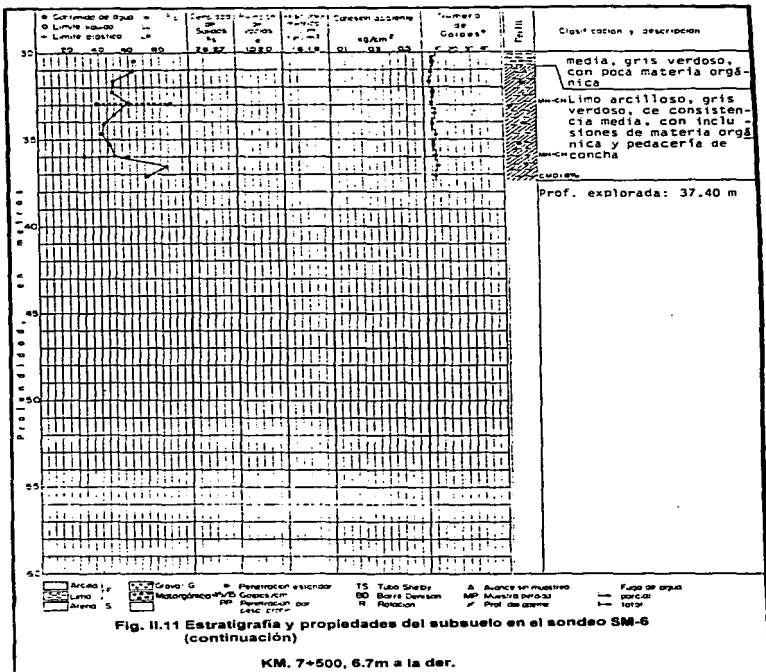
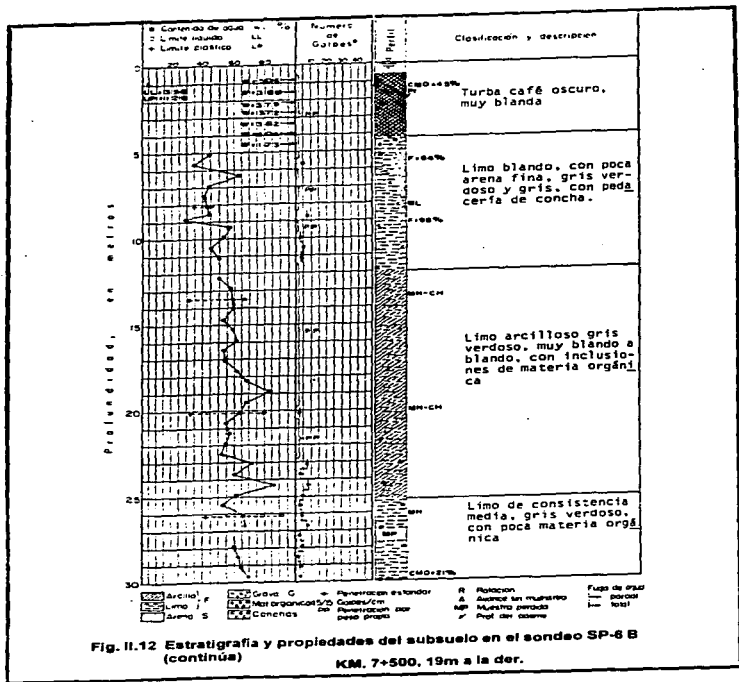


Fig. II.10 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SP-6 A
 KM 7+500, 8.6m a la izq.





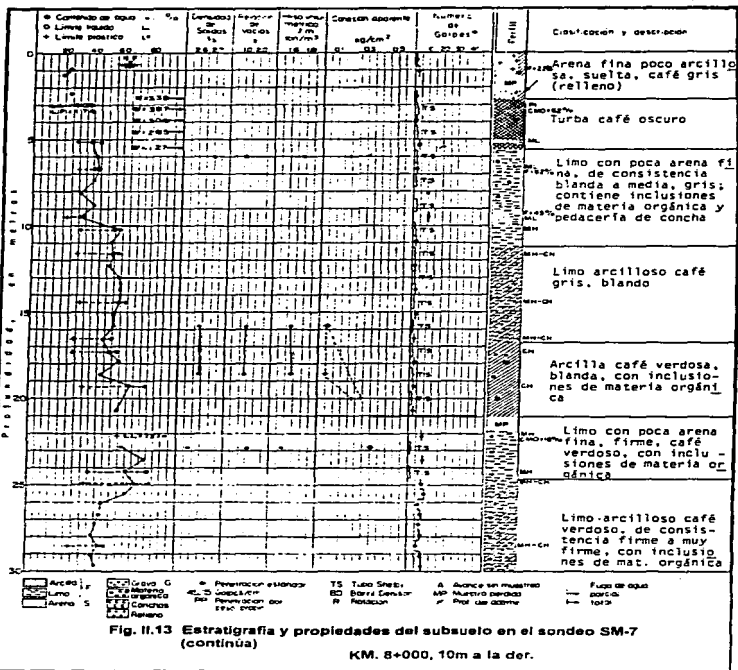
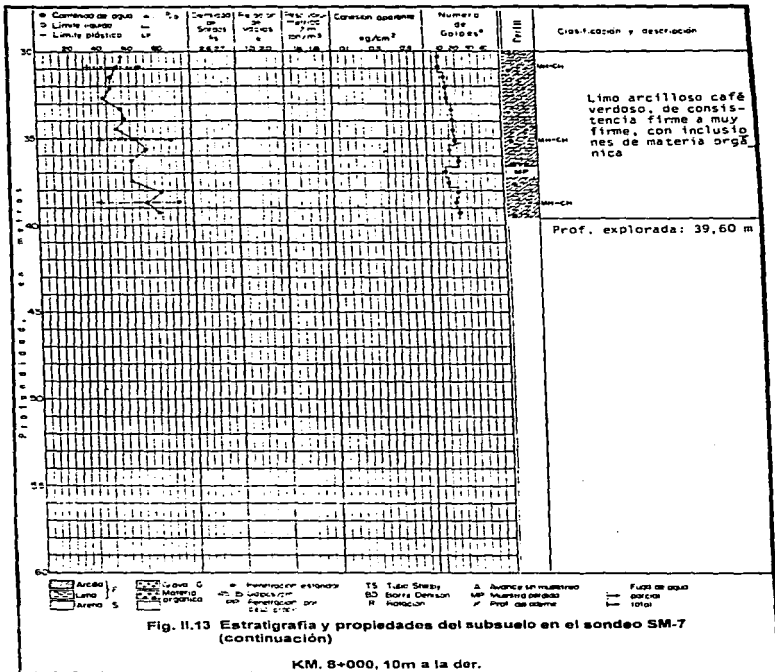
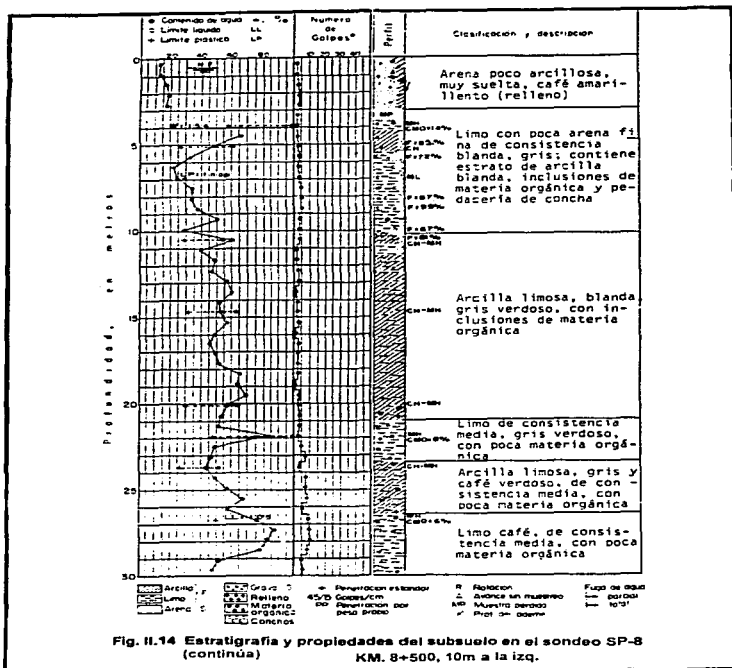


Fig. II.13 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-7 (continúa)

KM. 8+000, 10m a la der.





Sondeo: SM-5 ; Profundidad: 6.85 m

Prueba de compresión triaxial:

no consolidada no drenada

Prueba	σ_{33} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_v %	ϵ kg/cm ²	s_1	σ_1	σ_3	w_1 %	w_f %	G_1 %	G_f %
1	0.25	0.90	12.5	18	2.64	1.48	-	56.4	-	100.0	-
2	0.50	1.10	12.4	23	2.64	1.40	-	55.3	-	100.0	-
3	1.00	1.61	8.0	21	2.64	1.51	-	59.2	-	100.0	-

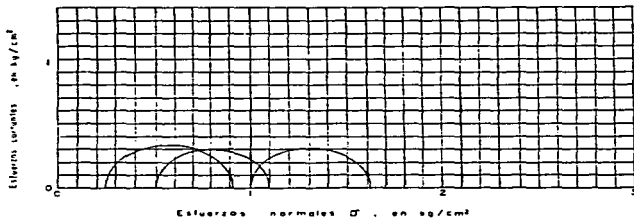


Fig. II.15 Diagrama de Mohr

Sondeo: 54-5 ; Profundidad: 9.45 m

Prueba de compresión triaxial:
no consolidada no drenada

Prueba	σ_{11} kg/cm ²	σ_2 kg/cm ²	ϵ_v %	E kg/cm ²	S_x	σ_1	σ_2	w_i %	w_f %	G _i %	G _f %
1	0.5	1.23	14.7	26	2.67	1.41	-	51.6	-	97.8	-
2	1.0	2.57	16.7	52	2.67	1.22	-	43.6	-	95.4	-
3	2.0	3.41	18.6	50	2.67	1.23	-	44.7	-	97.0	-

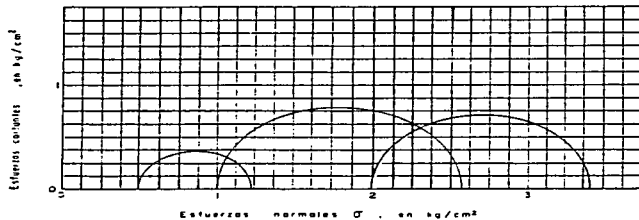


Fig. II.16 Diagrama de Mohr

Sondeo: SM-5 ; Profundidad: 22.90 m

Prueba de compresión triaxial:
no consolidada no drenada

Probeto	σ_{vm} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_v %	E kg/cm ²	S_u	σ_1	σ_3	w_i %	w_f %	G_r %	G_f %
1	1.0	2.03	7.3	90	2.67	1.3	-	51.4	-	100.0	-
2	2.0	3.21	2.3	94	2.67	1.30	-	50.1	-	100.0	-
3	4.0	5.19	5.6	84	2.67	1.31	-	49.5	-	100.0	-

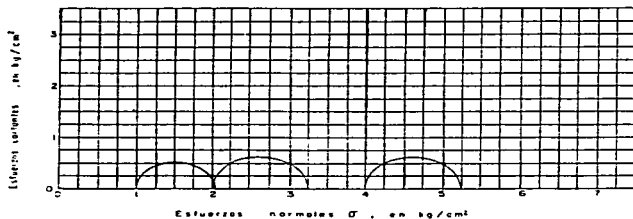


Fig. II.17 Diagrama de Mohr

Sondeo: SM-6 ; Profundidad: 11.60 m

Prueba de compresión triaxial:

no consolidada, no drenada

Prueba	σ_{111} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_v %	E kg/cm ²	S_v	e_i	e_f	w_i %	w_f %	G_i %	G_f %
1	0.5	1.36	10.2	32	2.67	1.27	-	48.2	-	100.0	-
2	1.0	1.68	12.1	20	2.67	1.36	-	52.3	-	100.0	-
3	2.0	2.71	14.2	20	2.67	1.31	-	50.9	-	100.0	-

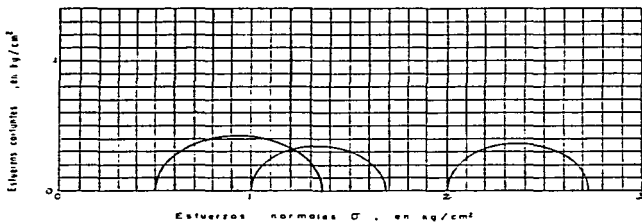


Fig. II.18 Diagrama de Mohr

SONDEO	PROP. (m)	S_v	σ_v'	e_1	e_2
SM-5	6.95	2.65	61.0	1.58	100.0

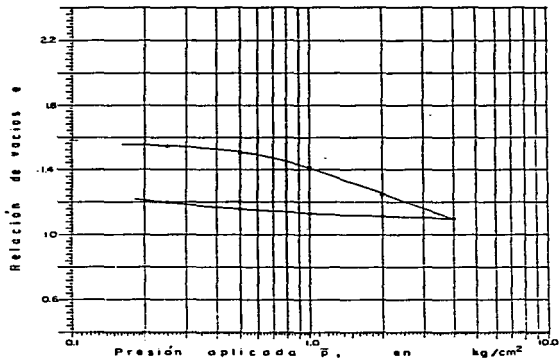


Fig. II.19 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF.(m)	S	$\frac{S}{L}$	ρ_1	$\frac{\rho_1}{\rho_0}$
SM-5	9.55	2.68	52.1	1.38	100.0

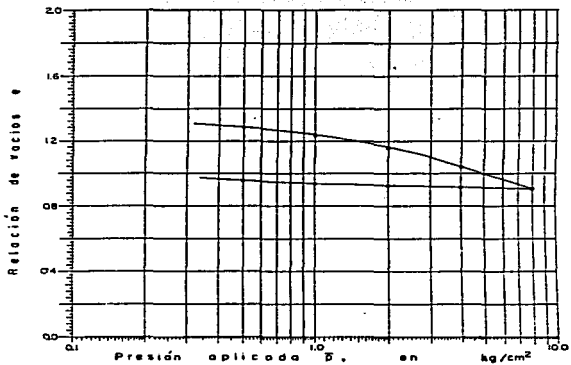


Fig. II.20 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF.(m)	S_v	e_0	e_1	C_c
SM-5	16.60	2.69	51.5	1.37	100.0

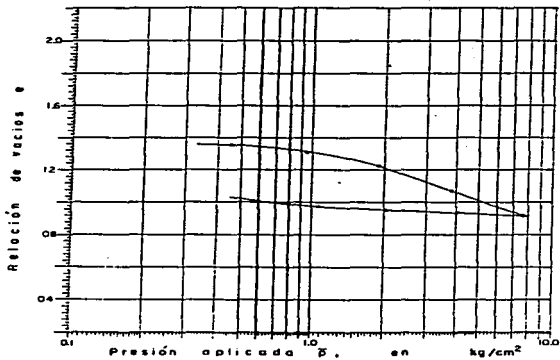


Fig. II.21 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF.(m)	S _a	w _L %	w _p	U _L %
SM-5	21.00	2.70	45.8	1.28	95.7

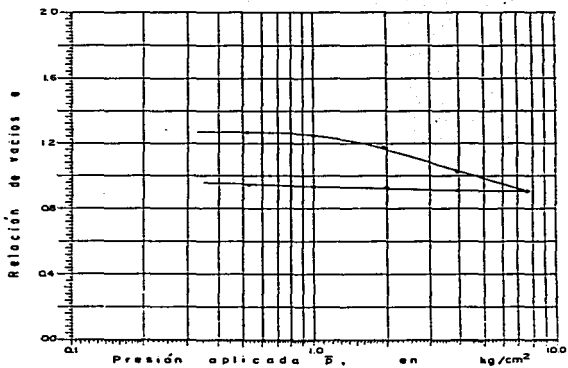


Fig. II.22 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF.(m)	S_v	S_v^* %	e_1	e_1^* %
SM-6	11.50	2.69	53.5	1.44	100.0

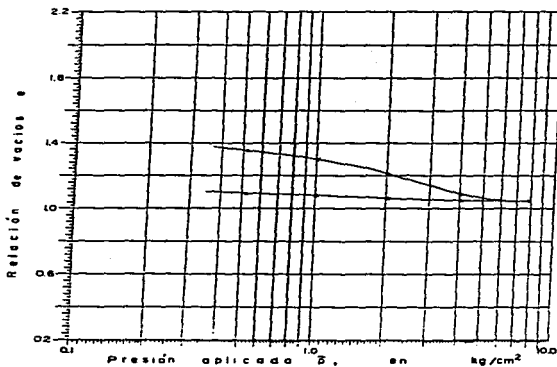


Fig. II.23 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF.(m)	s_v	e_0	e_1	e_2
SM-6	23.40	2.67	63.1	1.60	100.0

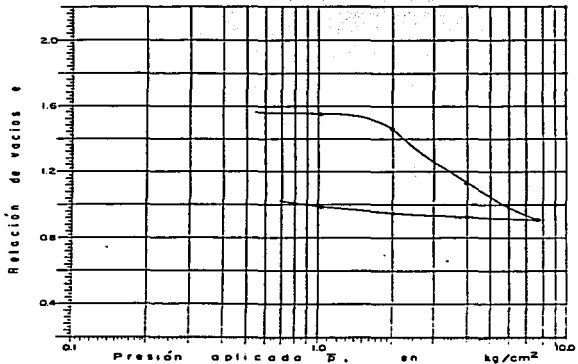


Fig. II.24 Curva de Compresibilidad

La resistencia reportada en la prueba de penetración estándar tiene tendencia a aumentar ligeramente con la profundidad, no habiéndose detectado propiamente suelos resistentes a la máxima profundidad explorada de 39.80m.

El nivel de agua en la zona del terreno natural se encuentra formando tirantes medios de 0.50m, por tratarse del área de inundación del Río Coatzacoalcos. Estos tirantes permanecen prácticamente estables durante la mayor parte del año excepto en las avenidas extraordinarias, llegando a rebasar local y eventualmente la corona actual del camino.

Las propiedades Índice, así como la resistencia relativa determinada en pruebas de compresión sin confinar y en la prueba de penetración estándar, se reportan mas adelante.

La resistencia al corte en pruebas triaxiales se reportan en los diagramas de Møhr posteriormente. También se incluyen las características de compresibilidad determinadas en pruebas de consolidación unidimensional. (Figs. II.25 y II.26)

2.2.5 Análisis de los terraplenes

La alternativa de ampliación del camino actual que contempla un proyecto geométrico simétrico a ambos lados, así como las características del terreno de cimentación, implican la necesidad de un análisis cuidadoso de su estabilidad y de su deformabilidad. El comportamiento de estas estructuras es de difícil predicción, tomando en cuenta las características del subsuelo superficial, en donde se presentarán grandes desplazamientos por incrustación de los rellenos en el mismo. Este comportamiento debe ser cuidadosamente observado durante la construcción para que la estructura actual no se vea deteriorada en forma grave.

Para los análisis teóricos se han considerado la estratigrafía y propiedades del subsuelo, la magnitud y distribución de los esfuerzos inducidos en su masa, así como los procedimientos constructivos previsible. En la formación de las ampliaciones se ha considerado que se utilizarán materiales de bancos apropiados que, conforme a la experiencia regional, pueden ser utilizadas arenas arcillosas con un 20% de grava, en el mejor de los casos.

2.2.5.1 Estabilidad

Los análisis de estabilidad de los terraplenes consideraron los siguientes criterios:

- a) Falla por rotación, Método Sueco.

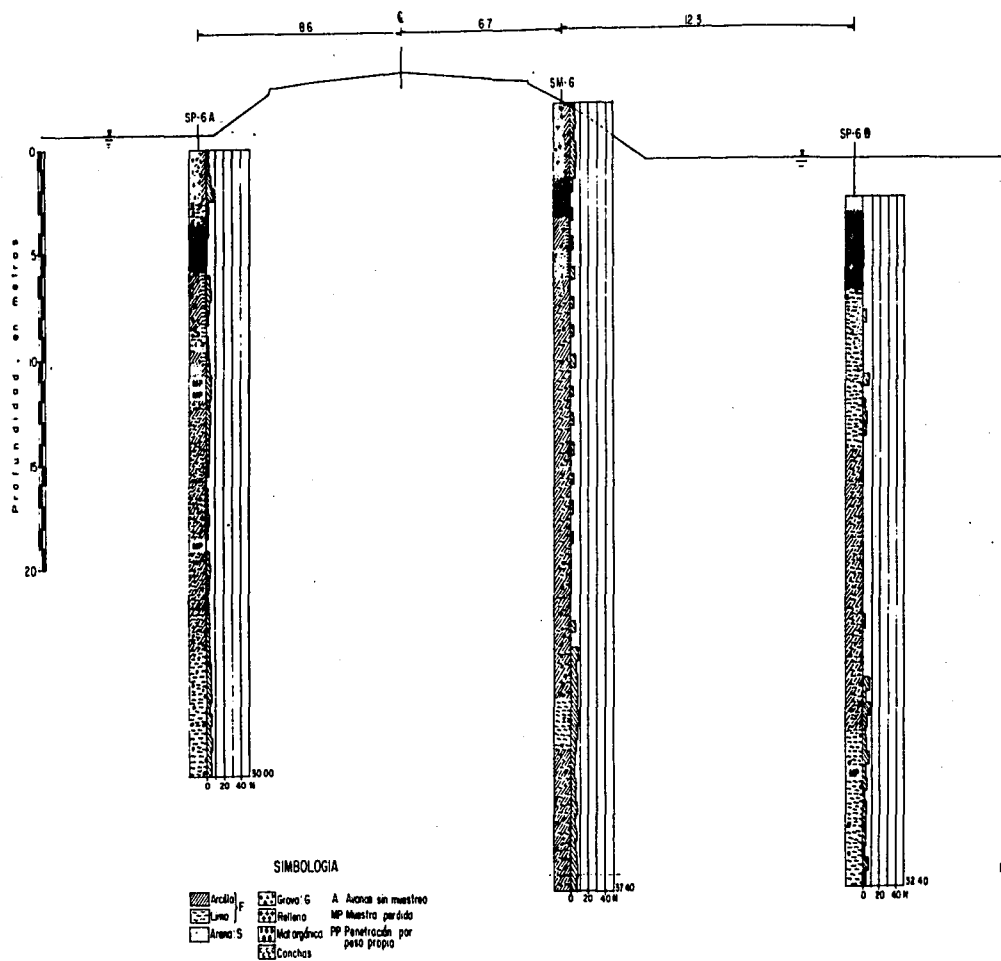


Fig. II.26 Perfil del subsuelo sección Km. 7+500

- b) Falla por traslación, Terzaghi-Peck
- e) Falla por flujo plástico, Jurgenson.
- d) Falla por sismo, Newmark.

Para el análisis de falla por rotación del terraplén se tomaron en cuenta los resultados de laboratorio de algunos sondeos, para sección de bermas de 5m de ancho. La altura total, conforme al comportamiento por consolidación descrito en el siguiente inciso, fue de 2.75m, con un γ_m de 1.9 y de 1.6ton/m³ arriba y abajo del NAF. La resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo bajo la turba, representada por las condiciones de prueba no consolidada-no drenada (UU) y seleccionada para estos análisis, es del orden de 2ton/m². En estas condiciones el factor de seguridad resultó de 1.5, usando bermas. (Fig. II. 27).

En el mecanismo de falla por traslación se obtuvo un factor de seguridad de 2.3 con empuje hidráulico en grietas generadas.

El análisis por flujo plástico propuesto por Jurgenson arroja alturas máximas admisibles del terraplén de 1.6m, de lo que se desprende la necesidad de utilizar bermas cuyos hombros no rebasen este nivel. Por otra parte, para provocar una incrustación efectiva de los estratos de turba será necesario recargues con alturas hasta de 3m en la punta, dada la consistencia natural de estas formaciones y de su resistencia al corte que se estimó en 1ton/m² o menor.

Tomando en cuenta por una parte la experiencia regional y por otra los resultados que se desprenden de la aplicación del método de Newmark, se considera que hay susceptibilidad a la falla de los terraplenes por efecto de sismo en todo el subtramo estudiado. La aceleración máxima resistente de la sección es de 80cm/seg.² y, conforme a lo indicado anteriormente, se pueden presentar sismos con aceleraciones mayores. De hecho, en un sismo anterior, se produjeron fallas rotacionales de los taludes a lo largo de todo este tramo.

2.2.5.2 Asentamientos

Los asentamientos totales del camino estarán integrados por la incrustación del terraplén (ΔH_i) y por los hundimientos debidos a los fenómenos de consolidación primaria (ΔH_{cp}) y secundaria (ΔH_{cs}). En el tramo estudiado no se prevén asentamientos provocados por fenómenos de licuación debido al contenido de finos de los estratos arenosos.

Considerando que el terraplén existente será ampliado en ambos lados y previendo el comportamiento más uniforme posible a largo plazo se establecen como hipótesis de partida: primero, que la incrustación de las ampliaciones será similar a la del terraplén existente; segundo, que la consolidación primaria ocurrirá durante la construcción; tercero, que para igualdad de cargas, la velocidad de los hundimientos de consolidación secundaria será la misma, tanto en la parte antigua como en las ampliaciones.

Los hundimientos por incrustación se manifestarán durante la construcción y no existe un método seguro para su cuantificación; no obstante, por experiencias previas y tomando en cuenta la consistencia de los suelos superficiales es de esperarse que la incrustación puede llegar a ser de 3m.

Para el análisis de asentamientos por consolidación se utilizaron los criterios de Terzaghi y de Peck, así como los datos de algunos sondeos. Se estudió la sección de terraplén con una plantilla ampliada, a manera de bermas sumergidas. De estos análisis se desprende que los asentamientos por consolidación primaria será de 29, 21 y 24cm en el hombro de la nueva sección, en el hombro de la sección actual y al centro de esta última, respectivamente.

Los asentamientos por consolidación secundaria dependerán de las condiciones estratigráficas del subsuelo; considerando las más críticas, la velocidad de estos asentamientos se pueden estimar en 1.5cm/año.

En base a las propiedades mecánicas del subsuelo determinadas en este estudio y de acuerdo con las condiciones regionales y las características de proyecto se determino:

- a) El subsuelo está constituido por depósitos fluvio-lacustres de baja resistencia al corte y compresibles, con espesores de más de 20m.
- b) Superficialmente existe turba con espesores variables hasta de 4m. Bajo los terraplenes actuales también se detectó la presencia de estos suelos, de lo que se concluye que el procedimiento de construcción original no los desplazó totalmente.
- c) La baja resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo impone la necesidad de utilizar secciones de terraplén con bermas. Los rellenos que sustituirán a las turbas desplazadas formarán las bermas requeridas para que las secciones de terraplén sean estables. Conforme al análisis por flujo plástico la altura máxima admisible sin bermas es de 1.6m sobre el nivel original del terreno.

- d) Los asentamientos producidos por incrustaciones pueden llegar a ser de 3m. dependiendo del procedimiento de construcción seguido.
- e) Los asentamientos por consolidación primaria serán del orden de 0.30m en los hombros de la nueva sección y ocurrirán en su mayor parte durante la construcción de las ampliaciones.
- f) La velocidad de asentamientos por consolidación secundaria en los suelos blandos se estima en 1.5cm/año.
- g) La colocación de materiales en las zonas de ampliación del camino provocaran grietas en el talud de los terrapienes actuales e inclusive pueden llegar a presentarse en la corona, dependiendo sobre todo de la velocidad de construcción de los desplazamientos experimentados en el subsuelo.
- h) Conforme a la experiencia de comportamiento en este camino hay susceptibilidad a la falla por efecto de sismo, la aceleración máxima resistente de la sección, aplicando el método de Newmark resultó de $80\text{cm}/\text{seg.}^2$, pudiéndose presentar sismos con aceleraciones mayores.

2.3 Procedimiento constructivo de terrapienes

En la región por la que atraviesa esta carretera se distinguen en forma generalizada tres diferentes tipos de suelos, que se han designado con los nombres de pantano, terreno pantanoso y terreno firme, los cuales se encuentran a lo largo del trazo de la carretera y que se encuentran localizados como se indico al principio de este capítulo.

Dadas las diferentes características del terreno natural en los tres tipos de suelos antes mencionados, para la ampliación de esta carretera a cuatro carriles, ya sea en dos cuerpos separados o en un solo cuerpo de 22.50m de corona, como lo indica el proyecto, en la construcción de las terracerías deberán adoptarse los diversos procedimientos de construcción que en términos generales se describen a continuación.

2.3.1 Procedimiento de construcción de las terracerías en la ampliación a dos cuerpos separados

Conforme el proyecto, esta ampliación, incluyendo las transiciones respectivas, se llevará a cabo, aproximadamente, entre las estaciones:

3+500 a 15+250

- a) El terraplén correspondiente al camino en servicio pasará con su geometría actual a formar el cuerpo izquierdo de la nueva sección. Por lo tanto, no requerirá trabajos de terracerías, salvo que se levante la rasante actual en tramos aislados.
 - b) El terraplén correspondiente al cuerpo derecho de la nueva sección queda localizado en el pantano (casi en su totalidad) y en la zona pantanosa. Para su construcción se procederá en la siguiente forma:
- 1.- La parte inferior del terraplén (plantilla de trabajo), se construirá a volteo, en dos etapas, hasta la cota fijada, con material procedente del banco aceptado.

En la primera etapa, en un ancho de 5m y a lo largo del eje del trazo se irá construyendo la parte central de la plantilla de trabajo. Los vehículos que depositen el material en el frente de trabajo deberán avanzar en forma tal, que su parte posterior llegue al extremo de la plantilla ya construida, para vaciar el material.

Durante el proceso constructivo, en general se presentarán asentamientos y deformaciones, por lo que el material que se deposite en la plantilla de trabajo, se deberá acomodar, redistribuir y renivelar constantemente, hasta que la plantilla quede a la cota fijada (esta cota estará aproximadamente a 0.50m arriba del NAME del pantano).

En la segunda etapa, se terminará la plantilla de trabajo ampliando lateralmente la parte ya construida (aproximadamente 7.50m a cada lado). Para esta ampliación, el material a volteo deberá depositarse simétricamente en ambos lados hasta lograr el ancho total fijado.

Para corregir los asentamientos y deformaciones que se presenten, se procederá en forma similar a la indicada en la primera etapa, hasta que la plantilla de trabajo, en todo el ancho fijado, quede a la cota fijada (0.50m arriba del NAME del pantano, aproximadamente).

El frente de construcción de la primera etapa deberá ir por lo menos dos estaciones (40m) adelante de la ampliación indicada en la segunda etapa. (Fig. II.28 A, B Y C)

- 2.- Terminada la plantilla de trabajo, se procederá a la formación del cuerpo del terraplén con material del banco aceptado compactado por capas al 95%.

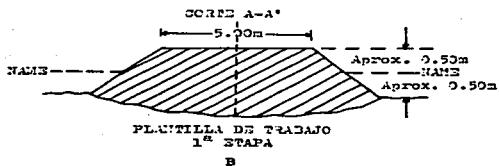
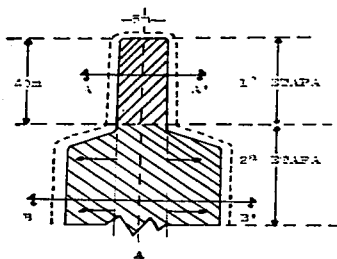


Fig. II.28

Los asentamientos y deformaciones que se observen, deberán corregirse de inmediato con material compactado al mismo grado, de acuerdo con lo fijado, hasta que el cuerpo del terraplén quede a la cota señalada (2.50m arriba del NAME del pantano, aproximadamente).(Fig. II.29).

- 3.- Una vez formado el cuerpo del terraplén y corregidos los asentamientos y deformaciones observados en el mismo, se procederá a la construcción de la capa subrasante con espesor aproximado de 0.30m, utilizando material del banco aceptado compactado al 100%.

Los asentamientos y deformaciones observados en la capa subrasante, se corregirán de inmediato con material compactado al mismo grado y de acuerdo con lo fijado. (Fig. II.30)

- 4.- Cuando se estime conveniente, sobre la subrasante se construirá un pavimento provisional formado por una capa de sub-base compactada al 100% de aproximadamente 0.15m de espesor, un riego de impregnación y una carpeta de un riego, con el fin de abrir el tránsito el cuerpo derecho y efectuar los trabajos de rehabilitación del pavimento en el cuerpo izquierdo.
- 5.- Cuando se ordene la pavimentación definitiva, se precisará los tramos que por asentamientos deban recargarse, para lo cual se levantará la sub-base provisional, para aprovechar el material en la construcción de la sub-base definitiva.

Los recargues que se requiera efectuar, podrán ser a volteo en los taludes y/o compactados al 100% en la subrasante.

2.3.2 Procedimiento de construcción de las terracerías en la ampliación a un solo cuerpo en la zona pantanosa.

Según el proyecto, esta ampliación se llevará a cabo aproximadamente entre las estaciones siguientes:

0+660	a	0+940
1+440	a	3+500
15+250	a	15+340
15+500	a	18+260

- a) El terraplén correspondiente al camino en servicio quedará alojado en la parte central de la nueva sección y la ampliación de la corona será simétrica a ambos lados del terraplén actual.
- b) Para la ampliación, se procederá de la siguiente forma:
- 1.- Se efectuará el desmonte de los taludes del terraplén actual, y el despalme de los mismos en un espesor máximo de 0.20m, desperdiciando el material.
 - 2.- Como en el caso anterior (procedimiento 2.3.1), la parte inferior de la ampliación (plantilla de trabajo), se construirá a volteo, en dos etapas, con material del banco aceptado.

En la primera etapa, se construirá en forma simétrica una plantilla de trabajo de 3.50m de ancho a ambos lados del terraplén actual. Los vehículos que depositen el material en el frente de trabajo deberán avanzar en forma tal que su parte posterior llegue al extremo de la plantilla ya construida, para vaciar el material.

Durante el proceso constructivo, en general se presentarán asentamientos y deformaciones, por lo que el material que se deposite en la plantilla de trabajo se deberá acomodar, redistribuir y renivelar constantemente hasta que la plantilla quede a la cota fijada (aproximadamente 0.50m arriba del NAME en la zona pantanosa).

En la segunda etapa, se terminará la plantilla de trabajo ampliando lateralmente la parte ya construida (aproximadamente 4.50m). Estos trabajos deberán efectuarse simultáneamente en ambos lados del terraplén actual.

Para corregir los asentamientos y deformaciones que se presenten, se procederá en forma similar a la indicada en la primera etapa, hasta que la plantilla de trabajo, en todo el ancho fijado, quede a la cota fijada (0.50m arriba del NAME en la zona pantanosa, aproximadamente).

El frente de construcción de la primera etapa deberá ir por lo menos una estación (20m) adelante de la ampliación indicada en la segunda etapa. (Fig. II.31 A y B)

- 3.- Terminada la plantilla de trabajo, se procederá a formar el cuerpo del terraplén con material del banco aceptado compactado por capas al 95%.

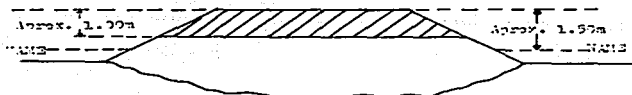


Fig. II.29 Cuerpo del terraplen compactado al 95%

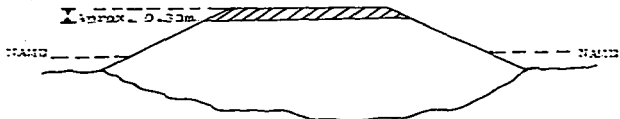


Fig. II.30 Capa sub-rasante compactada al 100%

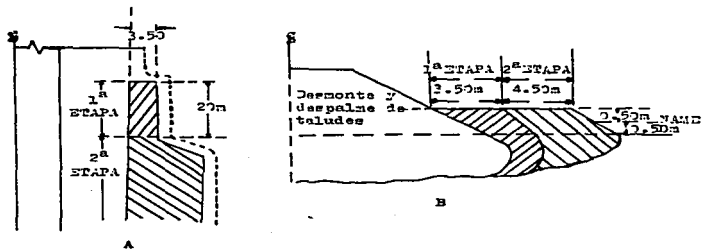


Fig. II.31

Los asentamientos y deformaciones que se observen, deberán corregirse de inmediato con material compactado al mismo grado, de acuerdo con lo fijado, hasta que el cuerpo del terraplén quede a la cota fijada. (Fig. II.32)

- 4.- Una vez formado el cuerpo del terraplén en las ampliaciones y corregidos los asentamientos y deformaciones observados en el mismos cuando se disponga, se procederá a la construcción de la capa subrasante con espesor aproximado de 0.30m, utilizando material del banco aceptado compactado al 100%.

Los asentamientos y deformaciones observados en la capa subrasante se corregirán de inmediato con material compactado al mismo grado y de acuerdo con las indicaciones fijadas.

La capa subrasante en las ampliaciones deberá quedar terminada 0.12m abajo del nivel de la carpeta existente en el terraplén actual. (Fig. II. 33)

- 5.- Cuando se ordene la pavimentación, se precisará los tramos que por asentamientos deban recargarse. Los recargues que se requiera efectuar, podrán ser a volteo en los taludes y/o compactados al 100% en la subrasante.

2.3.3 Procedimiento de construcción de las terracerías en la ampliación a un solo cuerpo en terreno firme.

Según el proyecto esta ampliación se realizará aproximadamente entre las estaciones siguientes:

0+000 a 0+660

0+940 a 1+440

15+340 a 15+500

18+260 a 22+000

- a) El terraplén correspondiente al camino en servicio quedará alojado en la parte central de la nueva sección y la ampliación de la corona será simétrica a ambos lados del terraplén.
- b) Para la ampliación, se procederá de la siguiente forma:

- 1.- Se desmontará el derecho de vía en las áreas señaladas.
 - 2.- Se efectuará el desmonte de los taludes del terraplén actual, y el despalme de los mismos y de las áreas de desplante de las ampliaciones en un espesor máximo de 0.20m desperdiçando el material.
 - 3.- En las ampliaciones se formará la parte inferior del terraplén compactada por capas al 90%, hasta la estación 1+440 con material del banco aceptado, y de la estación 14+920 en adelante con material de los cortes o del estrato I de otro banco aceptado. (fig. II.34)
 - 4.- A continuación, se construirá en el cuerpo del terraplén una capa de 0.50m de espesor compactada al 95%, hasta la estación 1+440 con material del banco aceptado, y de la estación 14+920 en adelante con materias del estrato II del otro banco aceptado.
 - 5.- Sobre la capa mencionada en el párrafo anterior, se construirá una capa subrasante de 0.30m de espesor compactada al 100%, con material del banco aceptado hasta la estación 1+440, y de la estación 14+920 en adelante con material del estrato II del otro banco aceptado.
- La subrasante en las ampliaciones deberá quedar terminada 0.12m abajo del nivel de la rasante del terraplén actual.
- 6.- En las zonas de cortes, la ampliación lateral a ambos lados se efectuará conforme a lo indicado en el proyecto. El material producto de la excavación de los cortes se utilizará para formar el cuerpo del terraplén compactado al 90% en terreno firme.
 - 7.- En las ampliaciones de los cortes, la capa subrasante de 0.30m de espesor compactada al 100%, se construirá con material del estrato II del otro banco aceptado. Esta subrasante deberá quedar terminada 0.12m abajo del nivel de la carpeta existente en el terraplén actual.
 - 8.- Cuando se ordene, se procederá a la construcción del pavimento.

Los volúmenes de préstamo del banco aceptado empleado en la construcción de plantillas de trabajo, cuerpo del terraplén y capa subrasante, incluyendo sus recargues respectivos, se medirán en el banco por medio de seccionamientos, y los correspondientes a la compactación del mismo

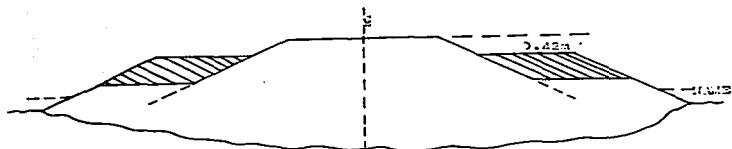


Fig. II.32 Cuerpo de terrapién en ampliaciones, compactado al 95%

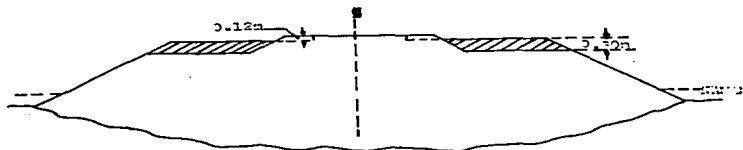


Fig. II.33 Capa sub-rasante compactada al 100%

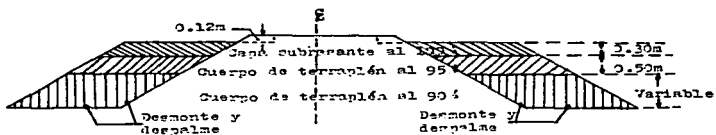
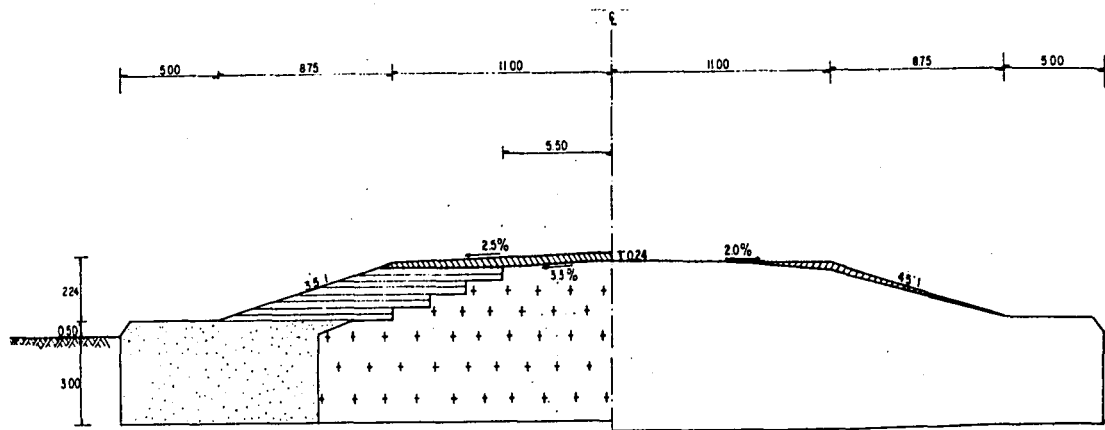


Fig. II.34

material, para construir las capas del terraplén, subrasante y sus recargues, se medirán en el terraplén mediante seccionamientos, empleando testigos para determinar las diferentes capas.

2.4 Observaciones






- a) La ampliación de los terraplenes tendrá una sección simétrica con bermas sumergidas. La sección geométrica proyectada conforme a los análisis de estabilidad y deformabilidad efectuados se ilustra en la Fig. II.35. Se presenta la sección al inicio y al final del proceso de consolidación primaria.
- b) En la Fig. II.36 se presenta esquemáticamente el procedimiento de construcción convencional, con el objeto de procurar el mayor desplazamiento posible de la turba y así minimizar el problema de los asentamientos por consolidación secundaria. El procedimiento propuesto consiste en lo siguiente:
 - Se aplicará el procedimiento de "punta de flecha" simétrica a ambos lados del cuerpo actual, empleándose materiales areno-arcillosos de buena calidad, como los utilizados en la construcción del camino de acceso al Puente Coatzacoalcos. Estos materiales contienen hasta un 25% de gravilla y un 20% de suelos arcillosos de mediana plasticidad. Se irán colocando a volteo desde las proximidades de los "ceros" del talud actual hacia afuera, en un ancho aproximado de 11.0m, procurando siempre tener un espesor mínimo de material de 0.50m sobre el nivel del agua en el pantano. Preferentemente deberá emplearse equipo ligero en estas operaciones, durante las cuales es muy importante observar las deformaciones y agrietamientos que se generan en el talud del cuerpo actual.
 - Una vez que cesen los desplazamientos verticales bruscos deberá conformarse la plantilla de la ampliación, hasta 0.50m arriba del nivel del agua en la zona del pantano, procurando que quede bien drenada. Se observará su comportamiento y el de los taludes del cuerpo actual durante un tiempo prudente hasta que estos movimientos sean muy pequeños.
 - A continuación se procederá a construir la ampliación a ambos lados en forma simultánea, en un ancho de 5.50m aproximadamente, a partir del "cero" original del terraplén actual. Esta ampliación se procederá a hacer utilizando los mismos materiales anteriormente mencionados, extendiéndolos y compactándolos por capas, obteniendo una compactación mínima del 90 %, respecto a la prueba Proctor SOP.



Sección estructural al inicio del proceso de consolidación.

Sección estructural al final del proceso de consolidación.









SIMBOLOGIA

-  Estructura actual del camino
-  Plantilla
-  Ampliación por capas
-  Estructuración del nuevo pavimento
-  Recina de talud

Notas:

Acotaciones en metros
Escala: 1:150

Fig. II. 35 Sección de proyecto para ampliación simétrica

- SIMBOLOGIA**
-  **CARPETA ACTUAL**
 -  **ESTRUCTURA ACTUAL**
 -  **PLANTILLA**
 -  **AMPLIACION LATERAL**
 -  **SOBRE CARPETA**
 -  **ESTRUCTURACION FINAL DEL PAVIMENTO EN PLANTA:**
 -  **CONSTRUCCION DE SOBRECARPETA**
 -  **CONSTRUCCION DE PAVIMENTO**

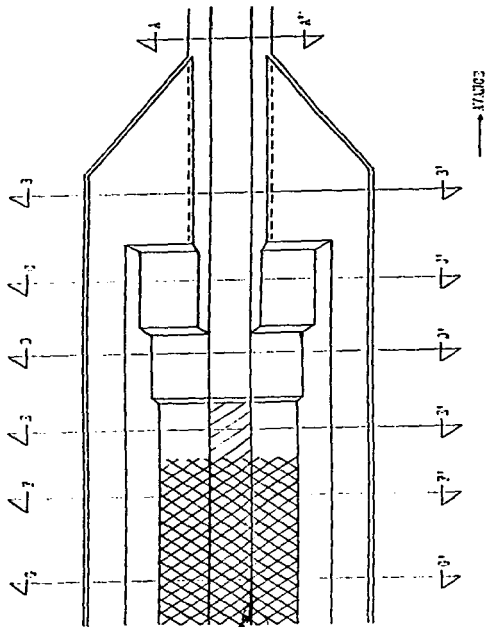
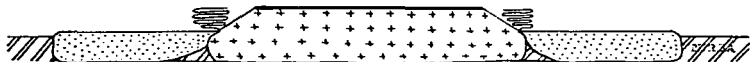


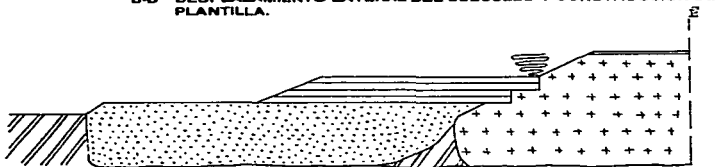
Fig. II. 36 Procedimiento de construcción convencional



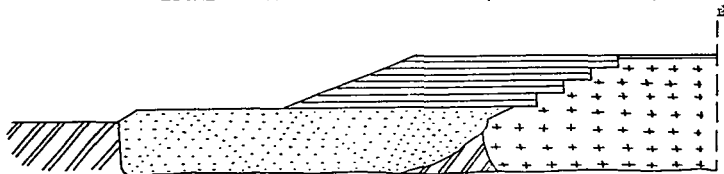
A-A' SECCION DEL CAMINO ACTUAL



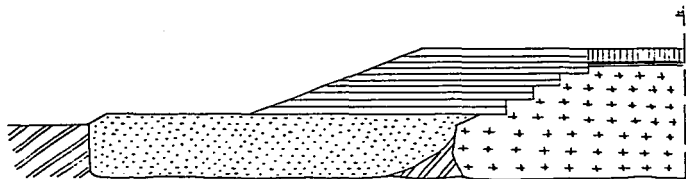
B-B' DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL SUBSUELO Y CONSTRUCCION DE PLANTILLA.



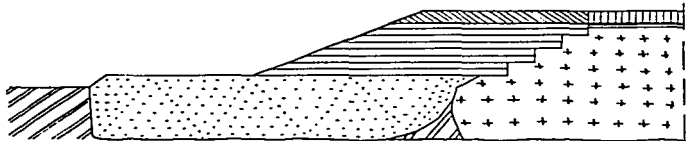
C-C' AMPLIACION LATERAL DE LA CORONA, POR CAPAS, CON ESCALONAMIENTO DEL TALUD ACTUAL (ETAPA INTERMEDIA).



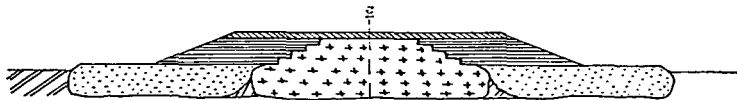
D-D' AMPLIACION LATERAL DE LA CORONA, POR CAPAS, ESCALONAMIENTO DEL TALUD ACTUAL (ETAPA FINAL).



E-E' ELEVACION DE LA RASANTE ACTUAL Y RECARGUE LATERAL DE LA CORONA (ETAPA DE CONSOLIDACION).



F-F' ESCARIFICACION DEL RECARGUE LATERAL DE LA CORONA Y CONSTRUCCION DEL PAVIMENTO.



G-G' RECONSTRUCCION DEL PAVIMENTO ORIGINAL AL CENTRO DE LA CORONA.

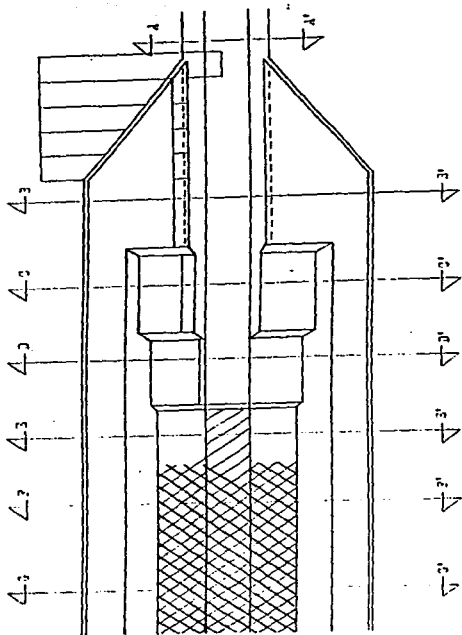
- El avance en altura durante la etapa anterior deberá efectuarse con escalonamientos de liga en el talud actual, procurando la reestructuración de estas zonas que se hayan agrietado, lo cual definirá en obra la huella y los peraltes de los escalones propuestos. Este procedimiento permitirá también la compactación de los taludes actuales que se encuentran en estado suelto a muy suelto.
- El procedimiento anterior deberá proseguirse hasta alcanzar un nivel de 80 cm abajo del nivel de subrasante estimado antes de que se produzcan los asentamientos por consolidación primaria. Deberán seguirse observando cuidadosamente el comportamiento de deformaciones y agrietamientos que pudieran presentarse. Si se generan grietas en la carpeta actual se deberán calafatear de inmediato y si se presentan en el cuerpo de terracerías, será necesario remover la capa inferior y recompactarla.
- Sobre la superficie anterior se construirá la capa de transición de 0.50m de espesor, compactada al 95% y la de subrasante de 0.30 m al 100%.
- Conforme a las observaciones y mediciones que se realicen en campo de los desplazamientos y agrietamientos, se decidirá el momento oportuno para reforzar la corona actual, mediante capas sucesivas de concreto asfáltico, para alcanzar la rasante de proyecto. Simultáneamente se recargarán las ampliaciones laterales, con material de terracerías compactado al 95%.
- Una vez que se estime que los asentamientos por consolidación primaria han finalizado, se removerá la capa de recarga construida en la etapa anterior, se verificará la compactación de la subrasante y, en su caso, se completará con materiales apropiados a la compactación especificada de 100% y se construirá el pavimento indicado en el proyecto, sobre dicha superficie.

En la Fig. II.37 se ilustra el procedimiento constructivo en el caso de utilizar geotextiles, que esencialmente no difieren del ya descrito.

- c) Con el objeto de fundamentar las decisiones en el campo para realizar las diferentes etapas de construcción, se recomienda instrumentar los terraplenes en tres secciones ubicados en los kilómetros 6+500, 7+500 y 9+500, colocando bancos de nivel tanto en ambos hombros del terraplén actual, como en las de las ampliaciones y al centro del camino actual. Al finalizar la construcción de la plantilla de incrustación, se colocarán celdas hidráulicas, bajo los hombros y bajo el centro de los taludes de las ampliaciones, para detectar los asentamientos a medida que se eleve su nivel.

Se instalarán además piezómetros abiertos tipo "Casagrande" situados bajo los hombros de las ampliaciones del camino y a las profundidades tentativas de 6.0 a 8.0 m y de 15.0 a 18.0 m, a reserva de precisarias con los sondeos que se realicen en el momento de la instalación, para que los aparatos queden ubicados en lentes o estratos de arena apropiados.

- SIMBOLOGIA**
- CARPETA ACTUAL
 - ESTRUCTURA ACTUAL
 - PLANTILLA
 - AMPLIACION LATERAL
 - SOBRE CARPETA
 - ESTRUCTURACION FINAL DEL PAVIMENTO
 - GEOTEXTIL EN PLANTA
 - CONSTRUCCION DE SOBRECARPETA
 - CONSTRUCCION DE PAVIMENTO

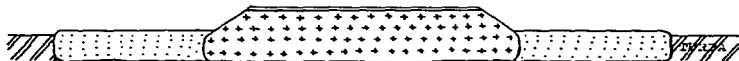


→ 1/15/73

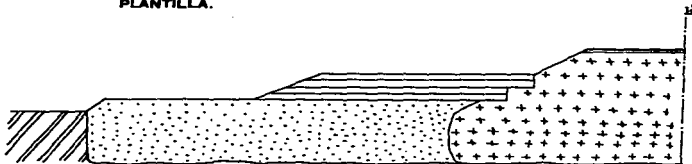
Fig. II.37 Procedimiento de construcción utilizando geotextiles



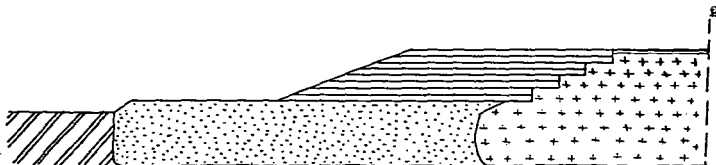
A-A' SECCION DEL CAMINO ACTUAL



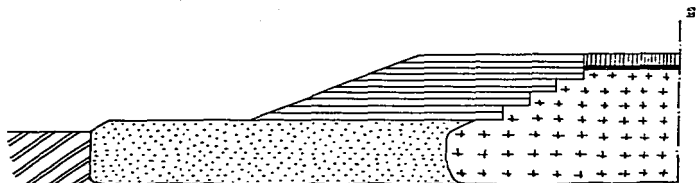
B-B' DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL SUBSUELO Y CONSTRUCCION DE PLANTILLA.



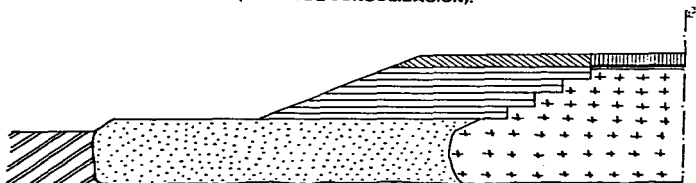
C-C' AMPLIACION LATERAL DE LA CORONA, POR CAPAS, CON ESCALONAMIENTO DEL TALUD ACTUAL (ETAPA INTERMEDIA).



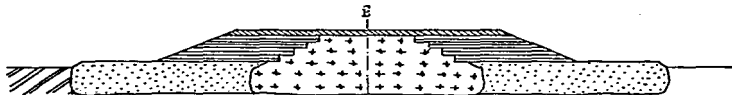
D-D' AMPLIACION LATERAL DE LA CORONA, POR CAPAS, ESCALONAMIENTO DEL TALUD ACTUAL (ETAPA FINAL).



E-E' ELEVACION DE LA RASANTE ACTUAL Y RECARGUE LATERAL DE LA CORONA (ETAPA DE CONSOLIDACION).



F-F' ESCARIFICACION DEL RECARGUE LATERAL DE LA CORONA Y CONSTRUCCION DEL PAVIMENTO.



G-G' RECONSTRUCCION DEL PAVIMENTO ORIGINAL AL CENTRO DE LA CORONA.



CAPITULO III



U N A M

ESTADO UNIDO MEXICANO

SECRETARÍA DE JUSTICIA

CAPITULO III

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE ESTRUCTURAS DE CAMINOS

3.1 Pavimentación

Las obras correspondientes a la pavimentación de las secciones ya ampliadas en terracerías, se efectuarán conforme a los lineamientos generales y que comprenderán lo siguiente:

I. Sección a dos cuerpos separados entre las estaciones:

3+800 a 14+800

(Ver Fig. III.1)

Cuerpo derecho

Sobre la subrasante terminada, cuando se ordene, se construirá un pavimento provisional, formado por una capa de sub-base de 15 cm de espesor, compactada al 100%; riego de impregnación con asfalto FM-I, y carpeta de un riego con asfalto FR-3 y material pétreo 3-E.

En la pavimentación definitiva de este cuerpo, se construirán una sub-base definitiva compactada al 100%, aprovechando el material escarificado de la que había sido tenida como provisional; una capa de base estabilizada con cemento Portland de 15cm de espesor compactada al 100%, a la que se le dará un riego de impregnación con asfalto FM-I; una carpeta de concreto asfáltico compactada al 95% con espesor de 7.5cm, previa la aplicación a la superficie que la reciba de un riego de liga con asfalto FR-3, y un riego de sello utilizando asfalto FR-3 y material pétreo 3-E.

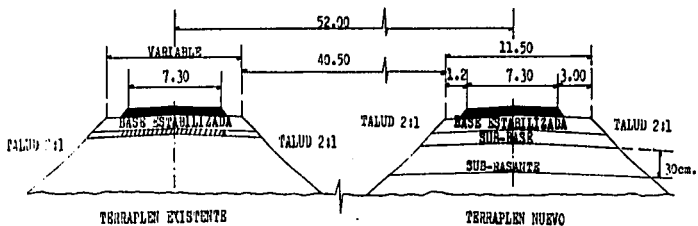


Fig. III.1 Sección tipo dos cuerpos de est. 3+500 a est. 15+250

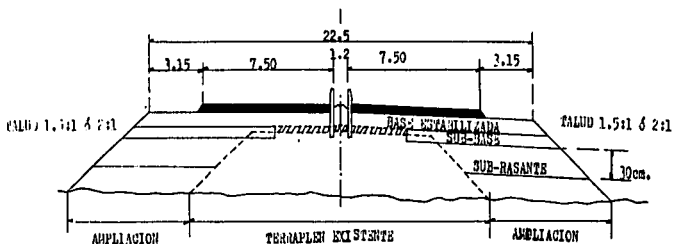


Fig. III.2 Sección tipo un cuerpo de est. 0+000 a est. 3+500 y de est. 15+250 a est. 22+000.

Cuando sea conveniente la pavimentación definitiva, se precisarán los tramos en que por asentamientos deba levantarse la sub-base provisional para efectuar recargos a las terracerías, y aquellos otros en que quedará como sub-base definitiva.

Cuerpo izquierdo

Como el cuerpo izquierdo de esta sección a dos cuerpos lo constituye el camino actual, se rehabilitará el pavimento de éste mediante el rayado de la carpeta existente; la construcción de una capa compactada al 100%, de 15cm de espesor, de base estabilizada con cemento Portland, impregnada con asfalto FM-I; un riego de liga con asfalto FR-3 en la superficie que alojará a la carpeta; una carpeta de concreto asfáltico de 7.5cm de espesor, compactada al 95%, y riego de sello que se dará con asfalto FR-3 y material pétreo 3-E.

- II. Sección a un solo cuerpo con corona de 22.50m de ancho, en la que el camino actual quedará alojado en la parte central, entre las estaciones:

Zona pantanosa:	0+660	a	0+940
	1+440	a	3+500
	15+250	a	15+340
	15+500	a	18+260
Terreno firme:	0+000	a	0+660
	0+940	a	1+440
	15+340	a	15+500
	18+260	a	22+000

(Ver Fig. III.2)

Ala derecha

El pavimento se construirá en dos etapas. En la primera, se rebajará el acotamiento del camino actual, en el ancho ordenado y hasta una profundidad de 12cm, medidos a partir del nivel superior de la carpeta existente, para construir sobre el acotamiento rebajado y la subrasante en la ampliación una capa de sub-base de 12cm de espesor, compactada al 100%, que deberá enrasar con la carpeta del camino actual; esta sub-base se protegerá con un riego de impregnación con asfalto FM-1 y una carpeta de un riego utilizando asfalto FR-3 y material pétreo 3-E.

En la segunda etapa, se efectuará el rayado de la carpeta existente en el camino actual y se construirá sobre la carpeta y la sub-base, una capa de base estabilizada con cemento Portland; de 15cm de espesor, compactada al 100%; se aplicará un riego de impregnación con asfalto FM-1, y un riego de liga con asfalto FR-3; se construirá una carpeta de 7.5cm de espesor de concreto asfáltico compactado al 95% y finalmente, se dará un riego de sello empleando asfalto FR-3 y material pétreo 3-E.

Ala izquierda

Se rebajará el acotamiento del camino actual, en el ancho ordenado y hasta una profundidad de 12cm, medidos a partir del nivel superior de la carpeta existente; sobre el acotamiento rebajado y la subrasante en la ampliación, se construirá una capa de base de 12cm de espesor, compactada al 100%, la que deberá enrasar con la carpeta del camino actual; se efectuará el rayado en esta carpeta, y sobre ella y la sub-base se construirá una capa de base estabilizada de 15cm de espesor compactada al 100%; se aplicará a la base un riego de impregnación con asfalto FM-1 y en la superficie que alojará a la carpeta, un riego de liga con asfalto FR-3; se construirá una carpeta de concreto asfáltico de 7.5cm de espesor, compactada al 95%, y finalmente se dará un riego de sello utilizando asfalto FR-3 y material pétreo 3-E.

Al terminarse la base estabilizada en los tramos localizados en terreno pantanoso, se indicará si se construye una carpeta provisional de un riego o si se procede desde luego a la construcción de la definitiva mencionada en el párrafo anterior. En el primer caso, la carpeta de concreto asfáltico se pospondrá hasta que se haya terminado la pavimentación del ala derecha.

En la construcción de las sub-bases anteriormente señaladas se utilizarán, en las proporciones ordenadas, materiales pétreos obtenidos de los bancos aceptados compactados al 100% de su PVSM.

La base se estabilizará mediante la adición de cemento Portland tipo I en proporción aproximada del 3% en peso con relación a los materiales pétreos que la forman; el mezclado de los materiales pétreos, el producto estabilizante y el agua, se efectuará en planta, llevándose la mezcla ya preparada a los lugares de utilización, donde antes de su tendido se acamellonará y removerá cada 24 horas durante 3 días consecutivos, para evitar que se forme una base rígida.

Los espesores compactos que se han señalado para las sub-bases y las bases estabilizadas son aproximados, ya que antes de que se ejecuten las obras de pavimentación, se fijarán los definitivos de acuerdo con las características de los diferentes tramos.

El riego de impregnación sobre la base estabilizada y sobre la sub-base (únicamente en los casos antes señalados), se dará con producto asfáltico FM-1 a razón de 1.5 litros por metro cuadrado.

En el riego de liga que se aplicará a la superficie que ocupará la carpeta de concreto asfáltico, se utilizará producto asfáltico FR-3 en proporción de 0.5 litros por metro cuadrado.

En la carpeta de un riego sobre la sub-base impregnada y en el riego de sello que se dará sobre la carpeta de concreto asfáltico y los acotamientos, se usará producto asfáltico FR-3 a razón de 1.2 litros por metro cuadrado, el cual se cubrirá de inmediato con material pétreo 3-E en cantidad de 10 litros por metro cuadrado.

La mezcla asfáltica que se utilice en la construcción de las carpetas de concreto asfáltico, se elaborará en planta estacionaria, en caliente, con agregado pétreo de tamaño máximo de 19mm (3/4") y cemento asfáltico No. 6 en proporción aproximada de 100 Kg por metro cúbico de material pétreo seco y suelto. Se tenderá con máquina terminadora y se compactará al 95% del peso volumétrico máximo determinado con la prueba Marshall de proyecto. El material pétreo deberá estar bien graduado, oportunamente se señalará la granulometría correspondiente, de acuerdo con los requisitos fijados en el diseño de la mezcla.

La mezcla asfáltica deberá cumplir, además, con lo indicado en la columna para un tránsito diario en ambos sentidos de más de 2000 vehículos pesados de la tabla para el procedimiento Marshall.

Los consumos que se han indicado para el cemento Portland, el cemento asfáltico No. 6, los asfaltos FM-1 y FR-3 y para el material pétreo 3-E, son aproximados; en su oportunidad, se especificará el consumo necesario de esos materiales.

Si se ordena mejorar la adherencia entre los productos asfálticos y los materiales pétreos señalados en el proyecto, a los asfaltos FM-1 y FR-3 empleados en el riego de impregnación y en la carpeta de un riego y riego de sello, se les mezclará un aditivo de la calidad y en la proporción que conforme a la experiencia, sean las requeridas para que los materiales cumplan con los requisitos de afinidad señalados.

Asimismo, cuando se indique, en la elaboración de las mezclas asfálticas se usará un aditivo resistente al calor, de la calidad y en la proporción que de acuerdo con la experiencia, sean las adecuadas para que los materiales cumplan con los requisitos de afinidad también señalados.

3.1.1 Diseño del pavimento

El diseño del pavimento fue revisado por diferentes métodos y que se describen a continuación:

3.1.1.1 Proyecto del pavimento diseñado por el método S.O.P.

Considerando los valores de tránsito y el valor relativo de soporte, indicados en los incisos 1.4.2 y 1.4.3 del capítulo 1 respectivamente y que nos dice que el volumen promedio de vehículos diario anual en dos direcciones es de 38,700 unidades, para un periodo de 15 años a partir de 10,200 para un año, 12,300 para tres años, 15,000 para cinco años y 24,000 para diez años y que el valor relativo de soporte predominante a 100% del peso volumétrico seco máximo de los materiales se ha considerado de 17%, así como la curva de diseño de las gráficas del método S.O.P., se dedujo un espesor total de base y sub-base de 25cm.

3.1.1.2 Revisión del proyecto de pavimentación por el método de ejes equivalentes de 8.2 ton.

Tomando en cuenta el valor de tránsito indicado en el inciso 1.4.2 se obtiene un tránsito acumulado de 21 547 000 de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton., en un solo sentido y de acuerdo con el valor relativo de soporte señalado en el inciso 1.4.3, se obtiene un Índice de espesor de pavimento de 35cm.

3.1.1.3 Revisión del espesor del pavimento por el método del Instituto de Asfaltos

De acuerdo con el volumen de tránsito y el valor relativo de soporte que indican los incisos 1.4.2 y 1.4.3 respectivamente, y considerando una carga límite permisible de 8 184 856Kg (1800lb) por eje y con peso promedio de los camiones de 13 607 760Kg (30000 lb), se obtiene por el método del Instituto de Asfaltos, un espesor de pavimento de concreto asfáltico de 31.5cm

equivalente a 12 cm de espesor de sub-base, 12cm de base y 7.5cm de carpeta.

3.1.1.4 Elección del espesor de las capas que formarán el pavimento

De acuerdo con la revisión efectuada, se considera adecuado el espesor determinado con el método S.O.P., por lo que la estructura del pavimento de este tramo de carretera en estudio, será la siguiente:

Una carpeta de concreto asfáltico de 7.5cm de espesor

Una capa de base mejorada con cemento de 15cm de espesor

Una capa de sub-base de 12cm de espesor.

Terminada la construcción de la capa subrasante, se deberá afinar el espesor del pavimento, ya que para el diseño se consideró un V.R.S. a 100% de compactación, del material de esta capa de 17%, pudiendo variar éste de acuerdo con las condiciones reales que existan al terminar esta etapa de la construcción.

Sí el V.R.S. del material de la capa subrasante obtenida a 100% de compactación es distinto al considerarlo en el diseño, se debe modificar el espesor del pavimento, de acuerdo con la variación que a continuación se indica:

SUB-BASE	BASE HIDRAULICA MEJORADA CON CEMENTO	CARPETA
13	15	7.5
18	15	7.5
14	15	7.5
12	15	7.5

Esta estructura se apoyará en una capa subrasante de 30cm de espesor, construida de acuerdo con las recomendaciones dadas en el estudio geotécnico correspondiente.

3.1.1.5 Normas de calidad

Los materiales que se usen en los trabajos de pavimentación propuestos en este proyecto, deberán cumplir con las normas de calidad que señalan Las Especificaciones Generales de Construcción de la S.O.P. según los incisos que a continuación se indican de la parte octava.

Los materiales que formen la capa de sub-base deberán cumplir con los requisitos de calidad indicados en el inciso 91-03.2. Debido a la intensidad tan elevada de tránsito, en este tramo de carretera, se debe mejorar el material de base mediante la adición del 3% en peso aproximadamente, de cemento Portland tipo I, para lo cual los materiales que formen la capa de base deberán cumplir con los requisitos de calidad marcados en el inciso 91-03.6, antes de incorporarle el cemento Portland. Los materiales que se usen para construir la carpeta de concreto asfáltico, deberán satisfacer las normas de calidad indicados en el inciso 92-02.1 y el cemento asfáltico No. 6 que se requiere para ligar los materiales pétreos de la carpeta y los productos asfálticos FM-1 y FR-3 para el riego de impregnación y riego de sello, deberán cumplir con lo especificado en los incisos 93-02.4A, 93-02.4C y 93-02.4B respectivamente. (Fig. III.3).

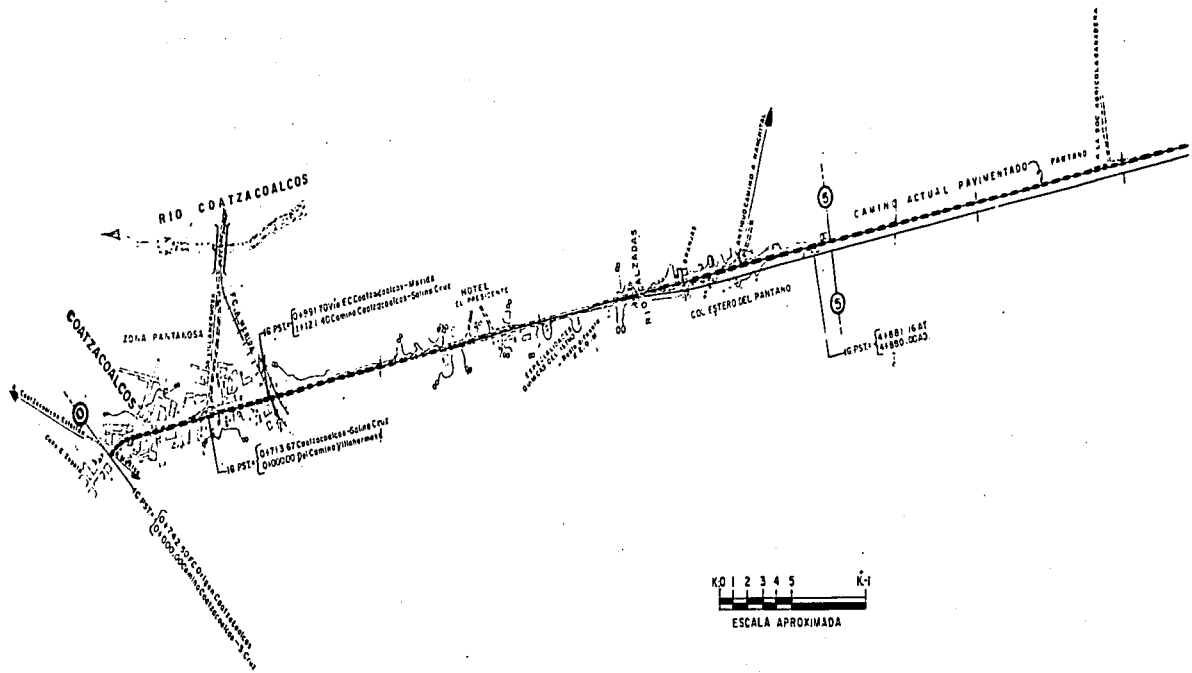
3.2 Obras de drenaje

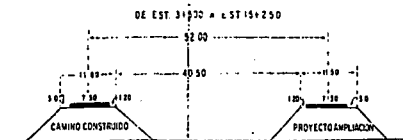
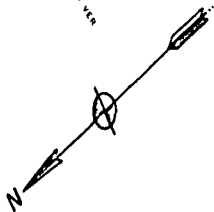
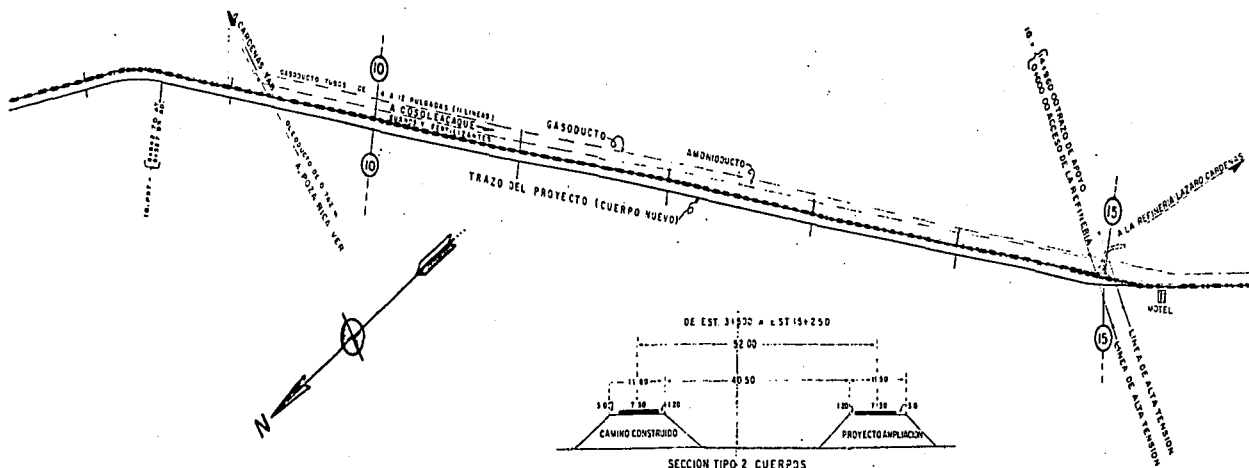
En todo tipo de vía terrestre, existe uno de los elementos que causa a los caminos el mayor problema y este elemento es el agua, ya que como se sabe, provoca la disminución de la resistencia de los suelos y a su vez hace que presenten falla los terraplenes, cortes y superficies de rodamiento.

El agua de lluvia, al precipitarse sobre la superficie terrestre tiene varios destinos: puede escurrir superficialmente, infiltrándose al subsuelo o evapotranspirarse.

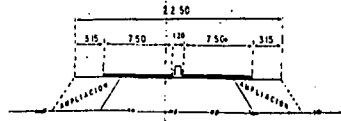
Al construirse un camino, conduce a resolver el drenaje, de tal forma, que el agua se aleje lo más pronto posible de la obra y en consecuencia, se podría decir que un buen drenaje es el alma del camino.

El estudio del drenaje, debe iniciarse desde la elección de ruta, para lo cual se deberá elegir la zona que provoque menos problemas de escurrimiento. De ser posible, utilizando las pendientes permisibles máximas y se tratará de aprovechar los parteaguas en donde el drenaje será mínimo.



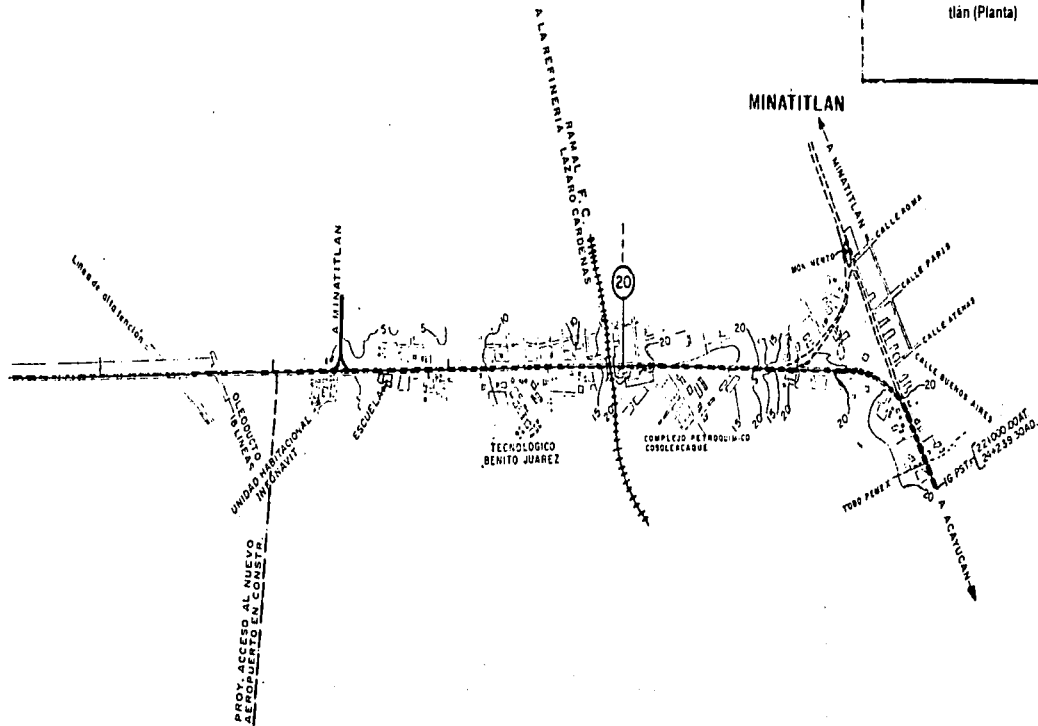


SECCION TIPO 2 CUERPOS



SECCION TIPO 1 CUERPO
DE EST. 0+000 A EST. 3+500
DE EST. 15+250 A EST. 22+000

Fig. III. 3 Plano en el que se localizan del KM. 0+000 al KM. 22+000 de la carretera Coatzacoalcos-Minatitlán (Planta)



Los factores que afectan el escurrimiento del agua son:

- 1.-Cantidad y tipo de precipitación
- 2.-Ritmo de precipitación
- 3.-Tamaño de la cuenca
- 4.-Declive superficial
- 5.-Permeabilidad de suelos y rocas
- 6.-Condiciones de saturación
- 7.-Cantidad y tipo de vegetación

3.2.1 Clasificación del drenaje

El drenaje artificial se clasifica en superficial y subterráneo, según que el escurrimiento se realice o no a través de las capas de la corteza terrestre. El drenaje superficial se clasifica, según la posición que las obras guardan con respecto al eje del camino, en paralelo y transversal.

3.2.1.1 Drenaje longitudinal

Se llaman de drenaje longitudinal porque están situadas más o menos en forma paralela al eje del camino y es aquel que tiene por objeto captar los escurrimientos para evitar que lleguen al camino o permanezcan en él, de tal manera que no le causen desperfectos; quedan comprendidos en este tipo las cunetas, contracunetas, bordillos y canales de encauzamiento.

A continuación se dará una breve explicación de algunos de estos tipos de obras de drenaje.

Cunetas:

Son canales que se hacen a los lados de la cama del camino en cortes y tienen como función interceptar el agua que escurre de la corona, del talud del corte y del terreno natural adyacente, para conducirla hacia una corriente natural o a una obra transversal para alejarla lo más pronto posible de la zona que ocupa el camino.

Para calcular el área hidráulica de las cunetas, será necesario tomar en cuenta las diferentes características del área por drenar. Existen diversos tipos de secciones transversales de cunetas como: triangulares, que son las más usuales ya que estas drenan mejor, rectangulares y trapezoidales; sin embargo, en general estas no son muy estables y además, para caminos angostos, causan inseguridad a los usuarios y molestias en caso de caer en ellas. (Figs. III.4, A, B y C)

Contracunetas:

Son zanjas que se construyen aguas arriba de los cerros de los cortes y tienen como finalidad interceptar el agua que escurre por las laderas y conducirla hacia alguna cañada inmediata o parte baja del terreno, evitando que al escurrir por los taludes las erosione y que se aumente el caudal de las cunetas.

Un porcentaje alto de fallas de los taludes en la red nacional, son provocadas por la presencia de contracunetas, ya sea por la calidad de los materiales en que se encuentran o por una inadecuada localización; su construcción debe ser sólo en aquellas zonas en que el escurrimiento es transversal al camino y proveniente de una cuenca grande, de tal manera que pudiera sobrepasarse la capacidad de la cuneta. (Fig. III.5)

Canales de encauzamiento:

Es necesario construir canales que intercepten el agua antes que llegue al camino y la conduzca a sitios elegidos con anticipación para construir una obra y efectuar el cruzamiento en terrenos sensiblemente planos, en donde el escurrimiento es del tipo torrencial y no existen cauces definitivos, tal como sucede en algunas regiones del país.

3.2.1.2 Drenaje transversal

El drenaje transversal es el que tiene por objeto dar paso expedito al agua que cruza de un lado a otro del camino, o bien, retirar lo más pronto posible el agua de su corona; quedan comprendidos en este tipo de drenaje los tubos, losas, cajones, bóvedas, lavaderos, vados, sifones invertidos, puentes y el bombeo de la corona.

De acuerdo a la dimensión del claro de las obras de drenaje transversal, se ha convenido dividir a éste en mayor o menor. El drenaje mayor es aquel que requiere obras con claro mayor a 6m. A las obras de drenaje mayor se les denomina puentes y a las de drenaje menor alcantarillas.



Fig. A Fotografía en que se observan las cunetas de un camino.

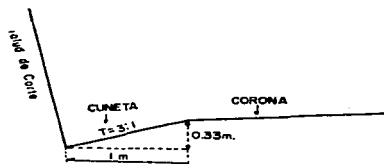


Fig. B Sección típica de una cuneta.

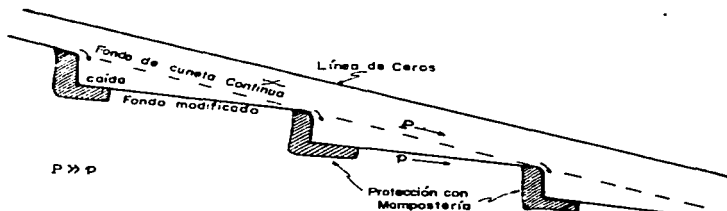


Fig. C Cuneta escalonada longitudinalmente para evitar erosión en el fondo, cuando la pendiente del camino es fuerte.

Fig. III.4 Algunos tipos de cunetas

A continuación se dará una breve explicación de algunos de estos tipos de drenaje.

Tubos:

Son alcantarillas de sección interior usualmente circular y requieren siempre de un espesor de terraplén o colchón mínimo de 60cm para su mejor funcionamiento estructural.

El material de que están contruidos puede ser concreto reforzado, lámina ondulada y en ciertos casos puede convenir económicamente su construcción con mampostería de tercera y mortero de cemento, aunque este caso está en el grupo de las bóvedas. (Fig. III.6).

Losas sobre estribos:

Son estructuras formadas por dos muros de mampostería de tercera con mortero de cemento 1:5 sobre los que se apoya una losa de concreto reforzado.

El descimbrado de las losas se hará a los 21 días, mientras que la formación del terraplén, el zampeado del piso y la construcción de dentellones, cuando el piso es de suelo erosionable y, finalmente, la eliminación del empuje hidrostático en el respaldo de los estribos, se resolverá como se indica para las bóvedas. (Fig. III.7)

Cajones:

Son estructuras de sección rectangular con paredes, techos y piso de concreto reforzado, cuya construcción requiere cuidados especiales. Trabajan en conjunto como un marco rígido que absorbe el peso y empuje del terraplén, la carga viva y la reacción del terreno.

Tanto las losas como los muros son esbeltos y de poco peso. El conjunto tiene una amplia superficie de sustentación.

Bóvedas:

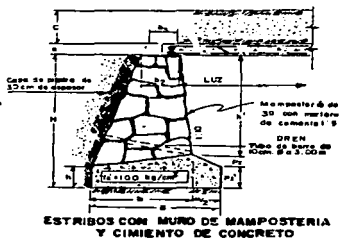
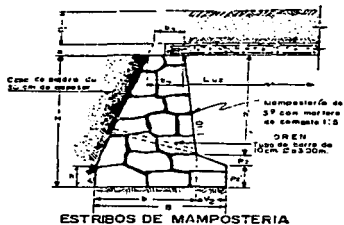
Son estructuras cuya sección transversal interior está formada por tres partes principales: el piso, dos paredes verticales que son las caras interiores de los estribos y, sobre éstas, un arco circular, de medio punto o rebajado, que es el intrado de un arco estructural de sección variable con mínimo espesor en la clave.



**Fig. III.5 Fotografía que muestra la contracuneta
sin proteger de un camino**



Fig. III.6 Alcantarilla de tubo en un camino en construcción.



H = Altura del estribo en m
 C = Colchón en m
 e = Espesor de losa en cm
 f_u = Refuerzo unitario de --
 trabajo en el terreno =
 kg/cm²

NOTA: Esta nomenclatura regirá en el proyecto tipo de estribos de mamposteria-Las dimensiones del estribo indicadas en las tablas, toman en cuenta el sfodo de la C.V.(H15-s12 o H20-s16) correspondiente al colchón real de que se trate.

MATERIALES: La mamposteria será de 3a. clase con mortero de cemento 1:3- En estribos mistos el concreto es de f'c=100 kg/cm².

Fig. III.7 Estribos para losas.

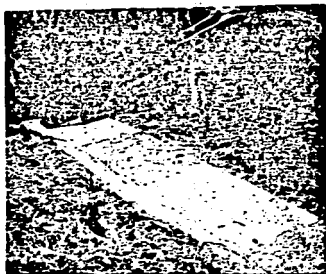


Fig. III.8 Fotografía de una alcantarilla de bóveda en la que se observa la canalización para la conducción hacia ella, del caudal de cunetas adyacentes.

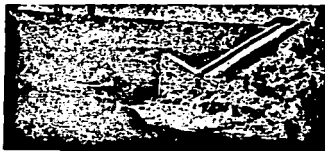


Fig. III.9. Fotografía de una alcantarilla de bóveda en un camino en construcción.

En general, las bóvedas son construidas con mampostería de tercera y mortero de cemento 1:5. El zampeado del piso y los dentellones aguas arriba y abajo que protegen el suelo contra la erosión, pueden omitirse en terrenos rocosos. Para eliminar el empuje hidrostático sobre los muros, se coloca en el respaldo de cada estribo una capa de 30 cm de espesor de material graduado. (Figs. III.8 y III. 9)

3.2.2 Obras de drenaje en el Km 0 + 000 al Km 22 + 000 de la carretera Coatzacoalcos - Minatitlán.

En la relación de estas obras, se indica la ubicación, tipo y dimensiones, tanto de las existentes que deberán prolongarse, como de las que habrán de reponerse o construirse en su totalidad.

Posteriormente se ordenará la iniciación de los trabajos de construcción de las obras de drenaje en el pantano y zona pantanosa cuando se tengan construidos los terraplenes y observando su comportamiento y los asentamientos ocurridos.

Las obras complementarias de drenaje comprenderán en total la construcción de aproximadamente 60 400m. de guarniciones de concreto hidráulico (bordillos) de sección trapecial de 15cm en la base mayor, 8cm en la base menor y 12cm de altura, con agregado de tamaño máximo de 19mm (3/4"); 1000m² de recubrimiento de cunetas con una capa de 8cm de espesor, con concreto hidráulico con agregado de tamaño máximo de 19mm (3/4"); 20500m de guarniciones para el camellón central, y 4500m de lavaderos metálicos formados con media sección de tubo de lámina de acero de 60cm de diámetro y calibre 16, con doble capa de cemento asfáltico.

RELACION DE OBRAS DE DRENAJE

ESTACIÓN	TIPO	DIMENSIONES
0+792.50	Cajón	1.00 X 1.00m.
1+494.80	Tubo	60cm. Ø Muros (existe)
2+120.45	2 Tubos	90cm. Ø Prolongación
2+316.90	Tubo	90cm. Ø Prolongación
2+675.85	Tubo	90cm. Ø Prolongación
2+935.85	2 Tubos	90cm. Ø Prolongación
3+215.37	Tubo	90cm. Ø Prolongación
4+101.16	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
4+449.26	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
4+494.10	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo
4+840.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
5+465.90	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
5+465.90	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
5+645.90	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
5+645.90	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
5+811.50	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
5+811.50	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
5+978.20	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
5+978.20	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
6+146.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
6+146.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
6+466.50	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)

6+466.50	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
6+642.30	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
6+642.30	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
6+973.63	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
6+973.63	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
7+139.60	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
7+139.60	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
7+472.15	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
7+472.15	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
7+637.90	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
7+637.90	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
7+803.65	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
7+803.65	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
7+971.75	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
7+971.75	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
8+137.12	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
8+137.12	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
8+297.46	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
8+297.46	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
8+456.10	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
8+456.10	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
8+780.00	Tubo	90 cm. ØCuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo.
8+780.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
9+100.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo.

9+100.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
9+400.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo.
9+400.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
9+700.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo.
9+700.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
10+000.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo.
10+000.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
10+300.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo.
10+300.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
10+600.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo
10+600.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
10+900.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo
10+900.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
11+200.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo
11+200.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
11+500.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo. Sustituye a obra destruida por sismo
11+500.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
11+752.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
11+752.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
11+918.55	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
11+918.55	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho

12+081.80	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
12+081.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
12+248.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
12+248.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
12+413.50	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
12+413.50	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
12+579.13	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
12+579.13	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
12+911.30	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
12+911.30	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
13+076.80	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
13+076.80	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
13+243.15	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
13+243.15	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
13+410.25	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
13+410.25	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
13+575.45	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
13+575.45	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
13+909.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo (existe)
13+909.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
14+200.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo
14+200.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
14+500.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo izquierdo
14+500.00	Tubo	90cm. Ø Cuerpo derecho
15+289.45	Tubo	90cm. Ø Prolongación

15+806.30	3 tubos	90cm. Ø Sustitución por insuficiencia hidráulica.
15+961.15	2 tubos	90cm. Ø Sustitución por insuficiencia hidráulica.
16+024.50	2 tubos	90cm. Ø Sustitución por insuficiencia hidráulica.
16+085.57	2 tubos	90cm. Ø Sustitución por insuficiencia hidráulica.
16+365.60	Tubo	90cm. Ø Prolongación
17+780.00	Tubo	90cm. Ø Prolongación
19+077.10	Losa	6.00 X 2.50m Prolongación
19+796.10	Losa	4.00 X 1.00m. Prolongación
19+856.50	Tubo	90cm. Ø Prolongación
20+841.85	Bóveda	2.50 X 1.50m. Prolongación
21+364.10	Cajón	3.00 X 1.50m. Sustitución por insuficiencia hidráulica
21+990.50	Tubo	90cm. Ø Prolongación

Origen de cadenamiento: Coatzacoalcos, Ver.

3.3 Entronques

Como parte importante de un camino tenemos los entronques y las intersecciones, que se presentan en un cruce con otros caminos, con ferrocarriles o con poblaciones. Un entronque es un paso a desnivel en el que los vehículos que se mueven en una dirección pueden cambiarla utilizando caminos de conexión; estas calzadas en los entronques se denominan rampas, pueden clasificarse en cuatro tipos principales:

- 1.-Entronques tipo T y Y
- 2.-Entronques tipo diamante
- 3.-Trébol parcial y total
- 4.-Entronques direccionales

3.3.1 Entronques tipo T y Y

La geometría del entronque puede alterarse para favorecer ciertos movimientos mediante el uso de grandes radios de giro, y para adaptarse a la topografía del lugar. Se ha encontrado que el entronque en forma de trompeta es aconsejable para intersecciones ortogonales u oblicuas, en ocasiones se favorece la vuelta a la izquierda sobre la autopista por la disposición de una rampa conectora semidirecta y en otras se indica una intersección en donde todos los movimientos de giro se facilitan. (Figs. III.10 a, b y c)

3.3.2 Entronques en forma de diamante

Este tipo de entronques es adaptable al uso urbano y al rural. La corriente de tránsito mayor principal está separada por un desnivel, y los movimientos de vuelta a y desde el camino con tránsito menor se logran desviando o incorporando el tránsito en dicho camino con tránsito menor.

En la fig. III. 10 d, e, f y g, se indica el entronque convencional en forma de diamante. Se puede obtener un incremento en la capacidad, en la dirección del flujo menor por medio del arreglo que se ilustra en las figs. III.10 e y f. El arreglo que se señala en la fig. III.10 g es aconsejable donde dos intersecciones en diamante están cerca uno de otro.

3.3.3 Entronques de trébol parciales y totales

Los entronques parciales en trébol que se ilustran en la fig. III. 11 a, b, c, d y e, algunas veces se prefieren en lugar del entronque tipo diamante. El tránsito puede dejar el camino con flujo mayor antes o después de la estructura de separación de nivel, dependiendo de la disposición del cuadrante. Las intersecciones a nivel para el camino menor están presentes como el entronque del tipo diamante, pero la probabilidad de vueltas prohibidas puede reducirse. Disponiendo dos rampas en cada dirección en el camino principal como se ve en la fig. III.11 d puede eliminarse el tránsito que da vuelta a la izquierda sobre la ruta menor.

El arreglo más convencional del entronque en trébol completo, el cual puede adaptarse a disposiciones no ortogonales, elimina los cruces a nivel de todas las corrientes de tránsito tanto para las calzadas principales como para las secundarias. La fig. III.11 e, es un arreglo que utiliza los caminos colectores-distribuidores, el uso de caminos colectores-distribuidores representa también ciertas ventajas operacionales.

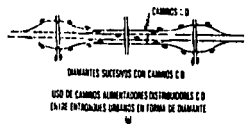
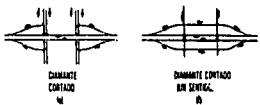
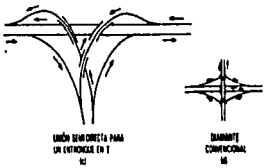


Fig. III.10 Entronques en las carreteras.

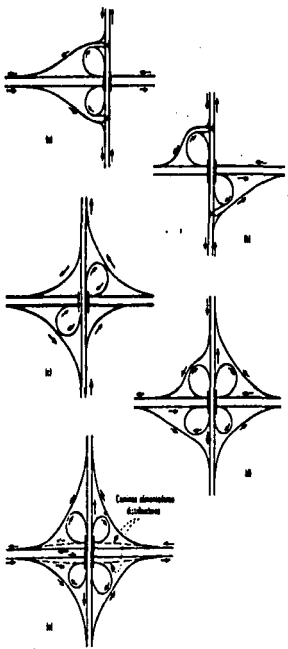


Fig. III.11 Entronques en forma de trébol.

3.3.4 Entronques direccionales

Estos entronques se utilizan siempre que una autopista se une o interseca con otra. La característica notable del proyecto de este tipo de entronque, es el uso de una alta velocidad de proyecto en toda su longitud con rampas y enlaces curvos de grandes radios. Por lo tanto, la superficie de suelo para un entronque direccional es muy grande. En la fig. III.12 se indica un ejemplo de entronques direccionales.

Recientemente, la experiencia con entronques direccionales ha revelado que hay problemas operacionales asociados con las rampas de entrada y salida a la izquierda. La mayoría de los conductores espera que la salida de las autopistas se encuentre a la derecha y que las entradas sean también por la derecha.

Considérense los proyectos alternativos que se muestran en Fig. III.13. El proyecto A es un entronque direccional en el cual un conductor que desea ir hacia la derecha, se dirige a la derecha, un conductor que desea ir hacia la izquierda, se dirige a la izquierda.

El diseño B es una configuración preferida de salida sencilla, en la cual un conductor que se dirige al norte toma sus decisiones una sola vez. El conductor sale a la derecha y, entonces, decide si seguir rumbo al este o al oeste, mientras se encuentra en la rampa de más baja velocidad, menos congestionada.

3.3.5 Intersecciones a nivel y a desnivel

En las intersecciones a nivel se distinguen:

Intersecciones simples.- Son aquellas en donde la importancia del tránsito no amerita ningún trabajo especial mas que el de nivelar el terreno y facilitar la visibilidad, para que los vehículos pasen de un lado a otro.

Intersecciones canalizadas.- Cuando los volúmenes de tránsito son altos y la importancia del camino lo ameriten, se realiza este tipo de solución en donde al usuario no se le presenten varias decisiones a un tiempo, se canaliza el tránsito mediante señales convenientes para que puedan funcionar óptimamente y al usuario no se lo presenten cambios bruscos, en la fig. III.14 se muestran algunos ejemplos de estas intersecciones.

Finalmente cuando en la intersección se complica el paso porque concurren a ella tres o mas caminos, la intersección puede dotarse de dispositivos de control que ordene el movimiento vehicular por turnos en función de los volúmenes de tránsito.

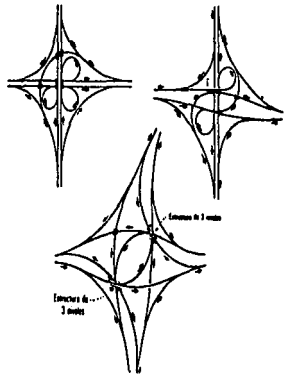


Fig. III.12 Ejemplos de entronques direccionales.

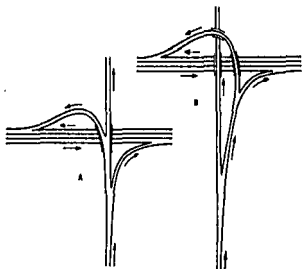


Fig. III.13 Entronques con una y dos salidas.

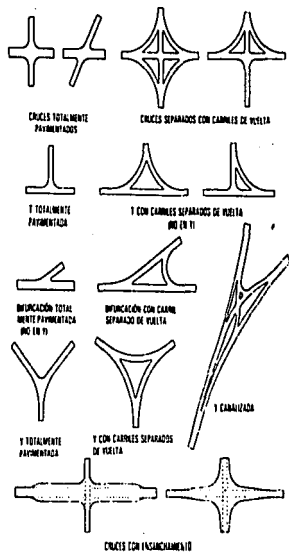


Fig. III.14 Tipos de intersecciones a nivel.

Las intersecciones a desnivel se utilizan cuando por el volumen de tránsito se originan accidentes en el lugar, debido a que no puede coexistir estos volúmenes a nivel generándose puentes vehiculares, en la intersección mas moderna, la de tres distintos niveles las vueltas izquierdas se efectúan directas y no mediante círculos completos a la derecha. En un trébol las vueltas izquierdas equivalen a dar un círculo completo a la derecha.

Hay un principio universal que dice que dos cuerpos no pueden ocupar el mismo espacio al mismo tiempo, hoy en día muchos usuarios al llegar a un entronque lo olvida y viene el inevitable conflicto, es por esto y debido al gran aumento en el tránsito que debemos diseñar adecuadamente estos entronques y evitar en lo posible accidentes.



CAPITULO IV



UNAM

CAPITULO IV

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

4.1 Introducción.

La consolidación representa uno de los problemas que revisten mayor importancia dentro de la Mecánica de Suelos y especialmente en el tema de los suelos blandos. Sus consecuencias provocan deficiencias en el funcionamiento de numerosas obras.

Sin embargo, las soluciones hasta hoy adoptadas para el cálculo de este problema no cumplen con todas las expectativas que la Mecánica de Suelos genera. Dichas soluciones se basan en la teoría de la elasticidad la cual no siempre se adapta a las condiciones reales; por lo que no es posible afirmar que las teorías que posteriormente se expondrán, permiten calcular los asentamientos de un terrapién con toda seguridad y exactitud; no obstante, sí brindarán un dato lo suficientemente aproximado como para normar los criterios del proyecto.

Cabe mencionar que para la aplicación de las teorías disponibles a casos prácticos para la obtención de estimaciones suficientemente aproximadas, se utilizarán factores de seguridad considerablemente altos con respecto a los de otras ramas de la ingeniería civil.

4.2 Distribución de esfuerzos en la masa de suelo por una carga trapecial de longitud infinita.

Se considera una transmisión de esfuerzos a un medio continuo semi-infinito homogéneo, isótropo y linealmente elástico.

En base a la fig. IV.1 Carothers resolvió el problema proponiendo las siguientes ecuaciones de distribución de esfuerzos:

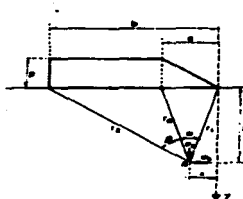


Fig. IV.1 Distribución de esfuerzos bajo una carga trapezoidal de longitud infinita (trapezoido rectángulo)

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\beta \frac{x}{a} \alpha - \frac{z}{r_1^2} (x - b) \right] \quad (4.1)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\beta \frac{x}{a} \alpha + 2 \frac{z}{a} \ln \frac{r_2}{r_1} + \frac{z}{r_1^2} (x - b) \right] \quad (4.2)$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \left[\frac{z}{a} \alpha - \frac{z^2}{r_1^2} \right] \quad (4.3)$$

Por otra parte J.O. Osterberg propuso una solución gráfica (ver fig.IV.2) para los puntos indicados. En la práctica resulta muy cómodo el uso de la gráfica antes citada para calcular los esfuerzos inducidos al terreno por un terraplén.

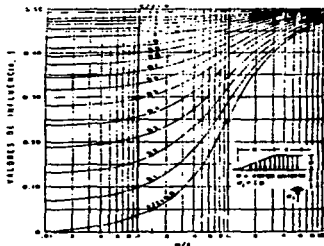


Fig. IV.2 Gráfica de valores de influencia para el cálculo de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapezoidal de longitud infinita

4.3 Consolidación de los suelos.

Se conoce como consolidación de los suelos a la disminución de volumen provocado por el aumento de cargas sobre el suelo en un lapso de tiempo.

Si consideramos al suelo con una gran extensión horizontal, la posición relativa de las partículas sólidas en este plano, durante el proceso de consolidación, permanecerá prácticamente igual; mientras que en el plano vertical se presenta un cambio o movimiento en dirección vertical al que se denomina consolidación unidireccional o unidimensional.

4.3.1 Prueba de consolidación unidimensional.

Para ella se requiere una muestra de suelo lo más inalterada posible, labrada en forma de pastilla, la cual se coloca en el interior de un anillo de bronce, el cual le proporciona un completo confinamiento lateral; por las dos caras del anillo y sobre la muestra se colocarán piedras porosas de diámetro ligeramente menor que el del diámetro interior del anillo (ver fig.IV.3). Mediante un marco de carga se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con un dispositivo formado por una esfera.

metálica y una placa colocada sobre una piedra porosa superior. También se coloca un extensómetro apoyado en el marco de carga con el propósito de llevar un registro de las deformaciones en el suelo provocadas por las cargas aplicadas, las cuales se irán variando (aumentando) en períodos de tiempo lo suficientemente largos para que se detenga la deformación.

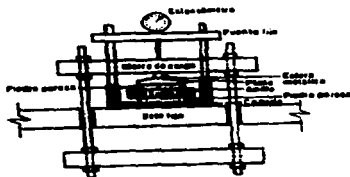


Fig. IV.3 Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante

Para cada incremento de carga, para períodos establecidos de tiempo se hacen lecturas del extensómetro y estos datos se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Al resultado de la graficación se le llama curva de consolidación y se obtiene para cada incremento de carga aplicada (ver fig. IV.4).



Fig. IV. 4 Forma típica de las curvas de consolidación en arcillas (fuera de escala)

A partir de que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, puede deducirse en base a los datos iniciales y de las lecturas del extensómetro que su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial. Una vez alcanzado este momento la prueba de consolidación llega a la segunda etapa que es la etapa de descarga en la que se somete al espécimen a cargas decrecientes; lo cual propicia la recuperación del espécimen, aunque éste nunca llega a su relación de vacíos inicial. Así para cada incremento de carga y descarga aplicado se tiene un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. Finalmente después de aplicar los incrementos de carga y descarga, se cuenta con datos suficientes para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se colocan los correspondientes valores de e en escala natural. De cada prueba completa de consolidación se obtiene una curva que se llama curva de compresibilidad. En dicha curva se definen tres tramos diferentes. El tramo A suele llamarse tramo de recompresión, el tramo B tramo virgen y el tramo C tramo de descarga (ver fig. IV.5).

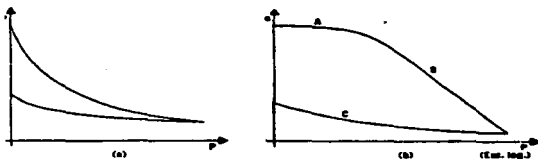


Fig. IV.5 Formas típicas de la curva de compresibilidad en suelos compresibles

- a) Representación aritmética
- b) Representación semilogarítmica

La obtención de las curvas de compresibilidad, reviste de suma importancia, ya que, al tener curvas para diferentes profundidades a su vez tendremos información esencial, para el cálculo de asentamientos también a diferentes profundidades.

4.3.2 Proceso de consolidación.

Consideremos un estrato de suelo de longitud infinita en el plano horizontal y de espesor H en el plano vertical, de tal forma que tanto la presión de su propio peso y la del agua contenida en él se consideren despreciables en comparación con las presiones que le producen las cargas aplicadas (ver fig. IV.6).

Ahora bien suponemos que el agua sólo puede ser drenada por la frontera superior del estrato, el cual se considera confinado con una capa impermeable para consolidarse totalmente bajo esta presión; posteriormente a estas condiciones se aplica al estrato un incremento de presión Δp . La presión total sobre el estrato será $p_2 = p_1 + \Delta p$. El incremento de carga aplicado será soportado íntegramente por el agua intersticial (a lo largo de todo el espesor H) ver fig.IV.6b.

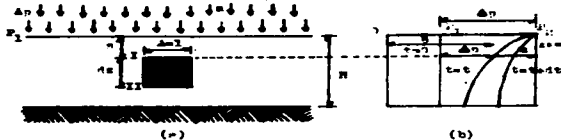


Fig. IV. 6 Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional

Con el paso del tiempo (t) una cantidad de agua habrá sido drenada por la parte superior del estrato y por consecuencia una parte de la presión hidrostática habrá disminuido y parte de la carga ($\Delta \bar{p}$) se habrá transferido a la estructura del suelo sólido. La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($\bar{p} = p_s + \Delta \bar{p}$ y u , respectivamente) queda representada en la misma figura IV.6b.

Podemos decir que:

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (4.4)$$

Siendo esta ecuación válida para cualquier profundidad z y en cualquier instante t . En un instante siguiente $t + dt$, se presenta una nueva distribución de presiones la cual también se observa en la fig. IV.6b. Donde se aprecia que la presión Δp , en la estructura del suelo, como la u en el agua intersticial son funciones de la profundidad, z , y el tiempo t . Se puede escribir:

$$u = f(z, t) \quad (4.5)$$

Por tanto:

$$\Delta p = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t) \quad (4.6)$$

Con lo cual se tiene la expresión de la consolidación unidimensional en sentido vertical.

Para cada incremento de carga se llega a una deformación máxima, por lo tanto su relación de vacíos alcanza un valor menor. De esta manera al aplicar cada incremento de carga se obtiene un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente que actúa sobre la muestra, por lo que una vez aplicados todos los incrementos de carga, se cuenta con la cantidad suficiente de valores para construir la gráfica de compresibilidad.

$$e = e_0 - Cc \log \frac{P}{P_0} \quad (4.7)$$

si $C_0 = e_0$; $e = e_1$

$P = 10 \text{ Kg/cm}^2$; $P_0 = 1 \text{ Kg/cm}^2$

$$e = e_0 - Cc \log P \quad (4.8)$$

$Cc = e_2 - e_1$

$Cc =$ índice de compresibilidad

4.3.3 Analogía mecánica de Terzaghi.

Terzaghi propuso un modelo en el cual trató de concebir de manera objetiva el proceso de consolidación unidimensional el cual se explica de la siguiente manera: Se considera un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pistón sin fricción el cual tiene una pequeña perforación. Dicho pistón se encuentra soportando desde el fondo del cilindro por un resorte y además el cilindro está completamente lleno de un fluido considerado incompresible (ver fig. IV.7).



Fig. IV.7 Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la comprensión de la consolidación suelos finos

Ahora bien, si sobre el pistón colocamos una carga P y mantenemos el orificio cerrado, no ocurrirá ningún desplazamiento ya que toda la presión la absorberá el fluido y por consiguiente el resorte no tendrá ninguna deformación

Pero si permitimos que el fluido salga por el orificio, la presión p ahora también estará soportada por el resorte el cual recibirá una transferencia gradual de carga del fluido, presentándose en el interior y el exterior del cilindro una diferencia de presiones igual a p/A que generará el gradiente necesario para que el resorte se deforme.

Si en lugar de un cilindro se consideran una serie de cámaras comunicadas se generará el siguiente diagrama de presiones (ver fig. IV.8) donde:

La línea 1-2 representa la distribución inicial de presiones sin carga.

La línea 3-4 es el nuevo diagrama de presiones en el fluido después de aplicada la carga.

La línea quebrada representa la distribución de presiones del fluido y los resortes respectivamente u y p .

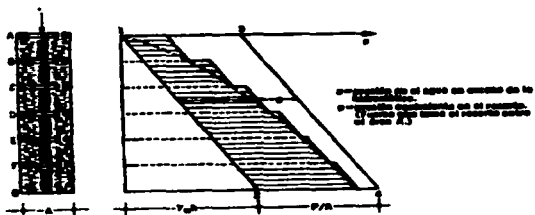


Fig. IV.8 Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras

4.3.4 Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional.

Como se vio anteriormente el proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical está en función del tiempo y la profundidad.

$$u = f(z, t) \quad (4.9)$$

Ahora apoyándose en la Fig. IV.9, consideramos que el espesor del elemento es de dz y sus fronteras superior e inferior cubren una área unitaria.

Sea u la presión en exceso de la hidrostática (presión de poro) para el punto 1 para un tiempo t y una profundidad z tenemos que:

$$u_1 = u \quad (4.10)$$

El punto 2 representa la presión en el mismo tiempo, pero a una profundidad $z + dz$; por lo tanto:

$$u_2 = u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \quad (4.11)$$

El punto 3 representa la presión a la misma profundidad que en el punto 1 pero en un tiempo $t + dt$:

$$u_3 = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (4.12)$$

Y el punto 4 representa una presión que varía en un tiempo dt y en una profundidad dz , respecto a la presión en el punto 1.

$$u_4 = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt + \frac{\partial u}{\partial z} dz + \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z} dt dz \quad (4.13)$$

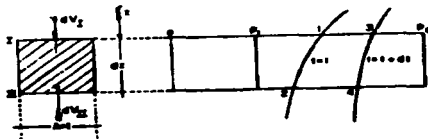


Fig. IV.9 Distribución de presiones en los tiempos t y $t + dt$ en un elemento de volumen sujeto a consolidación

El problema de consolidación toma en cuenta las siguientes dos hipótesis:

1.- Tanto el agua como las partículas de suelo son totalmente incompresibles.

2.- El suelo está totalmente saturado.

Con las anteriores hipótesis debe tenerse que la diferencia entre la cantidad de agua que sale por la cara I de la muestra y la que entra por la cara II en el tiempo dt debe ser igual al cambio de volumen del elemento en el mismo tiempo.

Estas cantidades dependen de los gradientes hidráulicos actuantes en ambas caras.

$$i_1 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad [4.14]$$

El gradiente i_1 es el representativo para toda la cara superior del elemento en el tiempo t .

El gradiente hidráulico i_2 representativo para toda la cara inferior del elemento en el tiempo t será:

$$i_2 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \right) \quad (4.15)$$

Aplicando la ley de D'Arcy, supuesta válida, la cantidad de agua, en unidades de volumen, que sale del elemento por la cara I en el tiempo dt será:

$$dv_I = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} dt; \quad A = 1 \quad (4.16)$$

Similarmente la cantidad que entra por la cara II en el mismo tiempo es:

$$dv_{II} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \right) dt; \quad A = 1 \quad (4.17)$$

Entonces la cantidad neta que sale estará dada por:

$$\Delta dv = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt \quad (4.18)$$

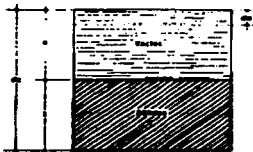


Fig. IV. 10 Esquema de un elemento de suelo sujeto a consolidación unidimensional

Por otra parte, apoyándonos en la figura IV.10, es posible obtener una liga entre el cambio de la relación de vacíos y el cambio de volumen de un elemento del suelo sujeto a la prueba.

$$\Delta dv = \frac{ds}{1 + e} dz \quad (4.19)$$

coeficiente de compresibilidad (a_v) se define como la relación:

$$a_v = \frac{ds}{d\bar{p}} \quad (4.20)$$

de donde se deduce

$$ds = a_v d\bar{p} \quad (4.21)$$

y sustituyendo este valor en la ecuación (4.19) tenemos:

$$\Delta dv = \frac{a_v}{1 + e} d\bar{p} dz \quad (4.22)$$

En la cara superior de la muestra de suelo de espesor dz , entre los tiempos t y $t + dt$ existe una diferencia de presiones u que vale:

$$du = \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (4.23)$$

Coefficiente de variación volumétrica

$$m_v = \frac{\alpha_v}{1 + \alpha} \quad (4.24)$$

$p = p + v$, diferenciando $0 = dp + dv$

$$dp = -dv \text{ pero } dv = \frac{dv}{dt} dt \quad (4.25)$$

$$dp = - \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (4.26)$$

Para calcular los asentamientos de un estrato, se emplea la fórmula:

$$\Delta H = \frac{\Delta \sigma}{1 + \alpha} H \quad H = \text{semialtura del estrato} \quad (4.27)$$

$$\Delta dv = m_v \frac{\partial u}{\partial t} dt dx$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u^2}{\partial x^2} dx dx = m_v \frac{\partial u}{\partial t} dx dx$$

$$\frac{\partial u^2}{\partial z^2} = \frac{m_v \gamma_w}{k} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Ecuación que gobierna la consolidación universal}$$

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k(1+e)}{\alpha v \gamma_w} \quad (4.28)$$

4.3.5. Determinación de las condiciones de frontera para resolver la ecuación diferencial de la consolidación.

Las condiciones de frontera que deben satisfacerse son:

$u = 0$ para $z = 0$ y $z = 2H$ (para todo tiempo $t > 0$)

Además debe satisfacerse la condición inicial:

$u = \Delta p = p_2 - p_1$ para $t = 0$ y $0 < z < 2H$

Para esto consideramos un estrato arcilloso de espesor $2H$ en el cual el agua puede drenarse por sus caras superior e inferior, (ver Fig. IV.11).

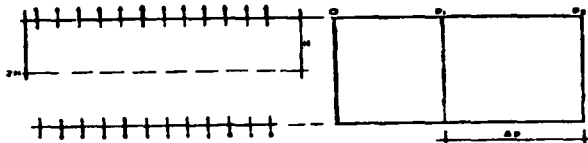


Fig. IV. 11 Determinación de las condiciones de frontera para resolver la ecuación diferencial de la consolidación

La solución a que puede llegarse está dada por la serie:

$$u = \Delta P \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{4}{(2n+1)\pi} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \quad (4.29)$$

donde:

e es la base de logaritmos neperianos.

La cual considerando la definición del coeficiente de consolidación queda de la siguiente manera:

$$u = \Delta P \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{4}{(2n+1)\pi} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \quad (4.30)$$

La solución (4.29) es la siguiente:

$$\frac{u}{\Delta P} = f(z, t) \quad (4.31)$$

El factor z/H que aparece en el término seno; así como:

$$\frac{C_v t}{H^2}$$

que aparece en el exponente de son ambas cantidades adimensionales.

El Factor Tiempo (T) es la última cantidad, que es función de las constantes físicas del complejo suelo-agua que determinan el proceso de consolidación.

$$T = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \frac{t}{H^2} \quad (4.32)$$

Por lo que la expresión (4.31) puede expresarse como:

$$\frac{u}{\Delta P} = f\left(\frac{z}{H}, T\right) \quad (4.33)$$

Definiendo el tiempo de consolidación con la siguiente expresión:

$$t = \frac{\gamma_w a_v H^2}{k(1+e)} T \quad (4.34)$$

Ahora ubicámonos en la fig. IV.12, donde se muestra la distribución de presiones entre la fase sólida y líquida, en un estrato de arcilla drenado por ambas caras, correspondientes a un tiempo t, al cual, a su vez, corresponde un valor específico del factor tiempo T.

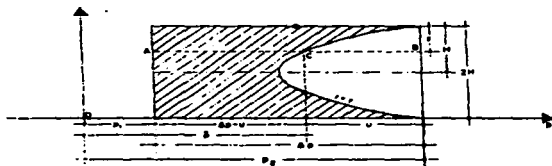


Fig. IV.12 Distribución de presiones efectiva y neutral en un estrato de arcilla sujeto a consolidación, drenado por ambas caras en un tiempo t.

De la fig. se define el porcentaje o grado de consolidación a una profundidad z y en un instante t , el cual no es más que la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de cargas impuestos. La cual se representa como:

$$U_v(\%) = 100 \frac{AC}{AB} = 100 \frac{\Delta p - u}{\Delta p} = \left(1 - \frac{u}{\Delta p} \right) 100 \quad (4.35)$$

u = Presión que tiene el agua debido a que le han puesto una carga.

Δp = carga que esta puesta encima de u .

Porcentaje de consolidación del estrato:

$$U(\%) = \frac{\int_0^{2H} (\Delta p - u) dz}{(\Delta p) 2H} \cdot 100 \quad (4.36)$$

De la anterior se llega a la siguiente expresión:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{8e + 17n^2 r}{\dots}} \right] \quad (4.37)$$

En la tabla IV-1 aparece la relación obtenida de diferentes valores de T con sus correspondientes valores de U (%).

Los factores que influyen en el tiempo de consolidación son los sig:

- 1.- H_e = trayectoria del agua
- 2.- K = permeabilidad
- 3.- a_v = coeficiente de compresibilidad
- 4.- e = relación de vacíos

TABLA IV.1 Relación Teórica U (%) - T.

U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

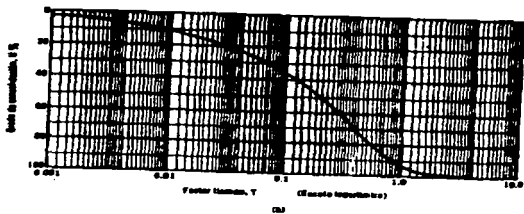
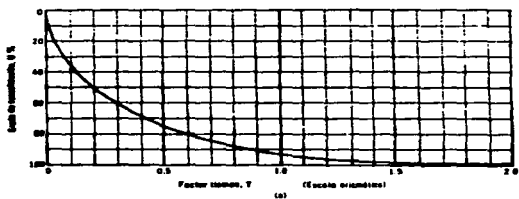


Fig. IV. 13 Curvas teóricas de consolidación
 a) Trazado aritmético
 b) Trazado semilogarítmico

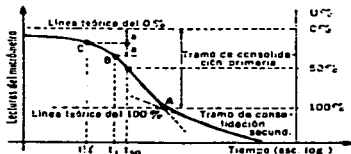


Fig. IV.14 Determinación del 0 al 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

4.3.6 Coeficiente de permeabilidad partiendo de la prueba de consolidación.

Se puede partir del factor tiempo T de donde se despeja K . Para evitar incurrir en errores se considera el 50% de consolidación, el cual corresponde a un valor de $T_{50} = 0.197$ aproximadamente $0.2 = 1/5$. Por lo que el coeficiente de permeabilidad puede expresarse de la siguiente manera (unidades en el sistema c.g.s.)

$$k = \frac{\gamma_w \sigma_v H^2}{3(1 + e) t_{50}}$$

(4.38)

4.3.7 Consolidación primaria.

Es donde se presenta la expulsión de agua y gases inducidos por una sobrecarga, Δp , esta consolidación puede determinarse a partir de datos de la prueba de consolidación y apoyándose en el esquema IV.15.

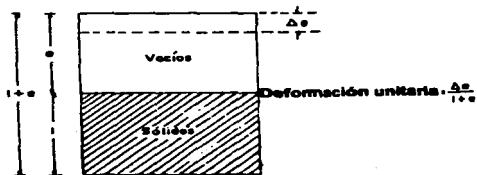


Fig. IV. 15 Esquema de consolidación primaria

Donde e representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, de espesor total $1 + e$, en un estrato de espesor H se llega a lo siguiente:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} \cdot H \quad (4.39)$$

siendo H la disminución de espesor total del estrato de espesor H .

Ahora bien la fórmula anterior también se puede presentar de la siguiente manera, ya que se sabe que:

$$a_s = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta p} \quad \text{y} \quad m_s = \frac{a_s}{1 + \varepsilon}$$

por tanto:

$$\Delta H = \frac{a_s}{1 + \varepsilon} \Delta p H = m_s \Delta p H \quad (4.40)$$

Por otra parte la consolidación secundaria, no presenta expulsión de líquidos pero sí deformación. Atribuyendo a este efecto un fenómeno de flujo viscoso, es decir al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomodan, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga.



CAPITULO V



L N A M

COMANDO EN JEFE FUERZAS AERONAUTICAS Y NAUTICAS

ESTADO MAYOR GENERAL

CAPITULO V

ANALISIS ANTE ACCIONES DINAMICAS

5.1 Consideraciones generales

Hasta ahora en los capítulos anteriores hemos descrito conceptos en los que solamente se considera el comportamiento de los terraplenes ante acciones estáticas y se deben modificar considerablemente cuando se considera la acción de cargas dinámicas. Recordando que las cargas estáticas son aquellas que permanecen constantes con el tiempo, en cambio las dinámicas son las que varían con el tiempo. En los casos de los terraplenes de acceso a los puentes, que es el que particularmente nos ocupa, las cargas dinámicas significativas son los sismos. La experiencia de sismos importantes ocurridos en México recientemente, por ejemplo el sismo del 19 de septiembre de 1985, indica la ocurrencia de fallas importantes en terraplenes de carreteras y accesos de puentes grandes; estas fallas obligaron a restringir el tránsito o a suprimirlo durante el tiempo de la reparación.

En la zona epicentral del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el tramo de la carretera costera del pacífico entre La Mira y Playa Azul en el Estado de Michoacán fallaron terraplenes de la carretera en una longitud de aproximadamente 1.5 km. Estos terraplenes se encontraban sobre suelos blandos y ya presentaban anomalías de comportamiento en condiciones estáticas, manifestadas por hundimientos diferenciales y alabeos de la superficie de rodamiento ocasionados por un subdiseño por simple condición del peso del terraplén y capacidad de carga del suelo. El sismo obró entonces como un acelerante de la falla. Esta consistió en la apertura de grietas longitudinales hasta 1 m de espesor y varios metros de profundidad que corrían por el eje de la carretera y en la vecindad de los hombros de la corona. El terraplén agrietado representaba un peligro para los usuarios de la carretera, por lo que fue necesario desviar el tránsito mientras se efectuaba la reparación. Durante este mismo sismo fallaron los terraplenes de acceso al puente Lázaro Cárdenas que comunica el centro de la población del mismo nombre con la isla del Cayacal en que se ubica un puerto industrial. El puente salva uno de los brazos del río Balsas en la proximidad de su desembocadura. En este cauce el subsuelo está formado por suelos granulares de origen aluvial con tamaños de partículas que van de arenas finas a gravas medias. Los terraplenes de acceso en ambos lados

del puente registraron asentamientos hasta de 25cm acusados por un escalón que se formó después del sismo en la interfase del terraplén de acceso y la losa de calzada del puente. Además estos terraplenes presentaron grietas longitudinales de 30cm de ancho y varios metros de profundidad. Los derrames de los terraplenes se abatieron y se observó un desplazamiento de los hombros hacia los lados exteriores del camino.

Los daños descritos arriba en terraplenes pueden atribuirse a la insuficiente resistencia al cortante de los materiales empleados y al reacomodo de las partículas en el suelo de cimentación propiciado por las excitaciones cíclicas impuestas por el sismo.

La rehabilitación en todos los casos consistió en remover el material térreo para borrar el agrietamiento y colocar recargues de material granular para tender más los taludes e introducir en ellos bermas escalonadas a fin de aumentar la base de apoyo.

Experiencias similares se han registrado en muchos otros sismos ocurridos en diferentes países del mundo; de ahí nace el interés de determinar el comportamiento dinámico de terraplenes sobre suelos blandos. Desafortunadamente, el problema es complicado puesto que deben modelarse el suelo y el terraplén que son estructuras continuas que no pueden discretizarse con la misma facilidad que una estructura esquelética como las que integran los edificios o los puentes. Este problema comúnmente se resuelve por técnicas del elemento finito. En una primera aproximación este método se aplica a modelos idealizados que consideran el problema alojado en un plano; estudios de mayor profundidad consideran la naturaleza tridimensional del problema.

En cualquier caso el análisis dinámico de sistemas modelados con elemento finito implica la necesidad de definir dos características básicas del suelo: su amortiguamiento y su periodo propio de vibración.

Para la determinación de estas características se han desarrollado métodos teóricos y experimentales; los primeros parten de los resultados de pruebas practicadas a muestras de suelo en el laboratorio, los segundos requieren de la observación del comportamiento del suelo en pruebas de excitación forzada en el sitio de la obra.

Dada la complejidad de estos estudios la mayor parte de ellos se refieren a proyectos de terraplenes para presas. En este tipo de obras se tiene generalmente una información muy amplia sobre el entorno geológico y sobre las características geotécnicas del suelo y de los materiales componentes del terraplén y por otra parte la falla de una presa trae consecuencias sociales de un costo mucho mayor que la falla del terraplén de una carretera. Esta circunstancia justifica que se realicen análisis

dinámicos del comportamiento de terraplenes en presas y que no se hagan para carreteras. En estas últimas generalmente el efecto sísmico se estudia mediante un análisis estático en el que se incluyen las siguientes modificaciones:

- A las fuerzas actuantes en cada dovela (peso vertical) se añade una fuerza horizontal equivalente al sismo en el sentido que propicia el deslizamiento de la superficie de falla analizada. Esta fuerza horizontal se toma igual al peso de la dovela por el factor $C/3$ donde C es la máxima aceleración del terreno por el sismo de diseño.
- La resistencia al corte en la superficie de falla se disminuye en 30 por ciento para tomar en cuenta el efecto de las vibraciones sísmicas.
- El factor de seguridad global buscado es menor que el especificado para cargas permanentes (1.1 en vez de 1.5).
- El método práctico anterior, sigue siendo de todas maneras un método estático, pero resulta conservador para la mayor parte de los casos.

En lo que sigue se presentará un resumen de los métodos disponibles para calcular el período fundamental del suelo, que como ya se dijo es dato básico para el análisis dinámico de un terraplén. Posteriormente se presenta en forma resumida un método para la determinación de las deformaciones, permite definir la seguridad del terraplén ante la acción dinámica del sismo.

5.2 Método para la determinación del período fundamental del suelo.

Las cargas dinámicas se encuentran en función del tiempo además de ser cíclicas reversibles, por lo que generan diagramas de esfuerzo-deformación de carácter no lineal; las curvas que en ellas se generan se obtienen mediante series de pruebas diversas aplicadas a los suelos. Dichas pruebas generalmente se refieren a deformaciones que producen los esfuerzos cortantes dado que estos son los más cercanos a los que induce un terremoto a la masa de suelo.

Al principio se intentó representar al comportamiento de los suelos de una manera simplista en curvas hiperbólicas en las que no se logró incorporar el aspecto cíclico de las cargas sísmicas.

Razón por la cual se ha optado por expresar el comportamiento del suelo de manera tensorial. Además también se sabe que el ablandamiento en la masa de suelo se relaciona con el cortante y con la deformación por cortante.

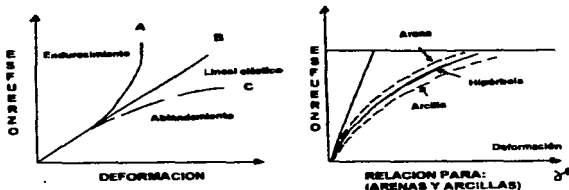


Fig. V. 1 Gráficas esfuerzo deformación

En el estudio hasta hoy realizado se ha llegado a planteamientos matemáticos en los que se definen los parámetros que inciden en las características sísmicas del suelo; los cuales se relacionan entre sí y nos permiten un análisis numérico del comportamiento del suelo ante un movimiento sísmico. Dichos parámetros son los siguientes:

V_p = Velocidad de ondas de compresión

V_s = Velocidad de ondas de corte

μ = Módulo de rigidez o cortante

δ = Relación de Poisson

En la actualidad se cuenta con una serie de métodos tanto de laboratorio como de campo por los cuales se aplican de acuerdo a diferentes rangos de deformación por corte.

A continuación presentamos una tabla de los métodos para evaluar las propiedades dinámicas del suelo marcado para cada uno de ellos el rango de deformación por corte en el que se aplica.

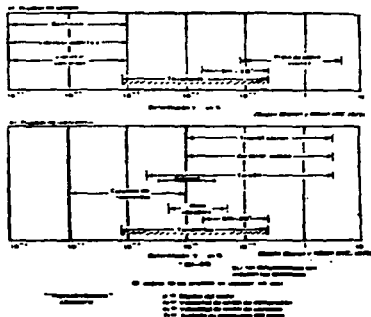


Tabla V.1 Métodos para obtener las propiedades dinámicas del suelo

Cabe mencionar que dichos métodos se basan en:

- a) Análisis de registros de terremotos
- b) Análisis de pequeños terremotos generados artificialmente
- c) Métodos analíticos que se apoyan en estudios de campo y laboratorio que evalúan propiedades del subsuelo.

Así como detonar que los métodos de campo se utilizan para determinar las velocidades de transmisión de las ondas sísmicas en el suelo, mientras que los métodos de laboratorio determinan la respuesta del suelo ante una excitación dinámica.

En resumen podemos decir que los métodos prácticos que se utilizan para obtener los parámetros dinámicos del suelo los podemos condensar en tres grupos:

- 1.- Columnas de resonancia
- 2.- Triaxiales cíclicas
- 3.- Vibro-torsiómetro o péndulo de torsión libre

En general las columnas de resistencia trabajan generando ondas de corte dentro de perforaciones, dichas ondas se registran en geófonos, que se encuentran dentro de otra perforación a cierta distancia en la superficie. Con esto se miden las velocidades V_s y/o V_p que son características fundamentales del comportamiento dinámico del suelo.

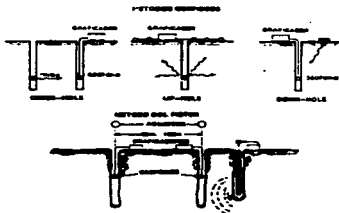


Fig. V.2 Algunos métodos de columnas de resonancia.

Por otra parte los métodos de vibración superficial nos permiten medir de manera indirecta V_s , ya que en éstos se generan ondas Rayleigh que en deformaciones pequeñas se consideran equivalentes a las ondas V_s de cortante. Para su obtención se aplica la siguiente expresión:

$$V_s = V_r = \frac{\lambda}{f}$$

donde:

V_s = Onda de cortante

V_r = Onda de Rayleigh

λ = Longitud de onda

f = Frecuencia de vibración



Fig. V.3 Método de vibración de superficie.

5.3 Método para calcular las deformaciones permanentes de un terrapién por efecto de cargas cíclicas.

5.3.1 Introducción

La predicción de las deformaciones permanentes inducidas por el sismo es un paso importante para el diseño sísmico de los terrapienes empleados en presas y carreteras. El método que aquí presentamos presupone que las deformaciones permanentes se acumulan en el suelo por efecto de cargas cíclicas cuando existe una resistencia suficiente al cortante. En este método se usan relaciones entre esfuerzos dinámicos y deformaciones permanentes que se determinan mediante pruebas de laboratorio a muestras de suelo. Este método se ha comprobado mediante pruebas realizadas en mesas vibratorias a modelos físicos de los terrapienes cuyos resultados se comparan con deformaciones teóricas calculadas con deformaciones reales medidas en los prototipos de los terrapienes estudiados.

5.3.2 Método de cálculo

El método utiliza una técnica de elementos finitos y sigue un flujo de cálculo por computadora según se muestra en el siguiente esquema:

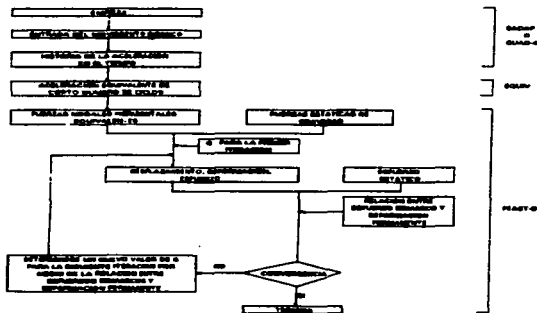


Fig. V.4 Diagrama de flujo para el cálculo de la deformación inducida en un terrapién

En el método se utilizan tres programas: SADAP, EQUIV y FEAST-D. SADAP es un programa de análisis dinámico no lineal para terraplenes que utiliza la técnica del elemento finito. EQUIV es un programa que transforma ondas aleatorias en ondas senoidales equivalentes. FEAST-D es un programa del elemento finito estático en dos dimensiones para calcular la deformación permanente de las terraplenes:

En el análisis FEAST-D la fuerza sísmica equivalente se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$F_e = m \cdot a_e$$

donde:

F_e = fuerza sísmica equivalente

m = masa de un elemento finito

a_e = aceleración equivalente

La fuerza sísmica equivalente se aplica primero hacia la derecha y luego hacia la izquierda y las deformaciones resultantes se sobreponen.

La parte más importantes del análisis por FEAST-D es la relación entre el esfuerzo dinámico y la deformación permanente determinadas de pruebas cíclicas del suelo en el laboratorio. En la siguiente se muestra un esquema de esta relación. La curva en la figura está determinada para un cierto número de ciclos. En FEAST-D se utiliza un procedimiento iterativo para definir el valor apropiado del módulo G para cada elemento.

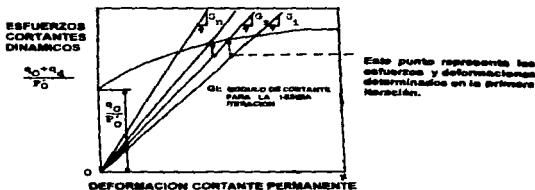


Fig. V.5 Diagrama esquemático de iteración para determinar la relación apropiada entre esfuerzo dinámico y deformación permanente

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Las siguientes figuras muestran los modelos que se emplearon en una mesa vibratoria. Estos modelos eran de una arena especial y se construyeron dentro de una caja de acero de 8m de largo, 2m de altura y 1m de ancho.

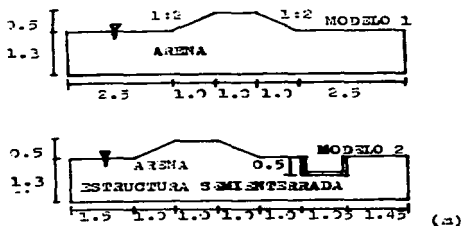


Fig. V.6 Modelos utilizados en la prueba de mesa vibratoria

Y la siguiente figura muestra la comparación entre los asentamientos medidos y calculados por ambos modelos.

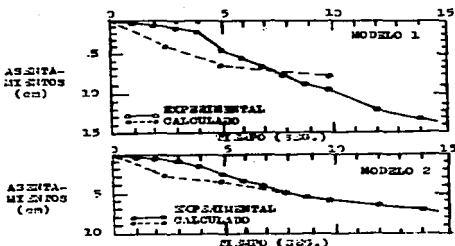


Fig. V.7 Comparación entre los asentamientos medidos y calculados en ambos modelos

Y de la siguiente figura se muestra la deformación del modelo 1,10 seg. después de empezar la excitación.



Fig. V.8 Deformación del modelo 1,10 seg. Después de iniciada la excitación

Para el análisis con el programa SADAP se utilizaron las siguientes características del suelo.

Tabla V. 2. Características del suelo que se utilizaron con el programa SADAP.

	TERRAPLEN	SUELO	ESTRUCTURA- SEMI-ENTERRADA ¹	
PESO UNITARIO (TON/m ³)	1.68	1.94	2.83	
COHESION (c) (TON/m ²)	0	0		
ANGULO DE RESISTENCIA AL CORTANTE ϕ (GRADOS)	36.6	36.6		
COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO K_0	0.5	0.5		
MODULO DE	ESTATICO	0.3	0.3	0.167
POISSON	DINAMICO	0.49	0.49	0.167
COEFICIENTES PARA	α (TON/m ²) ¹⁻ⁿ	2400	2400	1,160,000
DETERMINAR G_0	n	0.5	0.5	0



CAPITULO VI



UNAM

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA DE LA PSICOLOGÍA

CAPITULO VI

INSTRUMENTACION

6.1 Introducción

Las mediciones de campo para la verificación del comportamiento estructural se realizan haciendo uso de equipos e instrumentos cada día más diversificados. Esta característica da su nombre a la técnica de observación, que se ha denominado genéricamente Instrumentación de Campo, en el sentido de que las estructuras térreas se instrumentan con todo un conjunto de equipos de medición, que permiten conocer la evolución de las características mecánicas más relevantes, de los movimientos de significación y en general, de las condiciones de estabilidad a lo largo del tiempo.

En vías terrestres el problema clásico que demanda de la instrumentación es aquel en el cual todos los aspectos conectados con la construcción de terraplenes sobre suelos blandos y compresibles, para apreciar los asentamientos, su evolución con el tiempo y los cambios en las condiciones de estabilidad.

Por lo cual, en este capítulo nuestro objetivo principal es dar a conocer los procedimientos de instrumentación más usuales, así como de los equipos disponibles, de una manera somera.

Teniendo como objetivos principales de la instrumentación de terraplenes sobre suelos blandos los siguientes:

- La medición de los asentamientos.
- La evolución de las presiones de poro bajo el terraplén, para conocer tanto la evolución del fenómeno de consolidación del terreno natural, como el factor de seguridad.
- Los desplazamientos horizontales del terreno de cimentación y,
- La evolución general de la resistencia del terreno natural.

De los cuales daremos algunos comentarios sobre cada una de estas mediciones.

6.2. Mediciones de los asentamientos

Se cuentan con algunos métodos para la medición de los asentamientos entre los cuales mencionaremos los siguientes:

- Nivelaciones superficiales
- El torpedo medidor de asentamientos
- Medidores de celdas

6.2.1 Nivelaciones superficiales

Sin duda alguna este es el método más usual y sencillo para conocer los asentamientos, el cual consiste en colocar una serie de puntos distribuidos en la superficie del terraplén y nivelarlos periódicamente.

Estos pueden ser clavos, en el caso de medir los asentamientos en el terraplén estando este pavimentado con asfalto o concreto.

En superficies de tierra conviene enterrar un pequeño dado de concreto colocándole en el centro un tubo u otro indicador que sobresalga ligeramente del terreno.

El punto más delicado de las operaciones de nivelación es en la elección del punto de referencia fijo, que no participe para nada de los movimientos del terraplén. Los cerros y elevaciones que pueda haber en las cercanías de la obra proporcionan buenos puntos de referencia, así como algunas estructuras inmóviles, por estar cimentadas sobre pilotes de punta que estén sobre apoyos realmente firmes.

Una vez establecida la referencia fija, convendrá siempre fijar otra referencia directamente sobre la superficie del terreno natural, en las cercanías del terraplén por medir, a una distancia de 100 m. Esta segunda referencia probablemente móvil, tendrá la doble finalidad de servir como base de nivelación para los puntos situados sobre el terraplén y de detectar los eventuales movimientos superficiales que tenga el terreno de cimentación por causas diferentes a la presencia del terraplén.

6.2.2 El torpedo medidor de asentamientos

Este sistema de medición consiste en una perforación previa; un tubo especial formado con tramos unidos por coples exteriores, que permiten el juego telescópico de los tramos, los que pueden ir juntándose uno a otro a medida que los arrastra el enjuntamiento del terreno que los rodea. El instrumento de medición denominado torpedo es introducido por el interior

de la tubería el cual esta provisto de un sistema de pequeñas patas extensibles, que señalan el momento en que se produce un cambio brusco en el diámetro de la tubería, así es posible conocer desde la superficie la posición relativa de los escalones que se marcan entre un tramo de tubería y el cople correspondiente, y deducir los asentamientos habidos al comparar estas con la inicial.

Este dispositivo tiene la gran ventaja de que no solo permite conocer los asentamientos en la superficie o cerca de ella, sino también a diferentes profundidades dentro del suelo que se asienta, obteniéndose perfiles de asentamientos.

6.2.3. Medidores de celda

La técnica francesa ha desarrollado un medidor de asentamientos el cual se muestra en la figura siguiente:

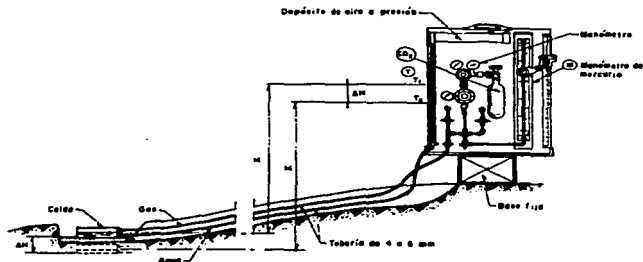


Fig. VI.1 Medidor francés de asentamientos

El cual consiste en colocar bajo el terraplén una celda de plástico de 9.5cm de espesor y 17cm de diámetro, en el lugar en el cual se desean medir los asentamientos. La celda debe estar parcialmente llena de un líquido (generalmente agua).

A una distancia fuera de la influencia de los asentamientos del terraplén se coloca una base fija, sobre la que se instala un tablero de medición que tiene un dispositivo para aplicar presión con gas carbónico y un manómetro de mercurio que controla la presión del líquido dentro de la celda, tal como se comunica por medio del gas carbónico; en el mismo tablero se recibe otra línea de tubo proveniente de la celda e instalada al lado de una escala vertical T, de manera que cualquier presión aplicada por el gas carbónico se comunica al líquido en la celda y lo hace pasar a la línea de comunicación entre la celda y el tubo vertical T, hasta una cierta altura en su escala.

En tales condiciones, supongase que se aplica una presión P, al líquido de la celda, con la cual este asciende en la escala T hasta la altura T_1 ; al cabo de un cierto tiempo, dentro del programa de mediciones se aplicara la misma presión P, al líquido de la celda, pero ésta se habrá asentado una cantidad ΔH ; correspondientemente, el líquido en la escala T solo subirá hasta la altura T_2 , siendo la diferencia de alturas $T_1 - T_2$ precisamente igual a lo que la celda se haya hundido.

La precisión del aparato es del orden del 0.5cm, si no se le dota de dispositivos especiales para la lectura en la escala T.

Los inconvenientes del dispositivo estriban en el tiempo, ya que hay que esperar para que se establezca el líquido, sobre todo cuando el tablero de medida esta lejos de la celda (20min para 100m); en los aislamientos que requieren las celdas cuando existan aguas, especialmente salinas y en las posibles dificultades para encontrar a distancia razonable un lugar donde instalar la base fija.

6.3 Medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación

Estas mediciones son interesantes conocerlas por las siguientes razones. En cuanto a los asentamientos una parte se debe a los desplazamientos laterales de los estratos compresibles (esta parte no está, naturalmente, tomada en cuenta por la teoría de la consolidación de Terzaghi, que sólo considera asentamientos por compresibilidad, es decir, por cambio de volumen, pero no por cambios de forma debidos a la acción de los esfuerzos cortantes).

También las fallas de terraplenes sobre suelos blandos van precedidas de desplazamientos laterales del terreno de cimentación, abajo y en la vecindad de ellos; así, la magnitud de estos movimientos permite conocer, cualitativamente al menos, lo lejos que se está de una posible falla.

6.3.1. Control superficial

Cuando se colocan terraplenes sobre suelos blandos suele tener también interés el conocimiento de los movimientos horizontales del terreno, tanto en la superficie como en las profundidades afectadas.

En lo referente a mediciones de puntos superficiales, no existen diferencias de consideración respecto a la metodología que se mencionó al tratar de las mediciones de asentamientos.

También ahora, uno de los puntos más delicados estriba en seleccionar los puntos o líneas de referencia, obviamente en zonas no afectadas por movimientos.

El problema del control de movimientos horizontales en la superficie del terreno se simplifica correspondientemente cuando se desea únicamente conocer movimientos diferenciales o relativos entre diversos puntos, sin que, haya de determinarse la magnitud absoluta de los movimientos.

6.3.2. Inclínómetros

Existen en el mercado diversos tipos de inclinómetros, (Plantema, Wiegmann, un modelo del Instituto Geotécnico Sueco, etc.), pero el inclinómetro más usual es el desarrollado por Wilson y que después fuera modificado por Parsons y por el mismo Wilson en 1956.

El cual es un dispositivo preciso, compacto y ligero para medir movimientos de tierra de hasta 170m de profundidad. En la fig. VI.2 mostramos al inclinómetro completo.

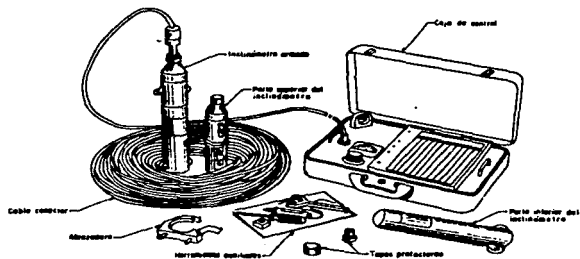


Fig. VI.2 Inclinómetro completo

Este aparato consiste de una unidad sensible, una caja con los necesarios controles eléctricos, cable conector y una tubería para ser colocada en el terreno, ranurada en dos planos ortogonales entre sí. El medidor entra por la tubería corriendo sus ruedas por dos ranuras opuestas y puede detectar las desviaciones de la vertical que haya sufrido la tubería, originalmente instalada en tal posición.

Regularmente el uso de la tubería es de 8.1 cm de diámetro y 0.22 cm de espesor, en tramos de 1.5 ó 3 m de longitud; los coples para unir los tramos de tubo suelen ser de 15 o de 30 cm. Esta tubería es la misma que se utiliza en el torpedo medidor de asentamientos, ya mencionado, que también es un diseño original de Wilson.

La unidad sensible tiene un circuito interno que es un puente de Wheatstone actuado por un péndulo calibrado. Cuando el inclinómetro está vertical el péndulo toca el centro de una resistencia calibrada, subdividiéndola en dos, las cuales constituyen la mitad del puente de Wheatstone; la otra mitad, así como un potenciómetro de precisión, resistencias y las necesarias conexiones van instaladas en la caja de control. El conjunto está accionado por baterías.

Cuando la unidad sensible se inclina, por haberlo hecho la tubería en que se introduce, el péndulo permanece vertical, de manera que la resistencia calibrada con la que contacta queda dividida en dos porciones desiguales, lo que cambia el circuito interior y modifica las lecturas en la unidad de control. (Fig. VI.3)

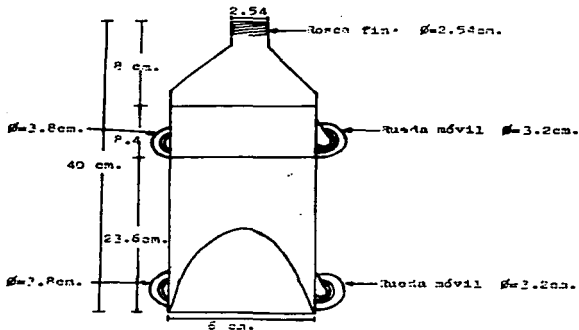


Fig. VI. 3 Croquis del inclinómetro armado

En la fig. VI.4 mostramos un esquema de los circuitos que se utilizan en el inclinómetro y en la caja de control, unidos por una conexión de cable. Así también en la fig.VI.5 reproducimos un esquema de la unidad medidora, con un corte que permite asomarse a su interior.

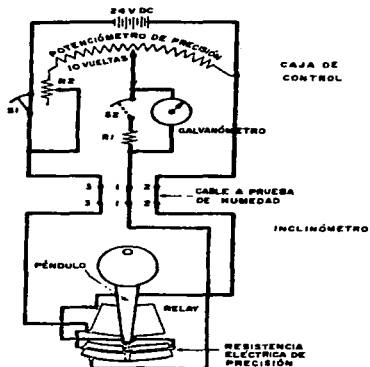


Fig. VI.4 Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

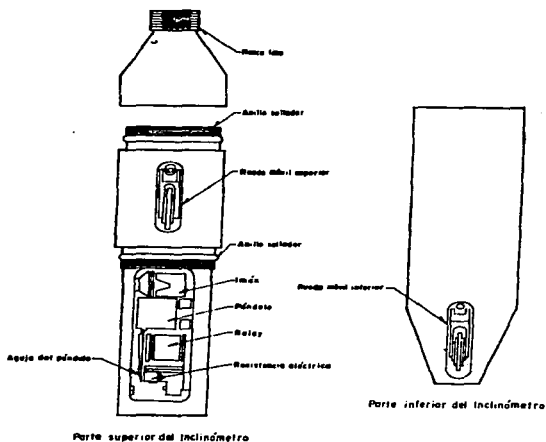


Fig. VI. 6 Unidad sensible del inclinómetro Wilson.

El inclinómetro se hace descender por su tubería empleando todo el equipo auxiliar que aparece en la fig. VI.6. A medida que va bajando, se van obteniendo lecturas en intervalos prefijados. Una calibración previa de laboratorio puede lograr que las carátulas de la caja de control lean directamente la inclinación que corresponde a cada lectura eléctrica.

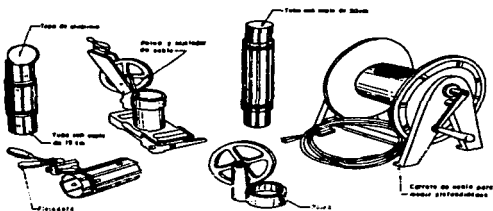


Fig. VI.6 Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (tubería de aluminio, carrete y herramientas)

En la fig. VI.7 mostramos un esquema el cual representa como se deforma la tubería especial y la inclinación de la unidad sensible, cuando el sistema sufre desplazamientos laterales. La sensibilidad del instrumento permite detectar un minuto de arco en forma confiable, en la desviación que la tubería especial vaya sufriendo respecto a la vertical.

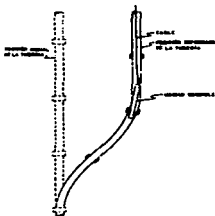


Fig. VI.7 Deformación del conjunto de un inclinómetro.

Es usual hacer todas las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, utilizando la disposición de las ranuras de la tubería de que se habló. Esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de deformación en el espacio. De hecho convendrá orientar los planos definidos por las ranuras en posición según las direcciones principales de la deformación.

La tubería debe ser flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y, a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las maniobras de instalación. Este es, sin duda un punto delicado en el diseño del dispositivo para algunos quienes opinan que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; pero la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

El aparato, actualmente es de empleo delicado y su costo es indudablemente alto. La cantidad de medidas que se obtienen hace necesario contar con el apoyo de una computadora para su procesamiento y ordenación.

El resultado que se puede obtener es magnífico, por ser objetiva y clara.

El instituto Geotécnico de Suecia ha desarrollado un aparato de péndulo, análogo al de Wilson, pero el extremo inferior del péndulo, en lugar de modificarlo de la resistencia incluida en el circuito eléctrico, tal como es en el caso del aparato descrito anteriormente, está sujeto por un resorte instrumentado con sistemas de medidores eléctricos de deformación; cuando el péndulo se inclina varía la longitud del resorte y por lo tanto también la del filamento metálico del medidor eléctrico, con lo que cambia la resistencia de éste y se hace la correspondiente lectura en el circuito, en forma ya análoga al inclinómetro de Wilson.

Geoconsult ha desarrollado un inclinómetro también de péndulo que se basa en el siguiente principio. La unidad sensible tiene dos cilindros concéntricos, pudiendo el interior girar respecto al exterior, gracias a un motor eléctrico que se controla desde la superficie; el cilindro exterior se inclina obedeciendo la deformación que sufra la tubería que contiene el aparato, por efecto de los movimientos del suelo. Una balanza electrodinámica que contiene un medidor de intensidades de corriente mantiene siempre el péndulo en el eje de la unidad sensible. El extremo inferior del péndulo está unido a un resorte, de manera que la longitud de éste varía según el aparato se incline más o menos. Como quiera que el resorte, la balanza y el péndulo forman parte de un circuito eléctrico, análogo al del inclinómetro de Wilson y del que pueden hacerse lecturas en la superficie, el cambio de longitud del resorte produce finalmente un cambio en la intensidad de la corriente circulante, que es la que se mide en este caso. Además, accionado el motor y provocando

la rotación del cilindro interior de la unidad sensible se podrá llegar a la posición en que el péndulo produzca la mínima desviación de su posición original no deformada, que corresponde al momento en que el péndulo está contenido en el mismo plano en que estaba antes de deformarse, habiéndose corregido gracias al giro cualquier pequeño, alabeo adquirido por el aparato al inclinarse. Esta posición del péndulo en el mismo plano original se hará notable porque a ella corresponde la máxima intensidad de corriente en el circuito, respecto a cualquier otra posición en que el péndulo además de inclinarse simplemente también gire y se alabeo. Una calibración previa de laboratorio permitirá conocer que ángulo de inclinación correspondiente tiene cada una de las intensidades de corriente medidas. (Fig. VI.8)

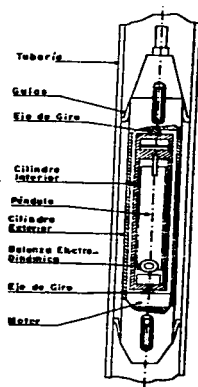


Fig. VI.8 Inclinómetro tipo Geoconsult.

El inclinómetro Telemac, cuya unidad sensible es también un péndulo constituido por una pieza metálica flexible de la que cuelga un peso en la parte inferior; en su parte superior, la pieza metálica flexible está sólidamente unida a la cabeza de la unidad sensible. Sobre esta pieza metálica flexible se colocan longitudinalmente, dispuestas en cruz en planos perpendiculares, cuatro cuerdas vibrantes.

Estos dispositivos son pequeñas cuerdas metálicas que pueden ser excitadas por un electroimán, que las hace vibrar con una frecuencia, natural determinada; si por la aplicación de una tensión se varía la longitud de la cuerda, la frecuencia de vibración cambia bajo la misma excitación. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica, cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; el circuito que contiene a la cuerda testigo está punteando con los que contienen cada par de cuerdas opuestas, de manera que pueden compararse las frecuencias de vibración de las cuerdas, estableciendo cuando son iguales o en cuanto difieren en un momento dado.

Cuando la unidad sensible se inclina, la pieza metálica que contiene las cuerdas se flexiona, de manera que la longitud de estas varía. Una calibración que corresponde a cada posición; para ello ha de igualarse la frecuencia de vibración de la cuerda testigo, variando su longitud en una cantidad controlable, por medio del tornillo micrométrico.

El uso de las cuatro cuerdas permite tomar medidas en dos planos perpendiculares simultáneamente y el tener dos cuerdas opuestas en cada plano (una atracción y otra a compresión) tiene la ventaja de que se corrigen automáticamente efectos de temperatura y se verifican lecturas. (Fig. VI.9)

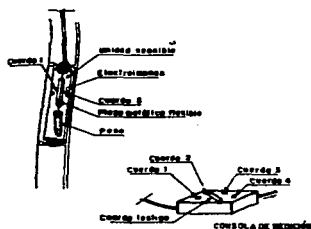


Fig. VI. 9 Inclinómetro de cuerdas vibrantes

La instalación de los inclinómetros es delicada y de fundamental importancia.

En primer lugar es preciso controlar con cuidado los movimientos de deriva de la boca de los tubos y los de los extremos de los mismos, si están libres. En muchas ocasiones, las tuberías se pueden llevar hasta un estrato resistente, que pueda considerarse inmóvil, hincándolas en él. En este caso el extremo inferior del tubo es fijo y la posición de la boca podrá controlarse por la propia poligonal que el tubo representa, pero si toda la tubería queda embebida en el material blando que se deforma, será preciso establecer un control topográfico de la boca, para utilizar la poligonal que forma el propio tubo para definir la posición de su extremo. Este control topográfico deberá ser muy cuidadoso, de precisión comparable a la de las lecturas del aparato, so pena de perder todas las ventajas de esta última; el control se establece con polygonales cerradas compensadas, trazadas a partir de puntos suficientemente alejados. Es frecuente que los lugares de terreno blando en que interese hacer este tipo de mediciones sufran alguna clase de enjuntamiento regional, en tales casos, los puntos de referencia lejanos de la poligonal de control, deberán estar en un lugar que participe del movimiento regional, pero suficientemente apartados para no verse afectados por el movimiento del terraplén. Lo que interesa medir es el movimiento lateral del terreno de cimentación, aislado de la componente regional.

En profundidades del orden de 20m debe ser posible manejar errores máximos de 2mm en la posición del extremo libre, en inclinómetros controlados sólo por su boca.

Las tuberías deberán quedar instaladas dentro de las zonas de máximo movimiento; si se instala formando una retícula se podrá medir deformaciones unitarias y trazar mapas de deformación, tanto más precisos cuanto más cerrada sea la retícula. Es importante el control de la verticalidad inicial de las tuberías; errores de más de uno o dos grados limitan mucho la utilización de los inclinómetros.

Es esencial un buen conocimiento del terreno natural y su estratigrafía para la interpretación de los resultados y para establecer todos los detalles de la instalación.

La tubería de intercomunicación de las aguas de varios estratos y niveles influyendo en la obra y, especialmente, en los piezómetros situados en la vecindad.

La tubería del inclinómetro debe colocarse inmediatamente después de perforar el pozo. Puede hacerse introduciendo un acoplamiento de 4 tramos en una misma operación, utilizando un triplé adecuado. La tubería debe introducirse buscando que la orientación de las ranuras quede de lo mejor

posible, pero pueden hacerse pequeños ajustes una vez instalada, haciéndola rotar ligeramente dentro del pozo.

El espaciamiento de las operaciones de lectura dentro del tiempo es muy variable y depende de cada proyecto. En términos generales suele convenir usar espaciamientos menores al principio y mayores en épocas posteriores de medición.

Debe insistirse en la necesidad de establecer, con ayuda de personal especializado un riguroso control estadístico, haciendo en cada punto por lo menos dos lecturas en cada orientación del aparato, con fines de verificación. El programa de computación que se desarrolla para el cálculo de los desplazamientos no debe admitir valores que se desvíen en más de un 5%.

6.3.3 Detectores de falla de cinta

En la actualidad existe la tendencia a utilizar deformímetros para desplazamientos laterales cada vez más pequeños, más delgados y alojados en tuberías de menor diámetro. Esta tendencia ha fructificado al máximo en el desarrollo de deformímetros de cinta, para localizar cualquier superficie de falla a lo largo de la cual se deslicen las masas de suelo.

El dispositivo consiste en una cinta de material plástico que tiene en toda su longitud dos bandas conductoras intercomunicadas de trecho en trecho por resistencias eléctricas conocidas; el conjunto recuerda una escalera pegada sobre la tira de plástico. Todo el dispositivo va recubierto por resinas o materiales impermeables análogos. Por la parte superior e inferior, la cinta se comunica por cables a una caja exterior, en la que pueden hacerse lecturas de la resistencia total del circuito. Cuando sobreviene una falla, la cinta se rompe y, naturalmente, sobreviene también una drástica variación en la lectura que se hace en los medidores externos de la resistencia total del circuito. En principio, puede saberse de cuantas resistencias puente consta el tramo superior de la cinta y de cuántas el inferior, localizando así la superficie de falla.

Los detectores de falla de cinta, son también útiles para detectar desplazamientos laterales anteriores a cualquier estado de falla por deslizamiento de tierras. Para ello sugieren introducir en el terreno un tubo de plástico con cuatro cintas dispuestas en cruz, tangencialmente al tubo. Cuando éste se deforma, las cintas se romperán en las zonas de tracción y el análisis de los datos obtenidos permitirá reconstruir la deformada del tubo.

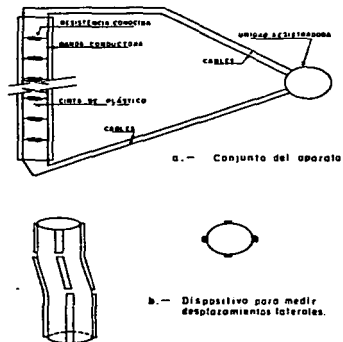


Fig. VI.10 Cinta detectora de fallas.

Aún cuando la precisión del aparato permite situar cualquier ruptura de una cinta con un error no mayor de 15 o 20 cm, no se tiene la experiencia en el uso de estos detectores para estos fines, además de que en un principio el manejo del instrumento se ve demasiado delicado y resulta dudoso el poder medir los desplazamientos laterales.

Las cintas se colocan en el interior de pozos previamente perforados y se recomienda embeberlas en concreto o lechada de cemento.

6.4. Medición del estado de presiones en el agua

En los problemas relacionados con la colocación de terraplenes sobre suelos blandos es esencial el conocimiento de la evolución de las presiones en el agua del subsuelo en exceso de la hidrostática. Esta medición tiene objetivos fundamentales:

- Conocer las condiciones hidráulicas en el interior de los estratos que constituyen el subsuelo.
- Conocer el grado de consolidación en cada momento de la vida del terraplén.
- Conocer en cualquier momento la resistencia del terreno de cimentación bajo el terraplén, para establecer la evolución del factor de seguridad.
- Verificar el funcionamiento de elementos de subdrenaje o de medidas que pudieran existir para controlar el flujo de agua hacia excavaciones.

Los aparatos cuya función es medir la presión del agua en un punto del subsuelo se denominan genéricamente piezómetros. En condiciones puramente estáticas la carga de presión en cualquier punto del terreno de cimentación está dada por la posición del nivel freático; sin embargo esta condición no es demasiado frecuente en la naturaleza, excepto en masas de suelo muy homogéneas y planas. Además, cualquier obra ingenieril tiende a producir cambios en los estados de esfuerzos, que implican generalmente cambios en el estado de presión en el agua, de manera que las relaciones hidrostáticas ya no bastan para representar la condición de los terrenos en lo que se refiere a la interrelación entre las presiones de poro que se desarrollen y la resistencia.

Un piezómetro es un aparato que mide la carga de presión del agua en el punto en el que queda instalado. Todos los piezómetros trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión, que se lee, la presión que el agua del terreno ejerza al actuar sobre una unidad sensible; según sea la clase de contrapresión que se utilice se tendrán diversos tipos de piezómetros:

- El piezómetro abierto tipo Casagrande.
- El piezómetro L.P.C. (desarrollado por la técnica francesa).
- El piezómetro cerrado tipo neumático.
- El piezómetro eléctrico entre otros.

6.4.1. Piezómetro abierto tipo casagrande

En este aparato, el agua entra al interior de la unidad sensible a través de la celda porosa, llenándola y estableciendo en su interior la presión que tenga en el subsuelo; como consecuencia, ascenderá por la tubería hasta una altura tal que produzca, por su peso, una contrapresión que equilibre la presión existente en la unidad sensible.

El nivel del agua dentro del tubo de salida puede medirse por métodos eléctricos. En la superficie del terreno se instala un ohmímetro, cuyas terminales se juntan, cuidando de que no hagan contacto, en un solo cable con diámetro apropiado para que pueda penetrar en la tubería del piezómetro, lastrándolo convenientemente, con pequeñas masas de plomo. En el extremo inferior del alambre se instala un taquete de hule o plástico, a través del cual se pasan las dos terminales del ohmímetro, ya sin ningún recubrimiento protector, cuando las terminales desnudas tocan el nivel del agua se cierra el circuito alimentado por las baterías del ohmímetro, lo que se manifiesta por un salto brusco de la aguja del medidor del aparato. Conviene recubrir las terminales desnudas con un poco de grasa, para impedir la formación de una película de agua entre ambas.

Cuando las condiciones de presión sean tales que el agua se derrame por el extremo de la tubería del piezómetro, en la superficie, las presiones deben medirse con un manómetro de Bourdon instalado cerrado dicho extremo y siguiendo la secuela que se indica. (Fig. VI.11)

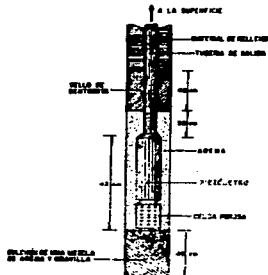


Fig. VI. 11 Piezómetro abierto tipo Casagrande

Sin duda alguna existen varios inconvenientes serios del piezómetro abierto.

El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente alto de agua entre en la unidad sensible, a través de la celda porosa y establezca el equilibrio interior, con el correspondiente cambio en la altura de agua en la tubería de salida al exterior, lo que puede demandar nuevos volúmenes de agua o eliminación de sobrantes. Todas estas operaciones se hacen muy lentas en suelos poco permeables, que son aquellos en que más frecuentemente se instalan los piezómetros.

Este retardamiento depende del diámetro de la tubería de salida, que por esta razón suele ser delgada, con no más de uno o dos centímetros, de dimensiones y espacios vacíos de la unidad sensible y, ya se dijo, de la permeabilidad del suelo. El retardamiento se ve también muy influido por fenómenos de anisotropía en la permeabilidad.

El retardamiento se ve también por las burbujas de gas que puedan alojarse en el sistema y pueden producir efectos muy diversos. Cuando se alojan dentro de la unidad sensible o en la zona de contacto entre el aparato y el suelo que lo rodea, disminuyen la permeabilidad dificultando el flujo del agua y aumentando los periodos de retardamiento. El cambio en volumen que los gases sufren al variar la presión incrementa generalmente el tiempo de respuesta el aparato.

Por estas razones no se recomienda la utilización de tubos metálicos, pues en ellos se producen fenómenos electrolíticos que causan la aparición de gases. Los tubos del tipo Saran o similares son de uso universal.

Para eliminar los inconvenientes anteriores y hacer más rápida la respuesta del aparato a los cambios de presión en el agua del subsuelo, se han desarrollado algunos piezómetros que funcionan con necesidades de flujo interno de agua mucho menores y retardamientos correspondientes más pequeños.

6.4.2 Piezómetro L.P.C. (desarrollado por la técnica francesa)

Este aparato consiste en una unidad sensible de paredes porosas, de la que salen hacia el exterior dos tubos. Uno de ellos, marcado como 1 en la figura, se utiliza cuando el piezómetro se instala como abierto, porque así lo permita el terreno en el que se coloca; en tal caso, el piezómetro funciona como arriba se describió y la presión se lee bien sea determinando la altura de agua por medio de un ohmímetro o instalando en el extremo un manómetro.

El tubo número 2 conecta la unidad sensible con un dispositivo para ser utilizado en aquellos suelos en que los tiempos de retardamiento serían muy grandes. Después de instalado el aparato, el agua habrá llenado la unidad sensible y el tubo número 2, hasta un compensador de presión, que es simplemente un manómetro de mercurio. Dentro de ese manómetro se establece el mismo nivel de mercurio en las dos ramas con la ayuda de un compresor, que debe de producir una presión igual en la rama de la derecha que la que actúa sobre la rama de la izquierda. En estas condiciones el aparato se encuentra en la lectura inicial y la presión del compresor en ese instante se lee en el manómetro intercalado en la línea. Cualquier variación posterior de la presión en el subsuelo producirá un desequilibrio en el compensador de presiones de mercurio, el cual se ajustará por medio del compresor, produciendo una presión que se lee en el manómetro. (fig. VI.12)

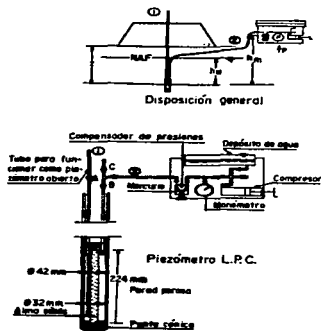


Fig. VI.12 Piezómetro L.P.C.

En la parte de arriba de la figura, si p es la lectura del manómetro, h_m es la diferencia de alturas entre la unidad sensible y el compensador de presión de mercurio y h_w la diferencia de altura entre la unidad sensible y el nivel frático, en un momento en que el compensador de presión esté en equilibrio, la presión total del agua en el subsuelo será: $u = p + h_m \gamma_w$

Por lo tanto la presión hidrostática correspondiente al punto en que la unidad sensible esté instalada, será: $u_n = h_w \gamma_w$

Por lo cual la presión que haya en la unidad sensible por arriba de la hidrostática podrá calcularse con la expresión siguiente:

$$\Delta u = u - u_n = p + \gamma_w (h_m - h_w)$$

La experiencia en la utilización de este aparato dice que los tiempos de retardamiento cuando se halla en funcionamiento son inferiores a las tres horas. Debe notarse que el volumen de agua en la unidad sensible y en la tubería hacia el exterior, prácticamente no necesita cambiar para que el instrumento responda. Esto convierte al aparato prácticamente en un piezómetro cerrado que opera a volumen constante de agua.

Además de su ventaja de bajo tiempo de retardamiento, el aparato es de sencillo manejo, fácil instalación, buena precisión y puede construirse con materiales resistentes y a poco costo.

En contra, no puede adaptarse a cambios de presión muy rápidos, que ocurran en tiempos menores que su tiempo de retardamiento, lo cual lo hace inútil, por ejemplo, para medir cambios de presión debidos a efectos dinámicos. Probablemente es sensible a cambios de temperatura.

En términos generales, el problema del retardamiento de la respuesta de los piezómetros por la necesidad de movilización del agua que los opera ha tratado de combatirse con diseños que operen a volumen de agua prácticamente constante (piezómetros cerrados).

6.4.3 Piezómetro cerrado tipo neumático

Este es el tipo de piezómetro operado con inyección de aire, que ha sido muy usado por la tecnología mexicana con bastante éxito.

La unidad sensible (parte a de la figura) tiene una celda porosa, a la que penetra el agua exterior, estableciendo dentro de ella su estado de presiones lo mismo sucede en la piedra porosa que va en la parte superior de la celda. En rigor, al igual que en todos los piezómetros cerrados, la celda porosa se introduce previamente saturada de agua desaireada, para reducir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto.

La presión ejercida en la celda porosa hace que la membrana de teflón se oprima hacia arriba. En el exterior existe una unidad de toma de aire (parte b de la figura), en la que un tanque de aire a presión introduce este elemento a través de la tubería plástica de entrada hasta la unidad sensible. El dispositivo de toma de aire incluye el tanque con su manómetro acoplado y un regulador de presión, en el cual ésta se ajusta a valores próximos a los que se espera sea la presión que en el agua se va a medir; otro manómetro debe estar instalado inmediatamente después del regulador de presión, para conocer el valor de este concepto con que finalmente llegará el aire a la unidad sensible. Cabe comentar que recientemente se están utilizando otros gases en vez de aire, para lograr menor reactividad química y otras ventajas de detalle.

El aire inyectado llegará a la cámara A, que es una sección toroidal circular (parte a de la figura) y presiona hacia abajo a la membrana, hasta lograr desplazarla ligeramente, junto con el apoyo metálico. En ese momento se produce una fuga de aire en el anillo de neopreno y el elemento puede pasar a la tubería de salida, llegando a la consola de medición (parte b de la fig.) .

El retardamiento de respuesta de estos instrumentos es ya bastante bajo, del orden de unas pocas horas para los suelos impermeables.(Fig. VI.13).

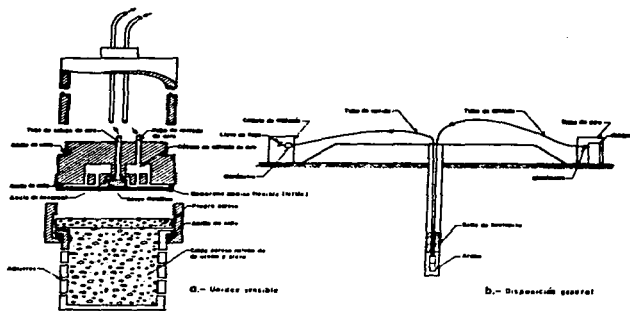


Fig. VI.13 Piezómetro cerrado tipo neumático.

6.4.4 Piezómetro eléctrico

- El piezómetro con cuerda vibrante.
- El piezómetro con medidores de deformación.

El principio de estos instrumentos es el mismo. Existe la correspondiente celda porosa a través de la cual el agua presiona hacia arriba una membrana flexible. En la parte superior de la membrana está fijo el dispositivo de medición, que puede variar de unos modelos a otros, pero que generalmente consiste en un dispositivo de cuerda vibrante o en un sistema de medidores eléctricos de deformación.

En el piezómetro con cuerda vibrante, existe uno de estos elementos dentro de la unidad sensible. El extremo inferior de esta cuerda está ligado a la

membrana medidora de presión de que se habló. En condiciones iniciales la cuerda tiene una cierta longitud y una cierta tensión, de manera que al ser excitada por un electroimán vibra con una cierta frecuencia natural. (Fig. VI 14)

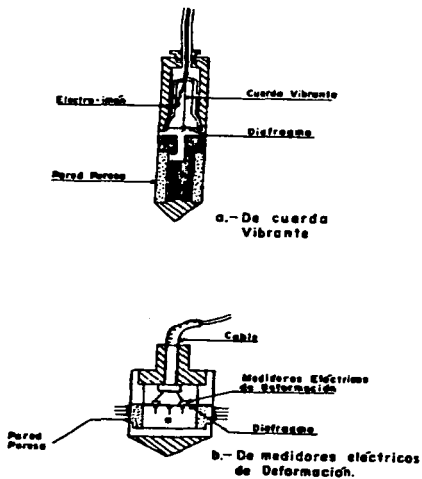


Fig. VI. 14 Piezómetros eléctricos

En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; los circuitos de ambas cuerdas están puenteados, de manera que las frecuencias de vibración de ambas cuerdas pueden compararse, estableciendo el momento en que son iguales, lo que sucede en la posición inicial del aparato.

Cuando la membrana sube por efecto de la presión del agua, se modifica la longitud de la cuerda en la unidad sensible y, correspondientemente, su frecuencia natural de vibración, por lo que habrá que mover el tornillo micrométrico de la cuerda de la consola de medición, hasta igualar las dos frecuencias.

Puede conocerse lo que ha sido necesario modificar la longitud de la cuerda de la consola y estos valores se traducen a una lectura de presión correspondiente mediante una calibración previa cuidadosa hecha en el laboratorio.

El aparato es de respuesta prácticamente instantánea y relativamente poco sensible a problemas derivados de la acción física-química de las aguas.

En el aparato que utiliza sistemas de medidores eléctricos de deformación éstos, que son pequeñas celdas que contienen un filamento metálico cuya resistencia cambia con la longitud, se disponen sobre la membrana captadora de presión. Cuando la membrana se deforma se hace la lectura correspondiente. Existen hoy medidores en espiral, muy apropiados al caso.

La instalación de un piezómetro merece tanta atención como el diseño y construcción del piezómetro mismo. Un sellado ineficiente puede echar a perder el funcionamiento de cualquier aparato; otro tanto se puede decir de un mal filtro. En piezómetros profundos instalados en suelos muy deformables, con frecuencia la tubería produce un fenómeno de autohincado, que genera una presión en la punta, de manera que el piezómetro, actuando como émbolo, da lecturas erróneas. En estos mismos casos, otra fuente de error puede tenerse por el cambio de posición del dispositivo a lo largo del tiempo. Estos últimos peligros han de resolverse aislando el aparato y su tubería de conexión de los movimientos del terreno circundante.

La instalación está íntimamente ligada con la estratigrafía. En el caso de tener capas de arcilla y arena interestratificadas, deberá tenerse especial cuidado en que las unidades sensibles de los aparatos quedan ubicadas en los mantos de arcilla.

En lo referente a la profundidad de la instalación, ésta deberá llevarse ya sea hasta localizar los mantos firmes del subsuelo o hasta aquella profundidad donde la presión normal, inducida por la sobrecarga en la superficie, alcance ya valores carentes de significación en lo que se refiere a la consolidación del subsuelo; esto suele suceder cuando los esfuerzos inducidos llegan a ser un 5 o un 10% de la presión superficial. Conviene instalar varios piezómetros en un mismo eje de mediciones, en forma escalonada a diferentes profundidades.

Un enemigo muy importante de muchos piezómetros es el conjunto de efectos de corrosión y ataque a las partes metálicas fundamentales por parte de las aguas impuras, que por otra parte son tan frecuentes en las zonas de suelos blandos y compresibles en que los piezómetros han de usarse. El aislamiento de partes metálicas atacables debe verse por lo menos como difícil. La mejor manera de combatir estos efectos es la eliminación del uso de los metales y el diseño de aparatos con todas sus partes de plástico no susceptibles a estos fenómenos.

La elección del piezómetro que se utilice bajo terraplenes en terrenos blandos depende mucho del caso particular, pero en general convienen aparatos de respuesta rápida y muy resistentes a la acción de aguas salobres y contaminadas.

6.5 Instrumentación localizada en la carretera Coatzacoalcos- Minatitlán del km. 5+000 al km. 11+000

Físicamente en el lugar, se encuentran diferentes tipos de instrumentación, como lo son grapas, mojonera de concreto etc.

MOJONERAS DE CONCRETO		
PST 4+880 AD	PST 6+941.80	PST 9+122.28
PST 5+193.79	PST 7+565.93	PST 9+420.92
PST 5+589.36	PC 8+166.70	PST 9+717.22
PST 6+102.05	PT 8+542.70 AT	PST 10+066.92
PST 6+541.90		

A continuación se enlistarán los diversos bancos de nivel que se encuentran a lo largo de la carretera Coatzacoalcos - Minatitlán del Km 5+000 al Km 11 +000:

BANCOS DE NIVEL	
BN 6 -1	Grapas en tronco de "roble" a 16m. del lado izquierdo de la estación 5+104 del eje trazado, elev. promedio 0.388m.
BN 6-2	S/grapas en raíz de "roble" a 15.6m. del lado izquierdo de la estación 5+702 del eje trazado, elev. promedio 0+121m.
BN 7-1	S/grapas en tronco de "palo prieto" a 17m. del lado izquierdo de la estación 6+292 del eje trazado, elev. promedio 0.158m.
BN 7-2	S/grapas en tronco de "roble" a 16m. del lado izquierdo de la estación 6+926.5 del eje trazado, elev. promedio 0.069m.
BN 8-1	S/grapas en raíz de "guajillo" a 15.3m. del lado izquierdo de la estación 7+625 del eje trazado, elev. promedio 0.027m.
BN 9-1	S/grapas en tronco de "roble" a 16.8m. del lado izquierdo de la estación 8+135 del eje trazado, elev. promedio 0.014m
BN 9 -2	S/grapas en tronco de "eucalipto" a 16.3m. del lado izquierdo de la estación 8+740.6 del eje trazado, elev. promedio 0.052m
BN 10-1	S/grapas en tronco de "eucalipto" a 16.3m. del lado izquierdo de la estación 9+371.4 del eje trazado, elev. prom. 0.088m.
BN 10-2	S/base de mojonera de concreto a 14.8m. del lado izquierdo de la estación 9+986 del eje trazado, elev. promedio 0.412m AT, 0.416m, AD

APENDICE

En este apéndice se incluyen algunos comentarios sobre las ventajas y desventajas que presentan las alternativas de modernización del camino Coatzacoalcos-Minatitlán.

A) ALTERNATIVA DE CUERPOS SEPARADOS

En esta alternativa, en la zona de pantano, se requiere que el nuevo cuerpo del camino quede separado aproximadamente 50m del cuerpo actual, de hombro a hombro.

Las ventajas de esta alternativa son:

- a) El comportamiento de ambos cuerpos es independiente.
- b) La interferencia con el tránsito del camino actual es mínima.
- c) Con un procedimiento de incrustación apropiado en el nuevo cuerpo, pueden minimizarse los asentamientos por consolidación secundaria, al reducirse el espesor de turba.

Las desventajas que presenta son:

- a) El volumen de terracerías es del orden del doble, respecto a la alternativa de ampliación simétrica (C), con costo substancialmente mayor.
- b) Asentamientos por consolidación primaria mayores.
- c) Problemas y costos en la adquisición del derecho de vía.

B) ALTERNATIVA DE AMPLIACION A UN SOLO LADO

En este caso el cuerpo actual se ampliaría sobre el lado derecho del camino, aproximadamente a 11m respecto al ancho de corona en operación.

Sus ventajas son las siguientes:

- a) Las grietas más severas se generarán en la posición del camellón proyectado no afectándose en forma substancial las zonas pavimentadas.
- b) El volumen de terracerías necesario es 56% menor que el de la alternativa de cuerpos separados (A) y 10% menor que el de la ampliación simétrica (C).

Las desventajas correspondientes son:

- a) Asentamientos por consolidación primaria mayores que en la ampliación simétrica, con diferenciales mayores y asimétricos.
- b) Pérdida del bombeo del cuerpo actual, principalmente durante la construcción cuya renivelación tendrá que efectuarse con sobrecarpeta de concreto asfáltico.
- c) Interferencia de la construcción en la operación del camino actual (menor que en la alternativa de ampliación simétrica).
- d) Costo adicional en la ampliación del derecho de vía.

C) ALTERNATIVA DE AMPLIACIÓN SIMETRICA.

Esta alternativa implica ampliación de ambos lados del camino actual, en anchos simétricos de 5.5m, aproximadamente.

Las ventajas de esta alternativa son:

- a) Los asentamientos totales y diferenciales por consolidación primaria son los mínimos.
- b) El drenaje superficial del camino será más efectivo, debido a la conservación o incremento del bombeo.
- c) Volumen de terracerías del orden de la mitad que para la solución de cuerpos separados (A), pero ligeramente mayor que el de la ampliación a un solo lado (B).
- d) Las ampliaciones prácticamente quedan dentro del derecho de vía, evitándose problemas y costos adicionales por adquisición de tierras.

Desventajas:

- a) Generación de grietas en las zonas de ampliación con el cuerpo actual, que quedan situadas bajo los nuevos pavimentos. Estas grietas se presentarán principalmente durante la construcción y probablemente también durante los primeros años de operación, lo que implicará mayor conservación.
- b) Esta alternativa presenta la mayor interferencia con el tránsito en el camino actual.

Por otra parte, es importante comentar que en las tres alternativas existe riesgo de daños y fallas por acción sísmica intensa, inclusive para el lado del terraplén actual que se conservaría, en la alternativa de ampliación asimétrica (B). También son comunes para las tres alternativas los requerimientos de conservación del pavimento, tan frecuentes como los que se han presentado en el camino actual, como consecuencia de los asentamientos a largo plazo.

CONCLUSIONES

Al término del presente trabajo, nos hemos dado cuenta de que se ha cumplido satisfactoriamente el objetivo de este, ya que se logro tener un amplio panorama de la necesidad que representa el tener una vía de comunicación importante para una ciudad que necesita este tipo de comunicación como lo es la construcción de un cuerpo nuevo a lo largo de la carretera Coatzacoalcos-Minatitlán; por que como se describió en el contenido de este trabajo, no nada más era el hacer más fluido el tránsito sino que también se obtiene mas entrada para el comercio, ya que la saturación vehicular era propiciada por el tipo de vehículos que por ahí circulan y que en su gran mayoría son de tipo pesado, ya que Coatzacoalcos es un punto importante para la llegada a Veracruz, que este a su vez es un puerto, que para un país como el nuestro es de gran importancia por lo que representa la importación y exportación de una gran cantidad de productos que se tiene a lo largo del tiempo y que de alguna u otra manera, la construcción del cuerpo nuevo ayuda a tener fluidez en este tipo de situaciones y que en todos los países es importante tanto la importación como la exportación de productos para lograr una mejor economía a nivel nacional e internacional.

Aunque a lo largo del desarrollo de este trabajo se tuvieron problemas, se logro tener soluciones satisfactorias ya que como se sabe, la construcción de cualquier estructura en un terreno pantanoso, acarrea problemas tanto de tiempo como económicos, pero que a lo largo de la ejecución ya con los cálculos y soluciones adecuados se logra la rápida recuperación del capital empleado para la construcción de dicha estructura.

También se concluyo que los asentamientos en este tipo de suelos tienden a ser muy grandes, así pues partiendo de la teoría de la consolidación, nos permite asegurar que los suelos blandos tienen una gran acumulación de agua que al ser expulsada mediante la aplicación de una carga se reduce el volumen del suelo y propicia el reacomodamiento de las partículas. Tales fenómenos en conjunto representan graves problemas y complicaciones en el funcionamiento de las estructuras y obligan a tomar medidas correctivas que no siempre solucionan en su totalidad el problema y si representan una mayor erogación en conservación y mantenimiento.

Ahora tomando en cuenta el análisis ante acciones dinámicas de las estructuras construidas en suelos blandos se debe contemplar la disminución del esfuerzo cortante tanto del cuerpo del terraplén como del terreno de cimentación. Sin embargo, este tipo de análisis no es muy utilizado en terraplenes de vías terrestres, pues se han remitido a obras que

requieren de mayor control y conocimiento geológico debido a que su falla ocasionaría un gran desastre social.

Con relación a la instrumentación utilizada y mencionada en este trabajo se llegó a la conclusión de que el método más utilizado y por ello el más sencillo para medir los asentamientos es mediante nivelaciones superficiales, es decir, se colocan algunos puntos estables distribuidos en la superficie y se nivelan periódicamente. Tomando como base algún punto inmóvil fuera de la influencia de los asentamientos y que con esto se logra un mejor control de estos.

En relación a la medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación, son poco considerados, no obstante ante suelos de cimentación blandos pueden propiciar asentamientos, no por cambios de volumen como lo considera la teoría de la consolidación sino por cambios de forma debidos a la acción de los esfuerzos cortantes.

Además cabe mencionar que la falla de los terraplenes construidos sobre suelos blandos es precedida de un desplazamiento lateral del terreno de cimentación por debajo y en la vecindad de ellos; por lo cual al conocer estos desplazamientos tenemos una idea cualitativa de una posible falla y que por otra parte cuando se desean conocer los movimientos diferenciales en la superficie del terreno o relativos entre diversos puntos sin que se tenga que determinar la magnitud absoluta de los movimientos el procedimiento es relativamente sencillo; pero cuando se desean conocer los movimientos del terreno de cimentación el cual es afectado por el terraplén, se requiere de un instrumento que se conoce como "inclinómetro" el cual se encuentra en diferentes presentaciones y que se hablo de ello a lo largo del tema de instrumentación. Este instrumento junto con los bancos de nivel (mojoneras de concreto) establecidas a lo largo del terreno en estudio son de los mas adecuados para este tipo de suelos ya que los "inclinómetros" son un tipo de tubo relativamente flexible, cuya original verticalidad se modifique cuando ocurren los desplazamientos horizontales de tal manera que la línea del tubo deformada determine con la ayuda de un instrumento muy sensible a la inclinación colocado en su interior, una imagen objetiva de los desplazamientos que han tenido lugar, y las mojoneras de concreto nos dan los desplazamientos verticales que se originan por los asentamientos ocurridos en el lugar, además de que estas pueden durar varios años colocadas en el terreno sin perder su nivel original.

Como conclusión final, esperamos que este trabajo de investigación sirva a las generaciones posteriores, ya que como se sabe es bueno tener algún antecedente para poder realizar algún trabajo parecido y aplicar o reafirmar los conocimientos que en esta tesis se han hablado y se tenga un amplio panorama de lo complicado que es construir en este tipo de suelo.

BIBLIOGRAFIA

1. Moreno G., Barragán 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.
2. Esteva M:L: "Regionalización Sísmica de México para fines de Ingeniería", Publicación 246., Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1970.
3. Marsal R:J:, "Behavior of Sandy Uniform Soil, during Jalitipan Earthquake, México". Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering., Tomo 1, International Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, 1961.
4. Terzaghi K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons. Inc, 1956.
5. Jurgenson L. "The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundations Problems. "Contributions to Soil Mechanics" (1925-1940)..
Boston Society of Civil Engineers, Boston 1941.
6. Newmark N:M:, "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments"
Fifth Rankine Lecture., Geotechnique 15, 1965.
7. Peck R.B. Hanson W:E: y Thornburn T.H. "Foundation Engineering" 2nd
Edition, John Wiley and Sons, Inc. 1974.
8. Olivera, "Estructuras en vías terrestres", Ed. Continental, 1986.
9. Rico, A y del Carrillo, H. "Ingeniería de suelos en vías terrestres" Ed.
Limusa, 1978, Tomos I y II.
10. Juárez B, y Rico R. "Mecánica de Suelos" Ed. Limusa, 1991, Tomos I y
II.