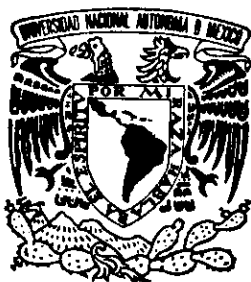


78
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIO GEOTECNICO DE LA ZONA PANTANOSA
EN LA AUTOPISTA: ENTRONQUE AGUA DULCE -
CARDENAS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA EL C.

NICOLAS RIVERA GUZMAN

DIRECTOR DE TESIS: M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA



Ciudad Universitaria, Distrito Federal.

1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-003/98

Señor
NICOLAS RIVERA GUZMAN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. **HUGO SERGIO HAAZ MORA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

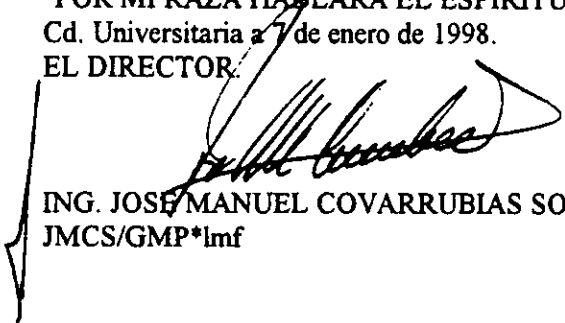
"ESTUDIO GEOTECNICO DE LA ZONA PANTANOSA DE LA AUTOPISTA: ENTRONQUE AGUA DULCE-CARDENAS"

	INTRODUCCION
I.	ANTECEDENTES
II.	EXPLORACION GEOTECNICA
III.	MARCO GENERAL GEOLOGICO
IV.	ZONIFICACION GEOTECNICA
V.	ANALISIS Y RESULTADOS
VI.	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
VII.	ANALISIS DEL INCREMENTO EN COSTOS
VIII.	CONCLUSIONES
	BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 7 de enero de 1998.
EL DIRECTOR.



ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

Dedico este trabajo a:

Don Juan Rivera Mayoral (Z. E. P. D.)

Doña Otilia Guzmán Vda. de Rivera

Mis padres

Quienes con su escasa educación escolar pero gran dedicación y mejor orientación, lograron inculcarme tenacidad y firmeza para forjarme como profesionista; quien a base de su esfuerzo y sacrificio representaría un pequeño progreso dentro de nuestra humilde familia.

Mi tía Doña María Lobato Mayoral; por su invaluable apoyo durante el tiempo que curse la educación profesional.

Mi hermana Señora Oralia Rivera de Gosco; en gratitud a sus consejos, como pilares de apoyo en mis logros.

Mi sobrino Víctor Manuel Gosco Rivera; como un pequeño aliciente en su próxima formación como profesionista.

Mis demás familiares y amigos.

Mis distintos condiscípulos de las diferentes etapas escolares, con quienes compartí alegrías joviales y preocupación por los estudios; particularmente a mis compañeros de clases en la Facultad de Ingeniería.

Los Catedráticos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, quienes al impartir sus clases en las aulas a cada uno de los alumnos, tratan de formar nuevos profesionistas que los dignifiquen al aplicar correctamente los conocimientos que les transmitieron.

Finalmente quiero hacer un reconocimiento a mis compañeros de labores en la dependencia de administración pública que he prestado mis servicios; a subalternos, iguales e inmediatos superiores; por el apoyo brindado en la elaboración de este trabajo.

¡GRACIAS!



INDICE

INTRODUCCION	2
I.- ANTECEDENTES	
I.1 NECESIDADES DEL ESTUDIO	3
II.- EXPLORACION GEOTECNICA	
II.1 PROPOSITO Y ALCANCE	5
II.2 EXPLORACION Y MUESTREO	5
II.3 ENSAYES DE LABORATORIO	11
III.- MARCO GENERAL GEOLOGICO	
III.1 GEOLOGIA GENERAL	15
III.2 GEOLOGIA DEL SITIO	15
III.3 GEOHIDROLOGIA Y SISMICIDAD	17
IV.- ZONIFICACION GEOTECNICA	
IV.1 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS	18
IV.2 ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA AUTOPISTA	20
IV.3 COMPORTAMIENTO OBSERVADO	22
V.- ANALISIS Y RESULTADOS	
V.1 ANALISIS GEOTECNICOS DE LOS TERRAPLENES	23
V.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TERRAPLENES	24
V.3 ANALISIS DE DEFORMABILIDAD DE LAS ZONAS	26
VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	
VI.1 CONSTRUCCION DE TERRACERIAS	31
VI.2 CONSTRUCCION DE LA SUB-BASE DE SUELO-CEMENTO	32
VI.3 TRABAJOS ADICIONALES	35
VI.4 CONSIDERACIONES PARTICULARES	35
VII.- ANALISIS DEL INCREMENTO EN COSTOS	
VII.1 COSTO DE TRABAJOS PREVIOS	36
VII.2 COSTO DE LA SUB-BASE DE SUELO- CEMENTO	38
VII.3 COSTO DE LA CONSTRUCCION DE BERMA LATERAL	39
VII.4 COSTO DE LA SUB-BASE ASFALTICA	41
VII.5 RESUMEN DE COSTOS	42
VIII.- CONCLUSIONES	45
BIBLIOGRAFIA	48



INTRODUCCION

Dada la extensión del Territorio, nuestro País cuenta con una gran diversidad de suelos; los cuales poseen propiedades físicas particulares, acorde con su composición; de esto se originan diferentes reacciones ante la solicitud de esfuerzos, por lo que cuando se pretende ejecutar un proyecto en cierta zona geográfica es indispensable la realización de diversos estudios para determinar estas características.

Lo anterior tiene gran relevancia tratándose de las vías de comunicación las cuales han sido las generadoras de diversos tipos de análisis a los que se someten los componentes de los suelos para conocer tanto en la elaboración del proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, datos firmes y seguros respecto al suelo en que se pretende desplantar. Para valorar las propiedades de los suelos como paso inicial se debe realizar la exploración y muestreo de estos; en algunos casos se da, que desde los sondeos exploratorios se obtienen resultados que nos dan a conocer de manera bastante acertada a la realidad, la resistencia a la solicitud de carga y el índice de deformación en las capas superiores e inferiores que integran el suelo; propiedades fundamentales que inciden con el comportamiento y vida útil de una vía de comunicación terrestre.

Dentro de la variedad de métodos que se han desarrollados y existen en la actualidad, que al momento de su aplicación se obtienen resultados confiables, y precisos, se encuentra la penetración cónica; caso que se presenta en este trabajo con los resultados obtenidos de una exploración geotécnica en un tramo de autopista, vía de comunicación de altas especificaciones; que comprende un terreno inestable (zona pantanosa), como base del estudio requerido; a fin de determinar la aplicación de determinado tipo de pavimento, contra el convencional que se emplea generalmente en las vías de comunicación.



I. ANTECEDENTES

I.1 NECESIDADES DEL ESTUDIO

Bajo el programa de Carreteras de Altas Especificaciones, que tienen como objetivo fundamental mejorar la comunicación de las principales ciudades, centros de producción y en general el territorio nacional, puesto que la actual red federal, con el incremento de vehículos que la utilizan ya resulta insuficiente, así como los tiempos de recorridos entre origen y destino, se incrementaron considerablemente debido a que el estado de la superficie de rodamiento en la mayor parte de la red no era el deseado, puesto que su vida económica se había rebasado; aunado a lo anterior se tiene que el espesor de pavimento de ésta había quedado obsoleto, ante los nuevos vehículos para transportes de carga, ya que los esfuerzos que debían transmitir al terreno natural se habían incrementado; el Gobierno Federal a través de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes lleva a cabo el proyecto y construcción de la autopista Entronque Agua Dulce - Cárdenas que une a las Ciudades de Coatzacoalcos con Villahermosa, en la zona limítrofe de los estados de Veracruz y Tabasco (plano I).

Este proyecto comprende un camino tipo A - 4S con 82.0 kilómetros de longitud, con grado máximo de curvatura de $0^{\circ}30'$ y pendiente máxima del 2.5%, sobre un terreno tipo lomerío suave; un ancho de corona de 10.50 metros y ancho de calzada de 7.00 metros; lo que permitiría desarrollar una velocidad de operación de 110 kilómetros por hora; sobre un espesor de pavimento total de 45.0 centímetros, compuesto de 15.0 centímetros de sub-base hidráulica; 20.0 centímetros de base hidráulica y una carpeta asfáltica de 10.0 centímetros. (Figura 1a)

La ejecución de la obra se consignó bajo el ámbito de Carretera concesionada; que a solicitud del Gobierno del Estado de Tabasco se le otorgó; mismo que mediante los trámites necesarios cedió las obligaciones y derechos para construir, explotar y conservar los 82.0 kilómetros que comprenden el tramo, a un grupo de industriales de la construcción estatal integrados en la Concesionaria "Olmeca" S.A de C.V.

Los trabajos a ejecutar comprenden la construcción de terracerías, obras de drenaje, trabajos diversos, pavimentación, estructuras y obras complementarias; en particular el propósito del estudio que se realizó se debió fundamentalmente a su influencia en la etapa de pavimentación, ya



que sobre la superficie de rodamiento se refleja finalmente; cualquier defecto o deficiencia de las capas inferiores.

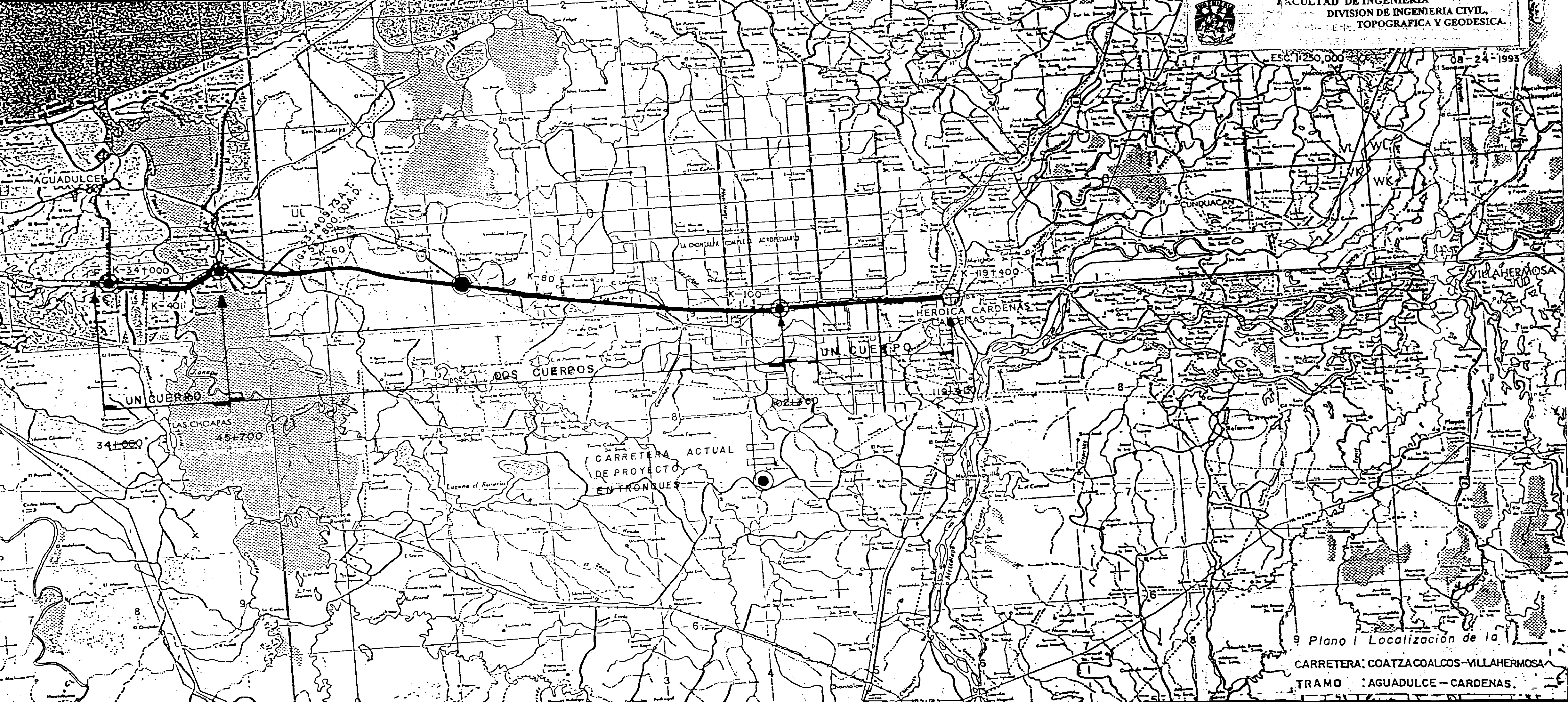
Dado el avance de las innovaciones tecnológicas que se desarrollan en el País, particularmente en el área de pavimentación, la Concesionaria presentó a la entidad normativa, Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ;propuesta de adecuación a la estructura del pavimento flexible por pavimento rígido; el cual estaría constituido por una capa de 15.0 centímetros de sub-base asfáltica y una losa de concreto hidráulico de 28.0 centímetros de espesor (Figura 1b), con lo que se tendrían 43.0 centímetros de espesor en pavimento.

Dentro de los argumentos que presentó la Concesionaria para solicitar la adecuación del pavimento tradicional, se puede mencionar que el tipo rígido requiere de un nivel más bajo de mantenimiento; así como que su vida económica se prolonga considerablemente al disminuir la solicitud de esfuerzos al terraplén y al terreno natural, esto por menor tránsito promedio diario anual, aunque se haya considerado un horizonte de proyecto promedio de 20.0 años.

Si a lo anterior se adiciona él sin número de supuestos beneficios al emplear el concreto hidráulico en pavimento, que su precursor en el país argumenta; la Secretaría de Comunicaciones y Transportes accedió positivamente al empleo de dicha técnica, poniendo como única condición, el desarrollar un estudio geotécnico que garantizará que la aplicación del pavimento rígido en las zonas inestables sería satisfactoria, ya que de acuerdo al estudio preliminar sobre el trazo, en la zona más desfavorable, se tendría una incrustación del terraplén a construir de hasta un (1.0) metro.

Es pertinente aclarar que el área de proyectos de la Dirección General de Carreteras Federales, había considerado que dada las características del lugar debía emplearse geotextil de propileno no tejido, utilizándose en obra el de la marca Synthetics Industries; sobre él que se construiría las terracerías en un espesor promedio de 2.0 (dos) metros, compactado al 90%, una capa de transición o subyacente de 50.0 centímetros de espesor compactada al 95%; para finalizar con una capa subrasante de 30.0 centímetros de espesor compactado al 100%.

Dentro de la zona crítica comprende la construcción de dos puentes importantes: puente sobre el río Tonalá de 246 metros de longitud para un cuerpo, con terraplenes de acceso de 7.0 metros de altura; y puente sobre el río Blasillo de 52.8 metros de longitud para dos cuerpos, con terraplenes de 5.0 metros de altura.



CARRETERA ACTUAL
DE PROYECTO
ENTRONQUES

9 Plano 1 Localización de la
CARRETERA: COATZACOALCOS-VILLAHERMOSA
TRAMO : AGUADULCE - CARDENAS.



Proyecto Original
Sección Tipo

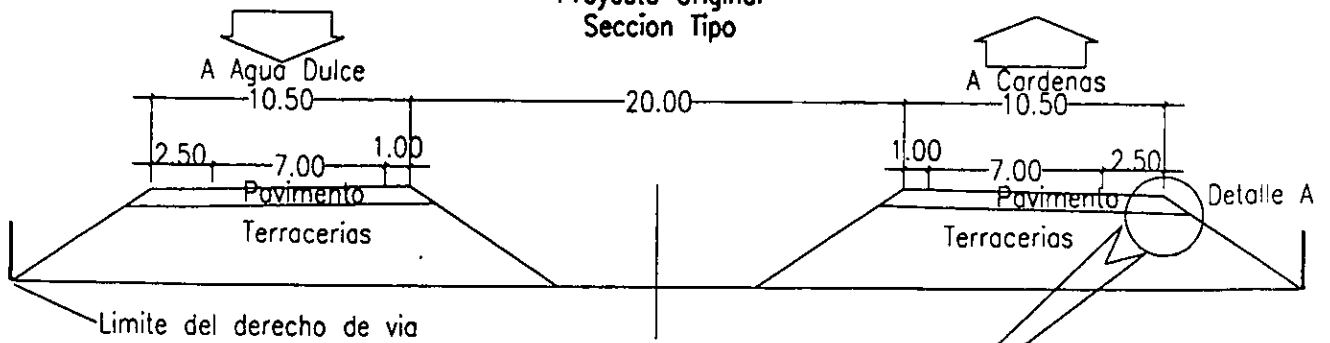
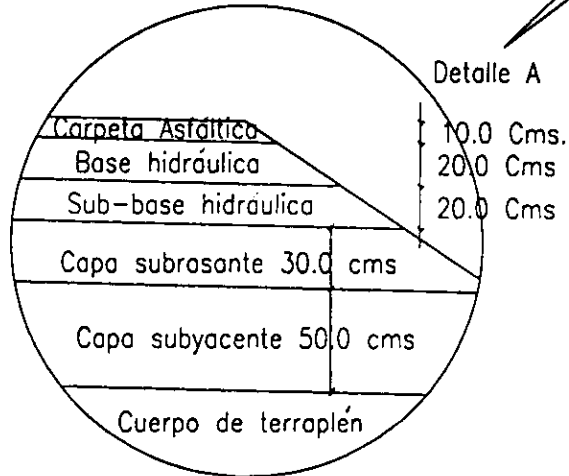


Fig. 1-a



Proyecto Adecuado
Sección Tipo

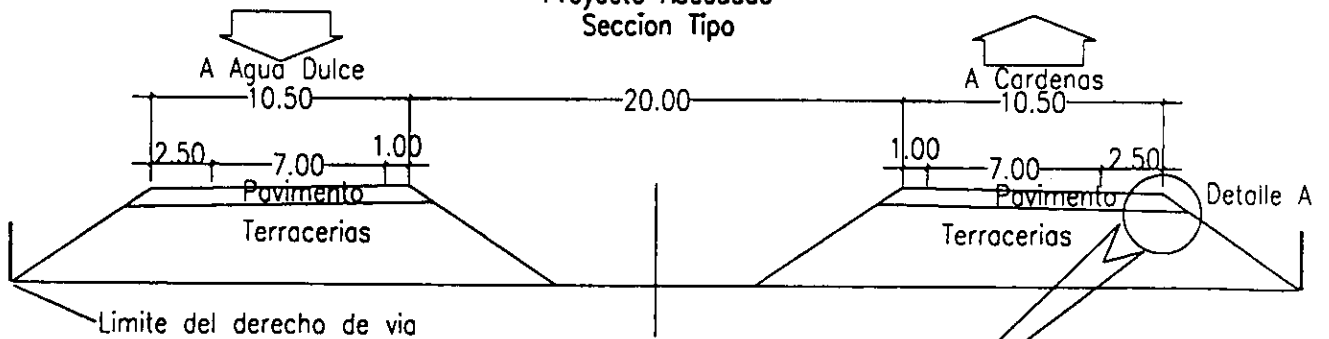
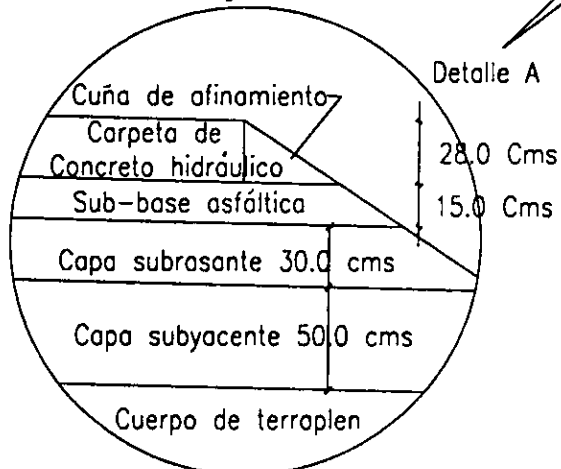


Fig. 1-b



Nota : La seccion tipo corresponde al subtramo del km. 45+700 al km. 102+360



II. EXPLORACION GEOTECNICA

II.1 PROPOSITO Y ALCANCE

El propósito fundamental al efectuar estos estudios es el de realizar una evaluación geotécnica del posible comportamiento de los terraplenes que actualmente se encuentran en etapa de construcción para la autopista: Entronque Agua Dulce, Ver.- Cárdenas, Tab .

El alcance del estudio cubre los siguientes aspectos:

- *Geología del sitio en que se realiza el proyecto*
- *Aspectos geohidrológicos de la zona de estudio.*
- *Estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos: compresibilidad.*
- *Análisis de asentamiento.*
- *Evaluación del comportamiento futuro de los terraplenes.*

II. 2 EXPLORACION Y MUESTREO

RECORRIDOS Y TRABAJO DE CAMPO

Acorde con la metodología ha seguir que marcan los expertos en la materia, se efectuaron los recorridos de campo a lo largo de la construcción de los nuevos terraplenes y de la antigua carretera que tuvieron diferente objetivos tales como: a) el reconocimiento geológico que permite interpretar el origen y formación de los suelos del área en estudio; b) establecer zonas de la carretera con problemas de ondulación y/o agrietamiento que sirvieran como marco para c) definir la etapa de exploración y muestreo, en la cual se debe definir las condiciones estratigráficas del sitio mediante mediciones de campo y sondeos alterados.

El procedimiento de exploración se llevó a cabo en dos etapas en trabajos de campo; del kilómetro 39 + 500 al 60 + 053 y del kilómetro 46 + 600 al 73 + 000; cabe hacer la aclaración que al efectuar el trazo de campo se consideró una igualdad de 3,390.27 metros. Identificada como sigue: 53 + 409.70 AT. = IG = 56 + 800.00 AD.

En la primera etapa del trabajo de campo consistió en la ejecución de veintiún sondeos de cono

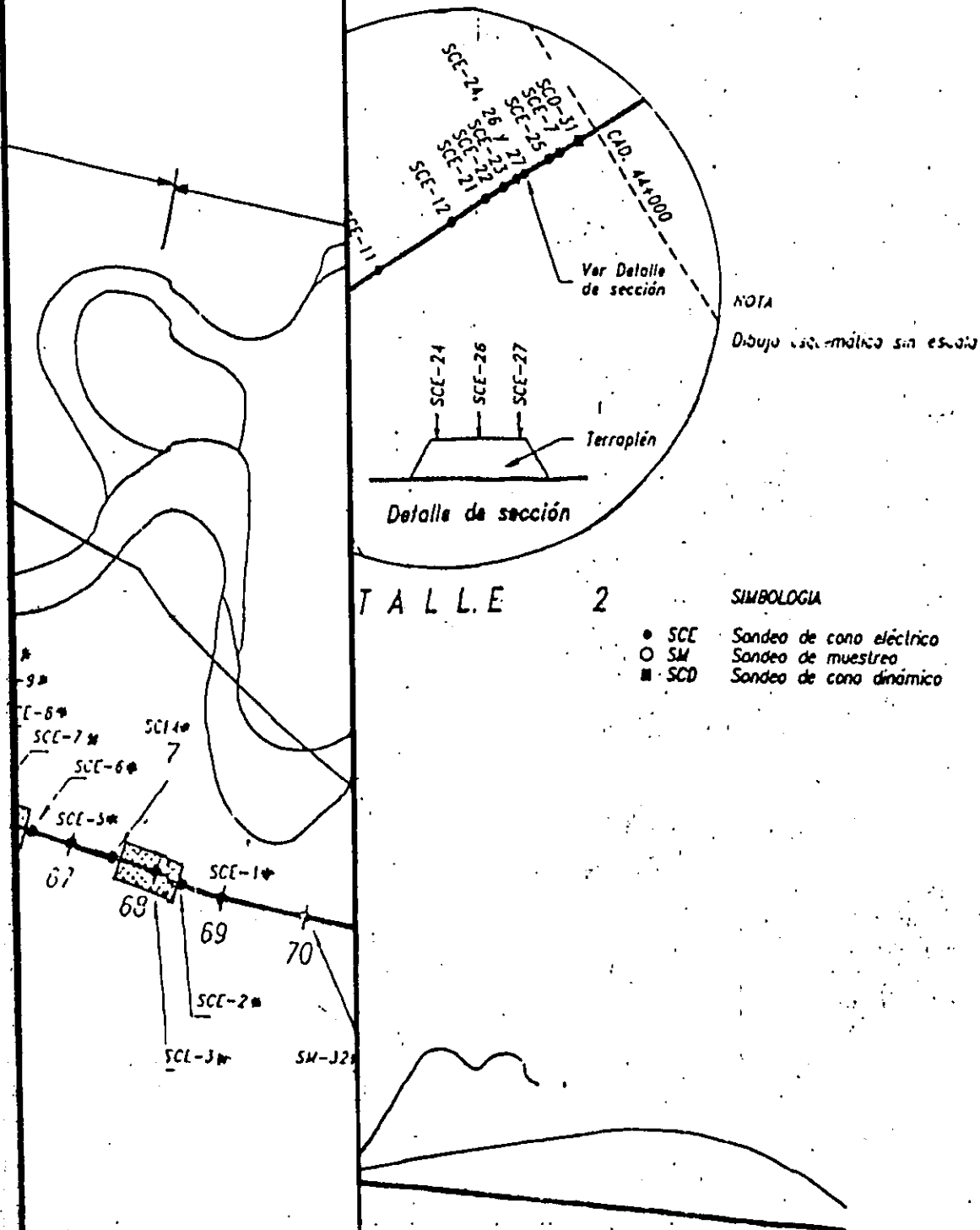


eléctrico, seis sondeos de muestreo mixto recuperando muestras alteradas con el tubo de penetración estándar y muestras inalteradas con tubos de pared delgada, adicionalmente se realizaron seis sondeos de cono dinámico; la ubicación, profundidades y cadenamientos de cada uno de los sondeos se presentan en la tabla siguiente y en el plano II.

Sondeos	Cadenamiento	Profundidad (m)	Observaciones
SCE - 1	39 + 500	30.50	-
SM - 2	39 + 500	30.50	-
SCE - 3	39 + 680	30.40	-
SM - 4	39 + 920	30.60	-
SCE - 5	40 + 500	31.50	-
SM - 6	41 + 370	37.60	Puente Tonalá
SCE - 7	43 + 950	31.50	-
SM - 8	44 + 075	30.60	-
SCE - 9	44 + 175	31.50	-
SM - 10	52 + 829	30.60	Puente Blasillo
SCE - 11	43 + 700	28.50	-
SCE - 12	43 + 800	20.50	-
SM - 13	43 + 650	20.60	-
SCE - 14	52 + 779	4.60	Bajo el terraplén
SCE - 15	52 + 779	9.50	Sobra el terraplén
SCE - 16	60 + 053	22.30	-
SCE - 17	43 + 000	25.50	-
SCE - 18	43 + 106	25.50	-
SCE - 19	39 + 780	15.50	5 m acceso PEMEX
SCE - 20	39 + 780	15.50	10 m acceso PEMEX
SCE - 21	43 + 850	2.50	-
SCE - 22	43 + 875	2.50	-
SCE - 23	43 + 895	2.50	-



FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL,
TOPOGRAFICA Y GEODESICA.



TALLE 2

SIMBOLOGIA

- SCE Sondeo de cono eléctrico
- SM Sondeo de muestreo
- SCD Sondeo de cono dinámico

Plano II Planta de Localización de Trabajos de campo (sondeos exploratorios)



Sondeos	Cadenamiento	Profundidad (m)	Observaciones
SCE - 24	43 + 905	2.50	Lado Izquierdo
SCE - 25	43 + 940	2.50	-
SCE - 26	43 + 905	2.50	Centro
SCE - 27	43 + 905	2.50	Lado Derecho
SCD - 28	39 + 600	5.20	-
SCD - 29	39 + 800	5.40	-
SCD - 30	40 + 000	5.90	-
SCD - 31	43 + 975	5.40	-
SCD - 32	44 + 380	5.60	-
SCD - 33	44 + 105	5.40	-

Todos los sondeos exploratorios se realizaron desde la corona de los terraplenes.

La confiabilidad en los resultados que se obtuvieron con los sondeos de cono eléctrico en la primera etapa, se consideraron fundamentales para definir los alcances del complemento del trabajo de campo, por lo cual para terminarlo se realizaron treinta y un sondeos de cono eléctrico y un sondeo de muestreo selectivo; los cadenamientos y profundidades de cada uno de estos se presentan a continuación:

Sondeo	Cadenamiento	Profundidad (m)
SCE-1	69+000	20.60
SCE-2	68+500	23.50
SCE-3	68+000	23.50
SCE-4	67+500	23.60
SCE-5	67+000	20.60
SCE-6	66+500	21.60
SCE-7	66+000	17.60
SCE-8	65+500	21.10
SCE-9	65+000	22.50
SCE-10	64+500	19.10



Sondeo	Cadenamiento	Profundidad (m)
SCE-11	64+000	19.80
SCE-12	63+500	18.60
SCE-13	63+000	19.10
SCE-14	62+500	21.50
SCE-15	62+000	21.40
SCE-16	61+500	23.50
SCE-17	61+000	25.60
SCE-18	60+500	23.10
SCE-19	59+000	27.60
SCE-20	58+500	27.50
SCE-21	58+000	27.60
SCE-22	57+500	17.50
SCE-23	57+000	21.60
SCE-24	56+500	21.60
SCE-25	56+000	17.60
SCE-26	50+000	19.60
SCE-27	48+500	21.60
SCE-27	48+600	17.60
SCE-29	73+000	17.60
SCE-30	72+000	16.60
SCE-31	71+000	17.60
SM-32	70+000	17.30

La ubicación de los sondeos de esta segunda etapa se indica también en el plano II.

Adicionalmente a los sondeos de cono en el kilómetro 63+000 se efectuaron dos pozos a cielo abierto para identificar físicamente los materiales colocados en los terraplenes y se realizó un muestreo selectivo de los bancos de materiales denominados Pejelagartero 1 y 2.

Sobre las técnicas de exploración geotécnica empleadas en las etapas de los trabajos se mencionan de manera breve cada una de estas:



METODO DE PENETRACION CONICA

CONO ELECTRICO.- El penetrómetro que se utilizó en los sondeos efectuados corresponden a tipo Fugro, que se puede utilizar en todos los tipos de suelos, cuyas características se describen a continuación:

Punta de medición. Se trata de una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (Strain gages); usualmente tienen 2.0 toneladas de capacidad de carga y resolución de 1.0 kilogramo, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5.0 toneladas y resolución de 2.0 kilogramos; en la figura 2 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; mismo que usualmente tiene 3.6 centímetros de diámetro exterior.

Funcionamiento.- Como se observa en la figura 2 la fuerza que se desarrolla en la punta cónica se mide en la celda inferior, y la que se desarrolla en la funda de fricción se mide en la celda superior. Se construyen también conos en los que la primera celda capta la fuerza de punta y la segunda la sumatoria de la punta y de fricción.

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

Elemento sensible- Es una pieza de bronce, aleación SAE-64 (figura 2), en la que se han labrado las dos celdas para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda. Las características del bronce elegido son: Límite elástico de 1,250 kg./cm² y modulo de elasticidad de 910,000 kg./cm².

Calibración de celdas.- En la figura 3 se muestran calibraciones típicas para un cono eléctrico de 2.0 a 5.0 toneladas de capacidad, de ellas se deduce que la precisión de las mediciones del esfuerzo en la punta es de 0.1 kg./cm², y 0.01 kg./cm² para el de fricción, con sensibilidad de 1/5 de los valores anteriores.

Mecanismo de carga.- El cono se hincó en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, de 3.6 centímetros de diámetro exterior, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado fue generada con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada, mediante una perforadora convencional adaptada para esta maniobra, modelo B-150 móvil, similar a la mostrada en la figura 4.

Ejecución de la prueba.- La velocidad de hincado del cono que se utilizó en este estudio fue de 1 cm/seg. , la norma tentativa (ASTM D 3441-4ST para la operación del cono eléctrico) propone de 1

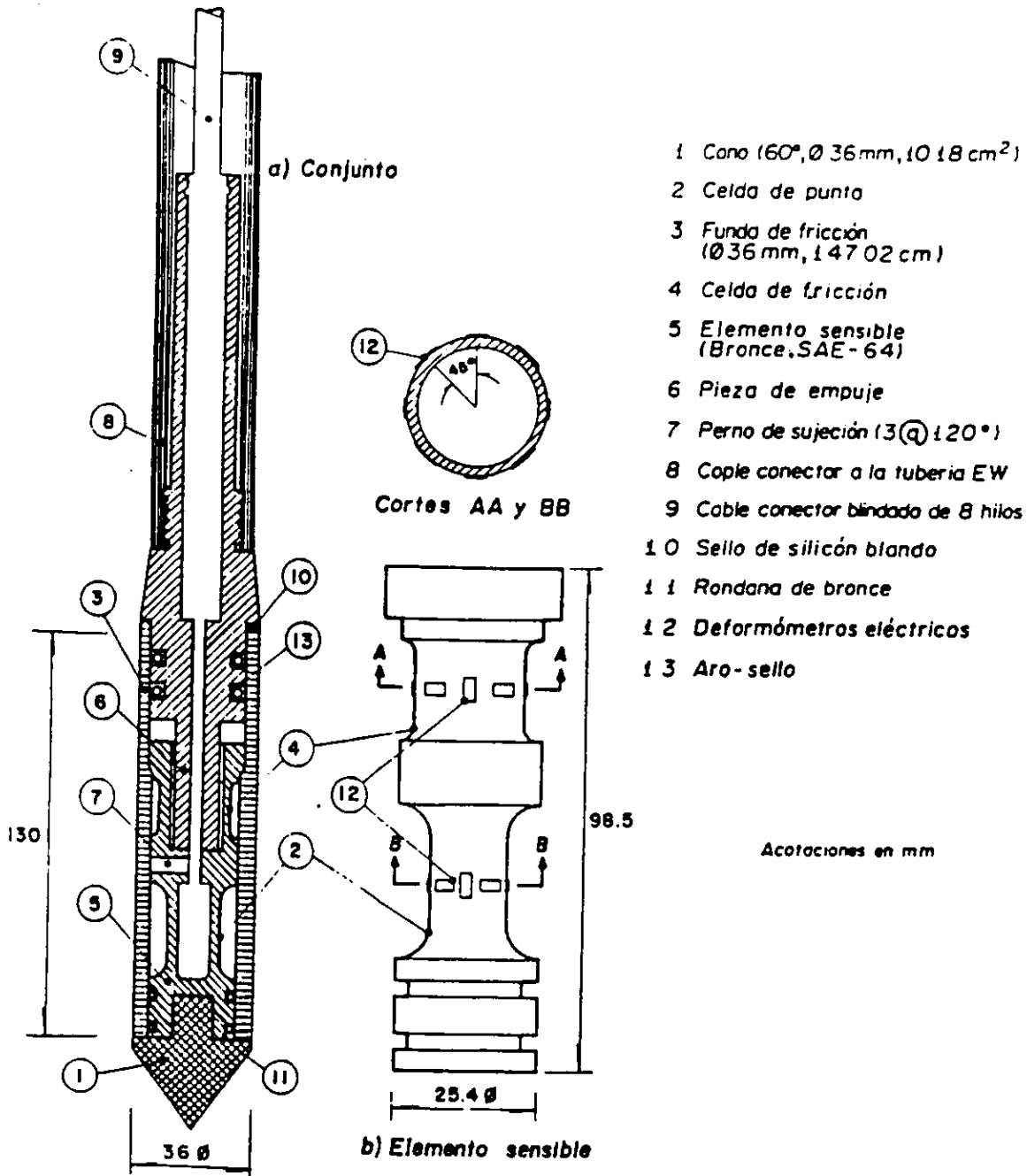
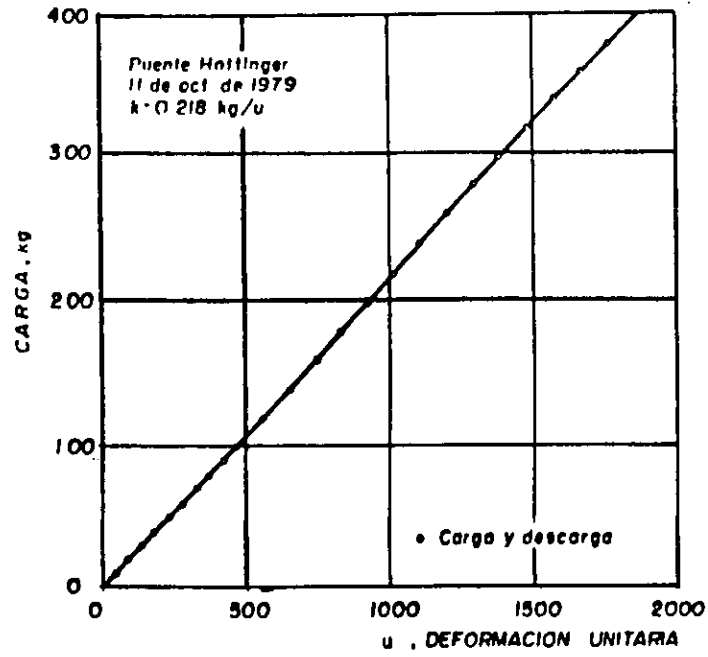
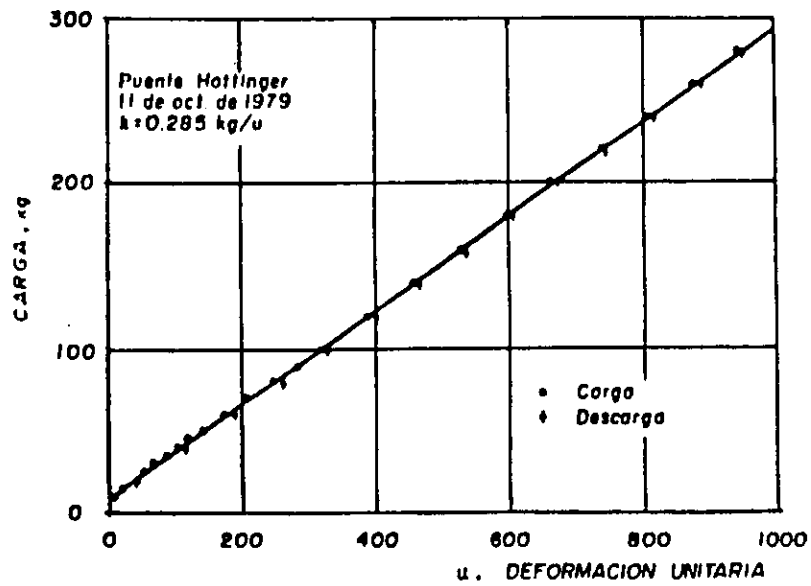


Fig 2 Corte transversal del Penetrómetro Eléctrico



a) Celda de punta



b) Celda de fricción

Fig 3 Calibración de las celdas sensibles

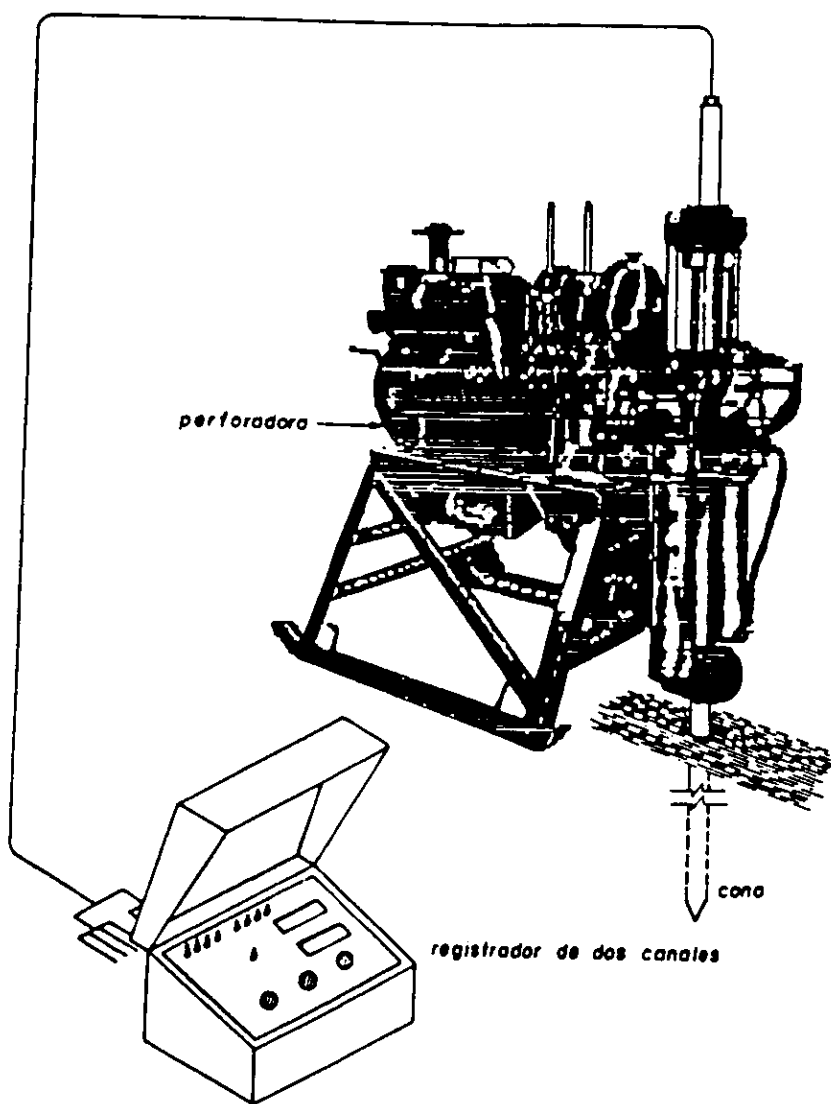


Fig 4 Perforadora convencional



a 2 cm/seg. \pm 25%. La selección de la velocidad de penetración, se debe a la cantidad de información que se tiene con respecto a estudios efectuados para las arcillas de la Ciudad de México. De haberse adoptado la velocidad de penetración de 2.0 cm/seg. , lo que se obtienen son valores ligeramente más altos. Es de suma importancia que durante la prueba, la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas dura pierda velocidad y al pasarlas se acelere.

CONO DINAMICO.- Se trata del más simple cono de exploración que se hinca a percusión, consiste de punta de acero con ángulos de ataque de 60°, cuyo diámetro B siempre debe ser mayor que el diámetro b de las barras con que se hinca, esto para reducir la fricción con el suelo circundante. El empleado en las exploraciones fue del tipo recuperable con 7.0 centímetro de diámetro con barras AW de 1.0 metros de longitud, masa de hincado de 64.0 kilogramos, altura de caída de la masa de 75.0 centímetros; del tipo mostrado en la figura 5 con pistón de seguridad; condiciones similares a la prueba de penetración estándar.

Calibración de conos.- Los conos dinámicos no se calibran dada su simplicidad; sin embargo siempre se hace necesario establecer correlaciones en el sitio del estudio, entre el número de golpes con el que se hinca y el que se obtendría empleando penetrómetro estándar.

MUESTREO INALTERADO CON PENETRACION ESTANDAR.

La prueba de penetración estándar permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar y obtener muestras alteradas para identificar los suelo del sitio. La prueba consiste en hincar 45 centímetros un tubo de acero con el extremo afilado (penetrómetro estándar), con una masa de 64 kilogramos dejándolo caer libremente desde una altura de 75 centímetros. El número de golpes de penetración estándar se define como el número de golpes necesarios para hincar los 30 últimos centímetros del penetrómetro.

MUESTREO INALTERADO CON TUBOS DE PARED DELGADA.

El empleo de tubos abiertos de pared delgada permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas, para fines prácticos las muestras deben obtenerse selectivamente, para suministrar al laboratorio especímenes inalterados de suelo para la determinación de las propiedades de resistencia y deformabilidad. Consiste de un tubo de acero con el extremo inferior afilado y unido

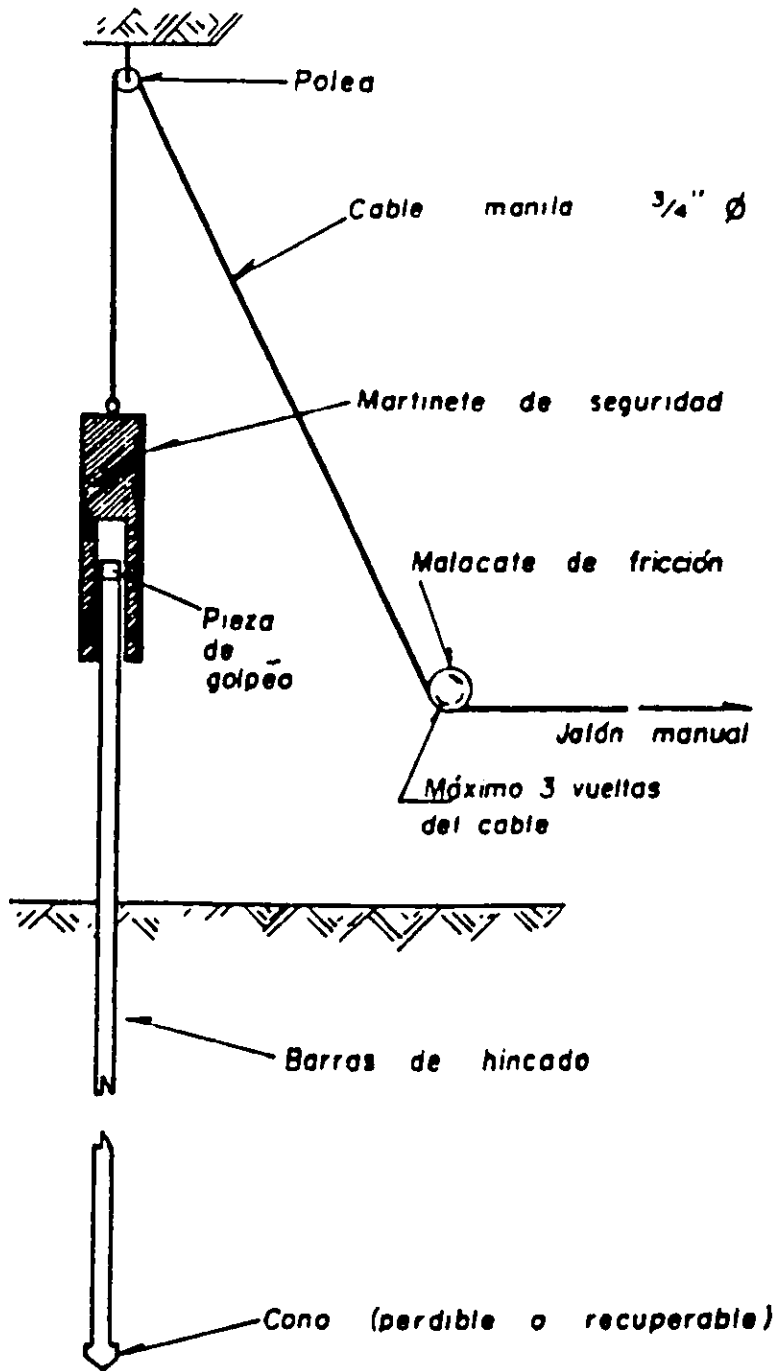


Fig. 5 Malacate de fricción.



en su parte superior a la columna de barras por medio de una cabeza muestreadora. Las muestras se recuperan hincando el tubo a una velocidad constante, una longitud de 75 centímetros.

II.3 ENSAYES DE LABORATORIO

ENSAYES INDICES.

En todas las muestras recuperadas alteradas e inalteradas, se efectuaron los siguientes ensayos índices:

- *Clasificación visual y al tacto*
- *Contenido de Agua*

En muestras seleccionadas:

- *Límites de consistencia (Límite Líquido, Límite Plástico, Índice Plástico)*
- *Contenido de finos*
- *Densidad de Sólidos*
- *Pesos volumétricos en estado natural y seco*

Los resultados de los ensayos realizados, así como sus principales relaciones gravimétricas se presentan en la tabla A y en los perfiles estratigráficos deducidos de los sondeos que se anexan.

ENSAYES MECANICOS: -

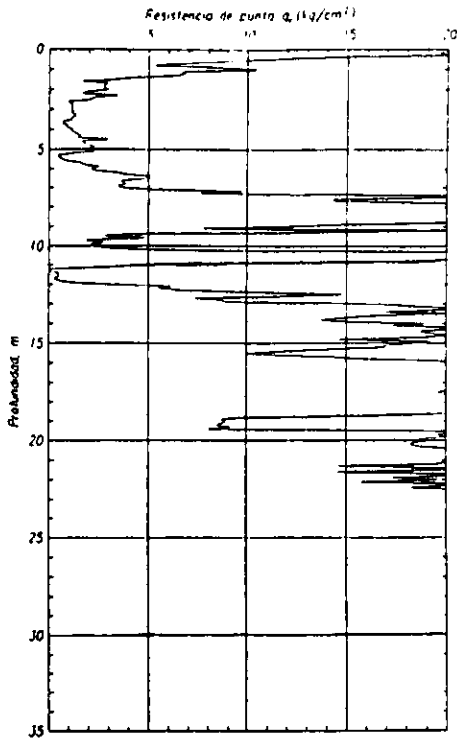
Las muestras inalteradas recuperadas en los ensayos de muestreo fueron sometidas a los siguientes ensayos mecánicos:

- *Consolidación Unidimensional*
- *Compresión Triaxial No consolidada- No drenada*

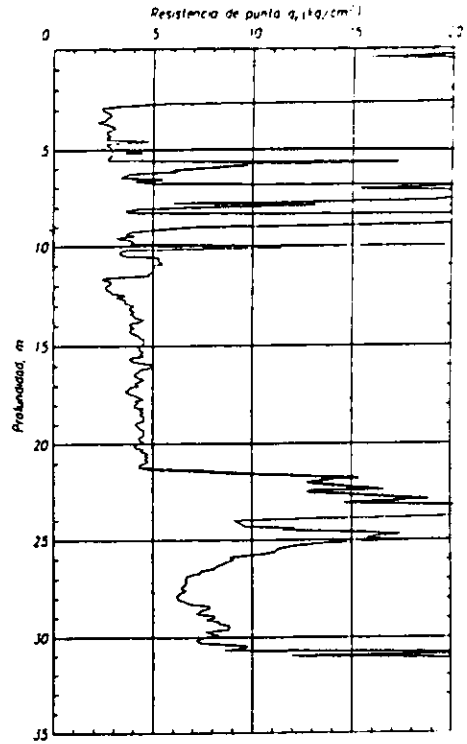
Los resultados de estas pruebas que incluyen las curvas de esfuerzo-deformación y círculos de Mohr se presentan anexo y tabularmente en la tabla A.



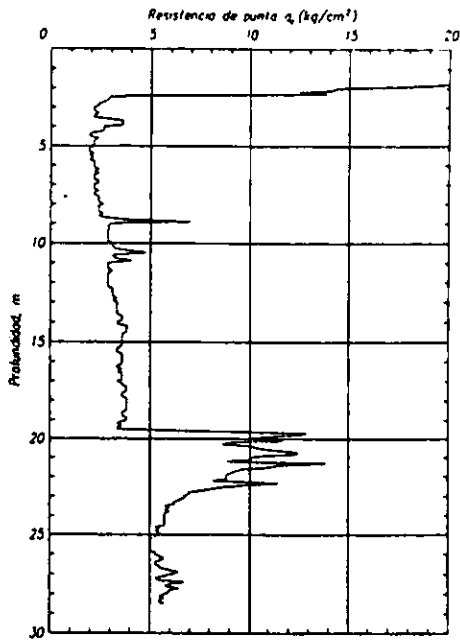
SONDEOS EXPLORATORIOS
REPRESENTATIVOS DE LA
PRIMERA ETAPA DE LOS
TRABAJOS DE CAMPO



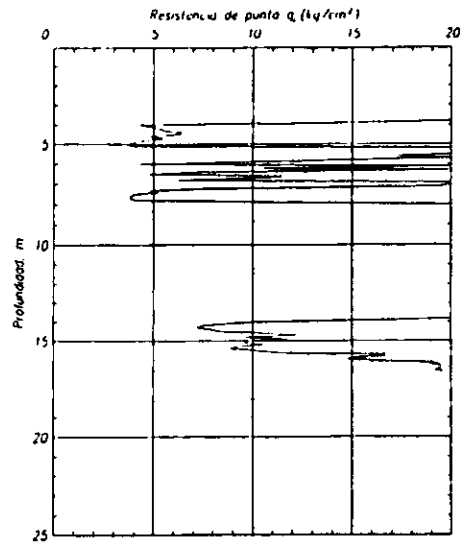
SCE-1
Km 39 + 500



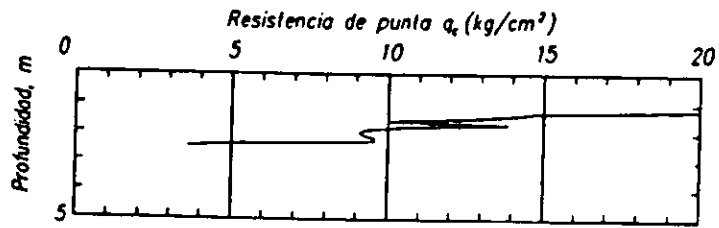
SCE-9
44+175 (Carretera vieja)



SCE-11
Km 43+700

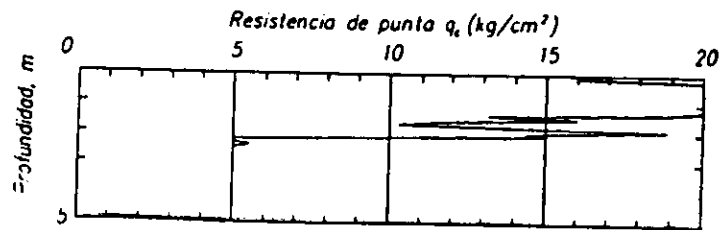


SCE-16
kg 60 + 053



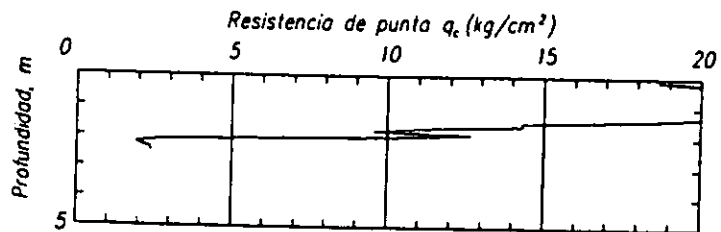
24

km 43 + 905 hombro izquierdo



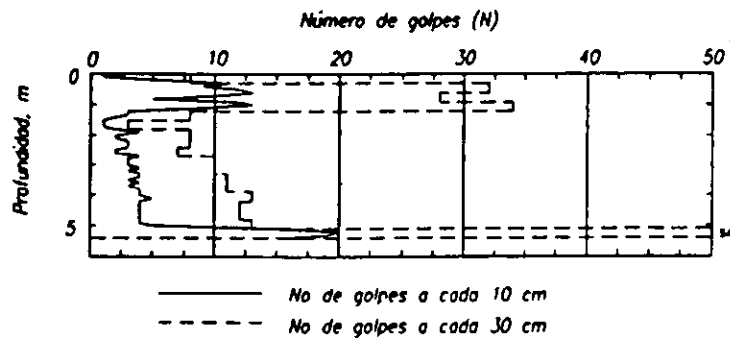
SCE-26

Km 43 + 905 Centro



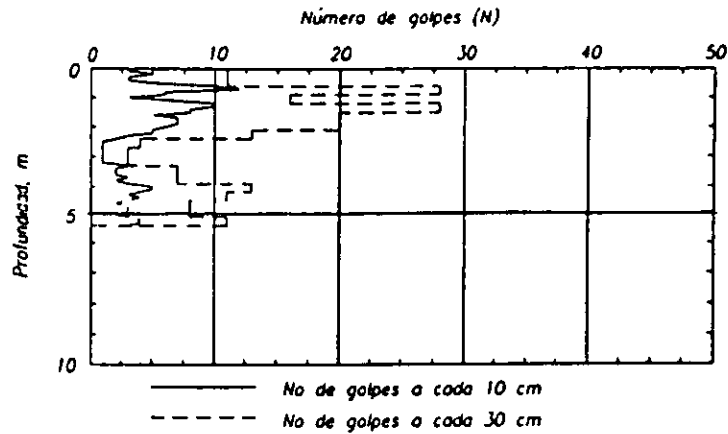
SCE-27

km 43 + 905 hombro derecho



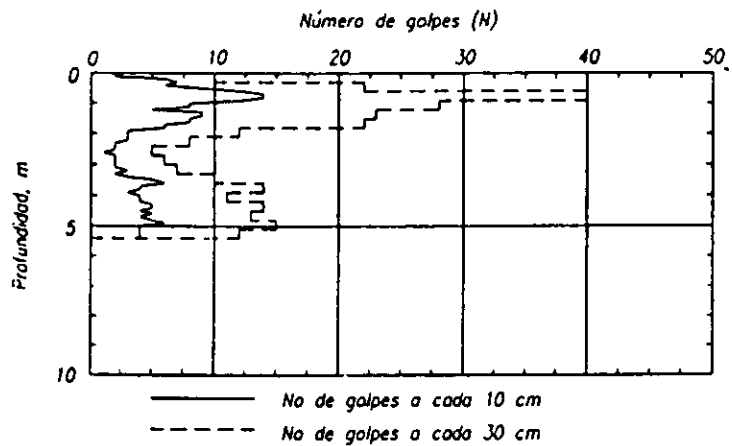
SCD-29

Km 39+800



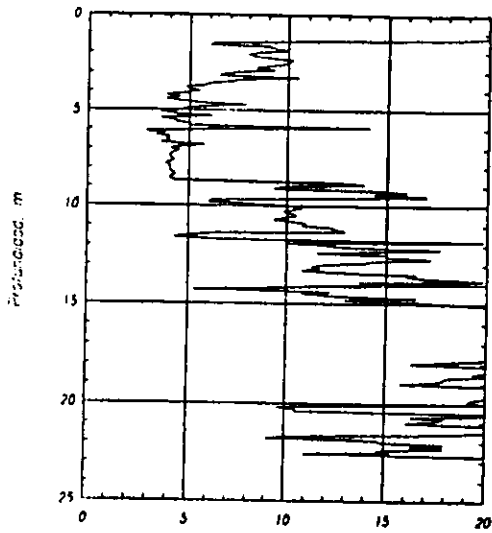
SCD-31

Km 43+975



SCD-33

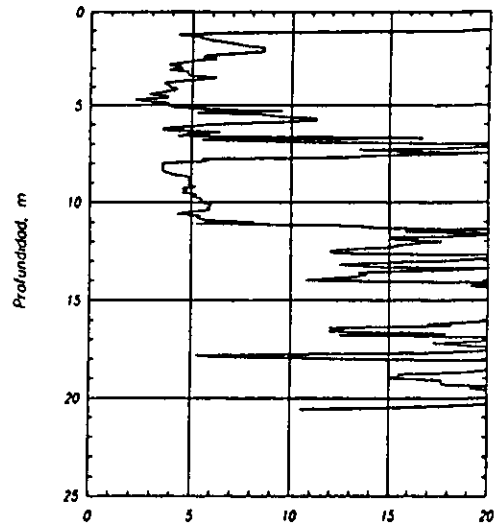
Km 43+975



Resistencia de punta q_c (kg/cm²)

SCE-4

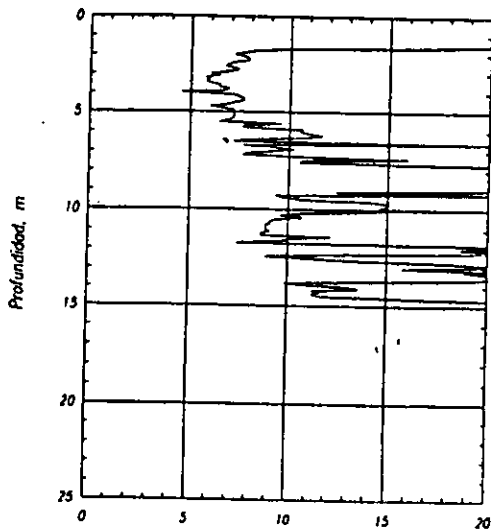
(Cad. 67+500)



Resistencia de punta q_c (kg/cm²)

SCE-5

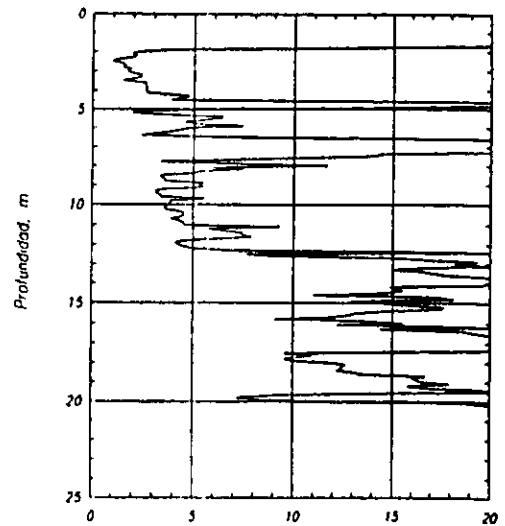
(Cad. 67+000)



Resistencia de punta q_c (kg/cm²)

SCE-7

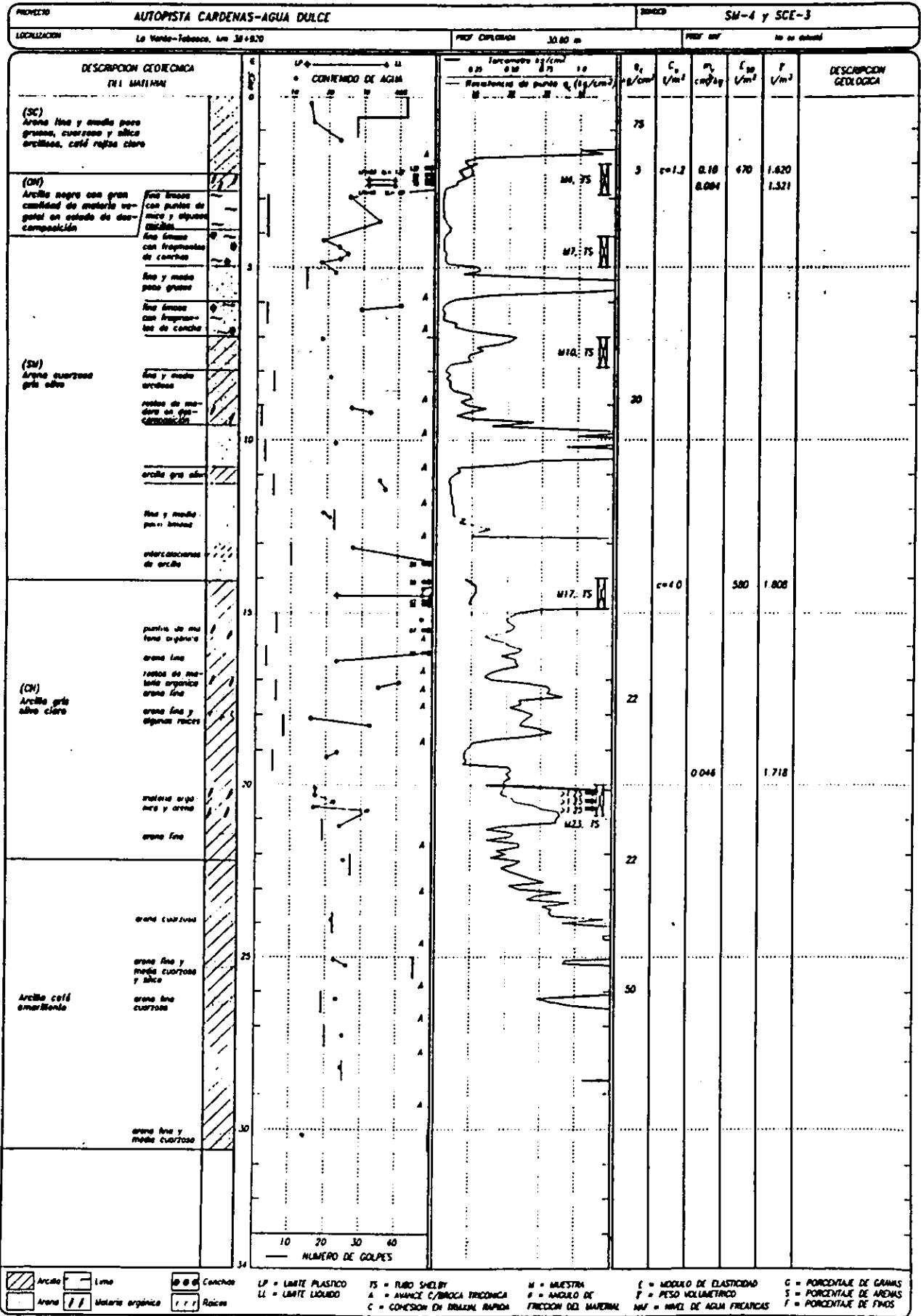
(Cad. 66+000)

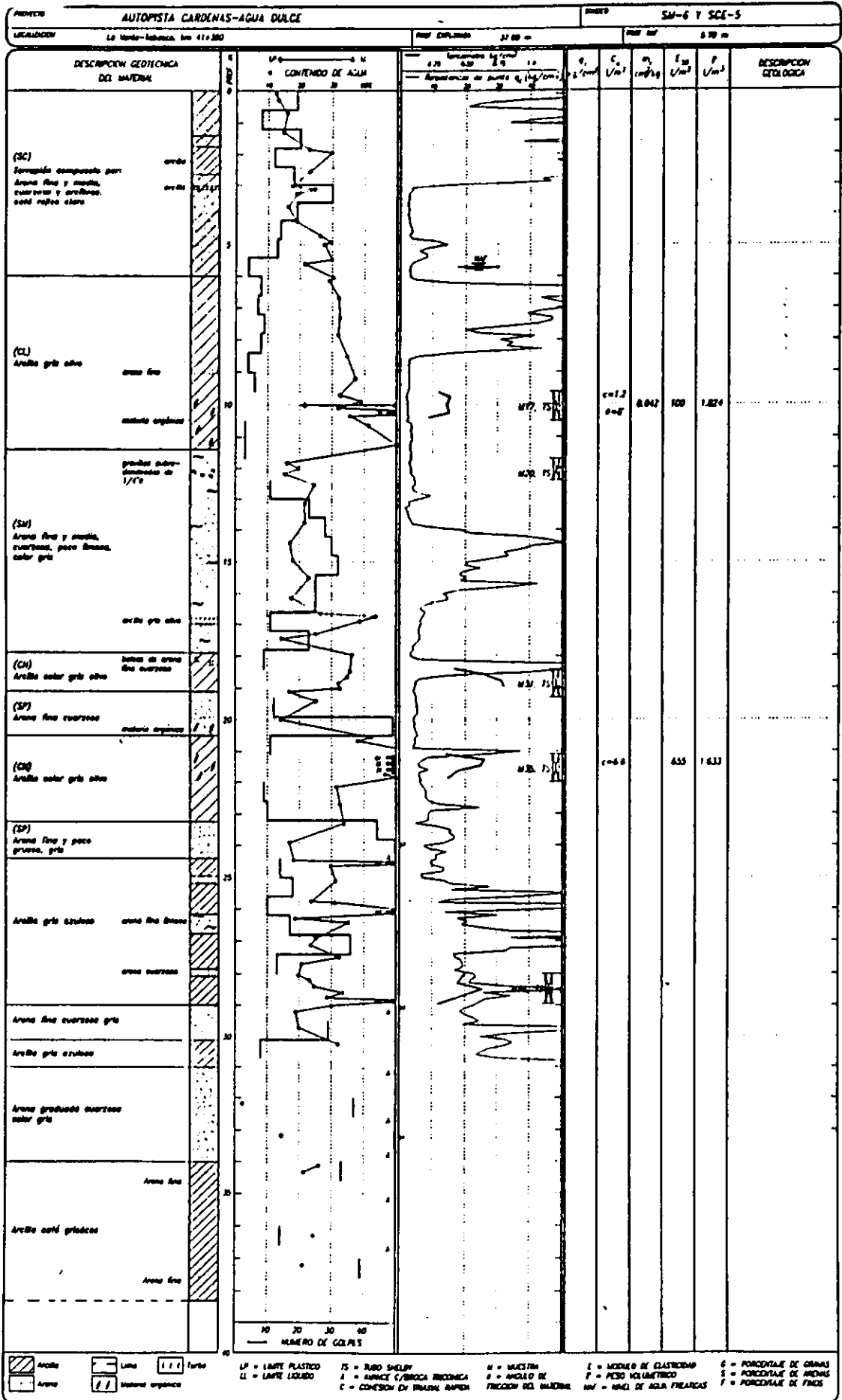


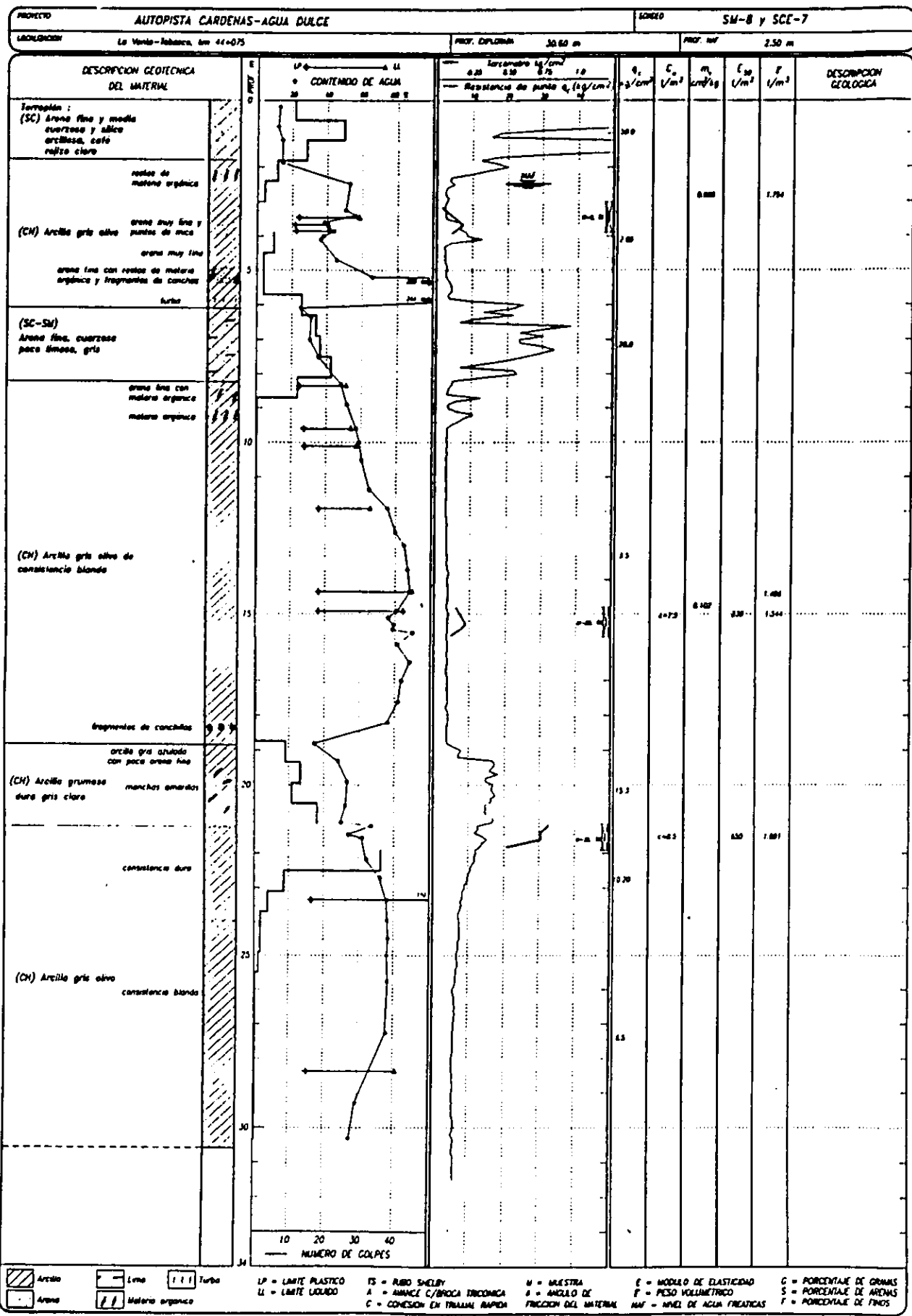
Resistencia de punta q_c (kg/cm²)

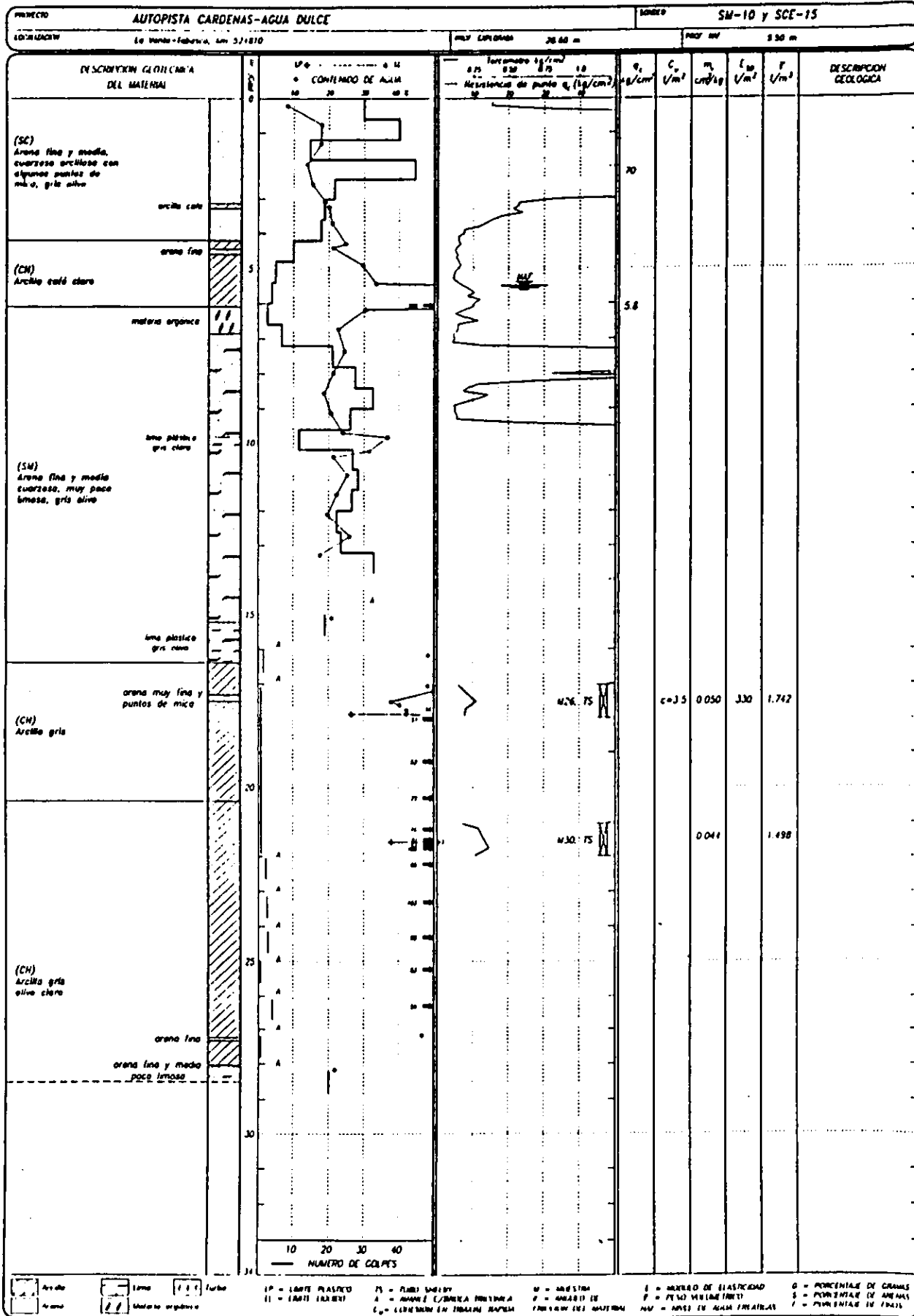
SCE-8

(Cad. 65+500)



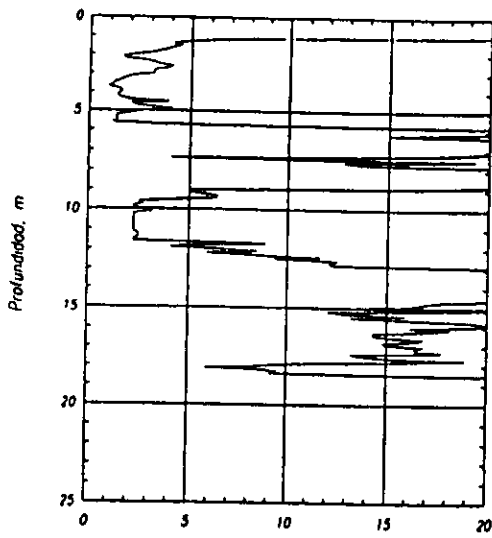






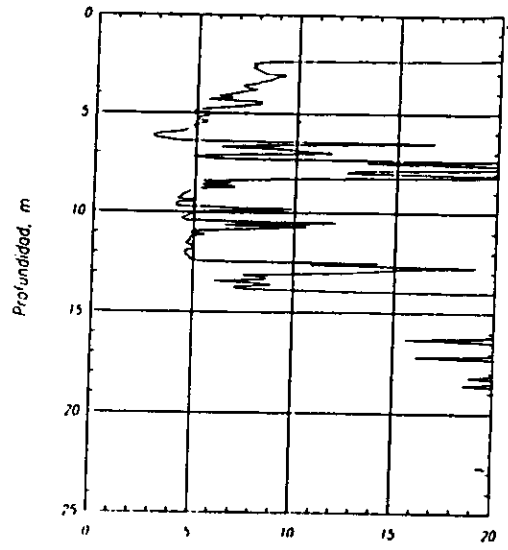


SONDEOS EXPLORATORIOS
REPRESENTATIVOS DE LA
SEGUNDA ETAPA DE LOS
TRABAJOS DE CAMPO



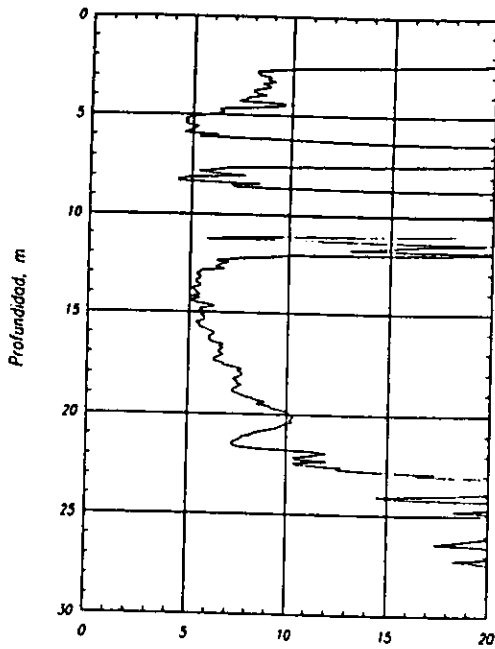
Resistencia de punta q_c (kg/cm²)

SCE-10
(Cad. 64+500)



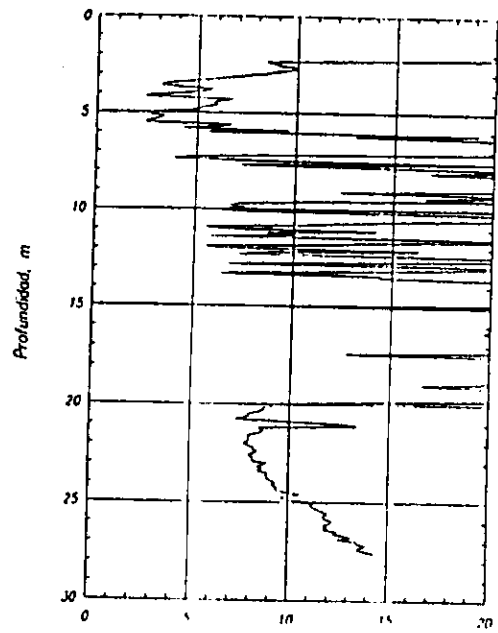
Resistencia de punta q_c (kg/cm²)

SCE-18
(Cad. 60+500)



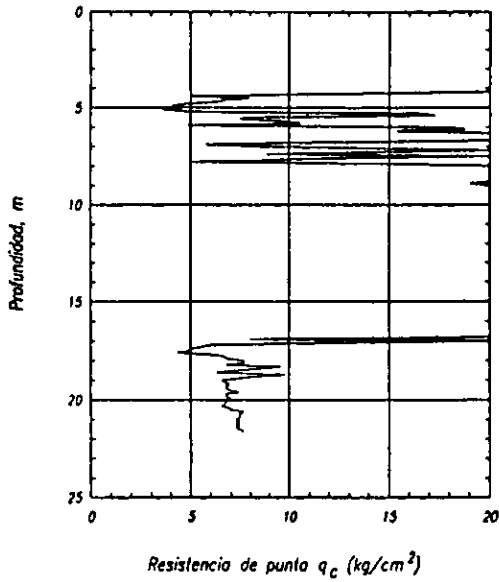
Resistencia de punta q_c (kg/cm²)

SCE-19
(Cad. 59+000)

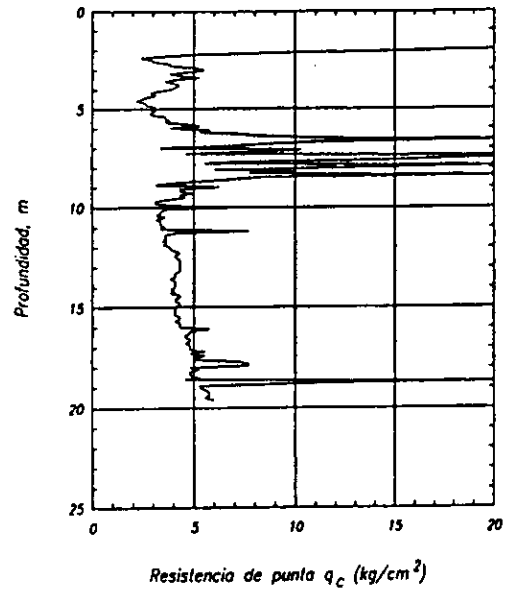


Resistencia de punta q_c (kg/cm²)

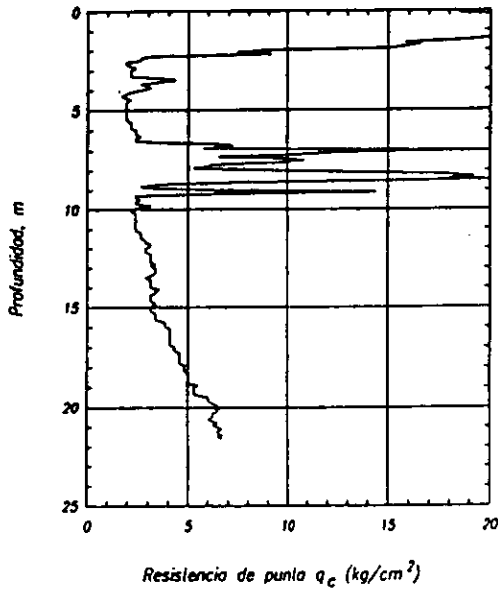
SCE-21
(Cad. 58+000)



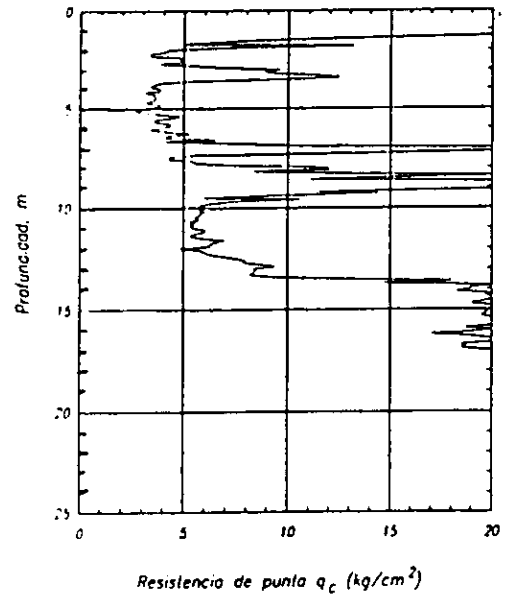
SCE-24
(Cad. 56+500)



SCE-26
(Cad. 50+000)



SCE-27
(Cad. 48+500)



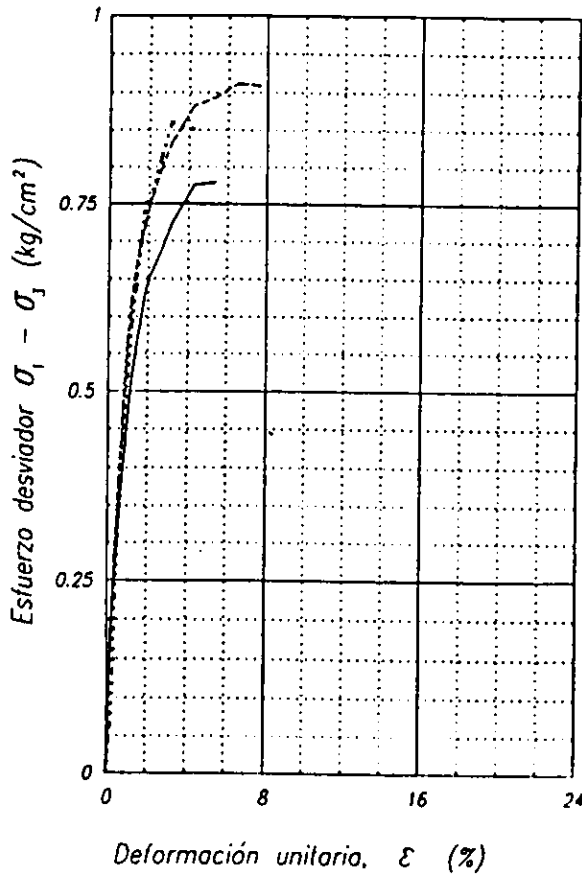
SCE-28
(Cad. 46+600)



RESULTADOS REPRESENTATIVOS
DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO
EN PRUEBA TRIAXIAL

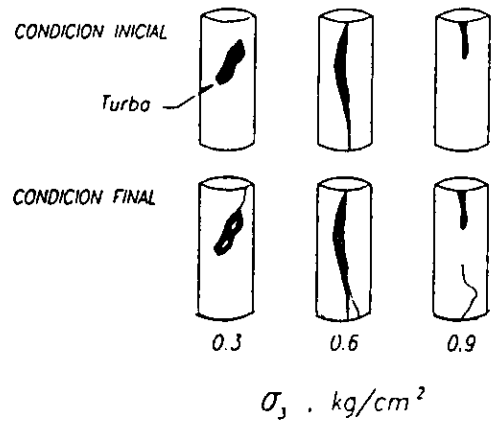
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : Autopista Cárdenas-Agua Dulce

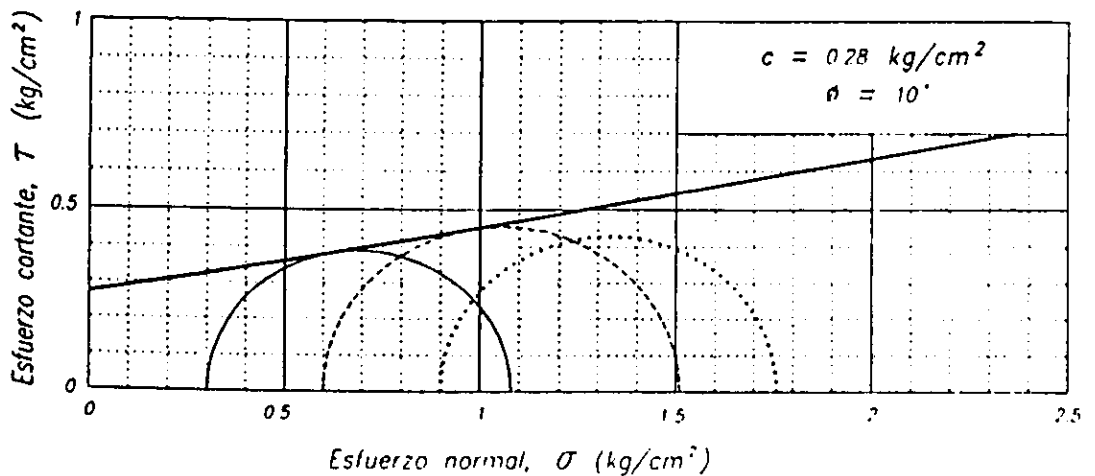


DESCRIPCION DEL MATERIAL	
(OL)	
Arcilla gris claro con restos de materia orgánica	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.3	44
- - -	0.6	53
· · ·	0.9	71

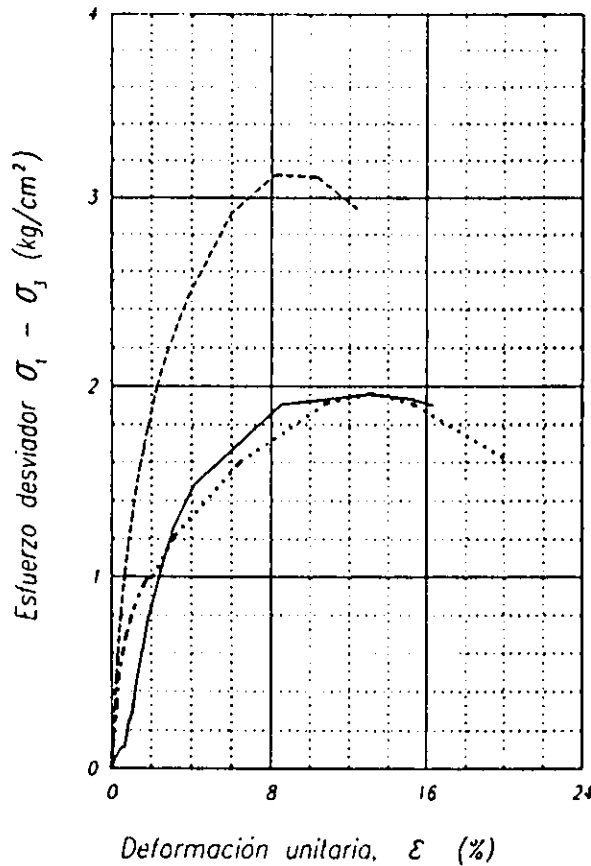


SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	G_w_i %	G_w_f %	γ_n kg/m ³
SM-2	6.60	UU-3	0.3	0.78	30.4	30.4	2.634	0.8	0.8	100	100	1931
			0.6	0.91	27.6	27.6	2.634	0.7	0.7	98.4	98.4	1932
			0.9	0.86	31.5	31.5	2.634	0.8	0.8	100	100	1923



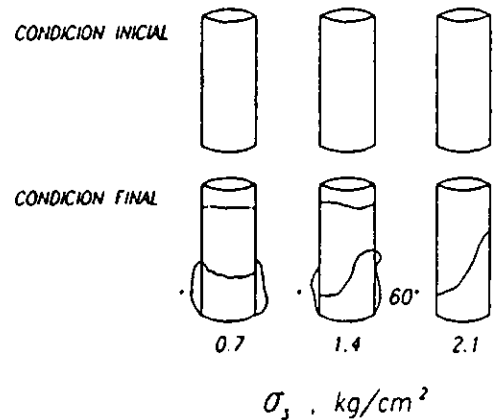
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : Autopista Cárdenas-Agua Dulce

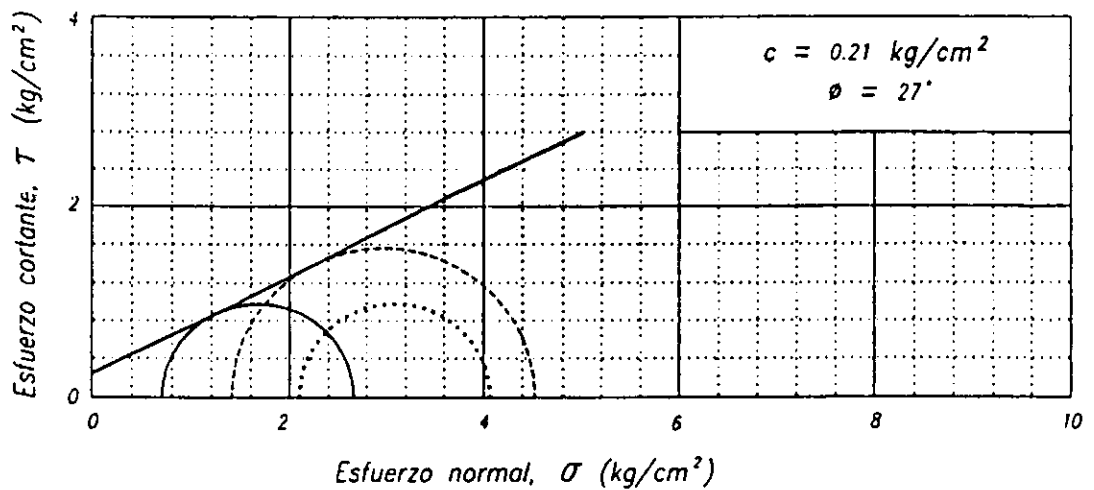


DESCRIPCION DEL MATERIAL	
(SC)	
Arena cuarzosa gris clara, fina y media	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.7	13
- - -	1.4	147
· · ·	2.1	93

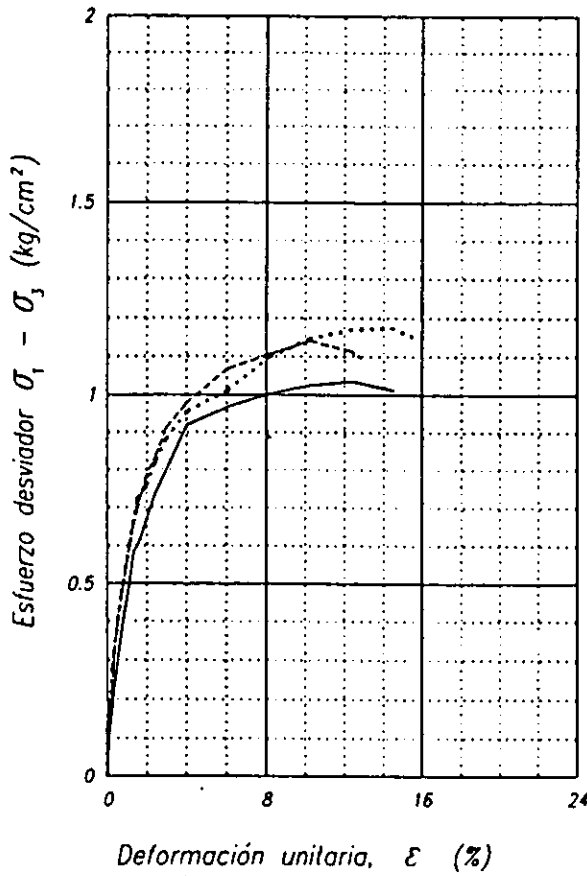


SONDEO	PROF m	T _x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w _i %	w _f %	S _s	e _i	e _f	Gw _i %	Gw _f %	γ_n kg/m ³
SM-2	7.50	UU-4	0.7	1.96	21.7	21.7	2.750	0.63	0.63	97	97	2058
			1.4	3.13	21.7	21.7	2.750	0.68	0.68	88	88	1995
			2.1	1.97	22.6	22.6	2.750	0.68	0.68	91	91	2004



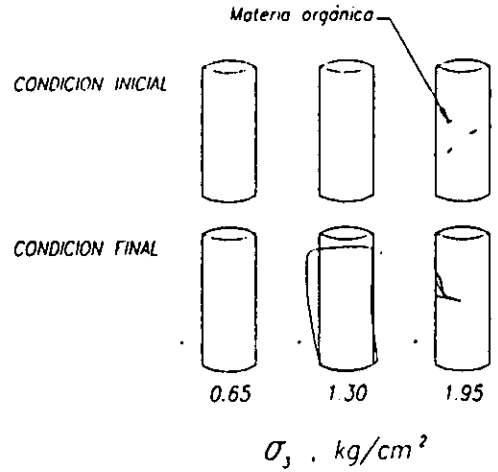
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : Autopista Cárdenas-Agua Dulce

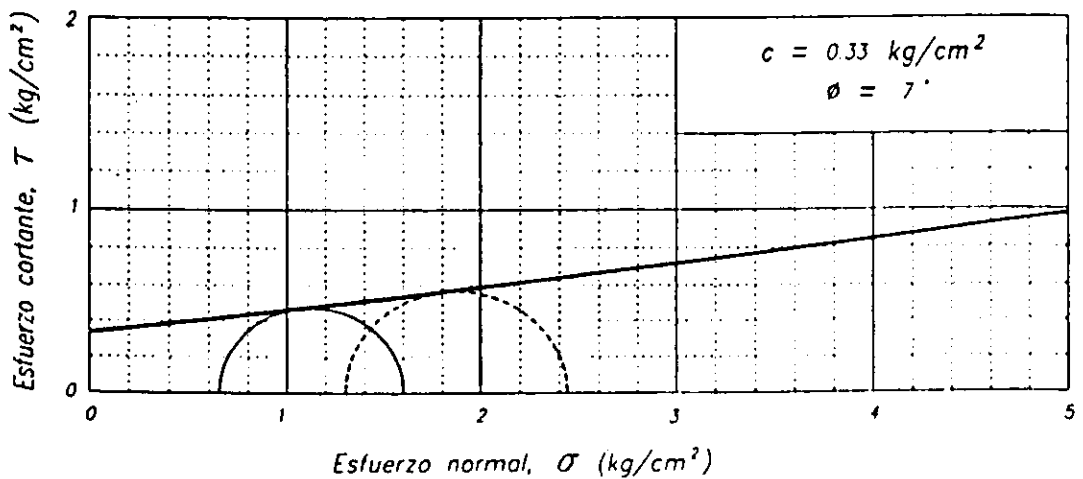


DESCRIPCION DEL MATERIAL	
SC	
Arena cuarzosa arcillosa gris olivo 35% Finos	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{30} kg/cm ²
—	0.65	42
- - -	1.30	55
.....	1.95	53

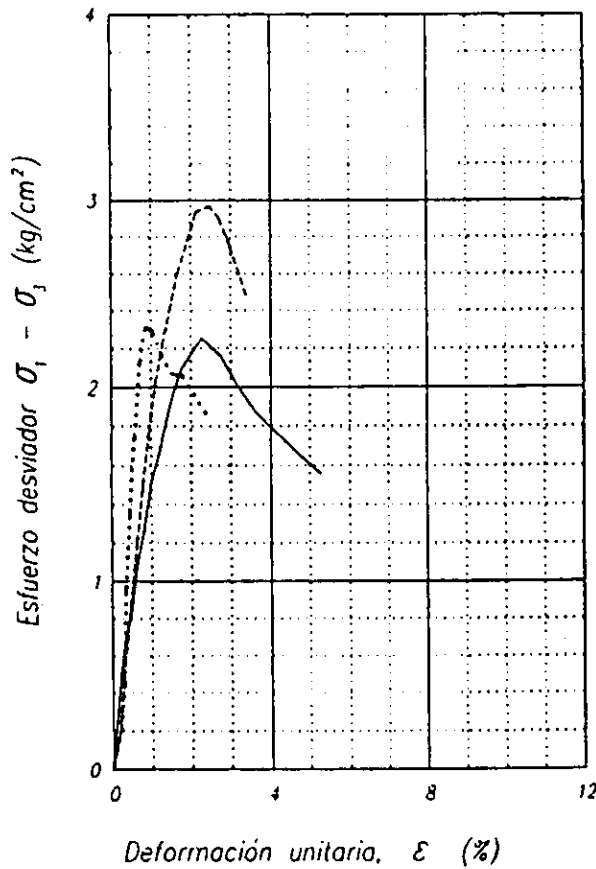


SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_r	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SM-2	12.00	UU	0.65	0.95	27.3	27.3	2.632	0.73	0.73	98	98	1934
			1.30	1.141	27.7	27.7	2.632	0.75	0.75	97	97	1915
			1.95	1.174	27.7	27.7	2.632	0.69	0.69	100	100	1980



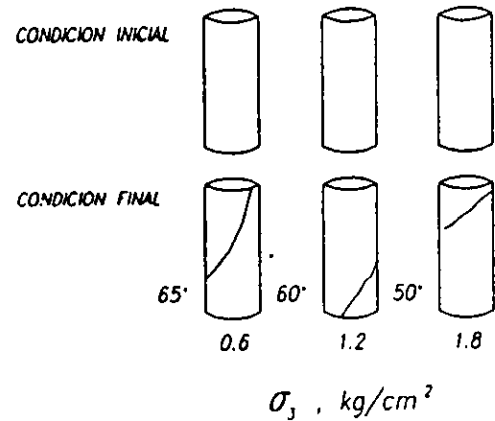
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : Autopista Cárdenas-Agua Dulce

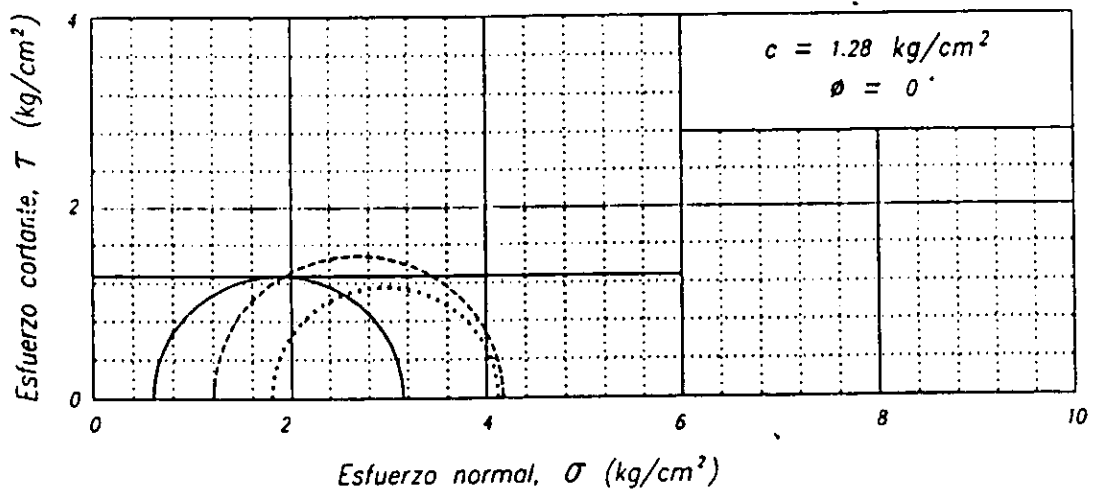


DESCRIPCION DEL MATERIAL	
CH Arcilla café olivo con manchas de óxido	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.6	150
- - -	1.2	237
⋯	1.8	457

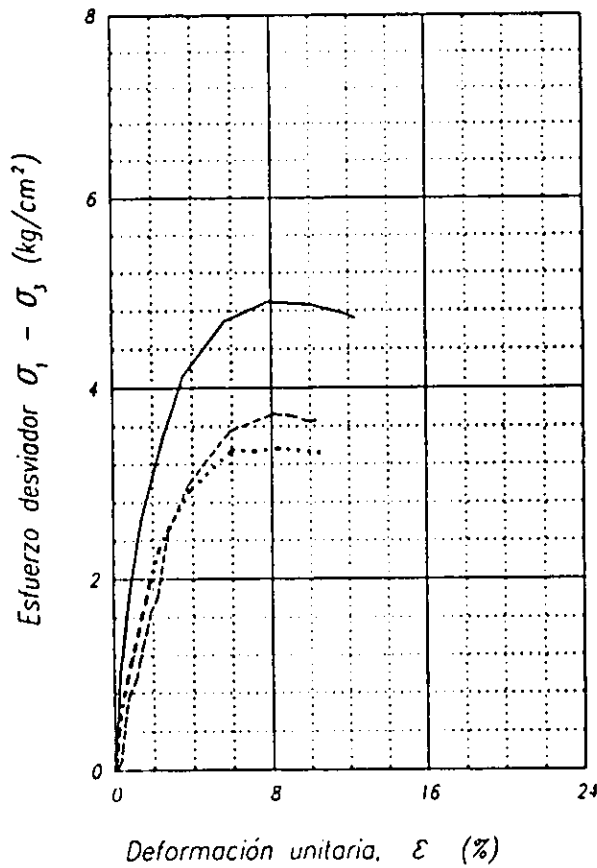


SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	G_w %	G_w %	γ_n kg/m ³
SM-2	19.7	UU-6	0.6	2.55	43.7	43.7	2.541	1.1	1.1	100	100	1743
			1.2	2.97	41.8	41.8	2.541	1.1	1.1	99.0	99.0	1779
			1.8	2.32	40.5	40.5	2.541	1.1	1.1	99.6	99.6	1797



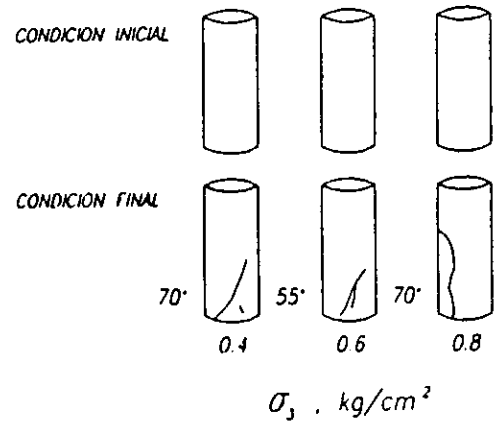
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : Autopista Cárdenas-Agua Dulce



DESCRIPCION DEL MATERIAL
(SC)
Arena fina y media cuarzosa,
arcillosa, calé rojizo claro

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	ϵ_{50} kg/cm ²
—	0.4	166
- - -	0.6	138
· · ·	0.8	275



MUESTRA REPRESENTATIVA DEL TERRAPLEN

SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_l %	S_s	e_i	e_l	Gw_i %	Gw_l %	γ_n kg/m ³
SM-13	1.40	UU-1	0.4	3.367	11.9	11.9	2.750	0.43	0.43	76.5	76.5	2156
			0.6	3.731	12.2	12.2	2.750	0.43	0.43	77.3	77.3	2152
			0.8	4.889	12.2	12.2	2.750	0.42	0.42	80.7	80.7	2178

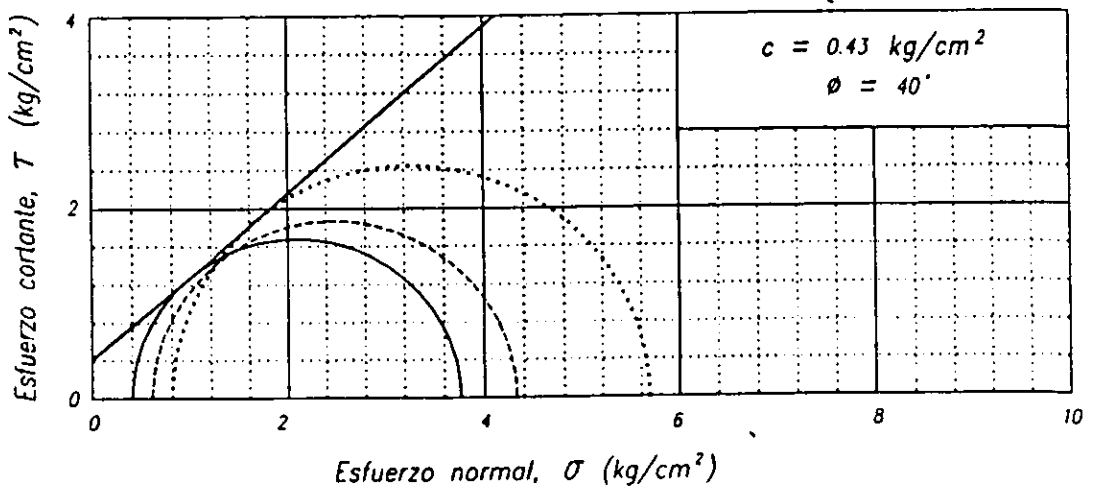




TABLA A RESUMEN DE ENSAYES DE LABORATORIO (Continúa...)

SONDEO	MUESTRA	PROF m	ω %	LIMITES EN %			SUCS	S_s	TRIAXIALES					CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL						
				LL	LP	IP			PBA	c	ϕ°	c U/m ²	γ U/m ³	Q_{w1} %	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	σ_c kg/cm ²	m, cm ³ /kg
SM-2	5-3	2.9	267	341	31	310	OH	1.90	UU-1	6.4	-	1.7	1.14	97	308	240	6.0	4.5	0.24	0.357* 0.246**
	6-3	3.8	247	234	19	219	OH	2.07	UU-2	1.6	-	1.6	1.49	100	207	103	4.3	3.4	0.27	0.254* 0.466**
	10-3	6.5	29	46	7	39	OL	2.63	UU-3	0.8	10	2.8	1.93	97	32	30	0.87	0.8	1.40	0.042* 0.024**
	11-3	7.5	22	-	-	-	-	2.75	UU-4	0.68	27	2.1	2.03							
	18-2	11.7	28	-	-	-	-	2.63	UU-5	0.69	-	4.5	1.99							
	20	13.2	37	96	25	71	CH													
	24	15.6	35	90	26	64	CH													
	27	17.4	34	65	22	43	CH													
	30-4	19.7	70	93	14	79	CH	2.54	UU-6	1.1	-	14.9	1.78	99	49	53	1.34	1.29	2.05	0.016* 0.013**
	32	20.7	27	67	20	47	CH													

Simbología:

ω contenido natural de agua
 LL límite líquido
 LL límite plástico
 IP índice de plasticidad
 SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
 S_s densidad de sólidos
 c_u cohesión en triaxial no consolidada no drenada
 γ peso volumétrico natural

G_w grado de saturación
 ω_i contenido de agua inicial
 ω_f contenido de agua final
 e_i relación de vacíos inicial
 e_f relación de vacíos final
 σ_c esfuerzo de preconsolidación
 m_v módulo de variación volumétrica; * antes de σ_c , ** después de σ_c



TABLA A RESUMEN DE ENSAYES DE LABORATORIO (Continúa...)

SONDEO	MUESTRA	PROF m	ω %	LIMITE EN %			SUCS	S_s	TRIAJIALES				CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL								
				LL	LP	IP			PBA	c	ϕ^*	c U/m ²	γ U/m ³	G_w %	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	σ_c kg/cm ²	m_v cm ³ /kg	
SM-2	35-3	22.7	37	-	-	-	-	2.67	UU-7	1.0	-	13.7	1.99								
	40	25.8	23	43	18	25	CL														
SM-4	4-1	2.30	-	-	-	-	-	2.56	UU-1	1.64	-	2.4	1.63								
		2.42	122	132	53	79	CH							98	101	82	2.27	1.72	0.58	0.106* 1.116**	
	4-2	2.60	66	99	40	59	CH							99	73	60	1.84	1.45	0.80	0.094* 0.079**	
	17-2	14.4	47	99	22	36	CH	2.68	UU-2	1.06	-	4.0	1.81	99	49	43	1.32	1.10	1.90	0.046* 0.054**	
SM-6	17-2	10.10	32	49	22	27	CL	2.65	UU-1	1.00	8	1.2	1.84	100	41	35	0.81	0.62	1.30	0.042* 0.043**	
	35-1	21.20	65					2.60	UU-2	1.69	-	6.6	1.60								

Simbología:

ω contenido natural de agua

LL límite líquido

LP límite plástico

IP índice de plasticidad

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

S_s densidad de sólidos

c_u cohesión en triaxial no consolidada no drenada

γ peso volumétrico natural

G_w grado de saturación

ω_i contenido de agua inicial

ω_f contenido de agua final

e_i relación de vacíos inicial

e_f relación de vacíos final

σ_c esfuerzo de preconsolidación

m_v módulo de variación volumétrica; * antes de σ_c ; ** después de σ_c



TABLA A RESUMEN DE ENSAYES DE LABORATORIO (Continúa...)

SONDEO	MUESTRA	PROF m	ω %	LIMITES EN %			SUCS	S_r	TRIAXIALES					CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL							
				LL	LP	IP			PBA	e	ϕ°	c U/m ²	γ U/m ³	Gw _i %	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	σ_c kg/cm ²	m_v cm ² /kg	
SM-8	3	1.30	14	36	17	19	CL														
	6-2	3.40	56	60	26	34	CH														
	6-3	3.60	38	42	23	19	CL							100	45	34	1.18	0.92	0.8	0.065*	0.044**
	6-4	3.80	42	42	23	19	CL														
	14	8.30	48	53	27	26	CH														
	15	9.00	52	44	23	21	CL														
	16	9.60	57	54	30	24	CH														
	17	10.10	59	58	31	27	CH														
	20	11.90	75	66	34	32	CH														
	24	14.30	88	90	38	52	CH														

Simbología:

ω contenido natural de agua

LL límite líquido

LL límite plástico

IP índice de plasticidad

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

S_r densidad de sólidos

c_u cohesión en triaxial no consolidada no drenada

γ peso volumétrico natural

Gw_i grado de saturación

ω_i contenido de agua inicial

ω_f contenido de agua final

e_i relación de vacíos inicial

e_f relación de vacíos final

σ_c esfuerzo de preconsolidación

m_v módulo de variación volumétrica; * antes de σ_c ; ** después de σ_c



TABLA A RESUMEN DE ENSAYES DE LABORATORIO (...Continuación)

SONDEO	MUESTRA	PROF m	ω %	LÍMITES EN %			SUCS	S_s	TRIAXIALES					CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL						
				LL	LP	IP			PBA	c	ϕ^*	c t/m ²	γ t/m ³	Gw, %	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	σ_c kg/cm ²	m_v cm ² /kg
SM-8	25-1	14.90	81	85	37	48	CH	2.70	UU-1	2.20	-	2.50	1.54	100	87	69	2.31	1.72	0.86	0.102*
	35-3	21.60	56	-	-	-	-	2.66	UU-2	1.48	-	8.50	1.68							0.129**
	38	23.35	76	110	33	77	CH													
	44	28.30	44	82	31	51	CH													
SM-10	26-4	17.80	40	56	27	29	CH	2.72	UU-1	1.32	-	3.5	1.74	100	49	42	1.24	0.97	1.40	0.050*
	30-3	21.50	82	93	38	55	CH							99	87	73	2.34	1.83	1.73	0.044*
SM-13	MR	1.40	12	36	16	20	CL	2.75	UU-1	0.43	40	4.3	2.15							0.089**
	6.2	4.00	67	69	29	40	CH	2.70						98	53	42	1.47	1.11	0.55	0.145*
																				0.183**

Simbología:

ω contenido natural de agua

LL límite líquido

LL límite plástico

IP índice de plasticidad

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

S_s densidad de sólidos

c_u cohesión en triaxial no consolidada no drenada

γ peso volumétrico natural

G_w grado de saturación

ω_i contenido de agua inicial

ω_f contenido de agua final

e_i relación de vacíos inicial

e_f relación de vacíos final

σ_c esfuerzo de preconsolidación

m_v módulo de variación volumétrica; * antes de σ_c ; ** después de σ_c

MR muestra representativa del terraplén



III.- MARCO GENERAL GEOLOGICO

III.1 GEOLOGIA GENERAL

La zona en estudio fue formada por el delta del río Grijalva en su frente poniente, donde este se apoya en la formación clásica del Mioceno.

El contacto entre los depósitos deltáicos y el Mioceno esta dado por el río Tonalá, que fluye de sur a norte. Desde este punto la autopista en construcción avanza hacia el oriente, interceptando los meandros del río Blasillo, afluente del Tonalá.

Los depósitos en los que se apoya la autopista son fluvio – lagunares; se tratan de arcillas, arenas - arcillosas y arenas limpias; esta litología se traduce en ondulaciones que sufre la autopista provocando fuertes hundimientos en tramos francamente arcillosos, medios en tramos areno arcillosos y mínimos en donde dominan las arenas.

III.2 GEOLOGIA DEL SITIO.

Ubicación : La región explorada es sensiblemente plana, constituye la llamada “Planicie Costera” de Tabasco, al sur del golfo de México (figura 6). La autopista se localiza entre las poblaciones de Agua Dulce, Veracruz y Cárdenas, Tabasco y forma parte de la llamada Autopista del Golfo.

Características actuales de los ríos.- Tres ríos importantes se encuentran en la zona: Tonalá; Blasillo y San Felipe. Los tres ríos se encuentran en su etapa madura o de equilibrio al llegar a su nivel base de erosión con respecto al nivel del mar, por lo que prácticamente no erosionan en sentido vertical sino lateralmente, divagando en extensas llanuras de inundación y generado los rasgos fisiográficos característicos de este tipo de llanuras; esta condición se presenta en varios kilómetros de la autopista.

Los ríos presentan poca pendiente longitudinal, provocando que su capacidad de acarreo sea también baja y únicamente puede transportar partículas menores de arcilla, limo y arenas de grano fino a medio. Estas partículas se depositan de acuerdo con las condiciones locales, con la velocidad y el tirante de agua en determinado momento, como sucede en las curvas interiores de los meandros, en las llanuras de inundación (durante las avenidas importantes) o bien a lo largo del cauce. Además en las zonas pantanosas de la llanura de inundación se producen depósitos de materia orgánica. En general se puede decir que los depósitos recientes de suelos finos son de baja consistencia y los arenosos, poco compactos.



← Oeste Agua Dulce

Este Cárdenas →

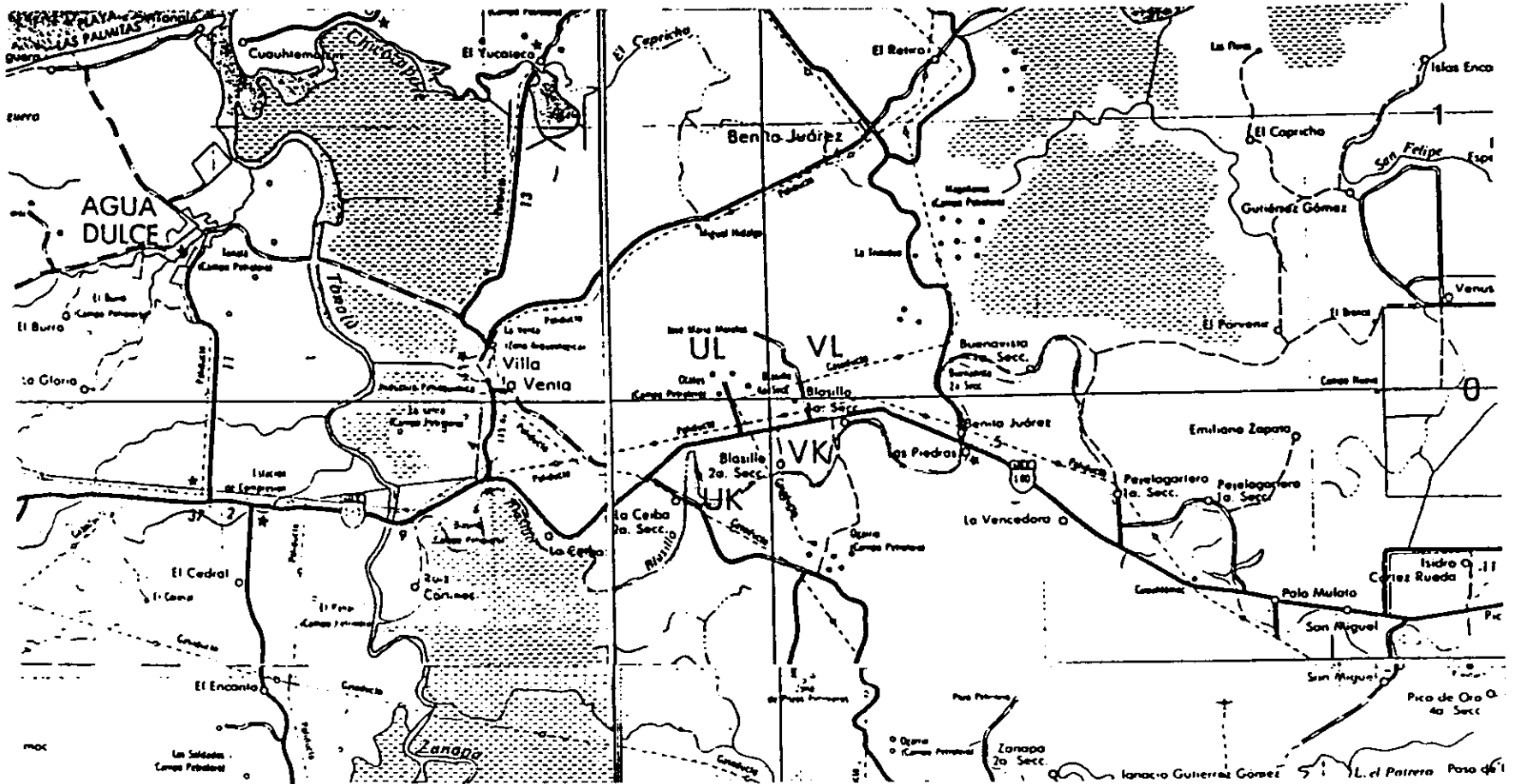


Fig 6 Zona poniente del delta del Río Grijalva; confluencia del Río Blasillo con el Río Tonalá



Fisiografía de las llanuras de inundación.- Las llanuras de inundación se producen fundamentalmente por el depósito o sedimento de una corriente. En el subsuelo se tienen condiciones estratigráficas heterogéneas, provocadas por los cambios en los cursos de los ríos y de los arroyos de temporal. La variable del cauce de un río es característica en las llanuras de inundación y en parte es originada por acontecimientos geológicos, principalmente glaciaciones que ocasionaron importantes variaciones en el nivel del mar, con los consecuentes cambios en el régimen de los ríos, en cuanto a su nivel de erosión y su pendiente.

Los rasgos fisiográficos típicos de las llanuras (Figura 7) son los siguientes:

Bordos Naturales- En las llanuras de los cauces se desarrollan los bordos naturales o barrotes, que constituyen la parte más elevada de las llanuras de inundación. Estos depósitos se van formando cuando el agua desborda los márgenes del cauce principal. La disminución repentina de velocidad al escurrir el agua en las llanuras laterales y la pérdida consecuente de fuerza de transporte, produce la sedimentación de arena y suelos limosos relativamente gruesos cerca del cauce; alejándose se encuentran sucesivamente partículas más finas y depósito más delgado al desplazarse el cauce del río por la erosión lateral, se forman nuevos bordos.

Meandros.- Se denominan meandros a cada una de las series de curvas sinuosas en el curso de una corriente madura, producidas conforme ésta sufre migración lateral a lo largo de una franja llamada cinturón meándrico. Al modificarse el cauce los sedimentos previos son retrabajados, produciéndose nuevos depósitos y rasgos fisiográficos típicos.

Barras de punta.- Conforme un meandro se incrementa en tamaño, creciendo y desplazando la curva hacia el exterior por el efecto de la erosión, en el terreno interior a partir de los bordos naturales del cauce, se van generando una serie de barrotes de forma semilunar denominados, barras de punta. Estas corresponden a las partes internas de las curvas del cauce que se abandonan sucesivamente; en la parte intermedia de esas barras de punta se forman terrenos bajos pantanosos.

Los bordos naturales y las barras de punta de los cauces actuales o de los abandonados permanecen con el tiempo, no solo por su altura sino también por su contenido de finos y su buen drenaje, que incluso favorece el crecimiento de la vegetación.

En los taludes naturales de los bordos de mayor curvatura se forman líneas de drenaje en dirección radial y frecuentemente se generan también agrietamientos que originan que las curvas de niveles transversales presenten numerosas inflexiones que indican deslizamientos de suelos en los taludes, limitados por las grietas, formando la denominada topografía de Crevasse.

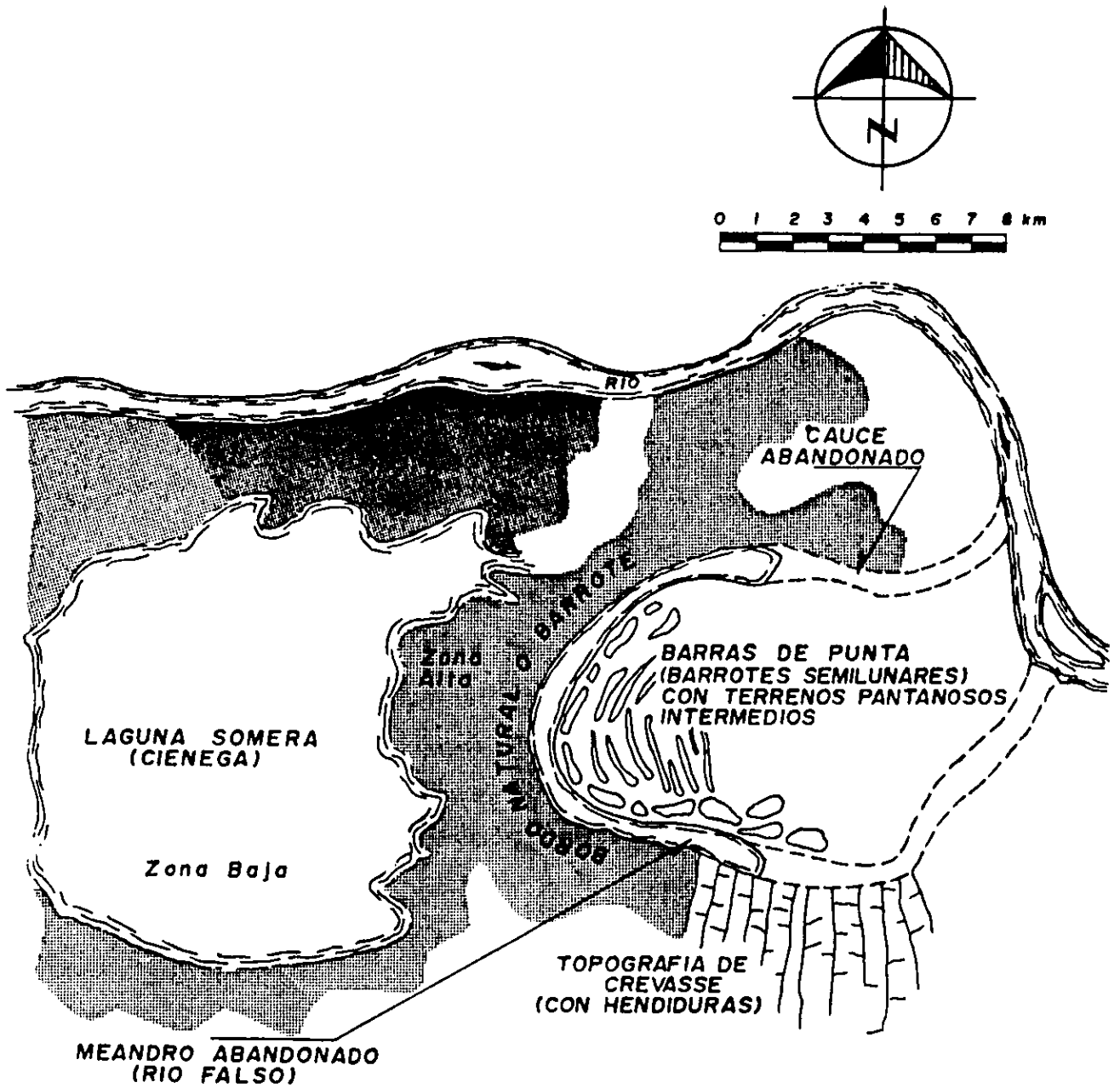


Fig 7 Rasgos fisiográficos típicos de cinturones meándricos



Depósitos de ciénegas.- En las partes bajas de terreno o ciénegas que se tienen hacia el exterior de los bordos naturales, se depositan extensas capas de limo y arcilla, cuando ocurren avenidas del río que originan inundaciones. Este hecho permite la sedimentación de suelos finos que transporta la corriente. Las ciénegas son áreas cubiertas de agua en lapsos intermitentes o de manera permanente con arbusto o árboles pero esencialmente sin acumulación de suelos altamente orgánicos.

En los pantanos, que también corresponden a zonas bajas (permanentemente inundadas, o no), como característica principal los depósitos tienen contenidos importantes de suelos con abundante materia orgánica o turba. Como antes se indicó entre las barras de punta se desarrollan terrenos pantanosos.

III.3 GEOHIDROLOGIA Y SISMICIDAD

GEOHIDROLOGIA. La zona en estudio se encuentra dentro de la cuenca del río Tonalá; cuya desembocadura se efectúa en el golfo de México. La cuenca del río Tonalá se encuentra entre las cuencas de los ríos Grijalva y Coatzacoalcos, sin recibir influencia de ninguna de las dos. Escurren varias corrientes principales dentro del área de estudio, siendo la mayoría cauces antiguos sinuosos, que prácticamente se encuentran empantanados con poco escurrimiento.

Debido a lo escaso de las pendientes de la zona, las corrientes que existen no presentan cauce definidos, si bien muchas divagaciones y zonas de inundación debido a la falta de un drenaje adecuado.

La precipitación pluvial registrada en la zona durante las décadas de los 60 y los 70 fue del orden de los 2000 milímetros por año; sin embargo los registros de los 80 indican una disminución de la precipitación a 1400 milímetros por año y en la de los 90 se tiene un promedio de 860 milímetros.

En los registros de la zona se tienen datos históricos de precipitaciones de 100 milímetros en un día, para períodos de retorno de 2 años.

SISMICIDAD - De acuerdo con la Regionalización Sísmica de la República Mexicana, el estado de Tabasco se encuentra en su mayor parte dentro de la zona sísmica B, y la carretera se desarrolla dentro de terreno tipos II y III, con coeficientes sísmicos de 0.30 y 0.36 respectivamente.



IV. ZONIFICACION GEOTECNICA

Dentro de los alcances del estudio a efectuar, apoyado fundamentalmente por los sondeos de cono eléctrico realizados, se definieron las fronteras de la zonificación geotécnica. La profundidad de los sondeos varió de 17 a 30 metros de acuerdo a las condiciones encontradas en cada tramo, en los que se detectaron espesores de arcillas blandas y turbas de 8.0 metros en promedio, con numerosas intercalaciones de lentes de arenas arcillosas.

IV. 1 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

Las condiciones estratigráficas en el subsuelo son muy variables, con cambios importantes aun en distancias muy cortas, lo que es típico en las llanuras de inundación según se describió en el capítulo anterior.

Hasta la profundidad explorada, en general predominan los suelos arcillosos, con capas o lentes de arena o de limo o mezcla de estos materiales, de diferentes espesores y en distinta posición relativa, que forma parte de los antiguos barros o bordos actualmente enterrados; en estos sitios predominan los suelos arenosos.

Con ayuda de los sondeos de cono eléctrico y de muestreo selectivo realizados, además de las observaciones directas de campo, se establecieron cuatro zonas geotécnicas entre los cadenamientos 37 +000 al 73+000.

Zona I o zona de transición. Del kilómetro 37+000 al kilómetro 41+480, constituida superficialmente por turbas y arcillas orgánicas café oscuro, de consistencia muy blanda; la resistencia de punta promedio del cono eléctrico (q_c) es del orden de 1.5 kg/ cm², mientras que la resistencia no drenada (C_u) medida en prueba triaxial no consolidada - no drenada fue de 1.6 ton/m², con un módulo elástico de deformación (E) de 115 ton/ m². La compresibilidad volumétrica (m_v) medida en prueba de consolidación unidimensional para el rango de esfuerzos que transmite el terraplén fue de 0.36 cm²/kg.

Le subyacen arcillas gris claro, de origen lagunar con restos de materia orgánica y numerosas intercalaciones de arenas arcillosas. La fracción arcillosa de este extracto tiene valores promedio de q_c de 3.3 Kg/cm², exhibiendo una ligera preconsolidación por secado en donde la triaxial no



consolidada - no drenada resulta con $C_u = 2.8 \text{ t/m}^2$ y $\phi = 10^\circ$, el coeficiente de correlación N_k resultó igual a 12 y el módulo $E = 485 \text{ t/m}^2$. El módulo $m_v = 0.04 \text{ Cm}^2/\text{Kg}$. Para las intercalaciones de arenas - arcillosas se tuvo $C_u = 2.1 \text{ t/m}^2$, $\phi = 27^\circ$; $E = 930 \text{ t/m}^2$.

A profundidades de 25 metros se identifican las arcillas amarillentas duras, correspondientes a los lomeríos del Mioceno; la resistencia promedio q_c fue de 60 kg/cm^2 . La presencia del río Tonalá provocó el desarrollo de bordos naturales o barrotes que marcan los antiguos cauces del río, conduciendo esto a la presencia de zonas duras de poca profundidad dentro del pantano.

La figura 8 muestra un corte estratigráfico para la zona I y en la figura 9 se muestra un perfil geotécnico; en este perfil se correlacionan las propiedades índices y mecánicas de los suelos explorados, con los resultados de penetración estándar y resistencia de punta de cono eléctrico. También se puede observar que el cono presenta mayor sensibilidad a los cambios estratigráficos de los que se pueden observar con el muestreo y la penetración estándar. El nivel de aguas superficiales se presentan a 1.5 metros de profundidad con respecto a la corona del terraplén.

Zona II o Zona de pantanos.- Del kilómetro 41 + 480 al kilómetro 52 + 150, constituida superficialmente por turbas mezcladas con el material de préstamo del terraplén; le subyacen arcillas orgánicas lagunares de constancia muy blanda a media, con resistencia media de cono $q_c = 2.9 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de compresibilidad. $m_v = 0.07 \text{ cm}^2/\text{kg}$

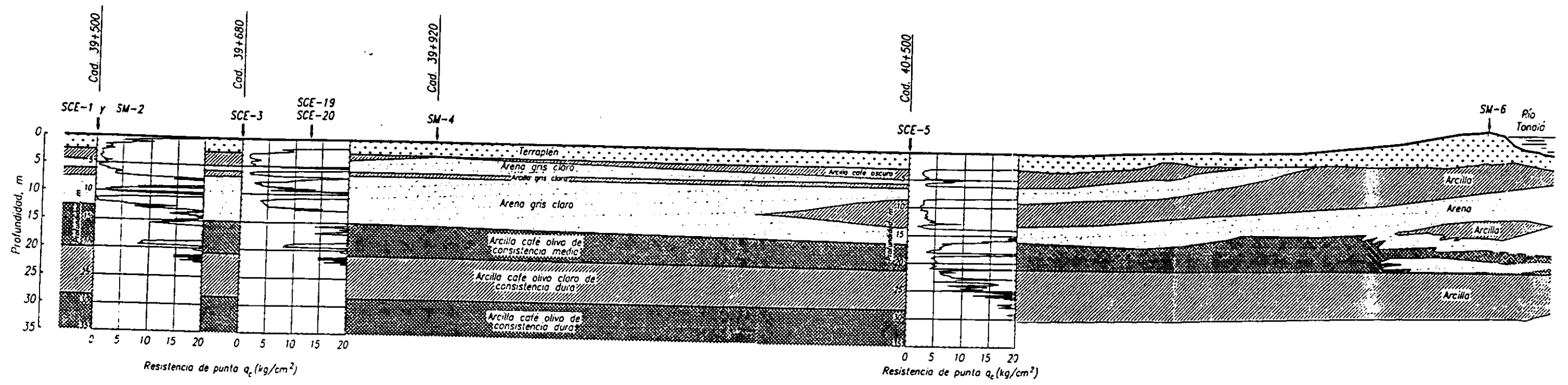
A partir de 6.0 metros de profundidad se encuentran intercalaciones de arenas finas limosas de color gris, con valores medios de $q_c = 20 \text{ kg./cm}^2$. Le subyacen arcillas gris olivo con $q_c = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ $C_u = 2.5 \text{ t/m}^2$, $E = 240 \text{ t/m}^2$ y $m_v = 0.1 \text{ cm}^2/\text{kg}$. A los 20 metros se presentan arcillas de consistencia dura por secado solar de $q_c = 15 \text{ kg/cm}^2$ que demuestra un antiguo fondo de pantano; le subyacen arcillas blandas. La figura 10 muestra el corte estratigráfico representativo de la zona construido con los sondeos de cono eléctrico realizados. La figura 11 presenta el perfil geotécnico representativo de la zona II. El nivel de agua superficiales se detectó a 2.0 metros de profundidad.

Zona III o zona de meandros. Del kilómetro 52+150 al kilómetro 60+000, superficialmente se presentan arcillas orgánicas en color café con $q_c = 6 \text{ kg/cm}^2$, le subyacen arena fina y media gris con finos limosos e intercalaciones de limos plásticos, este estrato alcanza los 15 metros de profundidad en el cadenamiento 52+829; posteriormente se presentaron arcillas blandas de color gris claro.

En las figuras 12 y 13 se presentan el corte estratigráfico y perfil geotécnico, deducidos de

← OESTE Agua Dulce

Cárdenas ESTE →

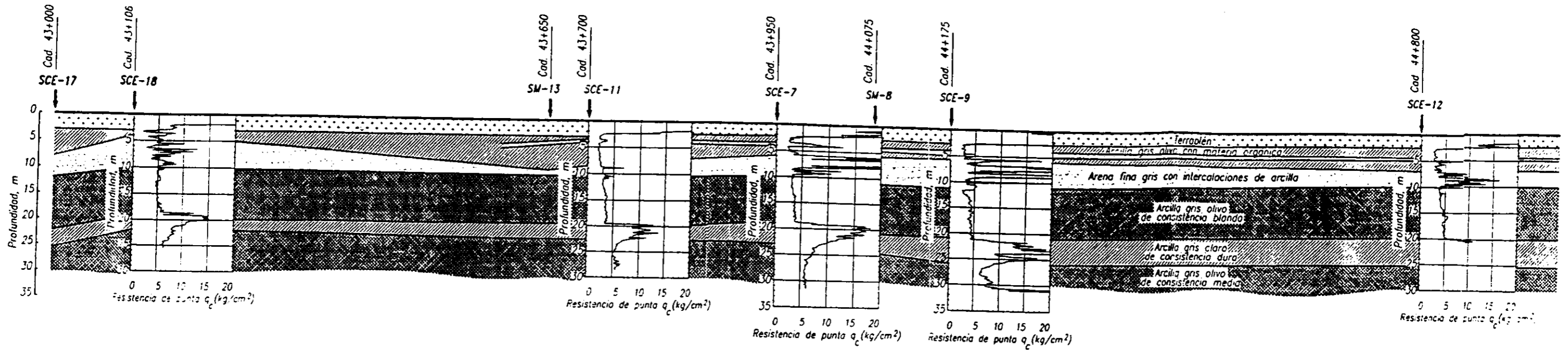


SIMBOLOGIA

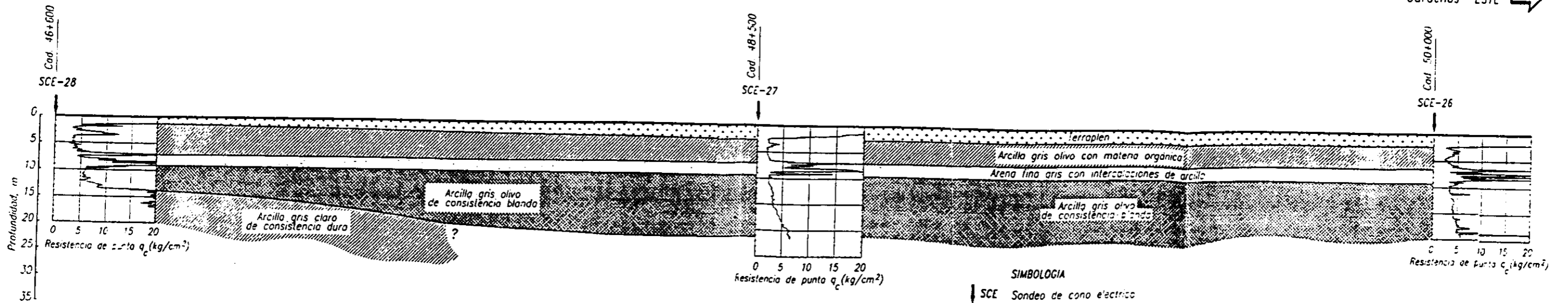
- ⌋ SCE Sondeo de cono eléctrico
- ⌋ SM Sondeo de muestreo

Fig 8 Corte estratigráfico zona I

← OESTE Agua Dulce



Cárdenas ESTE →



SIMBOLOGIA
 | SCE Sondeo de cono eléctrico
 | SM Sondeo de muestreo

Fig 10 Corte estratigráfico zona II

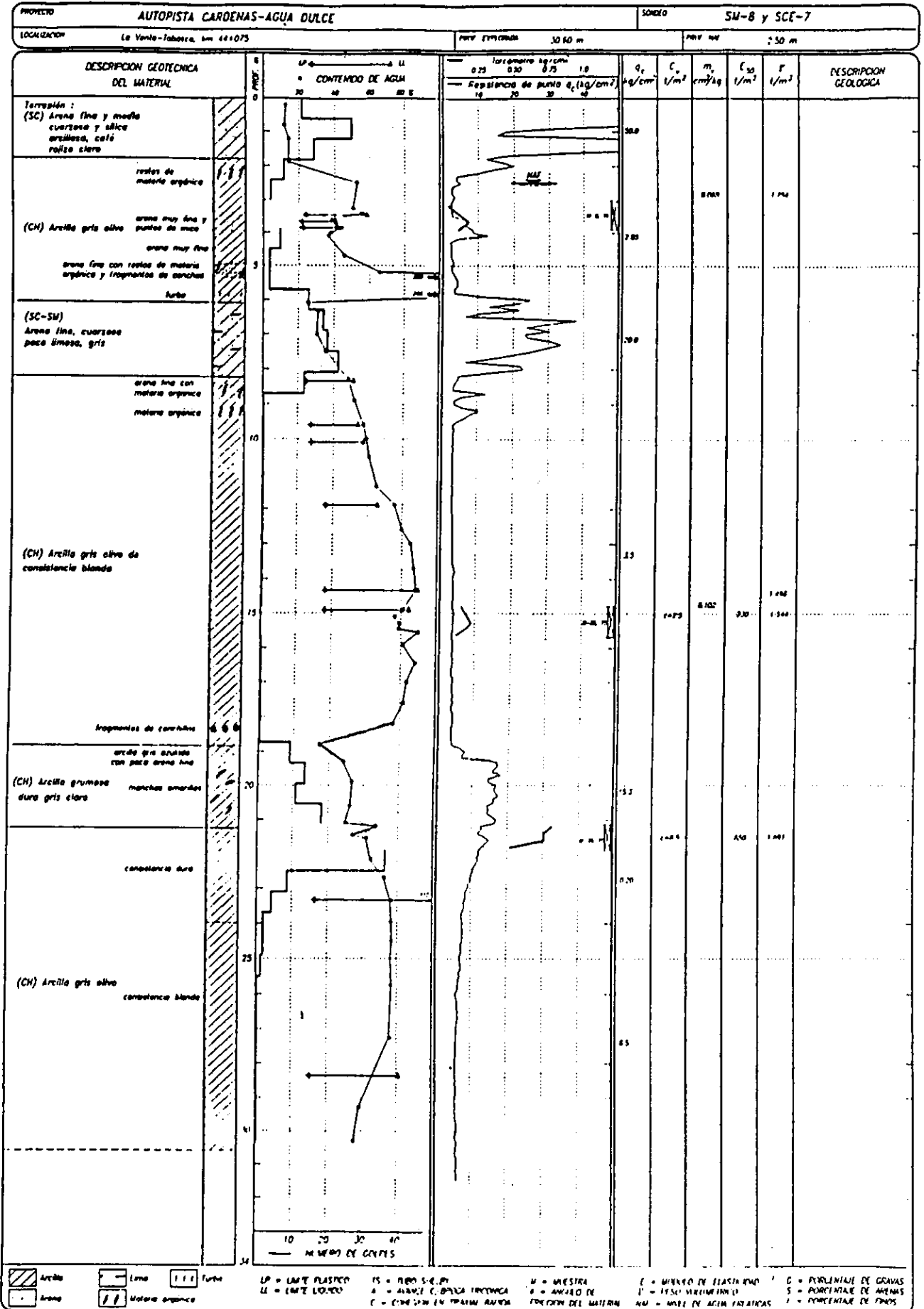
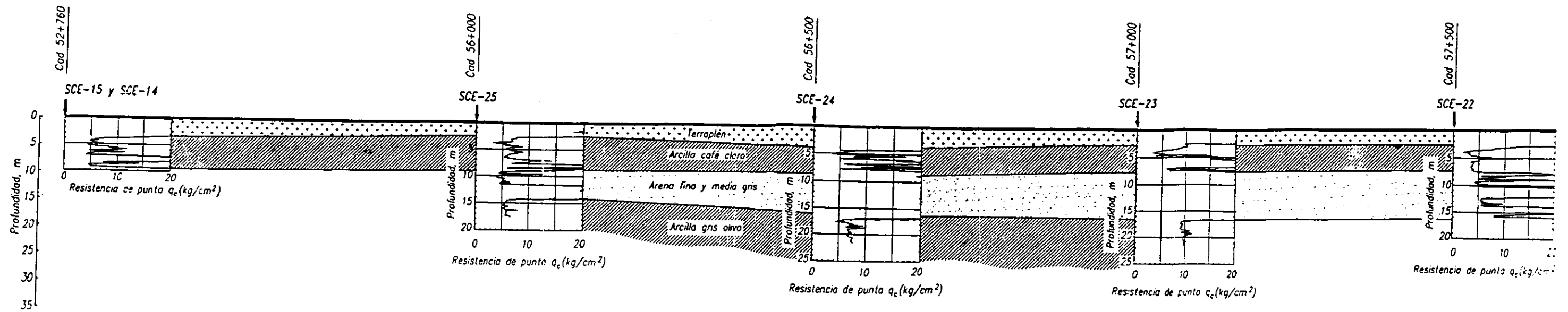


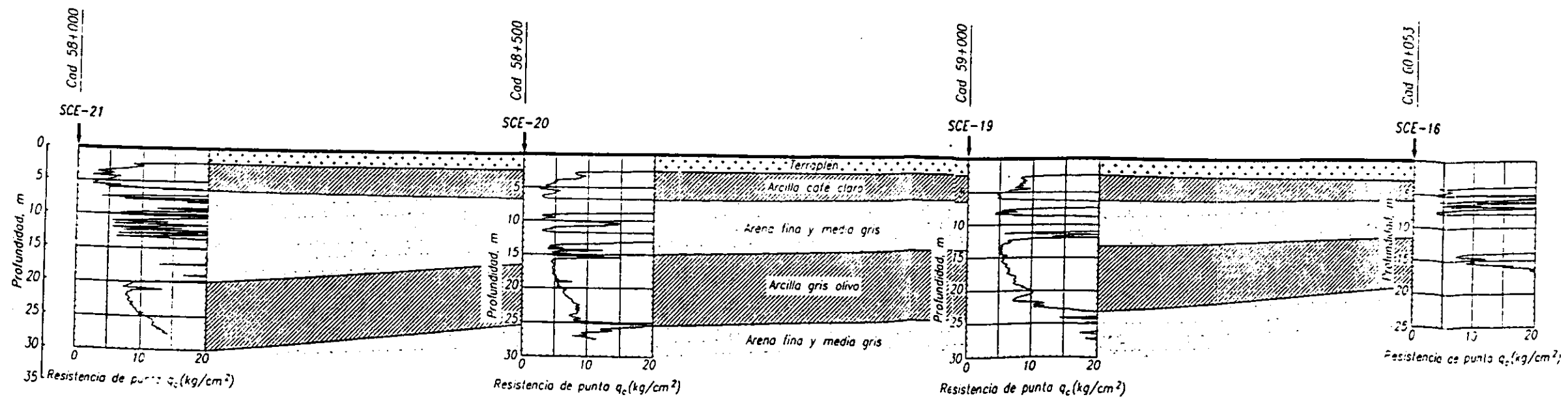
Fig II Perfil geotécnico zona II



← OESTE Agua Dulce



Cárdenas ESTE →



SIMBOLOGIA
↓ SCE Sondeo de cono eléctrico

Fig 12 Corte estratigráfico zona III

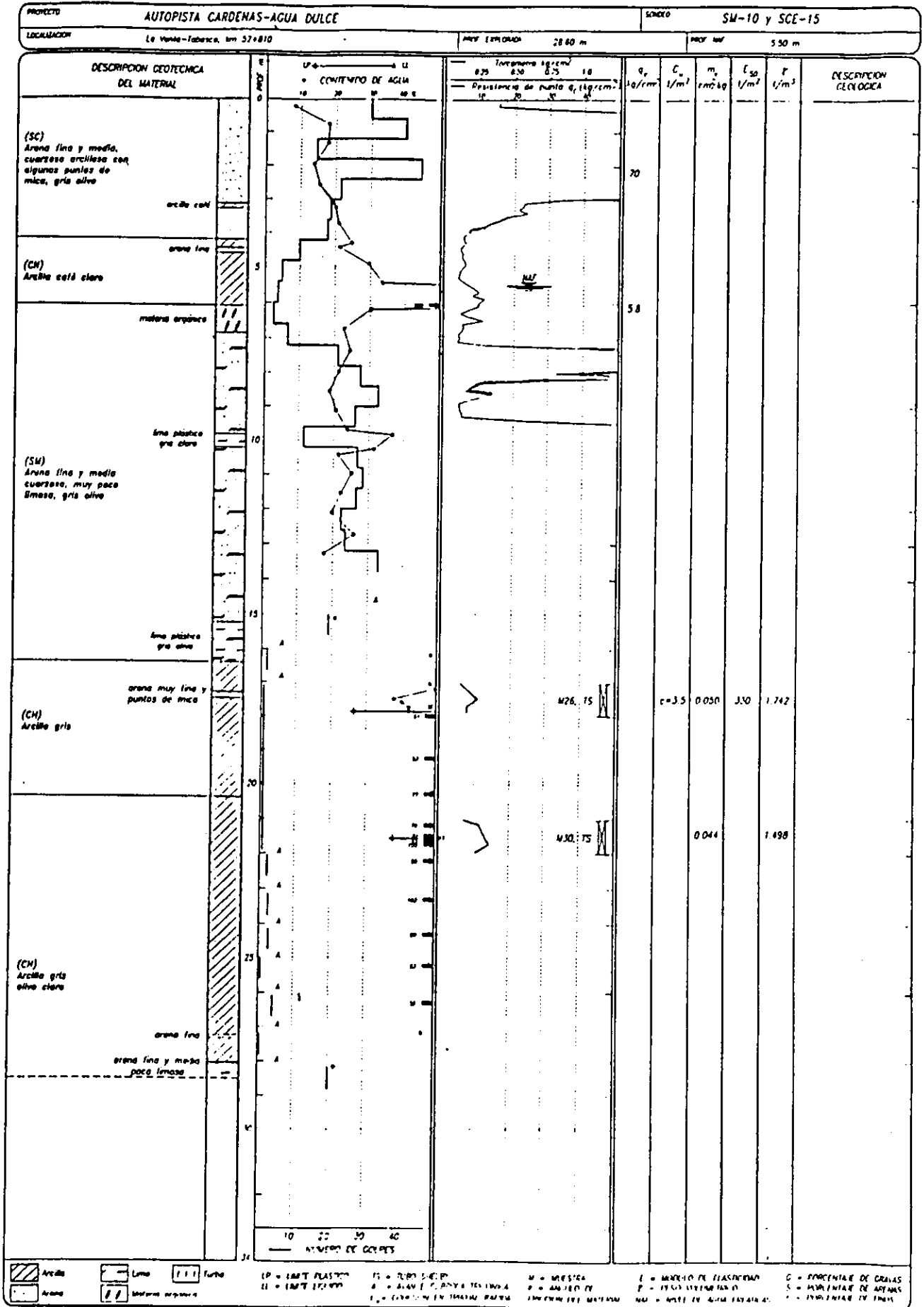


Fig 13 Perfil geotécnico zona III



los sondeos de cono eléctrico y muestreo selectivo. El nivel de aguas superficiales se encontró de los suelos naturales a 2.0 metros.

Zona III a o zona de meandros. Del kilómetro 60+000 al kilómetro 66 +500. Formada de manera superficial por arcillas de color gris con materia orgánica con resistencia de punta promedio del cono eléctrico $q_c=4.5 \text{ kg/cm}^2$ le subyace arena fina gris con intercalaciones de arcilla, con valores promedio de $q_c=20 \text{ kg/cm}^2$, a la profundidad promedio de 10 metros se localiza una capa de arcilla gris olivo de consistencia media cuya resistencia de punta $q_c= 6.0 \text{ kg/cm}^2$. Finalmente se localizó un estrato de arcilla café de consistencia dura con valor promedio de $q_c=16.5 \text{ kg/cm}^2$, en sondeos practicados esta capa persistía hasta los 26 metros de profundidad. El nivel de aguas superficiales en esta zona fue detectado a 2.20 metros de profundidad. En la figura 14 se muestra el corte estratigráfico representativo de esta zona.

Zona IV. Del kilómetro 66+500 al kilómetro 73+000. Constituida superficialmente por arcillas orgánicas de color grises de consistencia blandas con resistencia de punta $q_c = 4.8 \text{ kg/cm}^2$. A la profundidad de 10.0 metros en promedio se encuentran arcillas de color café con intercalaciones de arena de mediana consistencia y con valor de $q_c=14 \text{ kg/cm}^2$. El nivel de agua superficiales fue detectado entre los suelos naturales a 2.50 metros de profundidad. El corte estratigráfico de esa zona se representa en la figura 15.

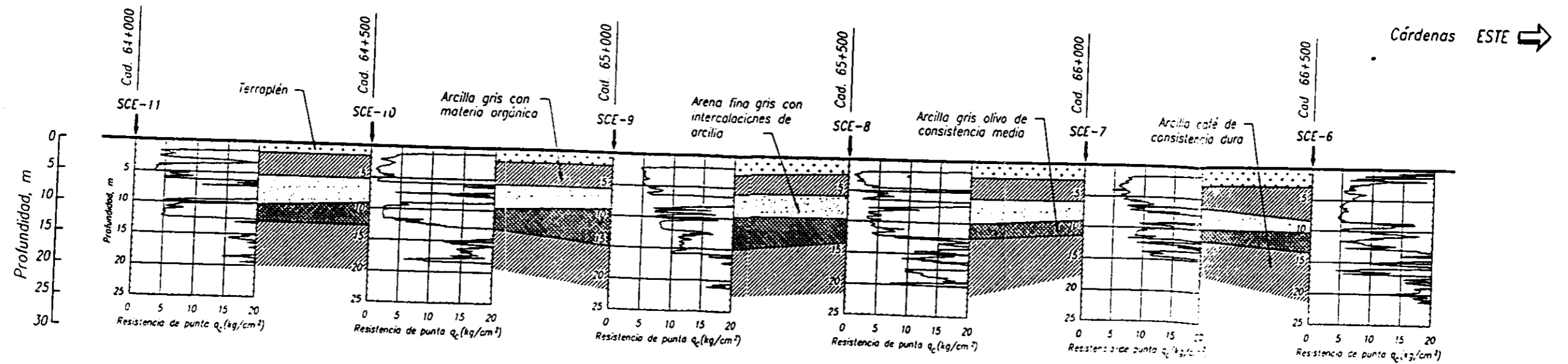
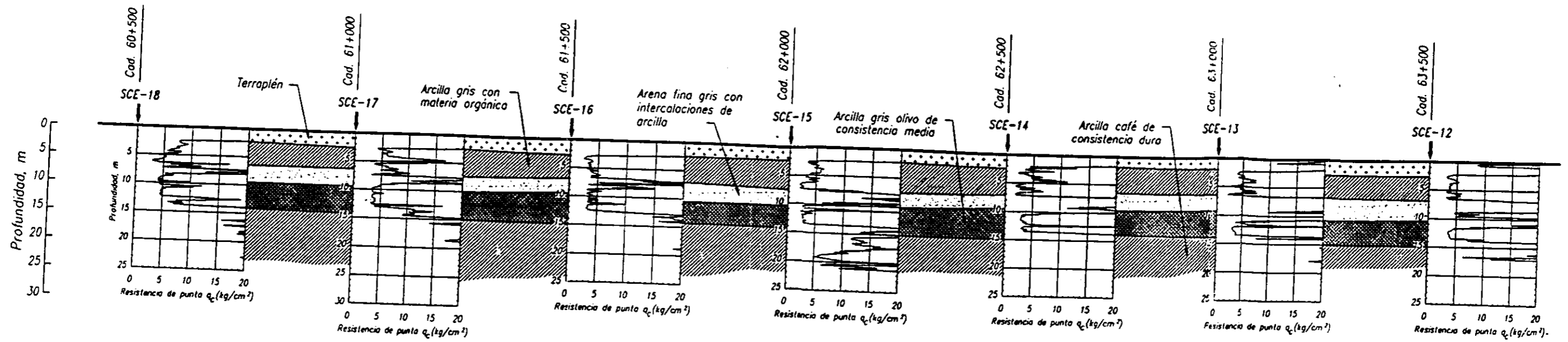
IV. 2 ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA AUTOPISTA

En función de la zonificación presentada con anterioridad y de los resultados de los sondeos se han definido las zonas de pantano de la siguiente manera:

Zona	Cadenamiento	Espesor de Pantano
I	37+000 al 41+480	2.0 *
II	41+480 al 52+150	17.0
III	52+150 al 60+000	4.40 *
III a	60+000 al 66+500	3.20 *
IV	66+500 al 73+000	11.00 *

* Intercalaciones de arena

← OESTE Agua dulce

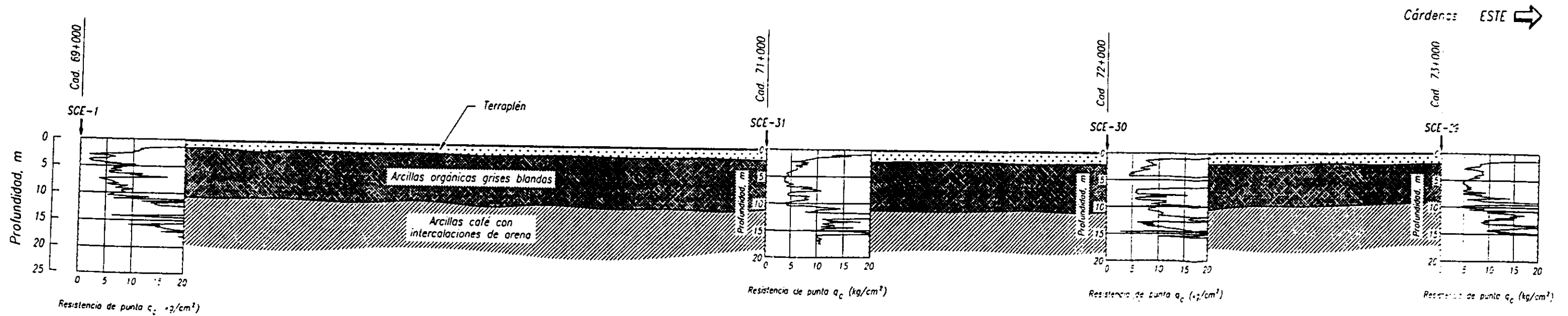
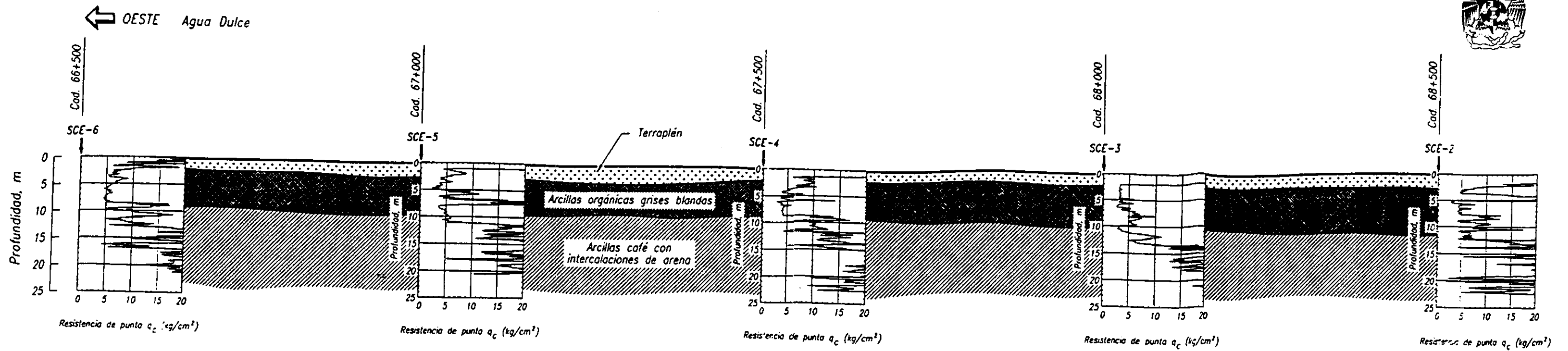


Cárdenas ESTE →

SIMBOLOGIA

| SCE Sondeo de cono eléctrico

Fig 14 Corte estratigráfico III a



SIMBOLOGIA

| SCE-1 Sondeo de cono eléctrico

Fig 15 Corte estratigráfico zona IV



La zonificación de la zona de pantano ha obedecido a criterios de espesores, resistencias y de la frecuencia de estratos de arenas intercalados en los mantos arcillosos.

La secuencia estratigráfica definida es en general la siguiente:

Terraplén : Constituido por materiales areno arcillosos en los que en general se observa un aceptable grado de compactación, con valores de resistencia a la penetración de cono eléctrico mayores a 50 kg/cm²; peculiarmente, en algunas zonas se encontraron capas de 50 centímetros de arcillas de alta plasticidad en que la resistencia a la penetración de cono fue del orden de los 5 kg/cm²; estas peculiaridades serán susceptibles a cambios volumétricos que afectarán su comportamiento.

Arcillas blandas y turbas : Subyaciendo al terraplén se encuentran los materiales naturales de la zona en los que superficialmente afloran arcillas muy blandas intercaladas con lentes de turba; la resistencia no drenada de estos suelos varía de 0.15 a 0.30 kg/cm² y los módulos de deformabilidad son en promedio de 0.15 cm²/kg.

Arenas arcillosas : Dentro de los estratos arcillosos, se definen varios lentes de arena, en los que los espesores y resistencias varían importantemente de un punto a otro, por lo que es difícil establecer una continuidad en sentido horizontal de ellos, esto es característico de las llanuras de inundación, que se forman fundamentalmente por el depósito o sedimento de una corriente teniéndose condiciones estratigráficas heterogéneas, provocadas por los cambios en el curso de los ríos y de los arroyos de temporal. La variabilidad del cauce de un río es característica en las llanuras de inundación y en parte es originada por acontecimientos geológicos, principalmente glaciaciones que ocasionan importantes variaciones en el nivel del mar, con los consecuentes cambios de régimen de los ríos, en cuanto a su nivel de erosión y su pendiente.

Arcillas profundas : Subyaciendo a las arcillas blandas se encuentran arcillas de consistencia media a dura, en ocasiones con características de preconsolidación por secado solar.



IV.3 COMPORTAMIENTO OBSERVADO DE ACUERDO A LA ZONIFICACION GEOTECNICA

EN CARRETERA FEDERAL ACTUAL

Zona I. Esta zona observa un comportamiento muy uniforme, con ondulaciones de la rasante del camino muy localizadas; como constante se observa agrietamiento de los hombros del terraplén por falta de un talud lateral adecuado.

Zona II. En esta zona de alrededor de 12 kilómetros de longitud, se observan ondulaciones en la rasante de la carretera actual, debidas a que en su trayecto atraviesa zonas duras (barrotos) y zonas blandas (pantanos), las depresiones de la carretera se perciben a distancias del orden de los 100 metros; además como constante se observa agrietamiento de los hombros del terraplén.

Zona III, III a y IV. En general presenta un buen comportamiento, esta zona se define a partir de los meandros del río Blasillo hacia la población de Cárdenas; solamente se llega a observar deterioro de la carpeta asfáltica por falta de mantenimiento

Un detalle importante observado en la carretera actual, es la existencia de bermas artificiales generadas para la protección de tubería de PEMEX o cableado de Teléfonos de México; en donde existen estas bermas los hombros de la carretera presentan buen comportamiento.

EN LA AUTOPISTA EN CONSTRUCCION

Terraplenes actuales.- En la zona I se observó entre el cadenamamiento 39+000 y 40+000, agrietamiento perpendicular al eje del terraplén, debido a hundimientos diferenciales. También es notorio el asentamiento de los terraplenes de acceso a los nuevos puentes Tonalá y Blasillo, desde mas de 6 meses antes de efectuar la exploración geotécnica.



V. ANALISIS Y RESULTADOS.

V.1 ANALISIS GEOTECNICOS DE LOS TERRAPLENES

Asentamientos por consolidación terraplenes nuevos.- Con los resultados de los sondeos de cono eléctrico y muestreo, y los módulos de compresibilidad volumétrica de las pruebas de laboratorio, se efectuaron análisis de asentamientos con la teoría de consolidación de Terzaghi; la ley de distribución de esfuerzos se estimó elástica y que ocurre considerando al terraplén como estructura flexible, capaz de deformarse sin tomar esfuerzos cortantes.

El cálculo de asentamiento se realizó con la siguiente expresión:

$$\Delta H = m_v H \Delta p$$

Donde :

ΔH	<i>Asentamiento de terraplén</i>	m_v	<i>Módulo de deformación volumétrica</i>
H	<i>Espesor compresible de suelo</i>	ΔP	<i>Incremento de esfuerzo debido a sobrecarga</i>

Se calcularon distribuciones de esfuerzos en los ceros (pie) del terraplén, a la mitad del talud, en el hombro de la corona y al centro del terraplén (tabla B) considerando una distribución trapecial de longitud infinita.

Los resultados indican que las distorsiones máximas ocurren entre el centro y el hombro del terraplén (figura 16); los asentamientos máximos al centro son del orden de 62 centímetros y de 31 centímetros en el hombro, lo que conduce a distorsiones angulares del 6% en 5.20 metros; por otra parte, aunque el modelo no es capaz de estimar la generación de esfuerzos cortantes, es notoria la importancia de estos en el cuerpo de terraplén y losa de concreto.

Por lo que respecta al tiempo de consolidación en cinco meses se habrá presentado el 50% de la consolidación primaria (25 centímetros). El tiempo estimado para alcanzar el 90% de los asentamientos esperados es del orden de 2.5 años.

La calidad de la compactación del terraplén se refleja en su flexibilidad, a menor grado de compactación mayor flexibilidad. La disposición de estructura flexible del terraplén, es realista si se tiene una compactación en la estructura del pavimento inferior al 85 por ciento.

Asentamiento de terraplenes viejos. Los análisis de asentamientos realizados para los terraplenes de

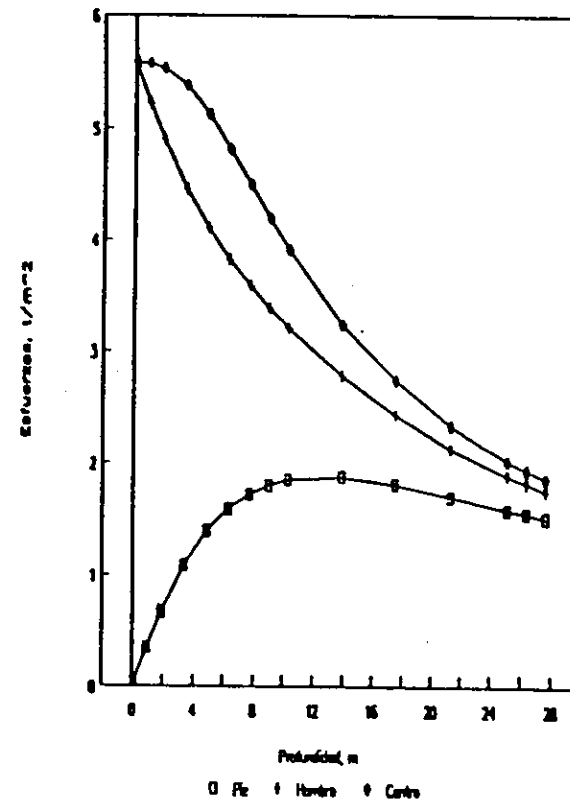


Tabla B Distribución de esfuerzos debidos al terraplén

CARRETERA CARDENAS AGUA-DULCE

DISTRIBUCION ESFUERZOS EN EL TERRAPLEN

Prof.	Puno	Pdos	Ptres	Pcuatro	Pcinco
Dist	0.00	2.38	4.75	7.38	10.00
0.10	0.04	2.79	5.54	5.58	5.58
0.95	0.35	2.79	5.22	5.56	5.57
1.90	0.67	2.79	4.90	5.49	5.53
3.40	1.09	2.77	4.45	5.24	5.38
4.90	1.40	2.75	4.10	4.91	5.12
6.30	1.59	2.72	3.82	4.58	4.81
7.70	1.72	2.67	3.59	4.26	4.49
9.00	1.80	2.61	3.39	3.99	4.19
10.30	1.85	2.55	3.21	3.73	3.91
13.90	1.88	2.35	2.78	3.12	3.24
17.50	1.81	2.14	2.43	2.66	2.74
21.30	1.70	1.94	2.13	2.28	2.33
25.10	1.58	1.75	1.89	1.99	2.02
26.35	1.55	1.70	1.82	1.91	1.94
27.60	1.51	1.64	1.75	1.83	1.86



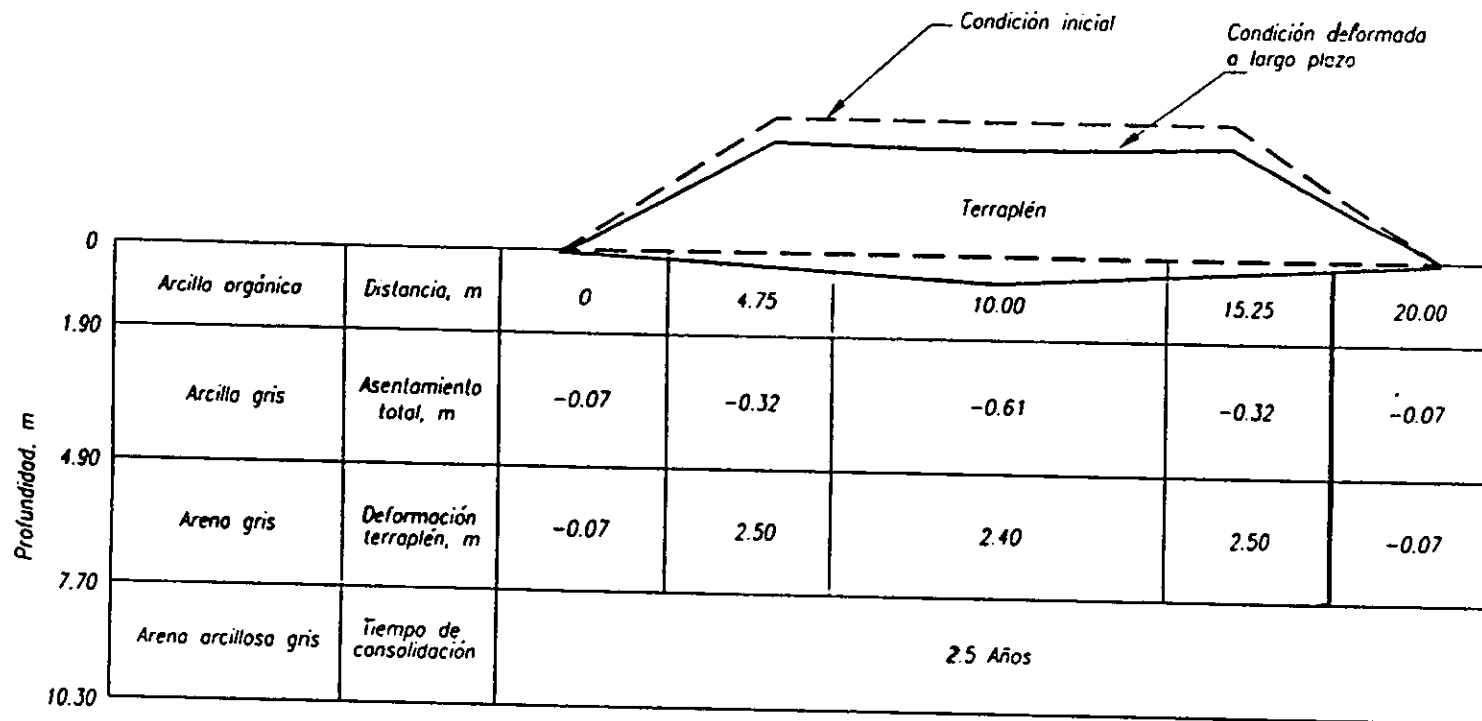


Fig 16 Asentamientos por consolidación



la carretera actual, demuestran que estos ya alcanzan casi la totalidad de sus deformaciones por consolidación, por lo que el incremento de carga que producirá la nueva carpeta, inducirá asentamientos menores a 5 centímetros.

Asentamientos de terraplenes de puentes. Se revisaron los asentamientos que se producirán en los terraplenes de acceso a los puentes Tonalá y Blasillo. Para este análisis se consideró que la distribución de esfuerzos de los terraplenes corresponde a una carga triangular de longitud finita.

Los asentamientos máximos calculados por estas estructuras en su mayor altura son:

Puente	Asentamiento máximo en centímetros
Tonalá	50
Blasillo	15

Las deformaciones provocarán la generación de escalones entre el terraplén y la zona estructural del puente apoyadas sobre pilas y con ello la deformación y fractura de las losas de concreto.

V.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TERRAPLENES

Estabilidad Lateral del Terraplén. Debido a la baja resistencia de las turbas y arcillas del pantano y a la altura de los terraplenes se desarrolla tanto en el suelo de apoyo como en el cuerpo del terraplén una zona de inestabilidad, que produce agrietamiento del hombro (figura 17), esto representa una falla incipiente del talud. Esto puede verificarse al observar numerosas zonas agrietadas en la carretera vieja donde se observa este fenómeno, que en muchas zonas se ha visto mitigado el efecto por la construcción de bermas laterales para alojar tuberías de Petróleos Mexicanos o cableado de Teléfonos de México S.A. de C.V.

Simulando la acción de estas bermas construidas a lo largo de la carretera vieja, se analizo con la ayuda de un programa de computadora, reducir la inclinación de los taludes de los terraplenes para incrementar sus factores de seguridad y disminuir el agrietamiento de tensión; alternativamente se analizó la colocación de una berma lateral a media altura del terraplén y extensión lateral de 5.0 metros de ancho con inclinación exterior de 30° (figura 18).

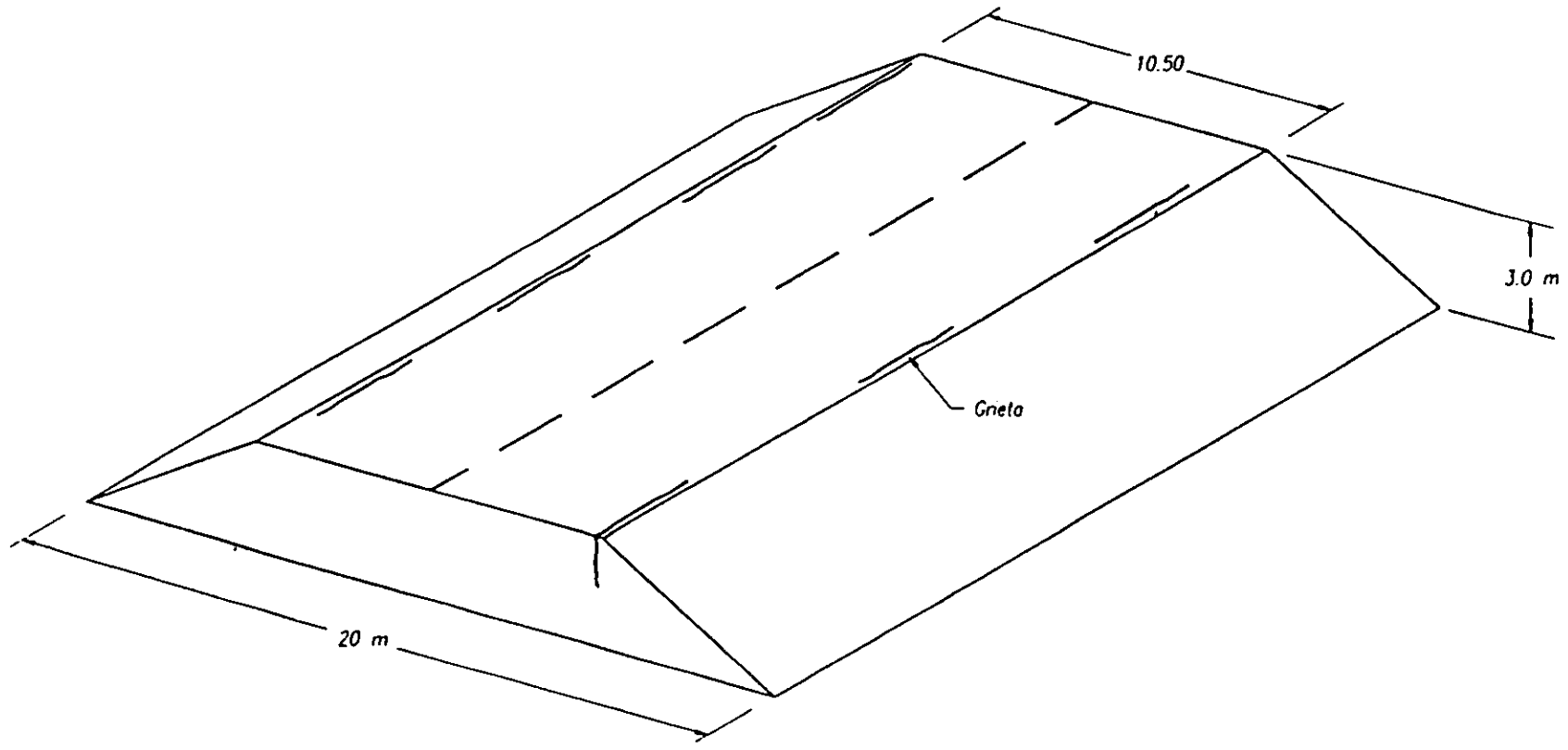
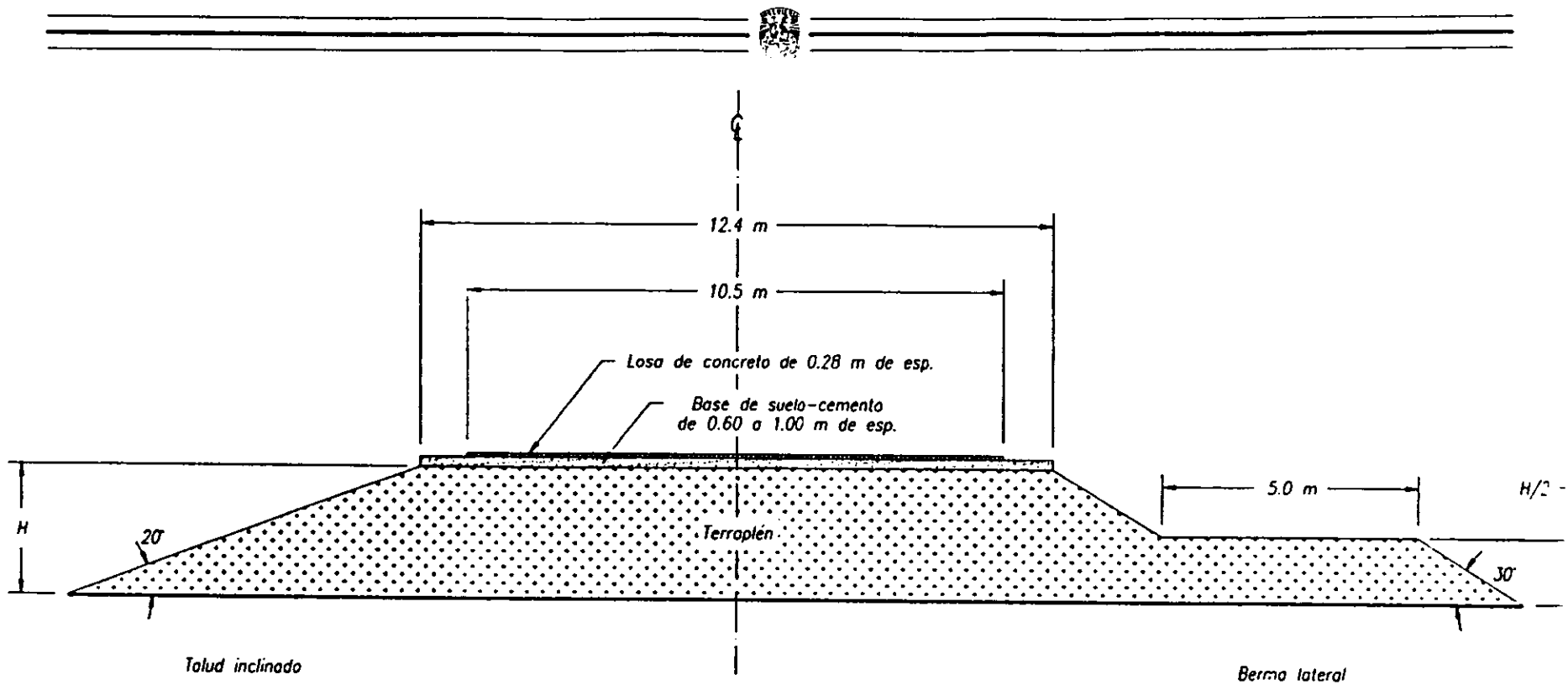


Fig 17 Agrietamiento de la estructura del pavimento



NOTA

Dibujo sin escala

Fig 18 Corte esquemático sección propuesta



Se presenta en forma resumida los aspectos más significativos analizados sobre las condiciones de la estabilidad del terraplén, evaluando su seguridad en condiciones estáticas que serían la de operación y las sísmicas.

Análisis de Estabilidad en Condición Estática. Se estudio la estabilidad del terraplén en condiciones estáticas por lo que se realizaron varias corridas de computadora conceptuando mecanismos de falla rotacional y de falla traslacional. Los análisis de computadora se realizaron con el programa SLOPE/W, versión 3; se consideraron los métodos: ordinario de dovelas de Fellenius, el de Bishop y el de Jambu sin corrección; el factor de seguridad seleccionado fue obtenido por el método de Bishop por proporcionar explícitamente el equilibrio de momentos principalmente para las condiciones dinámicas. Las propiedades de los materiales que se utilizaron en los análisis se definieron con los sondeos y pruebas de laboratorio; misma que se presentan en la siguiente tabla:

Suelo	Peso Volumétrico γ (ton/m ³)	Cohesión c. t/m ²	Angulo de fricción ϕ
Terraplén	1.80	1.00	38
Arcilla blanda	1.30 a 1.50	1.50 a 3.0	0
Intercalaciones de arena	1.70 a 1.90	2.70	18
Arcilla preconsolidada	1.80	8.00	0

Los factores de seguridad obtenidos en los análisis se presentan en la siguiente tabla; en las soluciones analizadas se varió la inclinación del talud lateral de 30° a 15° y se calcularon los factores de seguridad en condiciones estáticas saturadas. Los valores anteriores demuestran que la estabilidad estática del terraplén en condición actual de 30° es apenas satisfactoria, pero genera condiciones de plastificación en el cuerpo de terraplén, en la tabla se advierte que la disminución de la inclinación favorece la estabilidad del cuerpo del terraplén y que la seguridad por la inclinación de 15° es similar a la que se obtiene con la berma.

Análisis de estabilidad en condición sísmica. Los factores de seguridad para la condición sísmica se revisaron aplicando un coeficiente sísmico de 0.24 g. como lo recomienda el Manual de Diseño



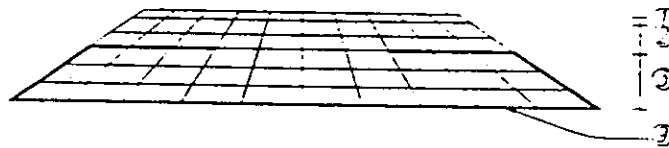
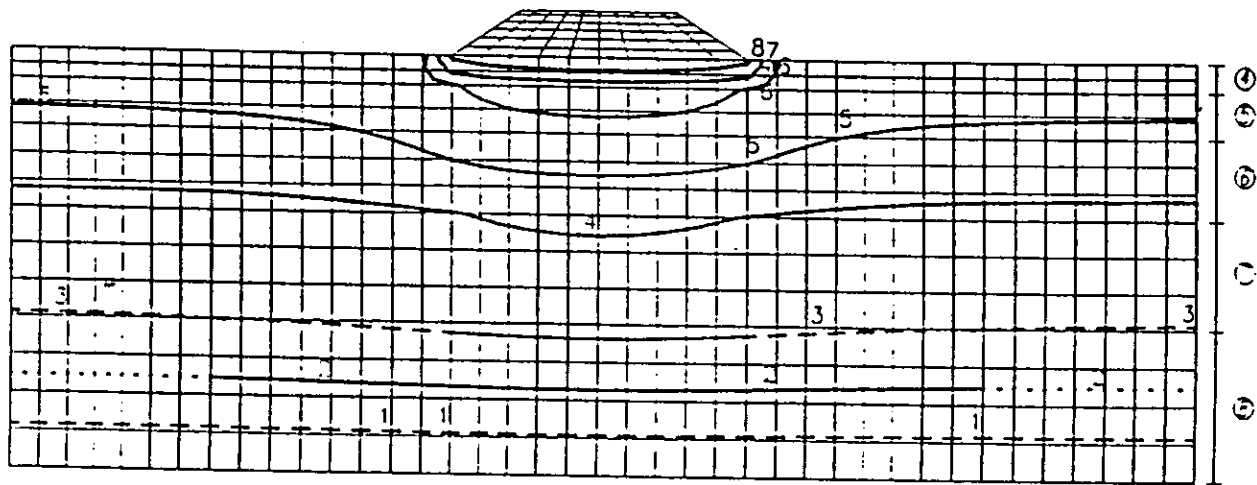
de Obras Civiles, Diseño por Sismo; de la Comisión Federal de la Electricidad para la zona. De los resultados de los análisis se puede observar que el factor obtenido es escaso para la condición actual, pero puede considerarse adecuado para las inclinaciones de 20°, 15° y para el caso de adoptar la berma.

Volúmenes adicionales.- En la misma tabla se incluye una columna en la que se consignan los volúmenes adicionales que se agregarían al cuerpo de terraplén al variar la inclinación de los taludes se concluyen que es adecuada la inclinación de taludes de 20° en todas las zonas de la autopista y deberá utilizarse la berma en las zonas que hayan demostrado mayor penetración de terraplén en el pantano.

Inclinación del talud	Factor de seguridad estático	Factor de seguridad dinámico	Volumen adicional m ³ /m	Observaciones
30°	1.43	0.84	--	Condición actual
25°	1.55	0.85	5.10	-
20°	1.73	1.09	12.40	-
15°	2.06	1.14	24.50	-
Berma	2.08	1.16	17.20	Ancho de 5 metros

V.3 ANALISIS DE DEFORMABILIDAD DE LAS ZONAS

La deformabilidad de los suelos de pantano se evaluó con la ayuda de dos programas de elementos finitos con capacidad de simular evolutivamente las etapas constructivas. Se analizó cada una de las zonas estudiadas para considerar dentro del estudio de la rigidez de los materiales del cuerpo del terraplén en las deformabilidades del pantano. La geometría considerada se muestra en la figura 19; el modelaje se realizó considerando el pavimento del concreto hidráulico, la base asfáltica y el cuerpo del terraplén; adicionalmente se considero que el geotextil envuelve parcialmente la parte inferior del terraplén. El análisis incluyó el evaluar los espesores de suelo-cemento necesarios para disminuir las distorsiones angulares que pudieran dañar a la losa del concreto.



Tipo de material	espesor en metros
1 Concreto	0.28
2 Sello-cemento	0.95
3 Terraplén	1.80
4 Arcilla	1.90
5 Arcilla con arena	3.00
6 Arena	5.40
7 Arcilla	7.20
8 Arcilla	10.10
9 Geotextil	0.05

Fig 19 Modelo de elementos finitos de terraplén



Modelo numérico. El problema se analizó modelando los suelos con elementos prismáticos bidimensionales de segundo orden, incluyendo un elemento especial de unión para representar la acción de geotextil. Los programas utilizados fueron el Plaxis y el Nisa- II.

Propiedades de los suelos.- Los suelos se modelaron como materiales elastoplásticos caracterizados por los siguientes parámetros; modúló Young E ; coeficiente de Poisson ν , peso volumétrico γ . Se considero en los análisis que los terraplenes colocados han generado en la mayoría de las zonas deformaciones equivalentes al 60% de la consolidación total, por lo que los módulos de deformación volumétrica fueron afectados por esa proporción.

Variaciones al modelo. Para el modelado de la estructura del pavimento se consideraron básicamente 4 materiales: losa de concreto hidráulico, sub-base de material fricciónante, cuerpo de terraplén y suelo de apoyo. Las propiedades de las materiales que conforman el terraplén y las del suelo de apoyo se variaron dentro de los rangos observados en el laboratorio, para obtener datos acordes con su influencia.

Variables paramétricas. El estudio se realizó variando el espesor para el suelo - cemento y observando su influencia en las relaciones esfuerzo - deformación de la masa del suelo.

Corridas de elemento finito. Dentro del análisis como primer paso se calculó el estado de esfuerzos iniciales en la masa de suelo agregando secuencialmente las capas de terraplén, suelo-cemento y losa de concreto. En cada etapa se evaluaron deformaciones verticales y horizontales y las relaciones de esfuerzo que producen plastificación de la masa de suelo.

Resultados. Los resultados de los análisis indican que las arcillas superficiales son las que contribuyen a la deformación; para los valores de los módulos de deformabilidad de estas arcillas, los asentamientos serán del orden de los 50 centímetros (figura 20), valor que coincide razonablemente con los calculados por el método tradicional.

Respecto al comportamiento de la malla geotextil, los análisis demuestran que al estar colocada sin encapsular completamente al terraplén, su influencia en la rigidez del mismo es mínima, por lo que su función se limita solamente a evitar la contaminación y la disgregación del material. También se observó que por efecto de las deformaciones diferenciales se generan esfuerzos cortantes cuyos valores máximos se presentan en el talud y apoyo en el suelo natural del terraplén.

Para efecto de reducir la magnitud de los cortantes generados en el terraplén, en el modelo se

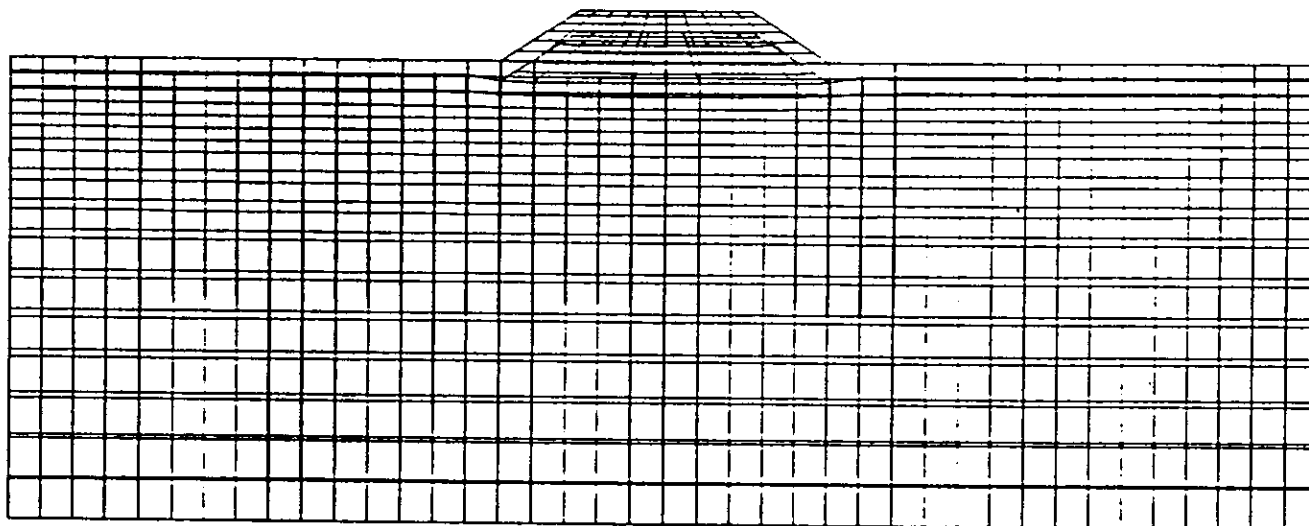


Fig 20 Deformaciones en la malla de elementos finitos



sustituyeron dos alternativas (60 y 100 cm.) la capa de sub-base asfáltica, por una mezcla de suelo-cemento, del módulo E alto. Los resultados indican que por la mayor rigidez del suelo-cemento con respecto al material granular, los cortantes se reducen notablemente y por ende las deformaciones del terraplén resultan más uniformes.

En las siguientes tablas se muestran numéricamente los resultados de los análisis realizados para las alternativas de la sub-base de suelo-cemento:

Kilómetro 37 + 000 al kilómetro 41 + 480			
Base de suelo-cemento de 100 cm.		Base de suelo-cemento de 60 cm.	
Esfuerzos inmediatos terraplén		Esfuerzos inmediatos terraplén	
Tmax	0.676	Tmax	0.691
δ_{vi}	3.89 cm	δ_{vi}	3.98 cm
δ_{hi}	2.21 cm	δ_{hi}	2.12 cm
Esfuerzo por consolidación 60% del terraplén		Esfuerzo por consolidación 60% del terraplén	
Tmax	0.768	Tmax	0.763
δ_v	16.30 cm	δ_v	16.10 cm
δ_h	3.53 cm	δ_h	3.56 cm
Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento		Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento	
Tmax	0.990	Tmax	0.899
δ_v	35.81 cm	δ_v	31.80 cm
δ_h	9.13 cm	δ_h	7.98 cm
Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento + losa		Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento + losa	
Tmax	1.000	Tmax	0.932
δ_v	38.60 cm	δ_v	33.00 cm
δ_h	10.00 cm	δ_h	8.29 cm

Kilómetro 41+480 al kilómetro 52+150			
Base de suelo-cemento de 100 cm		Base de suelo-cemento de 60 cm	
Esfuerzos inmediatos terraplén		Esfuerzos inmediatos terraplén	
Tmax	0.923	Tmax	0.905
δ_{vi}	16.30 cm	δ_{vi}	16.00 cm
δ_{hi}	8.65 cm	δ_{hi}	7.98 cm



Kilómetro 41+480 al kilómetro 52+150			
Esfuerzo por consolidación 60% del terraplén		Esfuerzo por consolidación 60% del terraplén	
Tmax	0.985	Tmax	0.961
δv	27.20 cm	δv	25.90 cm
δh	6.00 cm	δh	5.57 cm
Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento		Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento	
Tmax	1.00	Tmax	1.00
δv	57.20 cm	δv	51.00 cm
δh	13.40 cm	δh	11.00 cm
Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento + losa		Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento + losa	
Tmax	1.00	Tmax	1.00
δv	61.50 cm	δv	51.00 cm
δh	14.50 cm	δh	11.40 cm

Kilómetro 52 + 150 al Kilómetro 73 + 000			
Base de suelo-cemento de 100 cm		Base de suelo-cemento de 60 cm	
Esfuerzos inmediatos terraplén		Esfuerzos inmediatos terraplén	
Tmax	0.774	Tmax	0.764
δvi	7.75 cm	δvi	7.99 cm
δhi	5.38 cm	δhi	5.08 cm
Esfuerzo por consolidación 60% del terraplén		Esfuerzo por consolidación 60% del terraplén	
Tmax	0.894	Tmax	0.874
δv	19.00 cm	δv	18.00 cm
δh	0.41 cm	δh	0.38 cm
Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento		Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento	
Tmax	1.00	Tmax	0.967
δv	43.30 cm	δv	34.60 cm
δh	0.94 cm	δh	0.77 cm
Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento + losa		Esfuerzo por consolidación 100% del terraplén + suelo-cemento + losa	
Tmax	1.00	Tmax	0.987
δv	47.20 cm	δv	37.80 cm
δh	1.04 cm	δh	0.80 cm

- Tmax Relación del esfuerzo constante movilizado al esfuerzo cortante total (1/FACTOR DE SEGURIDAD)
- $\delta vi, hi$ Deformación vertical y horizontal inmediata, cm
- δv Deformación vertical, cm
- δh Deformación horizontal, cm



De los análisis se desprenden los valores de los espesores optimizados de suelo-cemento necesarios para lograr la uniformidad de deformaciones en el terraplén sin afectar la resistencia al corte de los suelos, mismos que se presentan en la siguiente tabla:

Zona	Cadenamiento	Espesor suelo-cemento (cm)
I	37+000 al 41+480	60
II	41+480 al 52+150	60 a 100
III	52+150 al 60+000	60
III a	60+000 al 66+500	60
IV	66+500 al 73+000	60 a 100

Para las zonas I, III y III-a el espesor de la base de suelo-cemento de 60 centímetros resulta ser óptimo; para las zonas II y IV el de 100 centímetros es el deseable ya que uniformiza más los asentamientos que se obtienen; sin embargo, se observa que el ligero incremento en peso es significativo y por ello se podría optar por el de 60 centímetros.

Las distorsiones que se obtuvieron con los espesores indicados se mantienen en el orden del 0.2 por ciento para los terraplenes de las zonas I, III y III -a, que es admisible para elementos de concreto sin refuerzo. Para las zonas II y IV la distorsión angular es el orden del 0.5 por ciento tanto para los espesores de 100 y 60 centímetros.



VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Con la finalidad de que se obtengan los mejores resultados al aplicar la técnica propuesta, para reducir la deformabilidad en la zona pantanosa; se deberá de adoptar el procedimiento que se describe.

VI.1 CONSTRUCCION DE TERRACERIAS

En las zonas en que aún no se ha iniciado la construcción de las terracerías; se deberá continuar con la colocación del geotextil de propileno no tejido, de la marca Synthetics Industrie o similar; esto para el subtramo en cuestión, del kilómetro 39+500 al kilómetro 73+000, tal como lo indica el proyecto inicial de la entidad normativa. A continuación del geotextil se procederá a colocar la plantilla de trabajo con arena de banco de las calidades requeridas para su contacto permanente con la materia orgánica de la zona inestable y que sea obtenida en la región del proyecto, ésta en un espesor promedio de 1.00 metro. Es recomendable que el bandeado que se le aplique al material, sea de la capacidad suficiente que se aprecie buen acomodo del mismo. En aquellos sitios en que las condiciones del terreno lo permitan se deberá de realizar cajeo del suelo del pantano, para continuar con la plantilla de trabajo, previa colocación del geotextil. Se proseguirá con la construcción del cuerpo del terraplén, en capas promedias de 30.0 centímetros de espesor hasta alcanzar el nivel requerido por el proyecto de rasante, compactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo.

A continuación se deberá construir, acorde como lo marca el proyecto, la capa de transición o subyacente, con material procedente de los mismos bancos de la localidad, compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo, en el espesor marcado de 50.0 centímetros; es recomendable que esta etapa se construya en dos capas de 25.0 centímetros para alcanzar la compactación requerida. Para finalizar se colocará la capa de subrasante, en el espesor especificado de 30.0 centímetros, compactada al 100% de su peso volumétrico seco máximo.

Como se aclaró en el capítulo IV.2, es necesario evitar la contaminación de arcillas con el material que se utilice en la construcción de las diversas etapas de terracerías, con el fin de evitar incrementos en las variaciones volumétricas por deformabilidad, adicionales al material que forma el terreno natural, arcillas blandas y turbas.

Dadas las características de las arenas utilizadas para la construcción del terraplén, se



requiere para definir el estado de ésta, un valor de 75 kg/cm^2 de resistencia de punta del cono; que corresponde a una densidad relativa del 80%. Adicionalmente, como resultado del estudio realizado, se deduce que con un espesor mínimo de 1.50 metros por debajo del nivel de la subrasante, que garantice esta resistencia de punta, se puede esperar el comportamiento adecuado del terraplén.

VI.2 CONSTRUCCION DE LA SUB-BASE DE SUELO-CEMENTO

Una vez concluida la etapa de las terracerías, en las que se deberán prever la consideración de los niveles de terminación acorde con los espesores de suelo-cemento que se seleccionen, se procederá a la construcción de esta última. Dada la amplitud de procedimientos para ejecutar esta maniobra, se hará referencia al que se considera de manera general económico y rápido, que es el denominado como mezclado en el lugar.

MEZCLADO EN EL LUGAR

Una vez que se ha preparado la zona de trabajo y se ha conformado el camino longitudinal y transversalmente, se procederá a colocar el material necesario para preparar una franja de 100 a 150 metros de largo y con un ancho igual al de las máquinas. A continuación se procede a revolver y pulverizar el suelo, pre-humedeciéndole si se considera necesario. Sobre éste se colocará el cemento, bien sea a granel, por medio de máquinas que lo distribuyan equitativamente a la longitud y ancho; o se distribuye con sacos igualmente espaciados, tanto en sentido longitudinal como transversal. A continuación se hace la mezcla y se aplica el agua con el equipo apropiado. La mezcla se tiende y afina hasta dar el espesor requerido por el proceso. Inmediatamente se debe aplicar la compactación necesaria, para terminar el proceso, a fin de evitar el fraguado anticipado del cemento; para esto último, se requiere que la etapa de compactación se realice no más de dos horas después de aplicar el agua.

La construcción se debe hacer en franjas sucesivas hasta obtener el ancho del proyecto. Finalmente se escarifica y limpia la superficie y se hace el acabado, procediéndose a efectuar el curado. La superficie deberá quedar tersa, densa y libre de asperezas, piedras y grietas.

COMPACTACION

La compactación se debe iniciar lo mas pronto posible después del humedecimiento de la mezcla. Esta se efectúa de forma similar a la que se haría si los suelos no tuvieran cemento, pero de



preferencia se usan los rodillos “pata de cabra”, por el beneficioso efecto del amasado que producen. En general para el tipo de material que existe en la zona de la obra es recomendable la utilización de éstos o de rodillos con sistemas vibratorios acoplados.

CURADO

La mayoría de los suelos-cementos se curan con riegos asfálticos; aunque otros materiales como papel, plásticos, arena húmeda, etc., pueden dar resultados satisfactorios. Lo importante es hacer el curado completo y adecuado, ya que tiene mucha influencia en la calidad del producto terminado.

JUNTAS DE CONSTRUCCION

Las juntas de construcción y los bordes del pavimento son puntos críticos en una base de suelo-cemento; debido principalmente a la dificultad de lograr una liga efectiva del material nuevo con el viejo en esas áreas.

Se presentan tres tipos de juntas constructivas:

- 1.- Junta longitudinal adyacente a la zona de suelo-cemento parcialmente endurecido durante la construcción.
- 2.- Junta longitudinal adyacente a la zona de suelo-cemento totalmente endurecido durante la construcción.
- 3.- Junta transversal de construcción limitada por suelo-cemento ya endurecido.

El material próximo a la juntas deberá de pulverizarse completamente, mezclarse con cemento, humedecerse y compactarse enérgicamente, para mejorar el funcionamiento de las juntas. Durante la construcción, al final de cada día de trabajo, quedarán pendientes las juntas transversales y longitudinales, que al comienzo del siguiente día se atacarán. Es común preparar las juntas utilizando las cortadoras de las máquinas. Al inicio del día y las labores la junta se limpia y prepara, y se empieza a colocar material para la compactación. Se acostumbra dejar ligeramente más alta la superficie cercana a la junta al principio, para al final del día volver a recompactar y dejarla al mismo nivel.



LIGA ENTRE LAS CAPAS

Una capa de 20.0 centímetros es prácticamente la máxima para el equipo ordinario; menores de 8.0 centímetros son inconvenientes. En casi todos los países este último espesor es el mínimo utilizado. Cuando es necesario tener mayores espesores se recurre a construir varias capas. Se ha observado que las carpetas asfálticas y las capas de suelo-cemento no siempre se adhieren firmemente a la capa vecina anterior de suelo-cemento; esta deficiencia, junto con la acción del tránsito ocasionan que se desprendan a veces con relativa facilidad. La mejor forma de evitarlo es hacer que durante la construcción la capas se mezcle efectivamente y proceder a compactar rápidamente ya que en unas dos horas la mezcla comienza a endurecer y después de ese lapso las capas frescas no ligarán bien con las antiguas.

Un tratamiento importante se genera cuando el espesor de la capa es grande y debe hacerse por partes, como es el caso de este estudio, en que deben completarse 60.0 y 100.0 centímetros. Debe de considerarse que solo si se toman las medidas pertinentes, ya mencionadas, se producirá una liga adecuada entre una superficie ya endurecida y una fresca; si no se hace así se puede producir el indeseado efecto del “laminado”, y una mala distribución de los esfuerzos.

Por experiencias obtenidas en otros países, los cuales han adoptado como regla práctica el criterio de que durante la compactación debe mantenerse la humedad de la mezcla, al menos a su contenido óptimo, de preferencia a un contenido algo superior, según las pruebas de laboratorio que hicieron, en general mostraron que el contenido de humedad puede estar hasta dos puntos por arriba del óptimo, sin que altere la calidad. Siempre será conveniente revisar el procedimiento para evitar que se produzcan agrietamientos fuertes.

CONTROL

Además del control de campo del cemento aplicado se deberá comprobar lo siguiente:

- Existencia del equipo en buenas condiciones
- Inspección de perfiles longitudinales y transversales
- Existencia de materiales en buenas condiciones
- Distribución uniforme del cemento
- Correcta dosificación del cemento
- Adecuada cantidad de agua
- Pulverizado correcto.
- Correcto espesor de las capas
- Uniformización de la mezcla
- Revisión de juntas de construcción



-
-
- *Se alcance el grado de compactación especificado*
 - *Almacenamientos de materiales apropiados*
 - *Cumplimiento de los tiempos de ejecución programados*
 - *Curado adecuado*
 - *Reparación inmediata de defectos*
 - *Correcta liga entre capas*

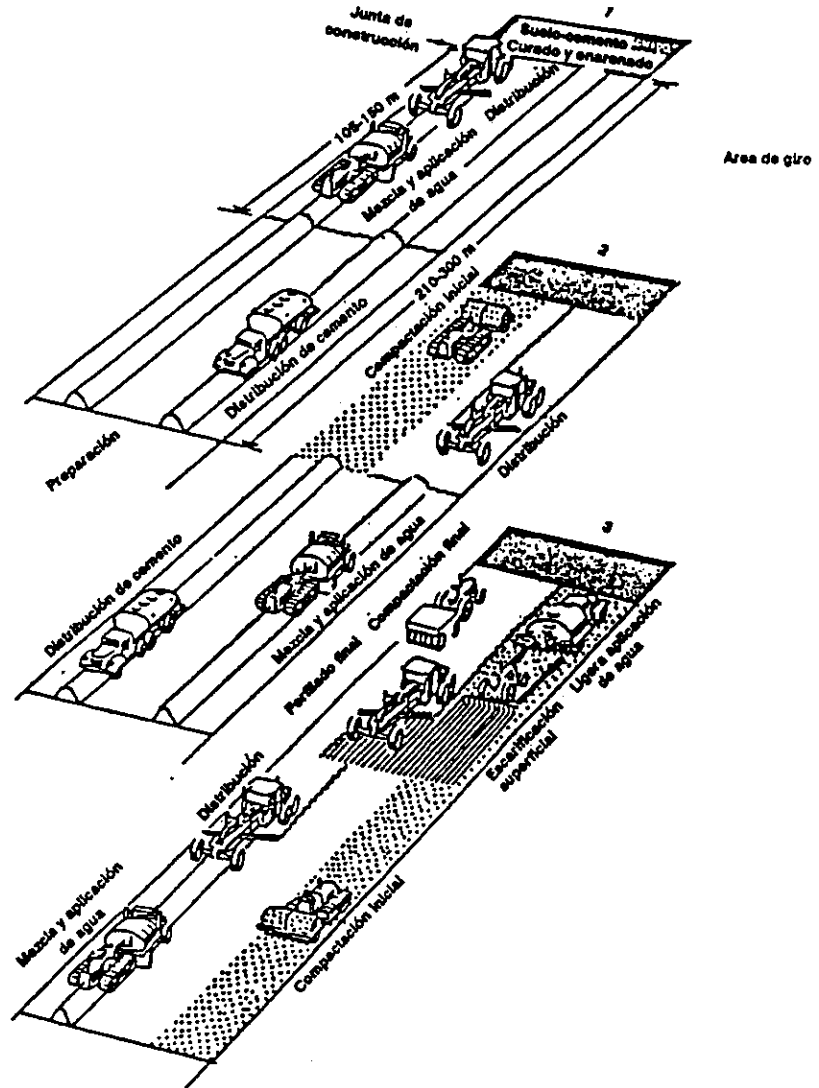
VI.3 TRABAJOS ADICIONALES

Dado el avance que se había logrado en la construcción de las diversas etapas de terracerías, será necesario efectuar recortes de éstas, para poder alojar completamente las capas de suelo-cemento, que se seleccione para el subtramo en cuestión. Esta actividad que en forma aparente dará retroceso a los logros obtenidos, el material producto del corte se puede aprovechar para formar el talud de los terraplenes y aumentar el factor de seguridad a los obtenidos en el análisis de estabilidad lateral estático y sísmico, así como para que en aquellos tramos que requiera construir berma; se aproveche en la producción de parte de ésta. También existe la posibilidad de darle utilidad empleándole como parte del material para elaborar la mezcla de suelo-cemento, pero dado el requerimiento de utilizar materiales de la mejor calidad y existiendo la probabilidad de que buen espesor de la capa superior expuesta al tránsito vehicular, haya recibido contaminación de materiales plásticos altamente compresibles, perjudiciales en la elaboración del suelo-cemento; es preferible utilizarlo en lo descrito anteriormente.

Se hace mención que dada la magnitud de la obra por ejecutar se puede utilizar planta mezcladora, ya que ésta permite un mejor control sobre el producto y se obtiene un mejor rendimiento en la construcción de la capa de suelo-cemento, mejorando el avance.

VI.4 CONSIDERACIONES PARTICULARES

Como complemento del análisis se dedujo que para las zonas I, III y III-a, donde se recomienda un espesor de 60 centímetros se requerirá después de construida la sub-base de suelo-cemento de un lapso adicional de 6 meses para colar la carpeta de concreto con un mínimo de deformaciones. Para el caso de las zonas II y VI, el período de tiempo necesario para la colocación de la carpeta será de 10 meses.



Operaciones de construcción utilizando Suelo-cemento.



VII. ANALISIS DEL INCREMENTO EN COSTOS

Como toda actividad adicional que se realiza en un proyecto, tiene un impacto en los costos considerados para la ejecución del mismo; en particular se conoce que la consideración del cemento portland como estabilizador de cualquier material es un agregado caro, aun conociendo la amplia gama de beneficios al utilizarlo. Por este motivo se presenta a continuación el análisis de incremento en costos por la aplicación de la sub-base de suelo-cemento. Dicho análisis se efectúa con precios unitarios a la fecha del concurso, en Noviembre de 1993.

VII.1 COSTO POR TRABAJOS PREVIOS

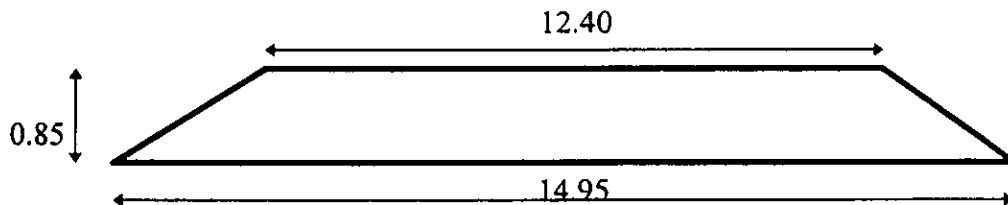
Como se mencionó en el capítulo anterior, en subtramos ya se había alcanzado niveles de subrasante, lo que requerirá efectuar cortes en espesores que varían de 0.45 y 0.85 metros, según sea el caso, así como eliminar el costo de la capa de sub-base asfáltica, lo que representará un ahorro.

CALCULO DE CORTE DE TERRAPLEN FORMADO

Serán dos casos por revisar para la necesidad de cortes, efectuando el análisis para un kilómetro de modificación; se tendrá:

CASO 1.- Corte de terraplén de 0.85 metros de espesor.

Sección Promedio:



$$\text{AREA: } \frac{14.95 + 12.40}{2} \times 0.85 = 11.6238 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA} = 11.6238 \text{ m}^2 \quad \text{LONGITUD} = 1000.0 \text{ m} \quad \text{VOLUMEN} = 11,623.80 \text{ m}^3$$

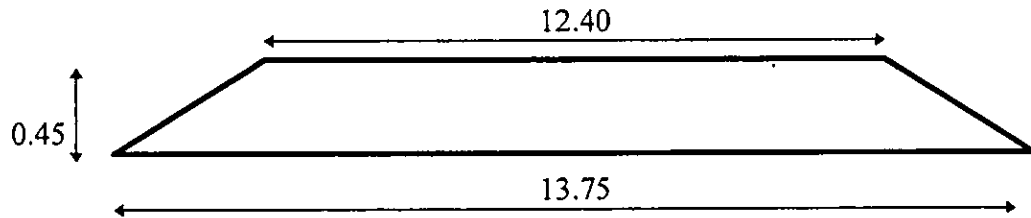


Costo de un kilómetro de corte de terraplén existente (0.85 metros de espesor)

Concepto	Unidad	Volumén	Precio Unitario	Importe
Corte en rebajes de la corona existente aprov. el material	m ³	11,623.80	\$ 4.43	\$ 51,493.43
Formación y compactación de terraplén al 90 %	m ³	11,623.80	\$ 5.85	\$ 67,999.23
Importe por kilómetro				\$119,492.66

CASO 2.- Corte de terraplén de 0.45 metros de espesor.

Sección Promedio:



$$\text{AREA: } \frac{13.75 + 12.40}{2} \times 0.45 = 5.8838 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA} = 5.8838 \text{ m}^2 \quad \text{LONGITUD} = 1000.0 \text{ m} \quad \text{VOLUMEN} = 5,883.80 \text{ m}^3$$

Costo de un kilómetro de corte de terraplén existente (0.45 metros de espesor)

Concepto	Unidad	Volumén	Precio Unitario	Importe
Corte en rebajes de corona existente aprov. el material	m ³	5,883.80	\$ 4.43	\$ 26,065.23
Formación y compactación de terraplén al 90 %	m ³	5,883.80	\$ 5.85	\$ 34,420.23
Importe por kilómetro				\$ 60,485.46

Nota.- Se considera dentro del análisis del corte de terraplén existente que el material se utilice en la formación del talud de los terraplenes para aumentar el factor de seguridad, o para la construcción de parte de la berma lateral.

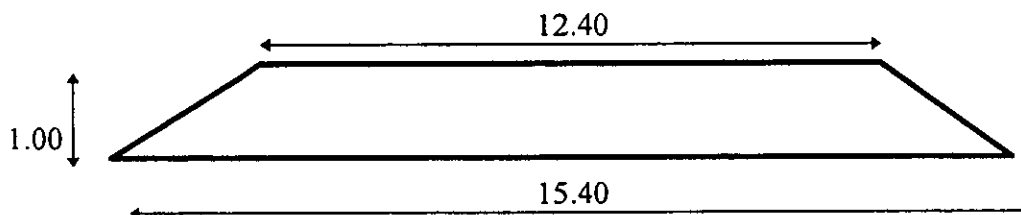


VII.2 COSTO DE LA SUB-BASE DE SUELO-CEMENTO

Continuando con la similitud de trabajos, se efectúa el análisis para la elaboración de la capa de suelo-cemento, que también se presenta en las dos opciones por desarrollar.

CASO 1.- Capa de suelo-cemento de 1.00 metro de espesor.

Sección Promedio:



$$\text{AREA: } \frac{15.40 + 12.40}{2} \times 1.00 = 13.90 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA} = 13.90 \text{ m}^2 \quad \text{LONGITUD} = 1000.0 \text{ m} \quad \text{VOLUMEN} = 13,900.0 \text{ m}^3$$

Cálculo de la cantidad necesaria de cemento portland para estabilizar:

$$13,900.0 \text{ m}^3 \times 1,780 \text{ kg/m}^3 \text{ (Peso vol. máx.)} \times 5.0 \% \text{ (Cont. de cemento)} = 1'237,100.0 \text{ kgs.}$$

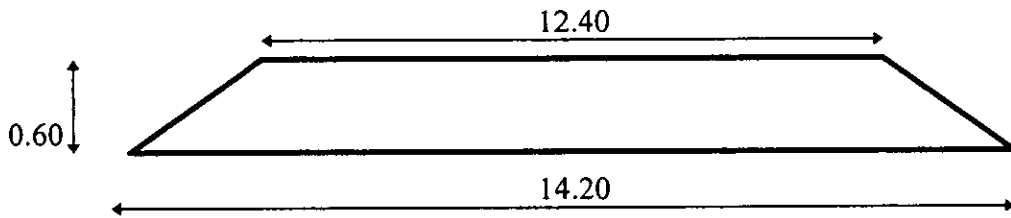
Costo por kilómetro de la capa de suelo-cemento (1.00 metro de espesor).

Concepto	Unidad	Volumén	Precio Unitario	Importe
Formación y compactación de terraplén al 95 %	m ³	13,900.0	\$ 6.61	\$ 91,879.00
Excavación préstamo de banco	m ³	13,900.0	\$ 20.45	\$ 284,255.00
Acarreo 1er. kilómetro	m ³	13,900.0	\$ 3.03	\$ 42,117.00
Acarreo kms. subsec.(4 kms.)	m ³ -km	55,600.0	\$ 1.56	\$ 86,716.00
Incorporación del cemento	m ³	1'237,100.0	\$ 0.43	\$ 531,953.00
			Importe por kilómetro	\$ 1'035,272.00



CASO 2.- Capa de suelo-cemento de 0.60 metros de espesor.

Sección Promedio:



$$\text{AREA: } \frac{14.20 + 12.40}{2} \times 0.60 = 7.98 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA} = 7.98 \text{ m}^2$$

$$\text{LONGITUD} = 1000.0 \text{ m}$$

$$\text{VOLUMEN} = 7,980.0 \text{ m}^3$$

Cálculo de la cantidad necesaria de cemento portland para estabilizar:

$$7,980.0 \text{ m}^3 \times 1,780 \text{ kg/m}^3 \text{ (Peso vol. máx.)} \times 5.0 \% \text{ (Cont. de cemento)} = 710,220.0 \text{ kgs}$$

Costo por kilómetro de la capa de suelo-cemento (0.60 metros de espesor).

Concepto	Unidad	Volumén	Precio Unitario	Importe
Formación y compactación de terraplén al 95 %	m ³	7,980.0	\$ 6.61	\$ 52,747.80
Excavación préstamo de banco	m ³	7,980.0	\$ 20.45	\$ 163,161.00
Acarreo 1er. kilómetro	m ³	7,980.0	\$ 3.03	\$ 24,179.40
Acarreo kms. subsec.(4 kms.)	m ³ -km	31,920.0	\$ 1.56	\$ 49,795.20
Incorporación del cemento	m ³	710,220.0	\$ 0.43	\$ 305,394.60
Importe por kilómetro				\$ 595,308.00

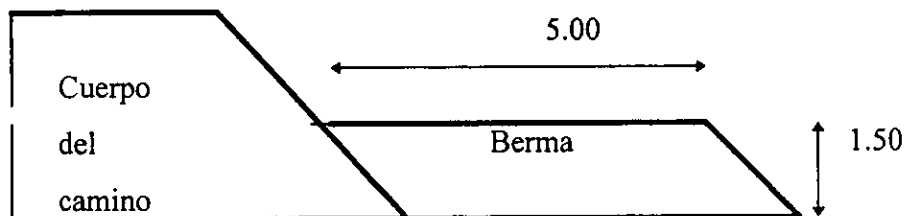
VII.3 COSTO DE LA CONSTRUCCION DE BERMA LATERAL

Tomando en cuenta la consideración planteada de que en la actividad de recorte de terracerías en el terraplén existente, el material producto del corte se aprovecharía en la construcción de parte de



la berma lateral, y que este material alcanzaría para poder construir una berma en cada cuerpo; para efectos del cálculo se considera únicamente la necesidad de la berma en la parte externa de los cuerpos, ya que en la interna de estos se requerirá de menor material, por las características particulares de la obra, ya que los taludes internos en casi todo el tramo se unen.

Sección Promedio:



$$\text{AREA: } 5.00 \times 1.50 = 7.50 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA} = 7.50 \text{ m}^2 \quad \text{LONGITUD} = 1000.0 \text{ m} \quad \text{VOLUMEN} = 7,500.0 \text{ m}^3$$

Haciendo la consideración de que en las zonas más críticas la incrustación por su propio peso sea del orden de 0.60 metros, se calcula el volumen aproximado por esta situación:

$$\text{VOLUMEN: } 5.00 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 1000.0 \text{ m} = 3,000.0 \text{ m}^3$$

Costo por kilómetro de la berma lateral:

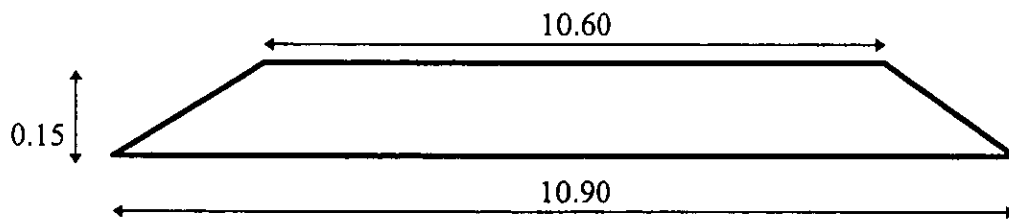
Concepto	Unidad	Volumén	Precio Unitario	Importe
Formación y compactación de terraplén al 90 %	m ³	7,500.0	\$ 5.85	\$ 43,875.00
Excavación préstamo de banco	m ³	10,500.0	\$ 20:45	\$ 241,725.00
Acarreo 1er. kilómetro	m ³	10,500.0	\$ 3.03	\$ 31,815.00
Acarreo kms. subsec.(4 kms.)	m ³ -km	42,000.0	\$ 1.56	\$ 65,520.00
Material de incrustación	m ³	3,000.0	\$ 0.92	\$ 2,760.00
Geotextil	m ²	8,500.0	\$ 18.22	\$ 154,870.00
Importe por kilómetro				\$ 513,565.00



VII.4 COSTO DE LA CAPA DE SUB-BASE ASFALTICA

Con la finalidad de obtener el incremento neto en el costo total que se tendría al emplear la capa de suelo-cemento, con la ejecución de esta alternativa propuesta para el proyecto; es necesario deducir del costo de la obra la capa de mezcla asfáltica que tenía la función de sub-base, y que se eliminaría:

Sección Promedio:



$$\text{AREA: } \frac{10.90 + 10.60}{2} \times 0.15 = 1.6125 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA} = 1.6125 \text{ m}^2 \quad \text{LONGITUD} = 1000.0 \text{ m} \quad \text{VOLUMEN} = 1,612.50 \text{ m}^3$$

Costo por kilómetro de la sub-base asfáltica:

Concepto	Unidad	Volumén	Precio Unitario	Importe
Sub-base asfáltica comp. al 95 %	m ³	1,612.50	\$ 59.75	\$ 96,346.88
Emulsión asfáltica emp. en mezcla	lts.	282,994.00	\$ 1.03	\$ 291,483.82
Acarreo de mezcla asfáltica (4 kms)	m ³ -km	11,287.50	\$ 1.61	\$ 18,172.88
				<hr/>
		Importe por kilómetro		\$ 406,003.58



VII.5 RESUMEN DE COSTOS

Realizando un análisis acorde con el estudio efectuado, detectando las zonas más críticas e inestables (pantanos francos), a fin de que en éstas se aplique la alternativa del suelo-cemento; se tienen los siguientes:

SUBTRAMO	PROYECTO	LONGITUD NETA
42 + 000 AL 45 + 700	UN CUERPO	3,700.0 METROS
45 + 700 AL 50 + 500	DOS CUERPOS	9,600.0 METROS
51 + 450 AL 51 + 850	DOS CUERPOS	800.0 METROS
60 + 700 AL 64 + 300	DOS CUERPOS	7,200.0 METROS
64 + 500 AL 66 + 200	DOS CUERPOS	3,400.0 METROS
67 + 000 AL 68 + 000	DOS CUERPOS	2,000.0 METROS
	SUM A	26,700.0 METROS

De estos subtramos, de acuerdo a los avances físicos obtenidos; se detallan los que se encuentran a nivel de subrasante y que requieren de efectuarseles recortes de 0.85 y 0.45 centímetros, a fin de poder alojar correctamente la capa de suelo-cemento:

SUBTRAMO	PROYECTO	LONGITUD NETA
51 + 450 AL 51 + 850	DOS CUERPOS	800.0 METROS
60 + 700 AL 64 + 300	DOS CUERPOS	7,200.0 METROS
	SUM A	8,000.0 METROS

De los primeros subtramos reportados, se tiene que para poder aplicar la alternativa del suelo-cemento de 1.00 metro a la zona mas crítica, la que esta formada por arcillas de alta compresibilidad, e incluso carece de intercalaciones de arena, se tiene una longitud neta de 14,100 metros, y a los que se le aplicaría la solución de 0.60 metros, se contaría con una longitud efectiva de 12,100.0 metros. En cuanto a los subtramos que se reportaron con avance de subrasante, se tendrían que realizar corte de 0.85 metros en longitud de 800.0 metros, y 7,200.0 metros en espesor de 0.45 metros,



procediendo al cálculo del costo, se tendría:

IMPORTE POR LA CONSTRUCCION DE LA SUB-BASE DE SUELO-CEMENTO

LONGITUD	PRECIO POR KILOMETRO	IMPORTE
14.10 KILOMETROS	\$ 1'035,272.00	\$ 14'597,335.20
12.10 KILOMETROS	\$ 595,308.00	\$ 7'203,226.80
	S U M A	\$ 21'800,562.00

IMPORTE POR LA EJECUCION DE CORTES EN TERRAPLEN EXISTENTES

LONGITUD	PRECIO POR KILOMETRO	IMPORTE
0.80 KILOMETROS	\$ 119,492.66	\$ 95,594.13
7.20 KILOMETROS	\$ 60,485.46	\$ 435,495.31
	S U M A	\$ 531,089.44

A continuación se procede a calcular los importes por la construcción de la berma lateral, así como el de la sub-base asfáltica; para considerar sus costos en el importe total de la obra, y de esta segunda, deducirla del importe de los trabajos por ejecutar:

IMPORTE POR LA CONSTRUCCION DE LA BERMA LATERAL

LONGITUD	PRECIO POR KILOMETRO	IMPORTE
26.70 KILOMETROS	\$ 513,565.00	\$ 13'712,218.50

IMPORTE POR LA CONSTRUCCION DE LA SUB-BASE ASFALTICA

LONGITUD	PRECIO POR KILOMETRO	IMPORTE
26.70 KILOMETROS	\$ 406,003.58	\$ 10'840,295.59



En resumen se tienen los siguientes importes:

C O N C E P T O	I M P O R T E
CONSTRUCCION DE LA SUB-BASE DE SUELO CEMENTO COMP. AL 95 %	\$ 21'800,562.00
CORTES DE LOS TERRAPLENES EXISTENTES	\$ 531,089.00
CONSTRUCCION DE LA BERMA LATERAL	\$ 13'712,218.50
SUB-BASE ASFALTICA (DEDUCCION)	\$ 10'840,295.59
<i>I M P O R T E T O T A L</i>	\$ 25'203'574.35

Se tenía que antes de considerar la aplicación de la capa de suelo-cemento; la entidad normativa, consideraba un techo financiero de \$ 297'980,708.70 para realizar la obra en el rubro de pavimentos, con \$ 818'003,099.73, de presupuesto total de la obra; por lo que de realizar la capa de suelo-cemento se tendría un incremento de 8.46 %, para la partida de pavimentos y un 3.08 % sobre el monto total autorizado. Por lo que los nuevos montos serían:

Pavimentos:	\$ 323,184.283.05
Importe total de la obra:	\$ 843'206,674.08

Teniendose montos iniciales a la fecha de concurso de:

Pavimentos:	\$ 266'253,706.20
Importe total de la obra:	\$ 786'276,044.23

Por lo que la variación total acumulada sería de:

En pavimentos: 21.38 %

En el importe total de la obra: 7.24 %



VIII . CONCLUSIONES

Del estudio efectuado a la zona comprendida entre el kilómetro 37+000 al kilómetro 73 +000 se pueden derivar las siguientes conclusiones:

1.- Las condiciones estratigráficas en el subsuelo son muy variables, con cambios importantes aun en distancias muy cortas, lo que es típico en las llanuras de inundación.

2.- Hasta la profundidad explorada, en general predominan los suelos arcillosos, con capas o lentes de arena o de limo o mezcla de estos materiales de diferentes espesores y distinta posición relativa, que forma parte de los antiguos barrotes o bordos actualmente enterrados; en estos sitios predominan los suelos arenosos.

3.- Los máximos asentamientos que se esperan en la autopista son del orden de los 50 centímetros, que desarrollarán el 90 por ciento de su componente en un lapso de 2.5 años.

4.- Los terraplenes de la carretera vieja, ya casi han alcanzado el total de las deformaciones por consolidación que pudieran desarrollar; los incrementos de carga producida por la carpeta de concreto hidráulico son poco significativos; sin embargo algunos tramos deprimidos por hundimientos se tendrán que renivelar.

5.- Los terraplenes de acceso a los puentes, son los puntos más expuestos a sufrir deformaciones a causa de la consolidación de las arcillas; es inevitable la formación de escalones entre el terraplén y la zona estructural del puente, que deformará y agrietará la losa de concreto hidráulico; en estos casos se deberá decidir entre dejar los accesos a los puentes con asfalto, implementar una solución estructural o llegar al mejoramiento masivo de los terraplenes de acceso.

6.- Las distorsiones angulares que se producirían en el terraplén en las condiciones actuales, agrietarían la losa de concreto y reducirían su funcionalidad y nivel de servicio.

7.- Debido a los esfuerzos de tensión que se genera debido a la baja resistencia de las arcillas, los hombros de los taludes laterales tienden a agrietarse; lo que representa una falla incipiente de talud.

Como resultado de los análisis efectuados a los materiales que conforman la estratigrafía; con el fin de superar las deficiencias de estos, se efectuaron las siguientes observaciones:



1.- La colocación de una base de suelo-cemento en un espesor mínimo de 60 centímetros, reduciría sustancialmente las distorsiones.

2.- Como alternativa se pueden construir los terraplenes hasta nivel de rasante, dejando la sub-base de arena asfalto y como superficie de rodamiento una carpeta de asfalto; para iniciar la operación de la autopista, hasta lograr que los terraplenes adquieran la mayor parte de su deformación para posteriormente colocar la carpeta de concreto hidráulico.

3.- Para mitigar la magnitud del asentamiento del centro del terraplén, se podrá incrementar el bombeo transversal de la autopista a un 4 por ciento, para absorber las deformaciones futuras.

4.- En cuanto a las bermas, se recomienda tender los taludes laterales a 20° en todas las zonas y emplear la berma de 5 metros en las zonas donde se haya presentado la mayor penetración del terraplén en el pantano.

5.- De acuerdo con la regionalización sísmica de la República Mexicana, el estado de Tabasco se ubica dentro de la zona sísmica “ B ”, por lo que pueden esperarse temblores de magnitud moderada, que podrían ocasionar algunos daños menores a la autopista

6.- La magnitud de las precipitaciones pluviales que se registran en la zona también hacen necesario tener medidas para corregir daños en caso de inundaciones.

7.- Es necesario tener planes de contingencia para la operación de la autopista ante eventos extraordinarios como sismos e inundaciones.

En cuanto al método de exploración geotécnico utilizado para la realización de este estudio, la penetración cónica; muy particularmente el cono eléctrico; se puede concretar lo siguiente:

Este procedimiento correctamente aplicado, como el caso que se presentó en este trabajo; demostró su utilidad ya que la cantidad de datos que aporta al emplearlo, nos determina las características de los materiales del subsuelo. Es conveniente aclarar que el operador del aparato deberá conocer correctamente su funcionamiento, ya que de su pericia depende la identificación correcta del material por el que el explorador (cono) atraviesa.

Para las primeras exploraciones en que se emplee, es conveniente utilizarlo en conjunto con otros métodos más empleados comúnmente como es la penetración estándar y tubos de pared delgada a fin de confirmar los datos que se obtienen valuando la resistencia de penetración de punta del cono eléctrico.



En cuando a su posible utilización en este caso se debe considerar lo siguiente:

1.- Por la magnitud y extensión de la obra, la colocación de los materiales del cuerpo del terraplén sobrepasa la capacidad y velocidad de respuesta de los laboratorios convencionales de control de calidad, por lo que la utilización del cono eléctrico sería la herramienta de control adecuada a la velocidad de construcción y exigencias de la obra.

2.- Para establecer un control de calidad de las capas del terraplén para asegurar los valores del grado compactación propuestos en el diseño, el cono eléctrico es una excelente herramienta para verificar los terraplenes terminados.

Finalmente se da a conocer la solución determinada por la entidad normativa; Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, sobre la problemática detectada en esta zona:

I.- Se deberán de construir las terracerías en la zona con la colocación previa del geotextil de las características marcadas en el proyecto y con el procedimiento especificado; sobre la subrasante impregnada deberá construirse una base asfáltica de arena-emulsión de 20 centímetros de espesor compactadas al 95% de su peso volumétrico máximo determinado en la prueba Marshall; sobre esta capa se deberá construir una carpeta asfáltica de 10 centímetros de espesor elaborada en planta y en caliente. Estimándose que con esta estructura la carretera podrá operar en forma aceptable durante 3 años.

II.- En terraplenes con altura hasta de 3.0 metros se tenderán taludes de 2.4 X 1 en cada uno de los dos cuerpos de la carretera a partir de 20 centímetros abajo de la subcorona, con material areno-arcilloso, previa colocación de geotextil.

III.- Para terraplenes de 3.0 a 5.0 metros de altura se deberá seguir el mismo procedimiento utilizando taludes de 2.7 X 1.0.

IV.- Cuando el espesor de los terraplenes sea el rango de 5.0 a 7.0 metros, en las zonas donde se haya observado mayor penetración de las terracerías en el terreno natural, se deberán construir terraplenes con taludes de 3.5 X 1.0 su equivalente, bermas laterales a media altura del terraplén con ancho de 10.0 metros y taludes de 2.5 X 1.



BIBLIOGRAFIA

- 1.- El Cono en la Exploración Geotécnica.
Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue, Efraín Ovando.
TGC Geotécnia 1989
- 2.- Mecánica de Suelos.
Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos.
Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos
Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez
Editorial LIMUSA 1976.
- 3.- Estudio Geotécnico de Comportamiento y Control
de Compactaciones para la Autopista Cárdenas-Agua Dulce
TGC Geotécnia Agosto de 1995
- 4.- Propuesta Geotécnica para la Construcción de los
Pavimentos de la Autopista Ruta Olmeca del
Kilometro 37 + 000 al kilometro 73 + 000. Segundo Informe.
TGC Geotécnia Febrero 1996
- 5.- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres
Tomos 1 y 2.
Alfonso Rico Rodríguez, Hermilo del Castillo Mejía
Editorial LIMUSA 1996
- 6.- Suelo - Cemento
Uso, propiedades y aplicaciones.
Eduardo de la Fuente Lavallo
IMCYC 1995