

153

2<sup>da</sup> Ed.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**Facultad de Ingeniería**



**ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS PARA CASAS  
DE INTERES SOCIAL, EN DEPOSITOS LACUSTRES  
DE ORIGEN VOLCANICO**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
GREGORIO LUCIO PONCELIS GASCA



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# I N D I C E

	Pág.
I INTRODUCCION . . . . .	1
II DATOS DE PROYECTO Y CARACTERISTICAS DE LOS PREDIOS . . . . .	6
Petroquímica Ecatepec (Proyecto 1) . . . . .	6
Sindicato Nacional de la Industria Textil (Proyecto 2) . . . . .	7
Datos generales de ambos Proyectos . . . . .	14
III EXPLORACION DE CAMPO Y PRUEBAS DE LABORATO- RIO . . . . .	22
Consideraciones Fisiográficas . . . . .	22
Consideraciones Geológicas . . . . .	25
Requisitos Mínicos para la Investigación del Subsuelo . . . . .	29
Exploración de Campo (Proyecto 1) . . . . .	31
Pruebas de Laboratorio (Proyecto 1) . . . . .	32
Exploración de Campo (Proyecto 2) . . . . .	33
Pruebas de Laboratorio (Proyecto 2) . . . . .	34
Comportamiento de las Construcciones aleda- ñas al predio desde el punto de vista de - Mecánica de Suelos . . . . .	39
Glosario . . . . .	41

	Pág.
IV ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO . . . . .	48
Estratigrafía (Proyecto 1) . . . . .	48
Propiedades del Suelo (Proyecto 1) . . . . .	49
Sondeos Mixtos . . . . .	50
Estratigrafía (Proyecto 2) . . . . .	63
Propiedades del Suelo (Proyecto 2) . . . . .	64
Sondeos Mixtos . . . . .	64
V ANALISIS DE LAS CIMENTACIONES. . . . .	96
Análisis de la Capacidad de Carga. . . . .	97
Análisis de Asentamientos. . . . .	108
Análisis de los Agentes Externos . . . . .	147
VI ANALISIS Y DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS. . . . .	149
VII CONCLUSIONES . . . . .	155
VIII RECOMENDACIONES. . . . .	158
Recomendaciones para el diseño estructural de las -- cimentaciones. . . . .	158
Recomendaciones para la construcción de las cimenta- ciones . . . . .	159
Recomendaciones para la construcción de los pavimen- tos. . . . .	162
Recomendaciones Generales. . . . .	165
BIBLIOGRAFIA . . . . .	168

## I INTRODUCCION

En ocasiones en los estudios de mecánica de suelos realizados en zonas en donde el subsuelo no es tan común como resulta ser el -- del Valle de México, la aplicación de datos provenientes de la exploración, muestreo y ensayos, resulta ser inadecuada para lograr un diseño satisfactorio, sobre todo cuando los resultados de los estudios no concuerdan con las evidencias físicas circundantes al área en estudio, tales como construcciones existentes en la zona. Es por ello la importancia de hacer intervenir en el diseño de cimentaciones, recursos de igual importancia a la realización de exploraciones y pruebas de laboratorio, con el fin de corregir o de complementar los resultados obtenidos. Tales recursos son: conocimiento de las relaciones entre las propiedades de los suelos, en particular de diversas relaciones estadísticas existentes, el conocimiento geológico no sólo con -- respecto a la preconsolidación o desecación, sino también con rela--- ción a la homogeneidad o heterogeneidad de los depósitos, el comporta<sup>u</sup> miento de edificios existentes sobre el mismo depósito, el completar los resultados de pruebas de rutina y cálculos, por medio de investigaciones independientes tales como información recopilada en otros - estudios de la misma zona y de literatura geológica del lugar (1); es por ello que el objetivo de este trabajo es el presentar dos estu--- dios de cimentaciones y pavimentaciones realizados en dos predios localizados en la zona de desecación del Lago de Texcoco, con el fin

(1) Véase. Ralph B. Peck. Selección de los parámetros del suelo --- para el diseño de cimentaciones. Segunda Conferencia Nabor Carrillo. Guadalajara, Jal. Séptima Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Noviembre 23 de 1974. pp.9, 48.

de edificar en ellos, Unidades Habitacionales de interés social para el Instituto de Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores - (INFONAVIT).

Los estudios descritos en este trabajo muestran que la exploración del subsuelo dejaba mucho que desear, ya que al haberse aplicado los métodos rutinarios de cálculo de capacidad de carga y asentamientos, dieron resultados muy alejados de la realidad. El pensar en una nueva exploración del subsuelo, no se hizo por dos razones básicamente, la primera de ellas fue por cuestiones económicas y la segunda, por que al tener conocimiento que en otros estudios de mecánica de suelos de la misma zona, los valores que se obtenían estaban fuera de rango en comparación a lo que físicamente pasaba, tal y como ocurrió al efectuar los estudios de mecánica de suelos que en este trabajo se presentan. Uno de los estudios en que los valores obtenidos no concordaban con la realidad, fue el que se realizó para los terraplenes de prueba del Lago de Texcoco.

Por lo antes expuesto, en nuestro caso hubo la necesidad de una revisión de los parámetros obtenidos, recurriendo para ello a criterios que pudieran explicar el porqué se obtenían valores tan alejados de la realidad, y a su vez dar valores más realistas, que estuvieran de acuerdo a la zona en estudio.

Estos criterios basados en los estudios realizados por los profesores Karl Terzaghi y Ralph B. Peck en el estudio de las arcillas

extrasensitivas, así como en la teoría de la deformación no lineal - del Dr. Eulalio Juárez Badillo y en los estudios estadísticos tanto para el cálculo de capacidad de carga como del análisis de asenta- - mientos del Maestro en Ingeniería Agustín Deméneghi Colina, dieron - pauta para la corrección de los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio. Este hecho justifica la conclusión de que las arcillas de la zona de desecación del Lago de Texcoco, son mucho más resistentes y duras que lo que indicaban los resultados de las pruebas de laboratorio; lo cual permitió decidir que además se podía estimar un asentamiento razonable de las estructuras por construir, contribuyendo esto a no abandonar uno de los proyectos en donde se pretende edificar edificios de tres niveles, como en un principio se había -- pensado.

"No es el objeto de este trabajo el postular cual de todos los métodos es preferible, sólo se ha intentado sugerir que las conclusiones ingenieriles en casi todos los estudios del subsuelo pueden - mejorarse y con ello obtenerse un mejor diseño, sobre todo cuando -- los resultados de los cálculos rutinarios se comparan contra informa- ción obtenida independientemente" de pruebas de laboratorio y estas no concuerdan. (2)

Por facilidad de presentación, se ha denominado en este trabajo al proyecto "Petroquímica Ecatepec" como proyecto número uno, y al -

(2) Idem.

proyecto "Sindicato Nacional de la Industria Textil"; como proyecto - número dos.

Para el desarrollo de los estudios, se presentan primeramente en el capítulo dos, los datos de los proyectos y las características de cada uno de los predios, así como los datos generales de ambos -- proyectos.

En el capítulo tres se presentan las exploraciones de campo -- que se realizaron para cada terreno, así como las pruebas de laboratorio que se efectuaron con las muestras obtenidas, incluyéndose en en este capítulo consideraciones fisiográficas y geológicas de la -- cuenca del Valle de México, en donde se relatan en una forma breve - las características de la cuenca así como la formación de ésta; contiene también este capítulo los requisitos mínimos para la investiga ción del subsuelo de acuerdo con las Normas Técnicas para Diseño y - Construcción de Cimentaciones establecidas por el Departamento del -- Distrito Federal y finalmente una investigación del comportamiento - de las construcciones aledañas a los predios, desde el punto de vis- ta de mecánica de suelos.

En el cuarto capítulo se muestran las estratigrafías y las pro piedades del suelo, tratándose de establecer una correlación entre - los parámetros obtenidos de las pruebas de laboratorio.

En el quinto capítulo, se hace el análisis de la cimentaciones



estableciéndose los requisitos básicos que deberán satisfacer éstas; siendo dichos requisitos, la seguridad contra fallas por resistencia al corte del subsuelo, no asentarse o emerger más allá de los valores tolerables y tener una localización y protección adecuada contra agentes externos que pudieran comprometer su comportamiento.

El capítulo número seis, contiene el diseño de los pavimentos, con el correspondiente análisis del tránsito que circulará por las calles de las Unidades Habitacionales.

En el séptimo capítulo se establecen las conclusiones a las que se llegó como resultado del estudio de las cimentaciones y de los pavimentos.

Por último en el octavo capítulo se presentan las recomendaciones que se deberán seguir tanto en la construcción y el diseño de las cimentaciones, así como en los pavimentos; proporcionándose también recomendaciones generales de construcción para ambas Unidades Habitacionales.

## II DATOS DE PROYECTO Y CARACTERISTICAS DE LOS PREDIOS

Los predios en estudio están destinados a la construcción de dos conjuntos habitacionales de interés social, denominados como Petroquímica Ecatepec y Sindicato Nacional de la Industria Textil, localizados en la quinta zona de desecación del Lago de Texcoco, en Ecatepec, Edo. de México, cerca de los límites con el Distrito Federal; que de acuerdo a la zonificación de éste, en cuanto a tipos de suelo se refiere, corresponde a la tercer zona, en la cual se encuentran suelos compresibles de espesor mayor o igual a 20 mts. Los predios se encuentran relativamente cerca uno del otro, separados aproximadamente por 1,000 mts.

A continuación se presentan tanto los datos de los proyectos, como las características de cada uno de los predios.

### Petroquímica Ecatepec (Proyecto 1)

El predio en donde se edificará el conjunto habitacional -- Petroquímica Ecatepec se encuentra ubicado en la calle Manuel Avila Camacho, Lote 14, Manzana 27, Ecatepec, Edo. de México. Fig.1

El terreno de forma rectangular, con 400 mts. por la calle Jacarandas, 249 mts. por la calle Amapolas, 251 mts. por la calle Cuauhtémoc y 400 mts. por la avenida Manuel Avila Camacho, tiene una superficie de 100,000 m<sup>2</sup>.

La unidad habitacional constará de 400 viviendas las cuales serán de dos tipos denominadas como SB2 y EC-DX siendo de uno y -- dos niveles respectivamente. El proyecto contempla la siembra de 140 viviendas de un nivel (SB2) y 260 de dos niveles (EC-DX), considerándose además una área de donación destinada a servicios comerciales. Fig.2

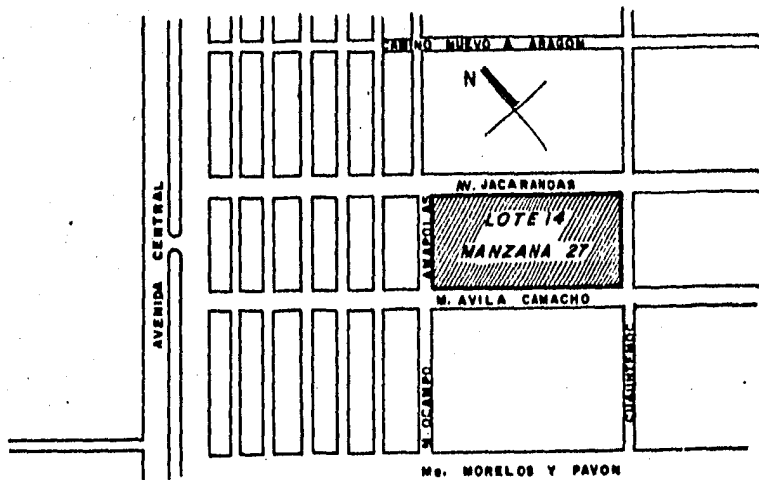
La máxima carga que se transmitirá al terreno será de 2.8 ton/m<sup>2</sup> de carga máxima, correspondiendo dicha carga a las viviendas denominadas como EC-DX; la cual tiene una área en planta de -- 36.58 m<sup>2</sup>. Fig. 3. La carga que transmitirán las viviendas de un nivel, será de 1.8 ton/m<sup>2</sup>, sobre una área de 63 m<sup>2</sup> por casa. Fig.4

Las casas habitación tanto de un nivel como las de dos niveles, estarán estructuradas a base de muros de carga, así como de -- castillos, dalas, vigas y losas de concreto reforzado, formadas es -- tas últimas por nervaduras.

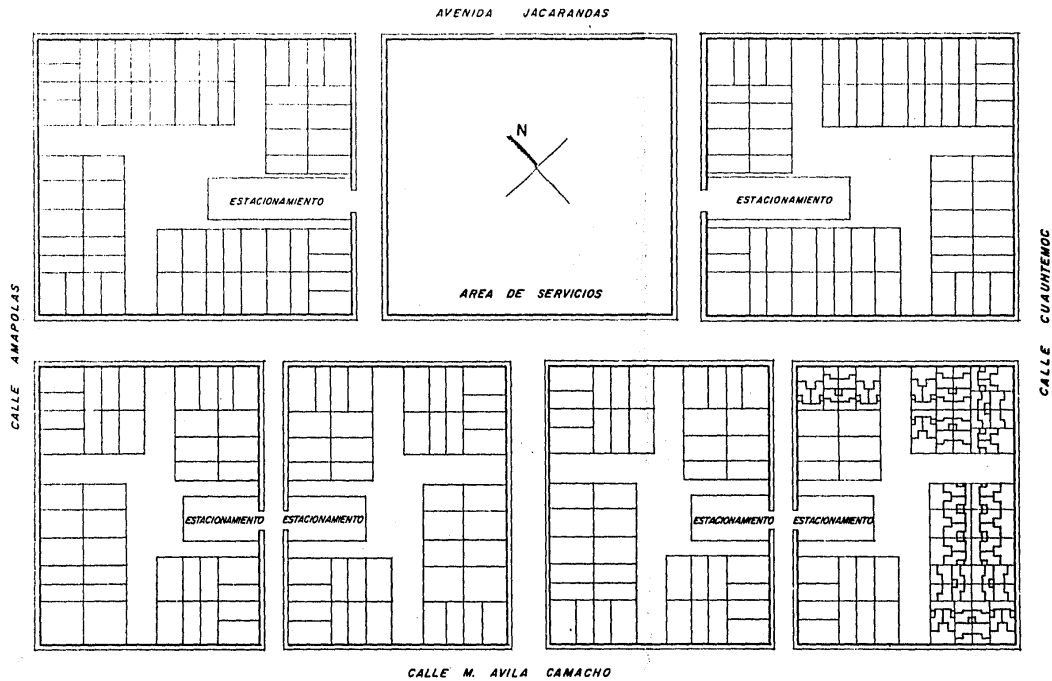
Desde el punto de vista de Mecánica de Suelos, la topografía del predio se considera plana, con una ligera pendiente aproximada del 0.5% con sentido hacia el Norte; lo cual es indicativo -- que en el proyecto no se contemplan fuertes movimientos de tierra. Fig.5

Sindicato Nacional de la Industria Textil (Proyecto 2)

La unidad habitacional Sindicato Nacional de la Industria -



**CROQUIS DE LOCALIZACION DEL PREDIO EN DONDE SE CONSTRUIRA  
LA UNIDAD HABITACIONAL "Petroquímica Ecatepec" EN ECATEPEC  
EDO. DE MEXICO**

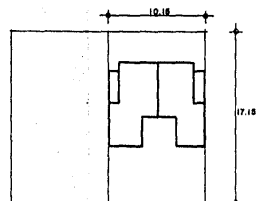
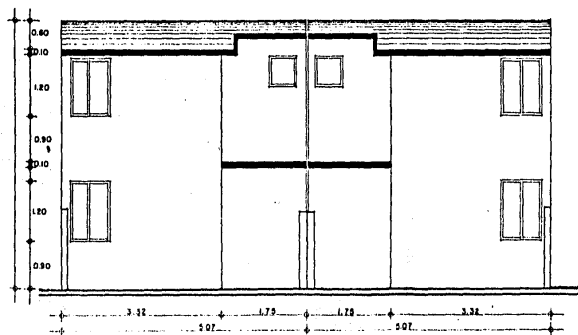
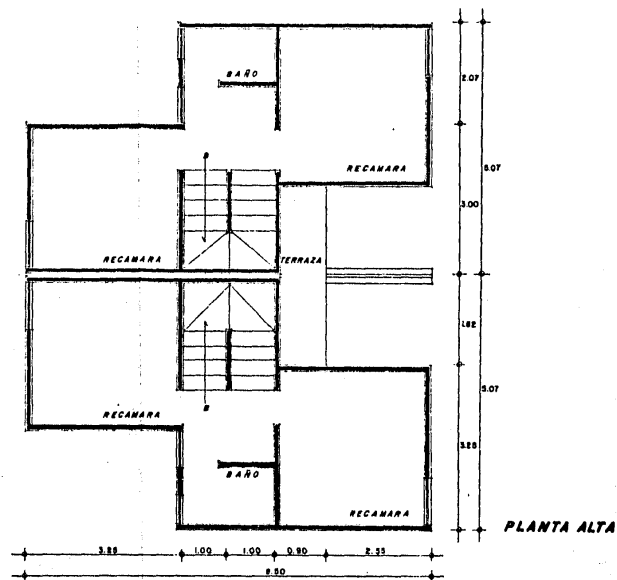
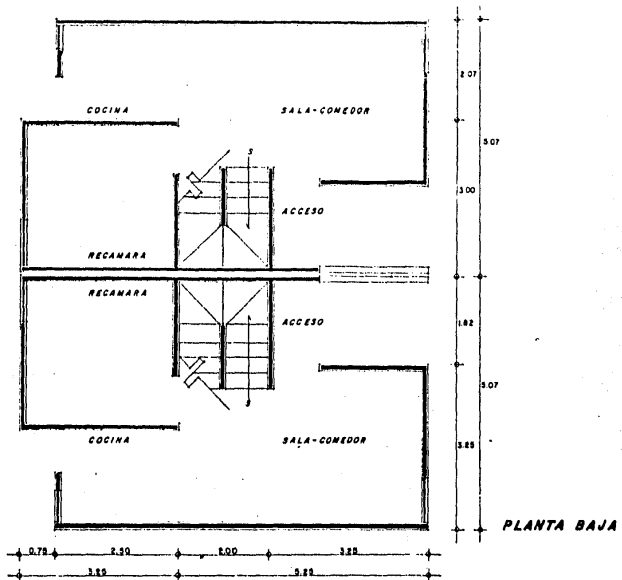


260 VIVIENDAS DE DOS NIVELES (EC-DX) (LOTES DE 10.15 x 17.15 mts.)



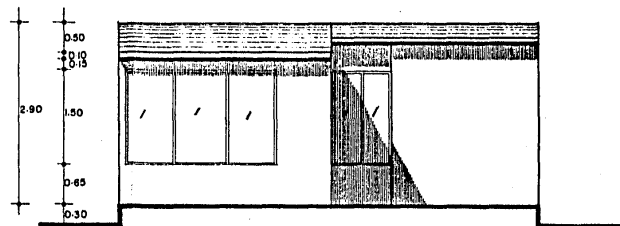
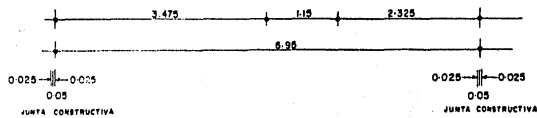
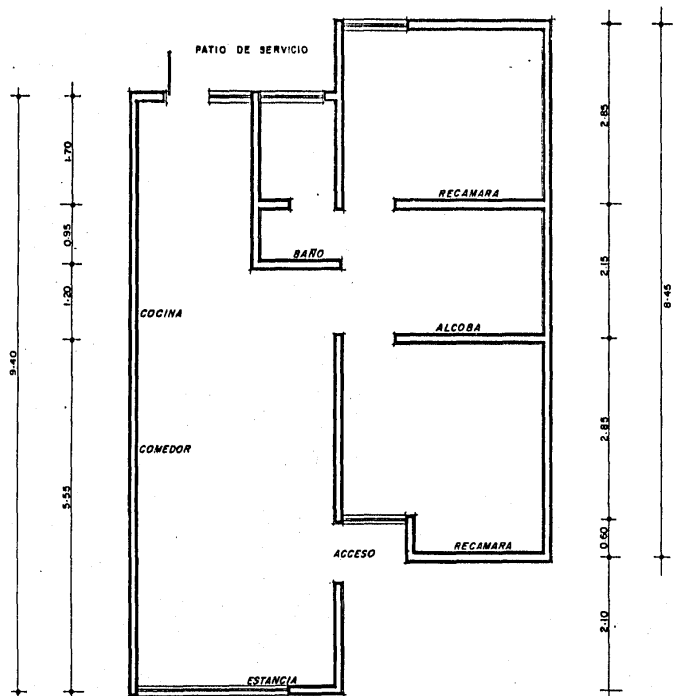
140 VIVIENDAS DE UN NIVEL (SB2) (LOTE DE 7.00 x 17.15 mts.)

UNIDAD HABITACIONAL "PETROQUIMICA ECATEPEC"

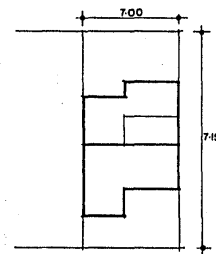


SIEMBRA DE VIVIENDA SOBRE LOTES  
AREA DE DESPLANTE 3658 m<sup>2</sup>

VIVIENDA DUPLEX EC-DX  
"PETROQUIMICA ECATEPEC"

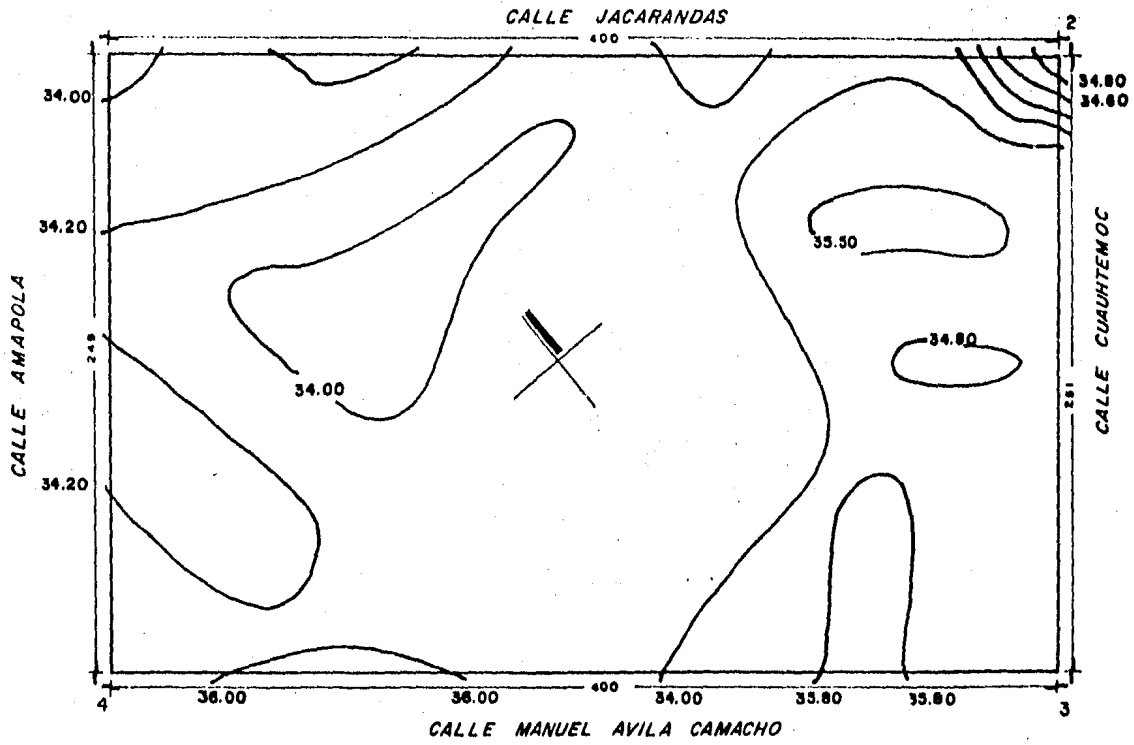


FACHADA PRINCIPAL



SIEMBRA DE VIVIENDA SOBRE LOTE  
AREA DE DESPLANTE 63 m<sup>2</sup>

VIVIENDA UNIFAMILIAR SB2  
"PETROQUIMICA ECATEPEC"



**TOPOGRAFICO**  
**"Petroquímica Ecatepec"**

Fig-5



Textil, se pretende construir en el predio ubicado entre las calles de Valle de Guadiana y Valle del Zancara, en Ecatepec, Edo. de México. Fig.6

Al igual que el predio del proyecto No.1, en este segundo proyecto, se cuenta con un terreno de forma rectangular, con 265 mts. por la calle Valle del Zancara y 383 mts. por la calle Valle de Guadiana; con una superficie de  $101,495 \text{ m}^2$ .

Se edificarán en el predio diversos tipos de casas habitación, denominados éstos como Ux, Dx y Tx. Las casas Ux consistirán en casas de un nivel, las Dx en casas de dos niveles y las Tx, en edificios de tres niveles. Se pretende tener una siembra de vivienda de 58 casas de un nivel, 32 de dos niveles y 93 edificios de tres niveles; se considera además dentro del proyecto urbano, áreas de donación destinadas a comercios. Fig. 7

Para este segundo proyecto, la máxima carga transmitida al terreno será la que descarguen los edificios de tres niveles, siendo ésta de  $5 \text{ ton/m}^2$  para fines del Estudio de Mecánica de Suelos, contando estos con una área de desplante de  $68.70 \text{ m}^2$  por cada uno. Fig.8. Las casas de uno y dos niveles tendrán descargas de 1.85 y  $2.5 \text{ ton/m}^2$  respectivamente; estas serán en áreas de  $64.18 \text{ m}^2$  para las viviendas Ux y de  $420 \text{ m}^2$  para las Dx. Figs. 9 y 10

Al igual que para la unidad habitacional Petroquímica Ecate

pec, tanto las casas como los edificios estarán estructuradas a base de muros de carga, castillos, dadas, vigas y losas de concreto reforzado formadas estas últimas con nervaduras.

No se contemplan en este proyecto, dentro de la ingeniería urbana, fuertes movimientos de tierra, ya que desde el punto de vista de Mecánica de Suelos al igual que para el primer proyecto, la topografía del predio se considera plana con una ligera pendiente del 0.6% aproximadamente con sentido Norte. Fig. 11

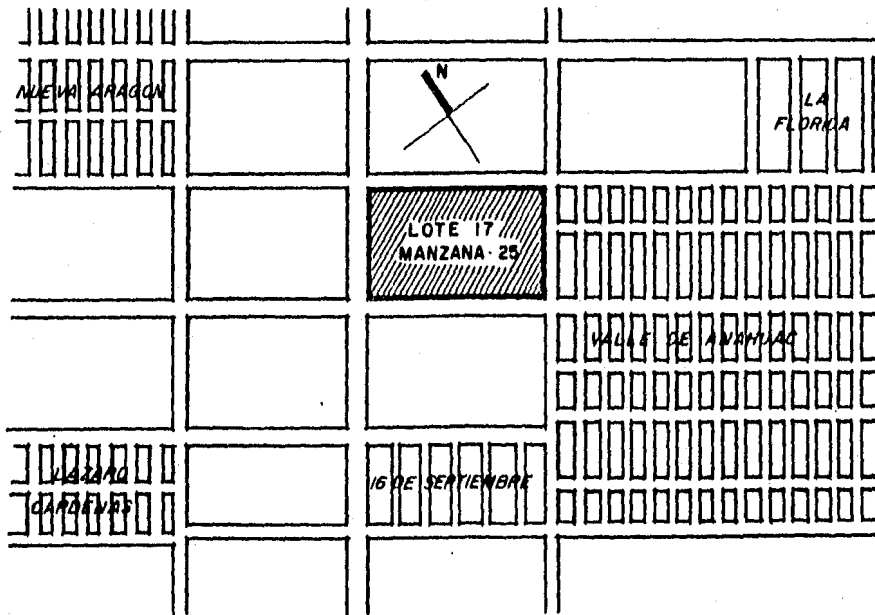
Datos generales de ambos Proyectos.

Se contemplan dentro del diseño urbano en ambos proyectos, calles principales con un ancho de 17 mts., teniendo éstas una superficie de rodamiento de 9 mts.; para sus calles secundarias se proyectó un ancho de 12 mts., con 8 mts. de ancho destinados a la superficie de rodamiento. Además de calles vehiculares, se cuenta con andadores peatonales con 12 mts. de ancho.

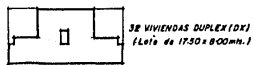
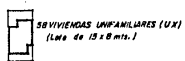
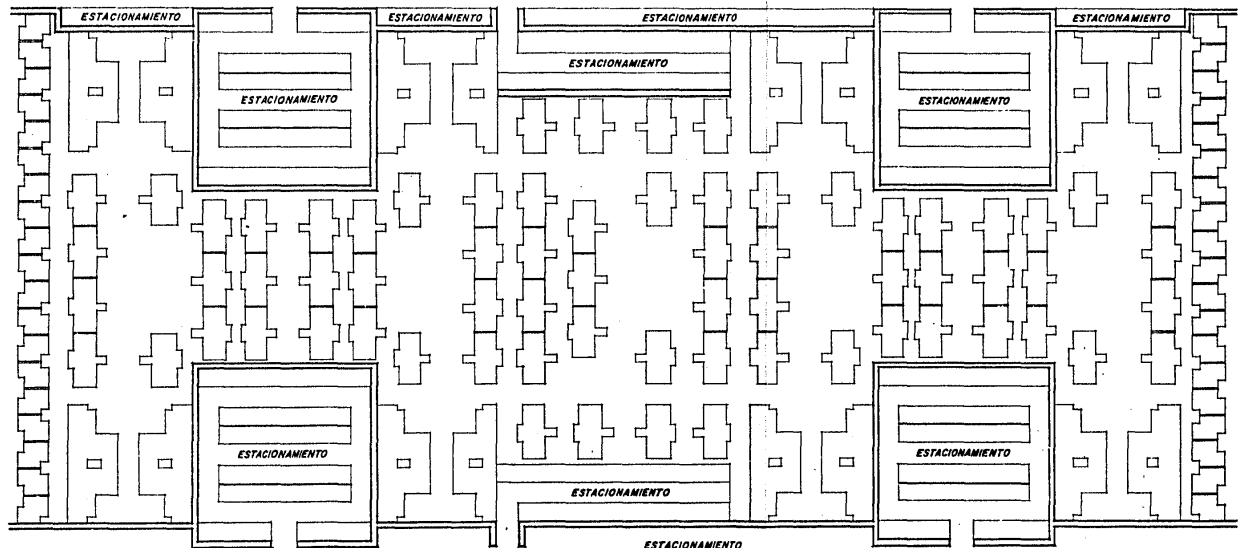
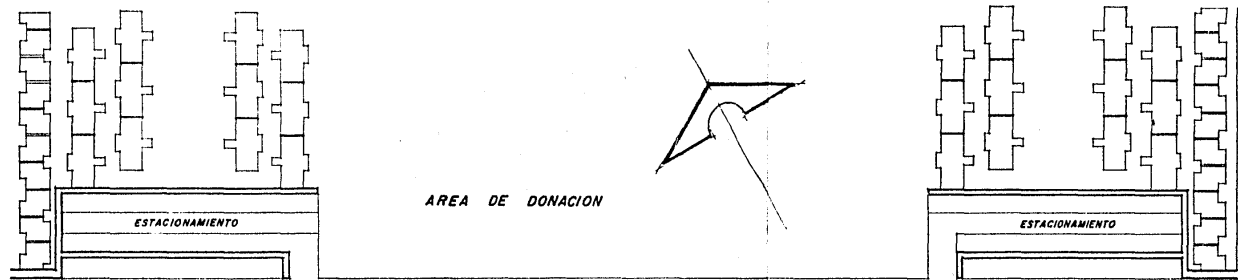
Se considera para el diseño de los pavimentos, que el tránsito diario que circulará por cada una de las unidades, estará constituido por 15 camiones urbanos, 2 camiones de gas o basura y 250 automóviles particulares, considerándose también 25 camiones de volteo por día durante la construcción de ellas.

Los terrenos por el hecho de estar ubicados dentro de una

zona urbana, cuentan en sus colindancias con los servicios de infraestructura necesarios, tales como agua potable, drenaje y energía eléctrica.

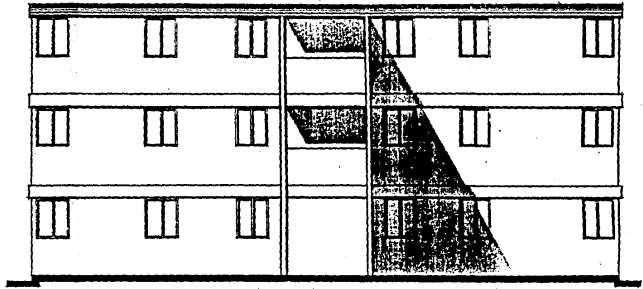
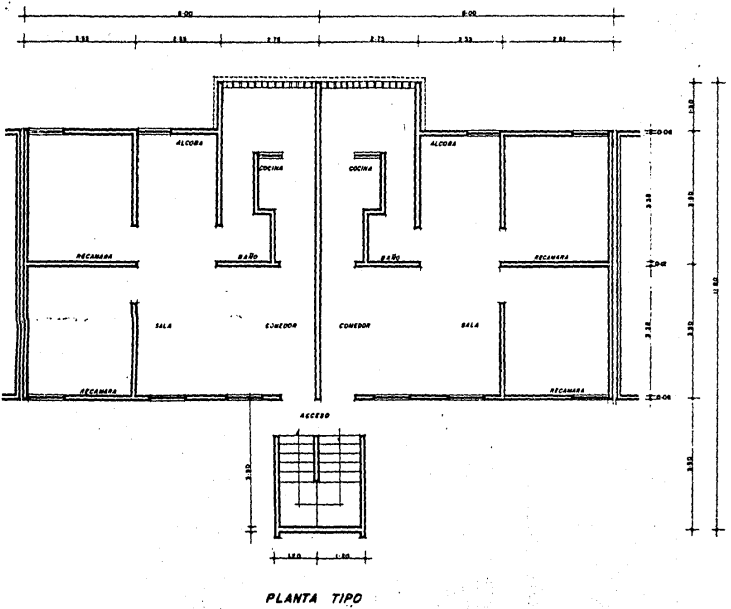


**CROQUIS DE LOCALIZACION DEL PREDIO EN DONDE SE  
CONSTRUIRA LA UNIDAD HABITACIONAL "Sindicato Nacional  
de la Industria Textil" EN ECATEPEC, EDO. DE MEXICO**

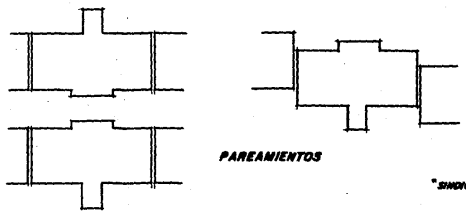


CALLE VALLE DE GUADANA

UNIDAD HABITACIONAL  
"SINDICATO NACIONAL DE LA INDUSTRIA TEXTIL"



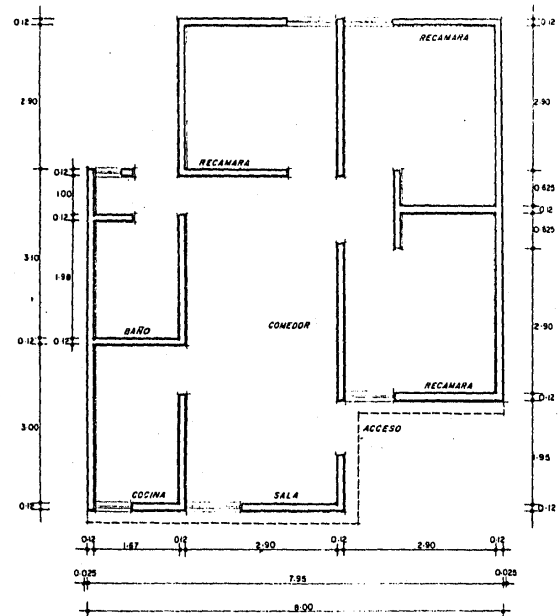
**FACNADA PRINCIPAL**



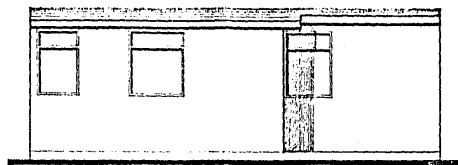
**PAREMIENTOS**

**VIVIENDA TRIPLEX T.X**

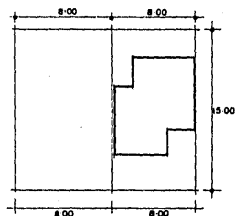
**"SINDICATO NACIONAL DE LA INDUSTRIA TEXTIL"**



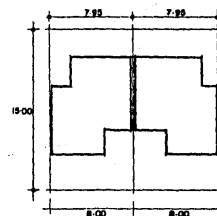
**PLANTA ARQUITECTONICA**



**FACHADA PRINCIPAL**



**PARAMENTO ESQUINA**

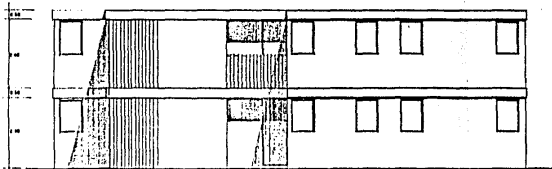
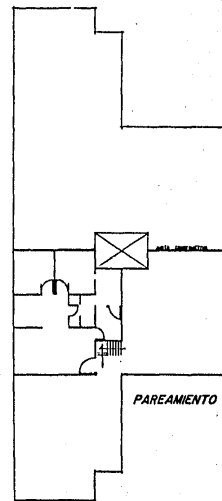
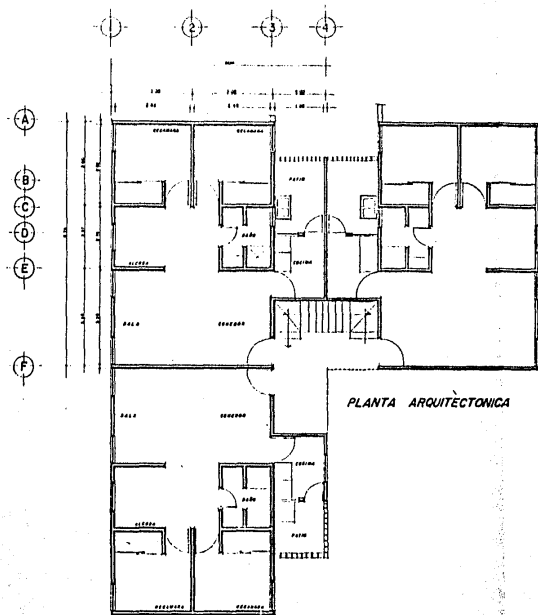


**PARAMENTO INTERIOR**

**SIEMBRA DE VIVIENDA SOBRE LOTES**

**VIVIENDA UNIFAMILIAR UX**

**'SINDICATO NAL. DE LA INDUSTRIA TEXTIL'**

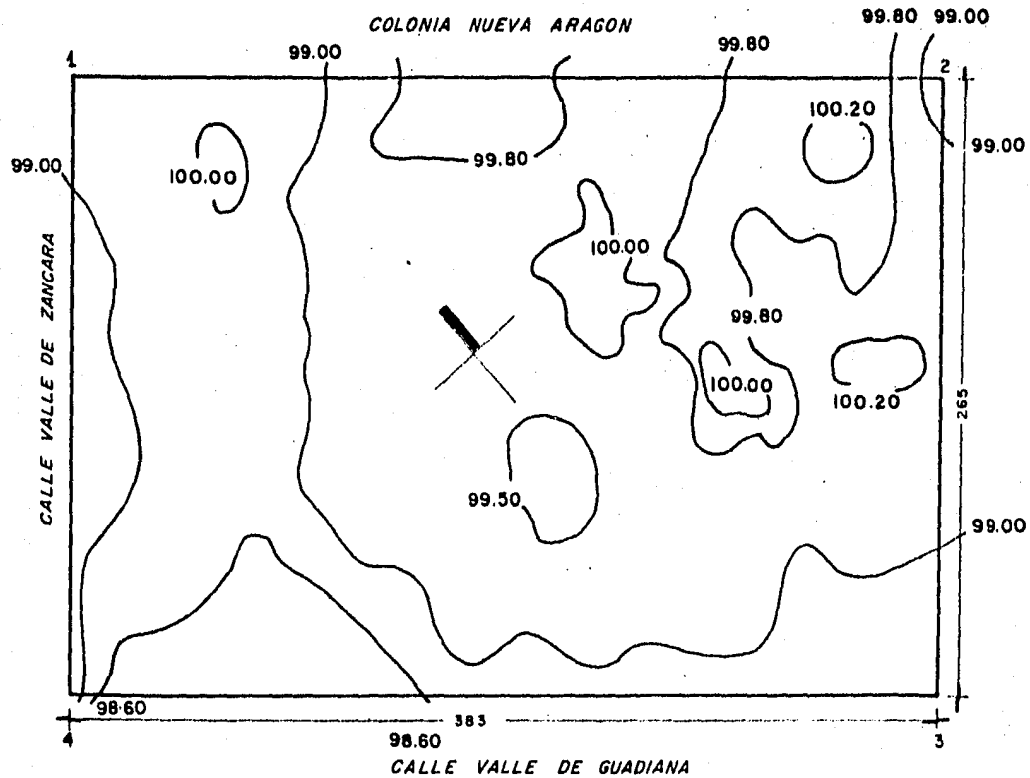


VIVIENDA DUPLEX DIX

SINDICATO NACIONAL DE LA INDUSTRIA TEXTIL

Fig-10





**TOPOGRAFICO**  
*"Sindicato Nacional de la Industria Textil"*

Fig- 11

### III EXPLORACION DE CAMPO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

En los Estudios de Mecánica de Suelos resulta de gran utilidad para iniciar la exploración de campo el tomar en cuenta la geología de la zona por explorar, es por ello que dentro de este capítulo se presenta primeramente una breve descripción de aspectos -- tanto fisiográficos como geológicos de la cuenca del Valle de México, ya que la localización de los predios en estudio están dentro de dicha cuenca.

#### Consideraciones Fisiográficas

"La cuenca del Valle de México se encuentra situada en la parte sur de la región alta de la altiplanicie mexicana. La cuenca es cerrada y se extiende en dirección norte-sur quedando limitada al oriente por la Sierra-Nevada con sus picos Ixtaccíhuatl y Popocatepetl, con una altura media de éstos de 5,300 mts. sobre el nivel del mar. Al oeste la cuenca queda limitada por la Sierra de Monte Alto y de las Cruces y al sur por la Sierra del Ajusco con una altura aproximada de 4,000 mts. Al noroeste la limita la Sierra de Tezontlalpan y al norte la Sierra de Pachuca. Fig. 12

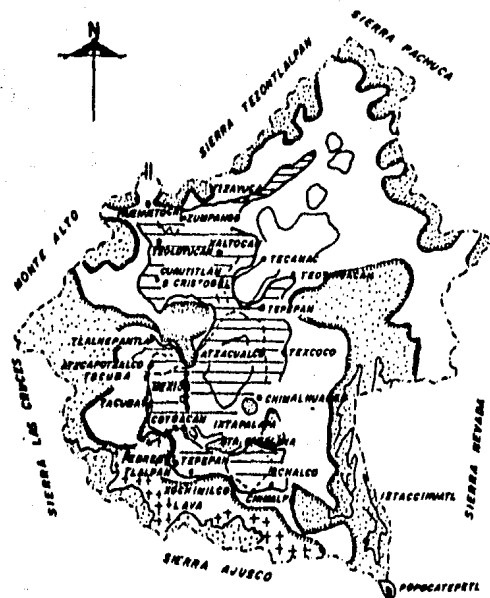
Dentro del Valle se encuentran dos penínsulas prácticamente paralelas entre sí y paralelas a la Sierra del Ajusco. Una de ellas, la Serranía de Guadalupe, se extiende de oriente a poniente hacia el centro de la cuenca y forma la protección norte de la Ciu








dad de México. Fig.12. La otra península, Serranía de Santa Catarina, está formada por una sucesión de volcanes extintos y bastante modernos que se extienden desde la Sierra Nevada como base hacia el poniente a semejanza de una lengüeta que termina con el Cerro de la Estrella.

La longitud del Valle desde la Sierra de Pachuca hasta la del Ajusco es de aproximadamente 125 Km. y su ancho entre las sierras que corren paralelamente en dirección norte sur es de unos 75 Km. El área que ocupa el Valle es de aproximadamente  $8,000 \text{ Km}^2$ . La elevación de la parte más baja de la cuenca al centro de ésta es de 2,236 mts. sobre el nivel del mar.

Numerosos pequeños ríos corren hacia el Valle y se originan en las cañadas de las montañas ya sea por erosión o por movimientos de la corteza terrestre. Estos arroyos conducen sus aguas hacia la parte más baja de la cuenca formando una serie de planicies lacustres, dentro de las cuales se encuentra al norte el Lago de Texcoco.

El borde de los lagos que se encontraban en el Valle, estaban limitados por los múltiples pueblos de tribus antiguas. Durante períodos muy secos los lagos se reducían considerablemente dejando grandes extensiones pantanosas no propicias para formar poblados. Los lagos no tenían salida y debido a la fuerte evaporación que se origina en el Valle, que llega a alcanzar hasta 10 li-



-  ZONA LACUSTRE
-  ROCAS IGNEAS
-  FLUJO DE LAVA
-  LIMITE DEL VALLE DE MEXICO
-  LAGO EN EL PLEISTOCENO
-  LIMITE DE LA CIUDAD DE MEXICO
-  MARGENES DEL LAGO DE TEXCOCO EN EL AÑO DE 1891



**REGION LACUSTRE DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO**

tros por día por metro cuadrado, el agua de algunos lagos es salada. La mayoría de los cauces de los arroyos que entran a las planicies lacustres, están cortados en materiales suaves y conducen - en tiempo de lluvias fuertes cargas de limo y arena fina, que se depositan en las orillas de las planicies lacustres" (1)

#### Consideraciones Geológicas:

"Al terminar la era Mesozoica, tuvieron lugar fuertes compresiones que originaron extensos plegamientos y fracturas en las calizas cretácicas que componían el suelo en aquel tiempo. La intensa actividad volcánica que ocurrió al final del período Cretácico y continuó hasta el Mioceno y el Plioceno, formó la mayor parte de las montañas de rocas ígneas que circundan la cuenca del Valle de México. La actividad volcánica parece haber disminuído considerablemente durante el período Pleistoceno. Por lo tanto, la gran cuenca del Valle de México quedó formada por las altas montañas -- que la circundan a la terminación del Plioceno, caracterizándose -- además como una cuenca abierta. Grandes torrentes deben haber erosionado y trasportado las rocas andesíticas desintegradas hacia el centro de la cuenca rellenándola paulatinamente. En las orillas -- de la cuenca se encuentran grandes depósitos de rocas desintegradas y trasportadas como aluviones, corrientes de lodo, brechas y --

(1) Leonardo Zeevart. Estratigrafía y problemas de ingeniería en los depósitos de arcilla lacustre de la Ciudad de México en - Revista de Ingeniería y Agricultura. V. XXX México, Mayo-Sep-tiembre. 1982. pp. 155-157

tobas eólicas y aluviales de diversas clases.

Los materiales de consistencia suave fueron erosionados rápidamente y trasportados a la cuenca. En el fondo de la Cuenca se depositaron los materiales de origen aluvial formando una serie de depósitos de gravas, arenas y limos arcillosos. A profundidades de 500 mts. se encuentran gruesos depósitos de estos materiales -- formados de piedra rodada grande que indica los amplios canales -- fluviales que fueron formados durante este período geológico. Sin embargo, parece ser que al iniciarse el Pleistoceno, debido a los fuertes movimientos de la corteza terrestre, aparentemente las salidas de la cuenca del Valle de México se obstruyeron por levantamientos que ocurrieron en sus extremos. A partir de entonces fue posible el almacenamiento de las aguas en la cuenca y la formación de depósitos lacustres, al mismo tiempo que depósitos aluviales.

Esta formación cíclica de series de depósitos lacustres y aluviales relleno la cuenca desde grandes profundidades. La acumulación de sedimentos siguió su curso en la cuenca cerrada del Valle de México. Los materiales gruesos quedaron depositados en las orillas y unicamente los materiales finos del tamaño de las arcillas, limos y arenas muy finas fueron trasportados hacia el centro del Lago. Fuertes explosiones arrojaron gran cantidad de materiales piroclásticos principalmente finos, cubriendo los aluviones -- gruesos las tobas y brechas duras, así como las rocas desintegradas. La lluvia de estos materiales formó depósitos importantes en

las orillas de la cuenca que fueron erosionados por el agua de lluvia y transportados a la región lacustre. El agua de lluvia lavaba también los polvos finos, en suspensión en el aire depositándolos en el Lago. Durante éste período que se ha denominado como Tacubaya se formaron los aluviones finos, tobas limoníticas y brechas de pómez, los suelos fósiles y los depósitos gruesos de polvos y cenizas volcánicas. Durante él, en ciertos períodos, las aguas del Lago no eran profundas y dejaban grandes extensiones del suelo al descubierto, por lo que el viento levantaba los polvos volcánicos de las planicies y los acomodaba en las márgenes formando cerros de ellos. Por otro lado, el viento erosionaba las regiones áridas del Valle donde se encontraban desarrollo de caliche depositando sus polvos en la región lacustre, definiendo así ciertos tiempos geológicos que definen períodos semi-áridos durante la formación Tacubaya. El período semi-árido más intenso parece haber ocurrido al final del tiempo Tacubaya produciendo en las partes altas de la cuenca desarrollos de caliche que se caracterizan por placas delgadas denominado Caliche Morales. En la región lacustre los depósitos de polvo volcánico se contrajeron fuertemente ocasionando un fisuramiento característico del material lacustre, el cual define el mismo tiempo.

El período húmedo volvió a adquirir grandes proporciones, posteriormente nuevas explosiones volcánicas acompañadas de lluvias de materiales piroclásticos se acumularon sobre los depósitos correspondientes a la formación Tacubaya.

En las lomas este nuevo período denominado formación Becerra, de poco espesor, tiene facies eólicas y aluviales que corresponden en la región del Lago a facies lacustres y aluviales. Se caracteriza este horizonte por la acumulación de fósiles que contiene. A la terminación del tiempo Becerra se encuentra otro desarrollo de caliche en masa que se conoce como Caliche Barrilaco. En la región lacustre es fácil reconocer el Caliche Barrilaco por la gran acumulación de este material que produce a veces una arcilla gris muy plástica a una profundidad aproximada de 3 mts. dependiendo del lugar de que se trate. El Caliche Barrilaco viene a definir las postrimerías del Pleistoceno y prácticamente a cerrar toda la actividad volcánica mayor en la cuenca del Valle de México.

Sobre el Caliche Barrilaco se encuentra una tierra negra que aparentemente no contiene tepalcates y que se denomina Totolsingo. A esta formación le sigue el período arqueológico clasificado por las formaciones Zacatenco, Teotihuacano y Azteca que son las que forman la costra superior del suelo y en las cuales generalmente se encuentran tepalcates. Estos depósitos datan posiblemente, incluyendo el Zacatenco, de no menos de 3,000 años atrás. En las orillas de la cuenca este material ha sido erosionado encontrándose el Caliche Barrilaco en masas gruesas irregulares, algunas veces intercaladas en placas y vetas gruesas de caliza.

A manera de resumen de las consideraciones geológicas del Valle de México según la Terminología propuesta por los geólogos Bryan, Arrellano y De Terra, diremos que en las márgenes de la



cuenca, la formación gruesa volcánica de rocas andesíticas desintegradas y tobas duras, viene a representar principalmente la formación Tarango. La formación Tacubaya queda constituida por los aluviones, tobas y brechas pómez compactos y depósitos gruesos de polvos volcánicos depositados en las orillas de la cuenca, así como los suelos pedalfos fósiles amarillo merenos y limoníticos y arcillosos. El tiempo Tacubaya queda concluido por el desarrollo de Caliche Morales definiendo un período semi-árido importante. La formación Becerra queda definida por aluvión en las márgenes de la cuenca y polvo volcánico en las lomas, así como suelos de materiales limonítico amarillo que contiene algunas veces concentraciones de limonita, además, se caracteriza por la gran cantidad de fósiles del Pleistoceno que viene a definir este período geológico que termina con el desarrollo de Caliche Barrilaco, que representa un clima árido importante en la cuenca. La formación Totolsingo está representada por arcilla café limosa o negra. El período arqueológico Zacatenco, Teotihuacano y Azteca está representado por materiales superficiales." (2)

#### Requisitos Mínimos para la Investigación del Subsuelo

Una vez conocida la geología de la zona, es de esperar que en los predios en estudio se encuentren depósitos aluviales y lacustres, por lo cual en cuanto a la investigación del subsuelo de

(2) Ibid. pp. 157-160

los predios se refiere, se hizo en base a las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Departamento del Distrito Federal, que de acuerdo con su clasificación, los terrenos en donde se edificarán las unidades habitacionales, se encuentran localizadas en la zona III que corresponde a suelos compresibles de espesor  $H \geq 20$  mts.

Los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo para cimentaciones que marcan las normas antes mencionadas, para nuestro caso corresponde a cimentaciones con un peso unitario medio de la estructura,  $\bar{w}$ , de  $2 < \bar{w} \leq 4$  ton/m<sup>2</sup> y  $D_f \leq 2.5m$ , ---- (Caso BIII); siendo  $D_f$  la profundidad de desplante. Dicho caso -- BIII, marca la siguiente investigación:

- a) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y la posición del nivel freático, en su caso; muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar la resistencia.
- b) Sondeos de penetración estándar para determinar la estratigrafía, la posición del nivel freático si existe en la profundidad explorada, y las propiedades índices de los materiales encontrados. La profundidad de los sondeos será al menos igual a dos veces el ancho en planta de la subestructura, excepto cuando el estrato compresible se encuentra a una profundidad menor, en cuyo caso ésta será la profundidad del sondeo.

- c) Se deberá comprobar que estructuras que se encuentren en la vecindad con cimentaciones del mismo tipo e incremento neto de presión similar o mayor que el considerado, han tenido un comportamiento satisfactorio.
- d) El número mínimo de pozos a cielo abierto o sondeos a realizar en el sitio será de uno por cada 100 mts. o fracción del perímetro. (3)

#### Exploración de Campo (Proyecto 1)

De acuerdo a lo antes mencionado, la exploración de campo - para el proyecto No. 1 consistió en la ejecución de cuatro pozos a cielo abierto, llevados hasta una profundidad promedio de 1.20 mts. distribuidos estos tratando de que abarcaran toda el área del predio. Se sacaron de tres de los pozos, tres muestras inalteradas a diferentes profundidades y sólamete dos muestras inalteradas del cuarto pozo. De dichas muestras se obtuvieron límites de plasticidad, contenidas de agua, así como pesos volumétricos; todo esto -- con el fin de identificar el suelo dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), así mismo, se obtuvieron pruebas -

(3) Videas Instituto de Ingeniería. Diseño y Construcción de Cimentaciones. Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Informe No. 405 del Instituto de Ingeniería. México, UNAM. 1977. pp. 211-213

de Valor Relativo de Soporte (VRS) para poder hacer el diseño de los pavimentos. En la fig. No. 13 se muestra la localización de dichos pozos.

Además de los pozos a cielo abierto, se efectuaron cuatro sondeos localizados en las cuatro esquinas del predio (Fig.14), -- con el fin de corroborar el grado de uniformidad del subsuelo. Dos de los sondeos se hicieron para fines de exploración de carácter preliminar, aplicando el procedimiento de penetración estándar; dichos sondeos fueron llevados hasta una profundidad de 20.40 mts. -- para el sondeo denominado como SE1-1 y a 15 mts. para el sondeo de nominado SE1-2 (Fig.14). Los otros dos sondeos denominados como SM1-1 y SM1-2 y llevados a una profundidad de 15.20 y 20.20 mts. -- respectivamente, se realizaron aplicando métodos de muestreo inalterado, habiéndose empleado tubos de pared delgada (Tubo Shelby) -- de 4 pulgadas de diámetro por un metro de largo.

#### Pruebas de Laboratorio (Proyecto 1)

Se usaron las muestras recuperadas de los sondeos de mayor diámetro (SM1-1 y SM1-2), para la determinación de las propiedades mecánicas del subsuelo. Las pruebas de laboratorio que se realizaron fueron pruebas de consolidación con el fin de estimar el hundi miento teórico que se presentará en las estructuras; dichas pruebas para el sondeo denominado como SM1-1 fueron a profundidades de

1.80 a 2.80, 4.60 a 5.60 y 13 a 14 mts. y a 1.80 a 2.80, 4.60 a -- 5.60, 10.20 a 11.20 y 18.60 a 19.60 mts. para el sondeo denominado como SM1-2. Además de las pruebas de consolidación, se realizaron también de compresión no confinada, con el fin de investigar la cohesión del material, siendo estas pruebas a profundidades de 1.80 a 2.80 y 4.60 a 5.60 para el sondeo SM1-1 y a 1.80 a 2.80, 4.60 a 5.60 y 10.20 a 11.20 mts. para el sondeo SM1-2. Se obtuvieron además a lo largo de los sondeos, límites de plasticidad y contenidos de agua.

#### Exploración de Campo (Proyecto 2)

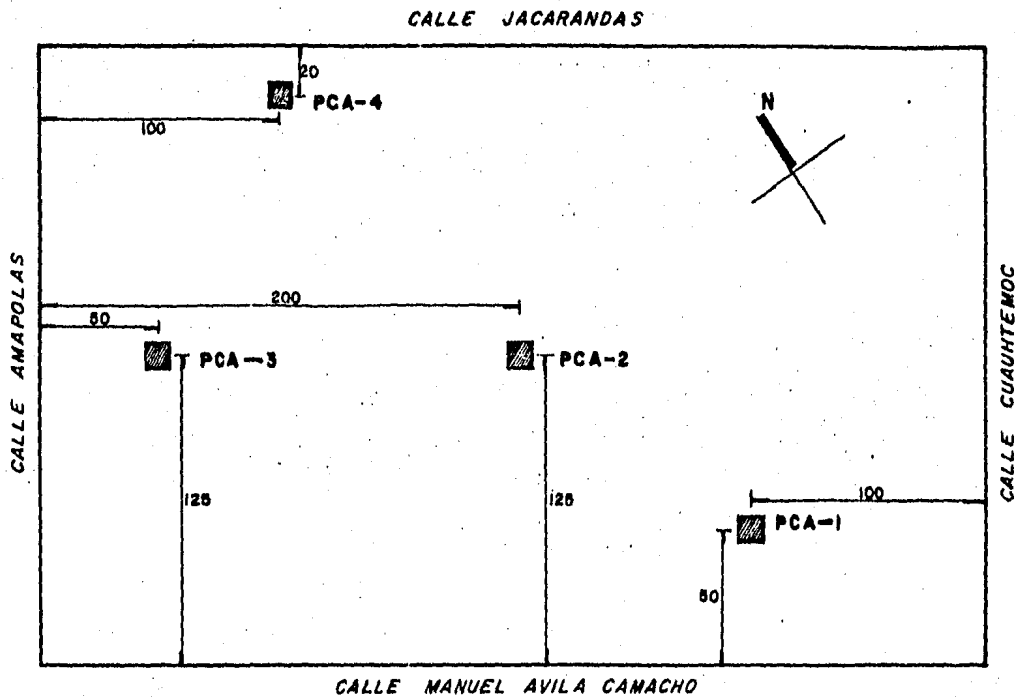
Para el proyecto No. 2, el trabajo de campo consistió al -- igual que para el proyecto No. 1, en la ejecución de cuatro pozos a cielo abierto llevados hasta una profundidad promedio de 2.00 -- mts. localizados sobre toda el área del predio. Fig.15. Se obtuvieron de tres de los pozos muestras inalteradas a profundidades - de 0.35 a 2.00 mts. y en el cuarto pozo de los 0.35 a los 0.80 mts. Con el análisis de estas muestras, se identificó el suelo dentro - del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), habiéndose obtenido para ello límites de plasticidad, contenidos de agua y pesos volumétricos de cada muestra. Con el fin de poder realizar el diseño de los pavimentos, se efectuaron pruebas de Valor Relativo de Soporte (VRS).

Así mismo que para el proyecto No. 1 además de los pozos a cielo abierto, se efectuaron dos sondeos de penetración estándar denominados como SE2-1 y SE2-2, llevados hasta una profundidad de 20.40 y 15 mts. respectivamente y dos sondeos mixtos de penetración estándar y tubo shelby denominados como SM2-1 y SM2-2, llevados hasta una profundidad de 20.80 y 15.20 mts. respectivamente. La localización de estos sondeos se muestra en la fig. 16.

### Pruebas de Laboratorio (Proyecto 2)

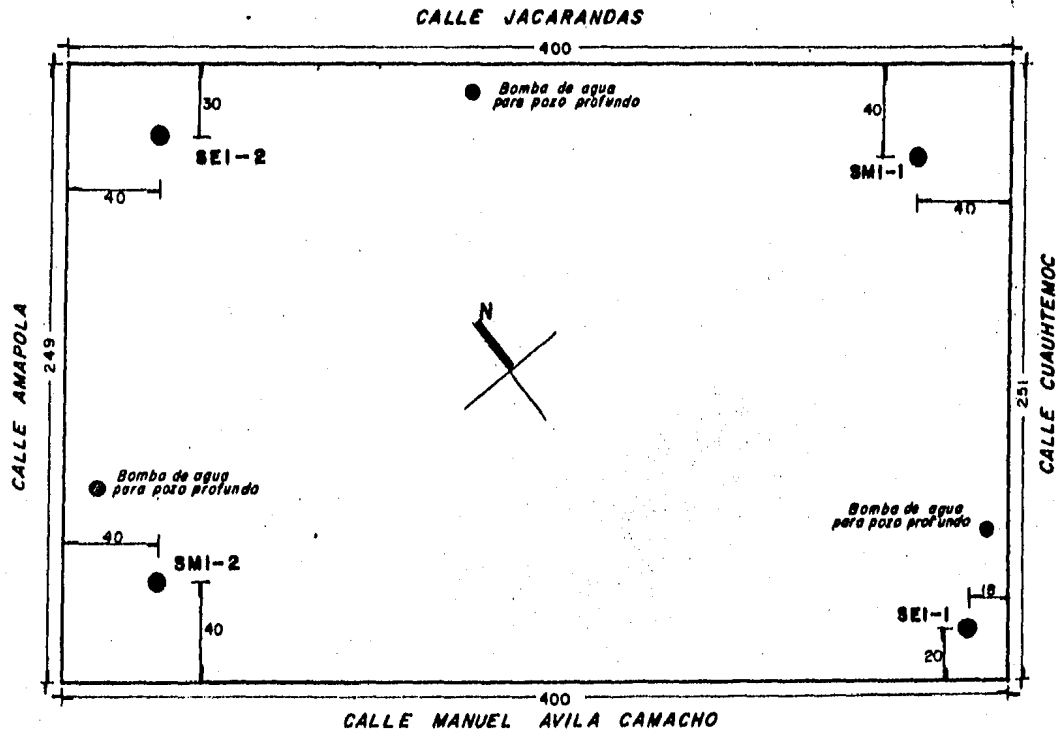
Utilizando las muestras inalteradas de los sondeos SM2-1 y SM2-2, se realizaron pruebas de laboratorio para determinar la resistencia a la compresión simple a profundidades de 1.80 a 2.80, - 7.40 a 8.40 y 15.80 a 16.80 mts. para el caso del sondeo SM2-1 y a 4.60 a 5.60 y 10.20 a 11.20 mts. para el sondeo SM2-2. Con el fin de estimar el hundimiento teórico de las estructuras, se efectuaron pruebas de laboratorio de Consolidación Unidimensional a profundidades para el sondeo SM2-1 de 1.80 a 2.80, 4.60 a 5.60, 10.20 a 11.20, 18.60 a 19.60 mts. y a 1.80 a 2.80, a 4.60 a 5.60, 10.20 a 11.20 mts. para el sondeo SM2-2, obteniéndose además a lo largo de los sondeos índices de plasticidad y contenidos de agua.

Es conveniente aclarar que de acuerdo a los requerimientos mínimos que piden las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de las Cimentaciones del Departamento del Distrito Federal en cuan



CROQUIS DE LOCALIZACION DE LOS POZOS A CIELO  
ABIERTO (PCA) EN EL PREDIO EN DONDE SE EDIFICARA  
LA UNIDAD HABITACIONAL "Petroquímica Ecatepec"

COTAS EN MM.  
S/E

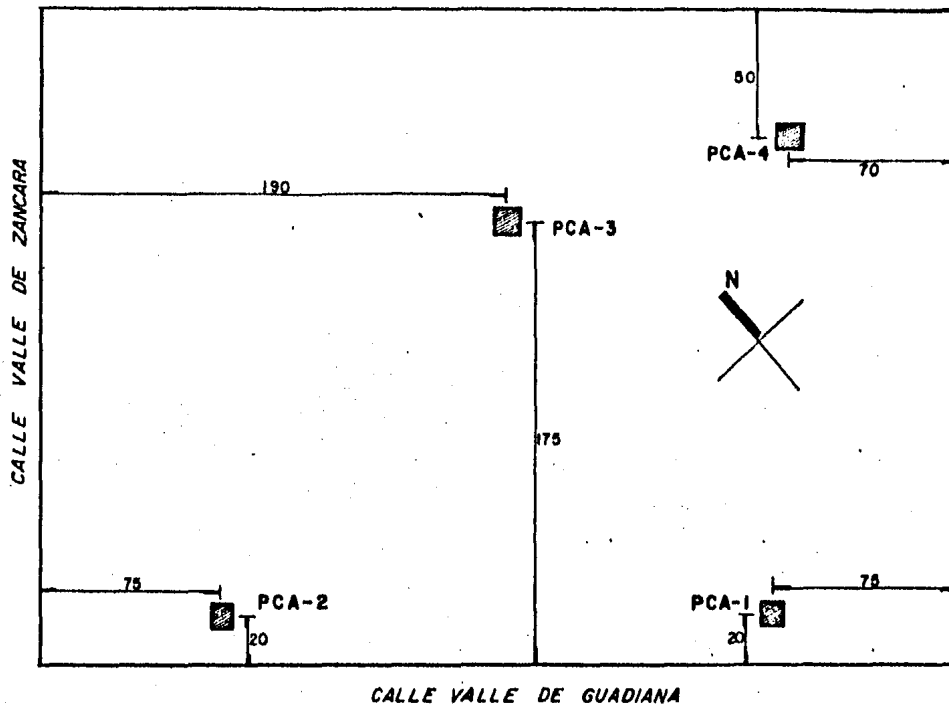


CROQUIS DE LOCALIZACION DE LOS SONDEOS  
 PARA LA UNIDAD "Petroquímica Ecatepec"

COTAS EN mts.  
 S/E

Fig-14

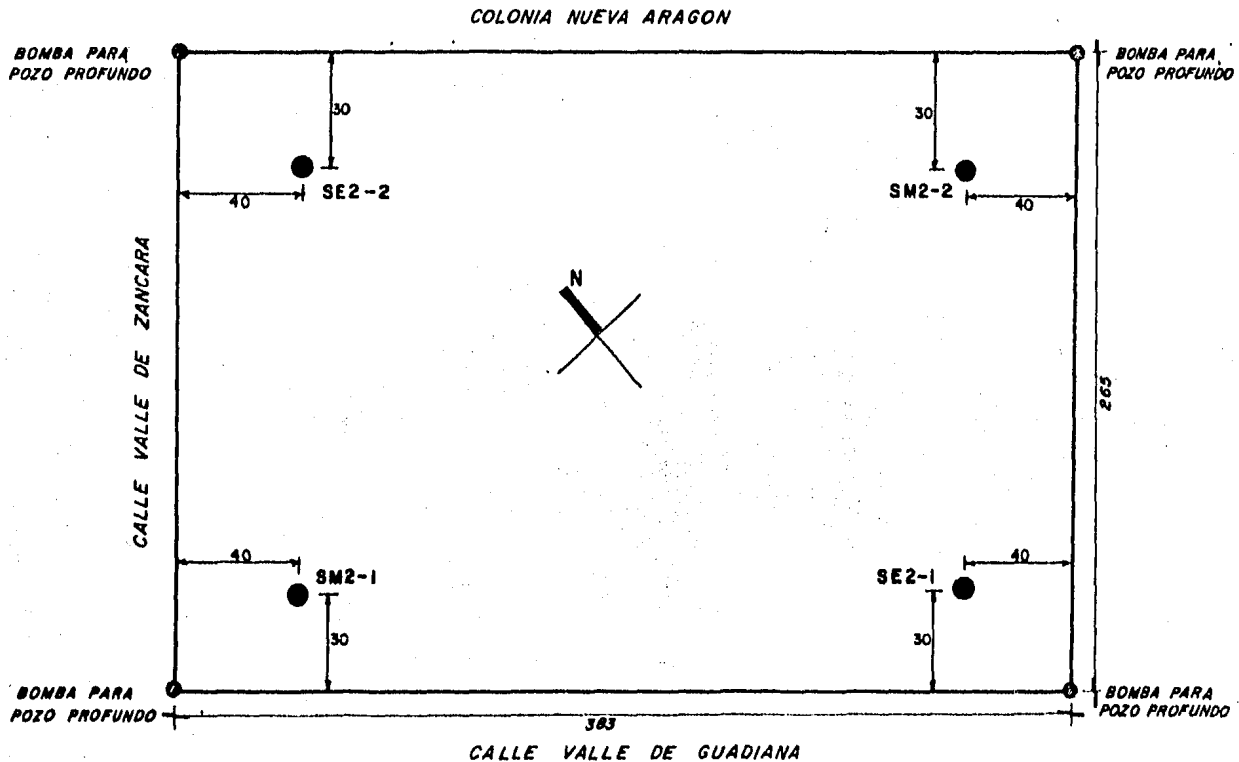




*CROQUIS DE LOCALIZACION DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO (PCA) EN EL PREDIO EN DONDE SE EDIFICARA LA UNIDAD HABITACIONAL "Sindicato Nacional de la Industria Textil"*

*COTAS EN Mts  
S/E*

**Fig-15**



CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS PARA LA UNIDAD

"Sindicato Nacional de la Industria Textil"

COTAS EN mts.  
S/E

to al número de pozos a cielo abierto o sondeos a realizar se refiere, en estos estudios tanto para el proyecto No. 1 como para el proyecto No. 2, se realizaron menor número de sondeos que los indcados; esto se debe a la homogeneidad de la zona y a la extensa investigación que se ha realizado en la misma.

Comportamiento de las Construcciones aledañas al predio ---  
desde el punto de vista de Mecánica de Suelos.

Por último, en cuanto a exploración de campo se refiere, se efectuó una investigación del comportamiento de las estructuras -- cercanas a las Unidades Habitacionales por construir, encontrándose que, en toda la zona casas de un nivel no presentan hundimientos apreciables, pero casas de dos y tres niveles cimentadas sobre zapatas aisladas y/o corridas de mampostería o concreto armado, muestran hundimientos relativamente fuertes como puede apreciarse en - las fotografías 1 y 2.

Aproximadamente a 400 mts. de la Unidad Habitacional por -- construir denominada como Petroquímica Ecatepec (Proyecto 1), existe una bodega de materiales de construcción localizada entre las - calles de Jacarandas y la Avenida Central, la cual en su parte más cargada ha sufrido un hundimiento aproximadamente de 1.00 mts.; -- así mismo a unos cuantos metros de dicha bodega de materiales, hay un hotel de cuatro niveles que como se puede apreciar en la foto--

graffa 3, tiene un desplome bastante importante, habiendo quedado el nivel del arroyo de la calle por arriba del edificio; este edificio está cimentado sobre zapatas corridas.

Dentro de los predios en donde se construirán los proyectos uno y dos, se encuentra una serie de bombas de agua para pozo profundo, propiedad de Sosa Texcoco; estas bombas han originado evidentemente un gradiente hidráulico en sentido vertical por el desnivel de presiones hidrostáticas entre la superficie del suelo y los acuíferos profundos, por lo cual, se ha ocasionado un flujo descendente del agua a través de los depósitos de arcilla compresible de la formación Tacubaya, que hace que la presión de estos amente y por consiguiente se deformen comprimiéndose y ocurriendo hundimientos de la superficie del suelo. (4). En la fotografía No.4 se puede observar una bomba para pozo profundo que existe dentro de uno de los predios en estudio; es importante hacer notar el hundimiento que se ha originado, ya que como se puede apreciar en la fotografía, la bomba da la impresión de haber emergido. Sin embargo las consecuencias de dicho hundimiento, no tendrá repercusiones sobre las viviendas que se construyan en la zona, ya que además de que dichas bombas han ido desapareciendo, el hundimiento que se ha producido en el área, ha sido uniforme.

(4) Videas Leonardo Zeevart. op. cit. p.164

En el recorrido por la zona de desecación del Lago de Texco  
co que se realizó con el fin de investigar el comportamiento de --  
las estructuras cercanas a los predios que aquí se estudian, se ob  
servaron unidades habitacionales de interés social que practica<sup>u</sup>  
mente tienen las mismas características a los proyectos estudiados en  
este trabajo, encontrándose como aspectos importantes que los edi  
ficios de tres niveles de dichas unidades, están sustentados por -  
cajones de cimentación, lo que ha originado un comportamiento ade  
cuado de las estructuras como puede apreciarse en la fotografía No.  
5, la cual nos muestra un conjunto de edificios colindantes a la -  
Unidad Habitacional por construir denominada Petroquímica Ecatepec  
(Proyecto 1).

En la fig. 17 se muestra la localización de las construccio  
nes antes mencionadas.

#### Glosario

Cretáceo	Ultimo período del Mesozoico
Andesita	Roca volcánica de color verdosa o rojiza
Aluvi6n	Dep6sito de materiales sueltos, gravas, arenas, - - etc., dejados por un curso de agua. El fondo de to dos los grandes valles est6 compuesto de aluviones.
Brechas	Roca compuesta por fragmentos de diversos tamaños,

generalmente grandes, dispuestos con absoluta irregularidad y trabados con distintos cementos.

**Tobas** Roca formada de material volcánico suelto consolidado (estratificado o no). Acompaña generalmente en forma de mantos o de conos de acumulación, las rocas ígneas.

**Eólico** (de Elo, dios de los vientos); Se llama eólico a todos los fenómenos producidos por el viento.

**Fluvial** Perteneciente o relativo a los ríos.

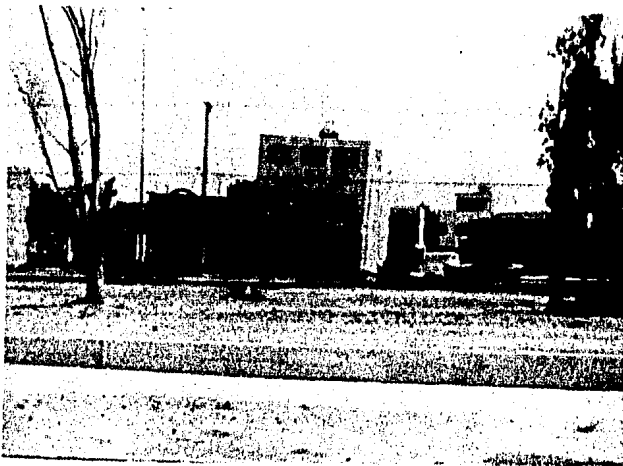
**Piroclástico** Material volcánico de proyección aérea.

**Pómez** Vidrio de composición ácida, es un piroclástico.

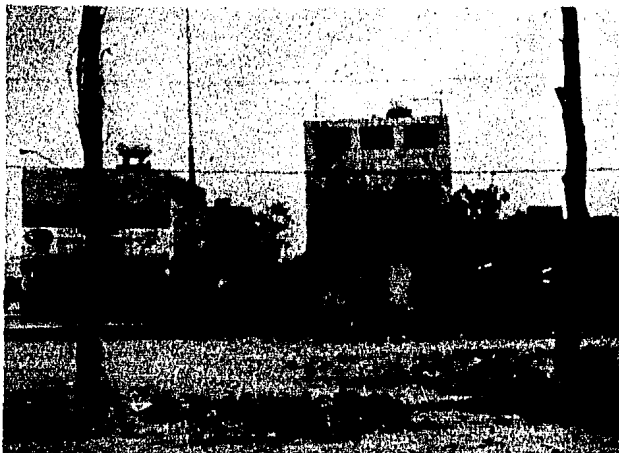
**Caliche** Depósito calcáreo que se forma en los suelos de las regiones áridas.

El agua portadora de bicarbonato cálcico asciende por capilaridad hasta la superficie en épocas de sequía; al evaporarse, queda depositado el bicarbonato sódico en masas estratiformes.

**Pedalfos** (Pedalfer) Suelo de región húmeda, rico en hierro y arcillas.

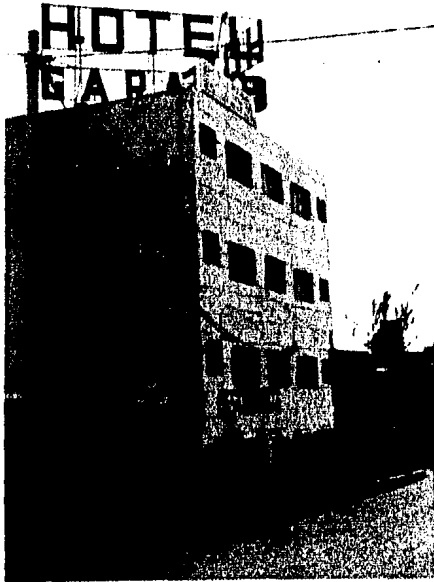


Fotografía No. 1



Fotografía No. 2

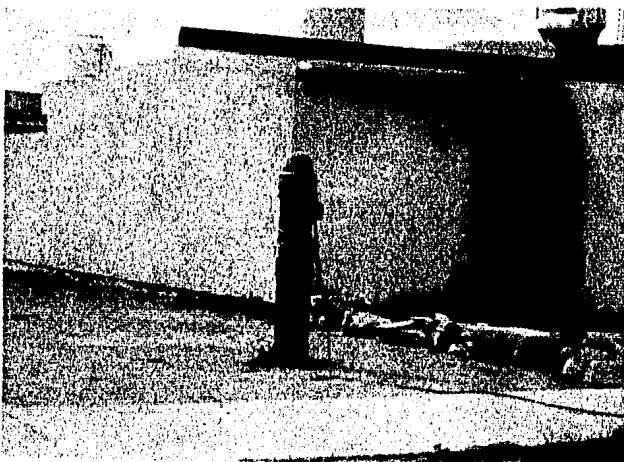
Casas de tres niveles cimentadas sobre zapatas aisladas y corridas, de mampostería, muestran hundimientos relativamente fuertes.



Fotografía No. 3

Edificio de cuatro niveles con un desplome y hundimiento importantes, habiendo quedado el nivel del arroyo de la calle por arriba del edificio.

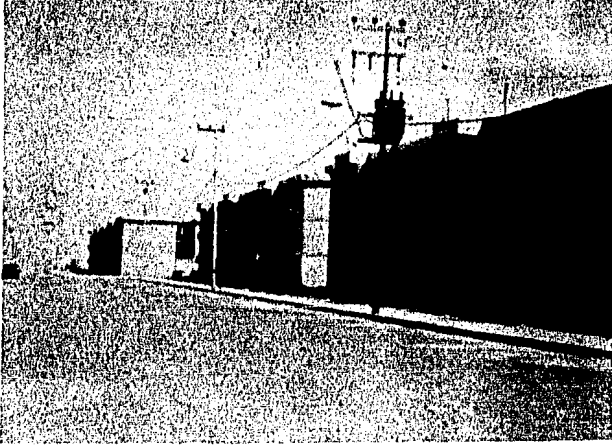




Fotografía No. 4

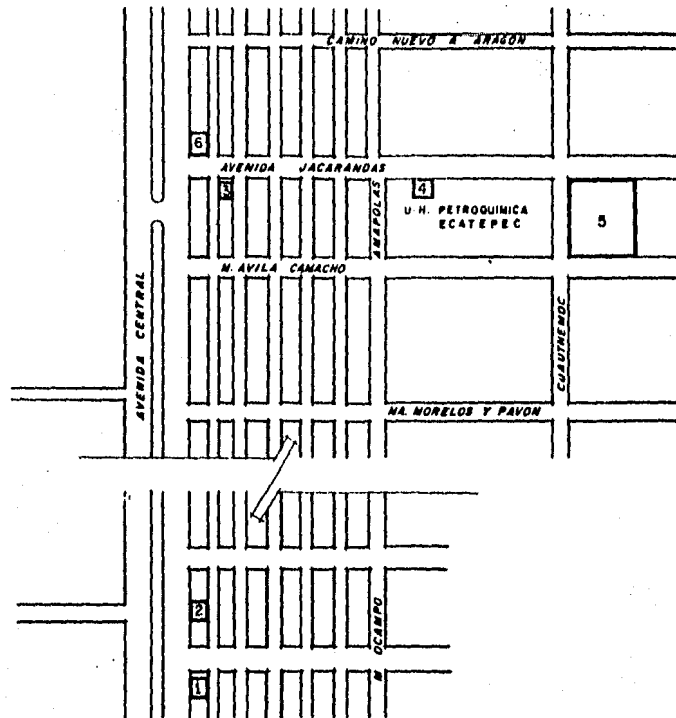
Bomba de agua para pozo profundo, localizada dentro del predio en donde se edificará el conjunto habitacional Petroquímica Ecatepec.

La bomba da la impresión de haber emergido, debido al hundimiento del suelo que se ha presentado en la zona.



Fotografía No. 5

Conjunto de edificios sustentados por cajones de cimentación.



- 1 CASA DE DOS NIVELES CON HUNDIMIENTO APRECIABLE (ver fotografia 1)
- 2 CASA DE DOS NIVELES CON HUNDIMIENTOS APRECIABLES (ver fotografia 2)
- 3 HOTEL HUNDIDO
- 4 BOMBA PARA POZO PROFUNDO
- 5 EDIFICIOS SUSTENTADOS POR CAJONES DE CIMENTACION
- 6 BODEGA CON UN HUNDIMIENTO APROXIMADO DE 100 mts.

LOCALIZACION DE ESTRUCTURAS CERCANAS A LAS U. HABITACIONALES POR CONSTRUIR

#### IV      ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO

De acuerdo con la literatura geológica del lugar, según se vio en el capítulo anterior, los sitios en estudio están localizados en la zona de desecación del Lago de Texcoco, en donde el subsuelo está formado por depósitos de ceniza volcánica transportados por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de las regiones bajas del Valle de México, con un subsuelo de baja resistencia y alta compresibilidad a profundidades significativas para la edificación de cualquier construcción.

##### Estratigrafía      (Proyecto 1)

A continuación se verán las estratigrafías encontradas en los sondeos mixtos denominados SM1-1 y SM1-2, del proyecto Petroquímica Ecatepec.

La estratigrafía obtenida en el sondeo SM1-1, Fig.18, está formado por una costra superficial de arcilla gris-claro consolidada por secado, dicha costra está limitada en su parte inferior por vetas de arena gris-verdosa hasta los 2.30 mts. aproximadamente, a partir de donde se encuentra arcilla arenosa gris-verdosa; de los 3.10 a los 11.50 mts. se tiene una formación café-claro limitada ésta por arcilla arenosa gris-verdosa con vetas de conchas y vidrio volcánico, siguiendo un estrato de limo arcilloso verde-olivo y llegando éste hasta los 14.70 mts.; por último y hasta donde lle

gó la profundidad del sondeo que fue de 15.20 mts., se tiene un estrato de arcilla café-rojiza.

Para el sondeo SM1-2, se tiene al igual que en el sondeo -- SM1-1, una primera costra superficial de arcilla gris-claro consolidada por secado, con intercalaciones de vetas de arena limosa -- gris-verdosa a 0.90 mts. de profundidad, siguiendo un estrato de arcilla arenosa gris-claro hasta 1.70 mts., de donde parte un estrato de arcilla café-claro que se presenta hasta los 6.00 mts. - de profundidad, en donde se encuentra una veta de arena fina limo sa color gris-oscuro, seguida de otra veta limosa poco arenosa - color gris-claro; de los 6.80 a los 20.20 mts. de profundidad, -- siendo ésta última a la cual llegó la exploración del sondeo, hay un estrato de arcilla gris-claro con intercalaciones de vetas de - conchas, a los 10.60, 18.60 y 19.70 mts. y una veta de limo a los 13.40 mts. Fig. 18

#### Propiedades del Suelo (Proyecto 1)

##### Pozos a cielo abierto.

Con el fin de identificar las muestras, en cuanto a tipo de suelo se refiere, de los cuatro pozos a cielo abierto realizados - para el proyecto denominado Petroquímica Ecatepec y habiéndose obtenido los límites líquidos (LL) e índices plásticos (IP) de ellas, se empleó la carta de plasticidad, encontrándose que se tiene en -

los cuatro pozos, arcillas de alta compresibilidad (CH) en todas las muestras, con excepción de la muestra número uno del cuarto pozo, en el cual se obtuvo una arcilla limosa. Fig. 19

Contenidos de agua.- Los contenidos de agua para estas --- muestras, varían de 56% a 219%, teniéndose en promedio 159%. Fig.

19

Valor Relativo de Soporte.- Con el fin de tener elementos para el diseño de los pavimentos, se efectuaron pruebas de Valor Relativo de Soporte (VRS), en donde se obtuvo un promedio de 3.15% de dicho valor. Fig. 19 En el capítulo correspondiente al Diseño de Pavimentos, se hará un análisis de los valores obtenidos.

#### Sondeos Mixtos

La distribución de las propiedades del suelo obtenidas a -- las diferentes profundidades de exploración de los sondeos SM1-1 y SM1-2 (Proyecto 1), tales como contenidos de agua (W), relación de vacíos (e), densidad de sólidos (Ss), grado de saturación (Gw), límite líquido (LL), límite plástico (Lp) e índices plásticos (Ip), se han dibujado en la fig. 18, con el fin de analizarlos y establecer una correlación entre ellas, así como entre los dos sondeos.

Contenidos de agua (W).- Se verá primeramente que "el contenido de agua que es una de las características más expresivas de

las arcillas del Valle de México y tiene la ventaja de ser fácilmente determinable," (1) para el sondeo SM1-1 el más alto que se encontró fue a la profundidad de 7.40mts. siendo éste de 362% y a los 4.80 mts. para el caso del sondeo número dos, que fue de 388%, correspondiendo ambos contenidos de agua al estrato de arcilla café-claro que se presenta tanto en el sondeo SM1-1 como en el sondeo SM1-2. En promedio, dentro del sondeo denominado como SM1-1, el contenido de agua es de 250% y de 280% para el sondeo SM1-2, indicando estos valores la presencia de arcillas de alta compresibilidad. Fig. 18

Relación de Vacíos (e).- Correlativamente a los valores -- más altos de contenidos de agua encontrados dentro de los dos sondeos, y a las profundidades a las que fueron obtenidos, las relaciones de vacíos fueron también las más altas a las mismas profundidades, teniéndose así que para el primer sondeo, el mayor valor de su relación de vacíos fue de 9, a la profundidad de 4.10 a 5.70 -- mts.; habiéndose obtenido una fluctuación de dicha relación de vacíos de este primer sondeo de 2.5 a 9, encontrándose que el valor más bajo se presenta en el estrato superior, es decir, dentro del estrato que ha sufrido una preconsolidación por secado. Fig. 18

Para el sondeo número dos, la relación de vacíos encuentra

(1) Raúl J. Marsal y Marcos Mazari. El subsuelo de la Ciudad de México. Contribución del Instituto de Ingeniería al Primer Congreso Panamericano de Mécanica de Suelos y Cimentaciones. México. UNAM. Septiembre de 1959. p. 32

uno de sus mayores valores de los 4.60 a los 5.60 mts. de profundidad, siendo éste de 9.4; correspondiendo estas mismas profundidades como puede verse en la fig. 18, en las cuales se obtuvo el valor más alto de contenido de agua. La variación de la relación de vacíos a lo largo de este segundo sondeo es menor que la obtenida en el primero, ya que ésta fluctúa de 9.65 a 8.2, indicándonos esto que se trata de un suelo relativamente uniforme en cuanto a grado de compresibilidad. Fig. 18

Es importante hacer notar que los valores más bajos de relaciones de vacíos encontrados así como los contenidos de agua, tanto para el sondeo SM1-1 como para el SM1-2, corresponden a capas arenosas que se encuentran en ellos. Fig. 18.

Densidad de Sólidos.- La densidad de sólidos varía de 2.32 a 2.5, teniendo el mayor valor en las capas superiores en ambos sondeos. Fig. 18.

Grado de Saturación.- El grado de saturación en toda la profundidad muestreada de los dos sondeos es del 100%. Las diferencias mayores a esta cifra que aparecen en la fig. 18, deben atribuirse a errores de medición.

Límite Líquido.- La distribución de los límites líquidos en ambos sondeos resulta ser muy semejante en sus valores, ya que a la profundidad 3.30 mts. se obtiene un límite líquido de 422% para



el primero de los sondeos y de 420% a 3.20 mts. para el segundo de ellos; disminuyendo en forma poco significativa a mayor profundidad estos valores hasta llegar a los 13.40 mts., en donde se encuentra el menor de los obtenidos en toda la longitud de exploración, siendo de 109% para el sondeo SM1-1 y de 192% para el SM1-2; habiéndose determinado a esta profundidad de acuerdo con la carta de plasticidad, un limo de alta compresibilidad, razón por la cual el límite líquido baja en su valor. Correlativamente a la relación de vacíos, a la profundidad de 13.40 mts. como ya se mencionó anteriormente, se encuentra uno de sus menores valores para el caso -- del primer sondeo, lo cual se pudiera inferir lo mismo para el segundo, ya que a la misma profundidad también se obtuvo un limo de alta compresibilidad y el límite líquido baja su valor. En la formación inferior del sondeo SM1-2 (Sondeo con mayor profundidad de exploración), aumenta el límite líquido a los 17.10 mts. en 337%.

Fig. 18 Es importante hacer notar que cuando el contenido de --- agua es aproximadamente igual al límite líquido, es indicativo de un suelo de baja resistencia; lo cual nos sucede a algunas profundidades en ambos sondeos, como puede apreciarse en la figura 18.

Límites de Plasticidad.- Los límites de plasticidad presentan sus menores valores en los primeros estratos, siendo éstos del 22% a los 0.40 mts. en ambos sondeos, lo cual ocurre lo mismo con el límite líquido y contenido de agua. Es importante hacer notar que a esta profundidad de 0.40 mts. no se encuentra el nivel de -- aguas freáticas, encontrándose este nivel hasta los 3.00 mts. para

el sondeo SM1-1 y a los 1.80 mts. para el SM1-2. El límite plástico aumenta a medida que la profundidad es mayor hasta un valor del 98% a los 9.90 mts. en el sondeo No. 1 y hasta 97% a los 6.40 mts. en el sondeo número dos. Tienden a disminuir estos valores a 57% y 72% a los 13.40 mts. respectivamente para el SM1-1 y SM1-2. Para el sondeo dos, el límite plástico aumenta al 98% a la profundidad de 17.10 mts. (sondeo con mayor profundidad de exploración) Fig. 18

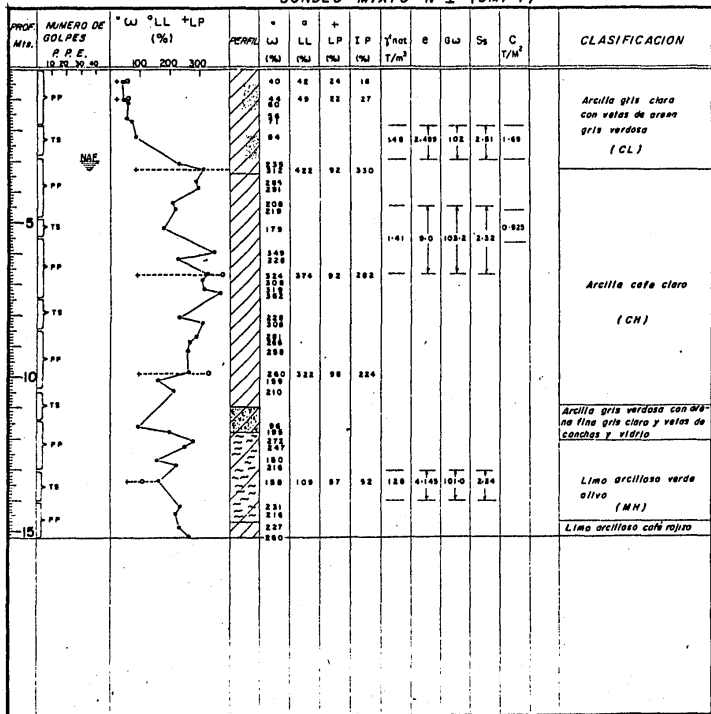
Indices de Plasticidad.- Con los valores del límite líquido y límite plástico, se obtuvieron los Indices Plásticos y de acuerdo a la Carta de Plasticidad se determinaron los tipos de suelo a los que corresponden los estratos, como se puede observar en la fig. 18; encontrándose básicamente en ambos sondeos que el suelo corresponde a una arcilla de alta plasticidad con algunas intercalaciones de limo compresible a las profundidades de 18.40 mts. para el primero de los sondeos y a los 13.40 mts. para el segundo de ellos.

Cohesión.- De las pruebas de compresión no confinada como puede observarse en las figuras 20 a 24, se obtuvieron muestras con una resistencia baja y un comportamiento eminentemente plástico. La variación de la resistencia a la compresión simple con la profundidad es relativamente baja, como puede observarse en la Fig. 18, encontrándose el mayor de sus valores en las capas superiores en ambos sondeos (SM1-1 y SM1-2), debido este comportamiento a efectos del secado en los estratos superiores.

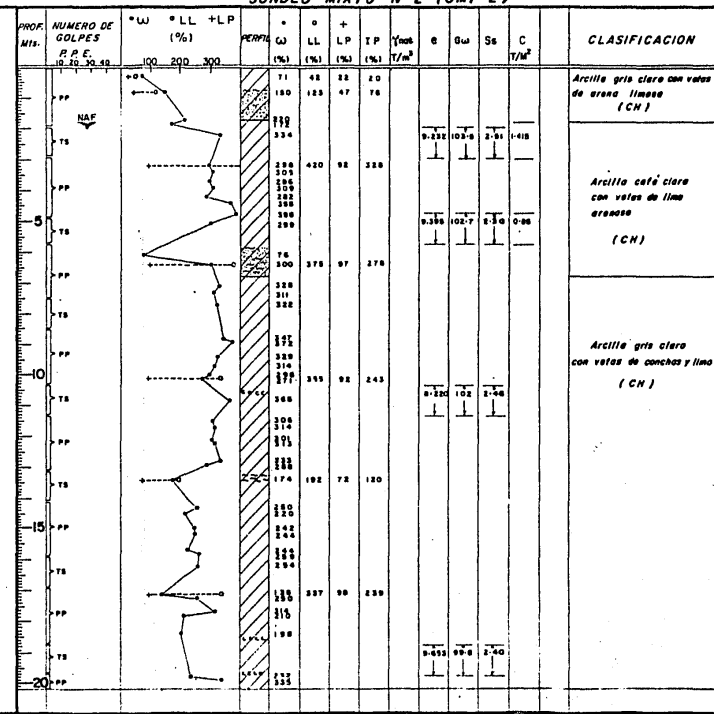
Habiéndose determinado con los valores obtenidos de las -- pruebas de compresión no confinada el valor de la cohesión, se encontró que para el primero de los sondeos (SM1-1), se tiene en pro medio  $1.16 \text{ T/m}^2$  y para el segundo (SM1-2),  $1.31 \text{ T/m}^2$ .

# " PETROQUIMICA ECATEPEC "

SONDEO MIXTO N°1 (SMI-1)



SONDEO MIXTO N°2 (SMI-2)



PCA	MUESTRA	PROP. mts. de -- $\sigma$		LL%	LP%	IP%	$\omega$ %	PV SECO. kg/m <sup>3</sup>	VRS %
1	1	0.2	0.7	350	71	279	186		
	2	0.7	1.4				156	1340	3.6
	3	1.4	1.8	367	77	290	78		
2	1	0.0	0.30	266	68	198	95		
	2	0.3	0.90	204	57	147	219	838	3.2
	3	0.9	2.2	337	79	258	112		
3	1	0.2	0.6	354	74	280	172		
	2	0.6	1.3	344	72	272	191	467	2.9
	3	1.3	2.0	367	76	291	295		
4	1	0.0	0.35	42	24	18	56		
	2	0.35	2.0	220	69	151	192	716	2.9

POZOS A CIELO ABIERTO

"Petroquímica Ecatepec"

# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 1

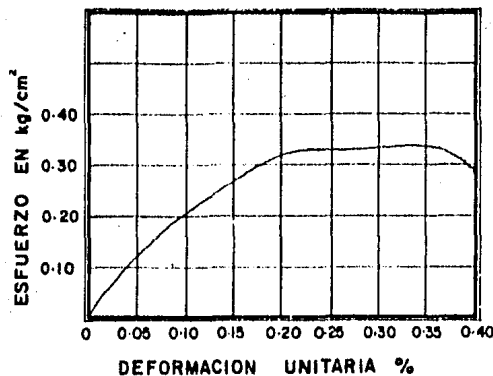
SONDEO ————— SMI-1

MUESTRA ————— 4

PROFUNDIDAD ————— 1.80-2.80 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL — 1.51 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA — 76.0 %



$$QU = 0.337 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1.69 \text{ ton/m}^2$$

Fig- 20

# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO \_\_\_\_\_ 1

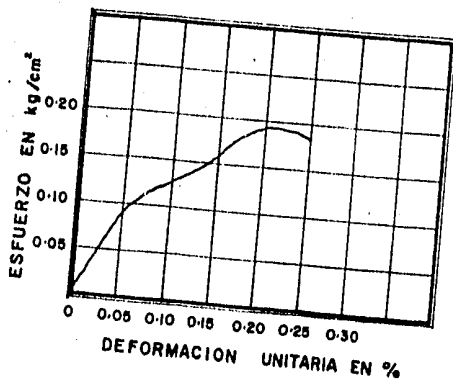
SONDEO \_\_\_\_\_ SMI-1

MUESTRA \_\_\_\_\_ 8

PROFUNDIDAD \_\_\_\_\_ 4.60 - 5.60 m/s

PESO VOLUMETRICO NATURAL \_\_\_\_\_ 1.21 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA \_\_\_\_\_ 253.6 %



$$q_u = 0.185 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.925 \text{ ton/m}^2$$

## PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 1

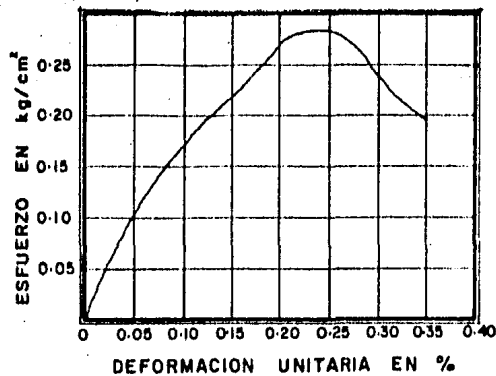
SONDEO ————— SMI-2

MUESTRA ————— 4

PROFUNDIDAD ————— 1.80 - 2.80 ms.

PESO VOLUMETRICO NATURAL ——— 1.23 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA ——— 33.1 %



$$q_u = 0.283 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1.415 \text{ ton/m}^2$$



# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO-----1

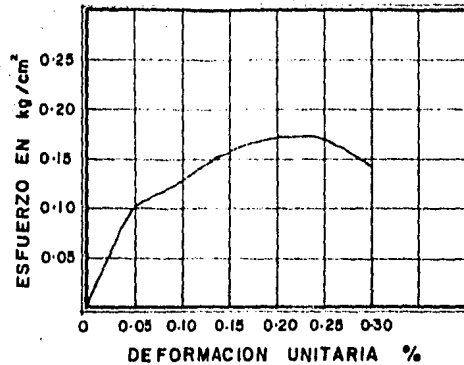
SONDEO-----SMI-2

MUESTRA-----B

PROFUNDIDAD-----4.60-5.60 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL-----1.18 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA-----304.6 %



$$q_u = 0.170 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.85 \text{ ton/m}^2$$

# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 1

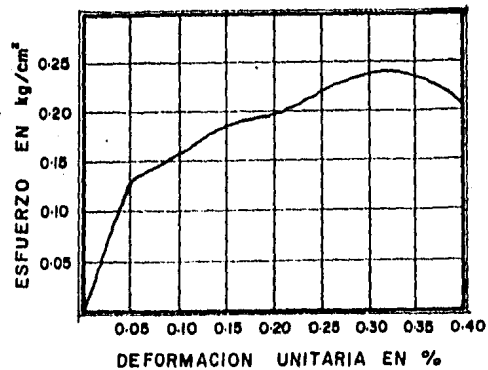
SONDEO ————— SMI-2

MUESTRA ————— 16

PROFUNDIDAD ————— 10.20-11.20 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL — 1.19 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO DE AGUA ————— 365.9 %



$$q_u = 0.239 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1.2 \text{ ton/m}^2$$

## Estratigrafía (Proyecto 2)

La estratigrafía obtenida en el sondeo denominado como --- SM2-1, correspondiente al predio en donde se pretende edificar la Unidad Habitacional "Sindicato Nacional de la Industria Textil", es tá formado primeramente en su parte superior por una pequeña capa de arcilla limosa color café-claro, seguida por arcilla de alta plasticidad color café-rojiza con algunas intercalaciones de limo y arena a los 2.50 mts. y con intercalaciones de conchas y arena a los 4.00 mts. Posteriormente de los 4.60 mts. a los 8.00 mts. de profundidad, se obtuvo un limo arcilloso de un color gris-claro y de los 8.00 mts a los 14.60 se tiene un limo de alta compresibilidad con intercalaciones de arena y vidrio volcánico, con variación en su coloración a lo largo del estrato. Finalmente de los 14.60 mts. y hasta donde llegó la profundidad explorada se encuentra una arcilla de alta plasticidad. Fig. 25

Para el segundo de los sondeos de este proyecto No. 2, se obtuvo al igual que en el primero, un estrato de arcilla limosa -- hasta los 0.60 mts. de profundidad, seguido por un estrato de arci lla de alta plasticidad con intercalaciones de arena a los 0.70, - 8.40 y 12.40 mts., con variaciones en su coloración. Fig. 25 Dicho estrato de arcilla, llega hasta la máxima profundidad de explo ración, que fue de 15.20 mts.

## Propiedades del Suelo (Proyecto 2)

### Pozos a Cielo Abierto.

De los cuatro pozos a cielo abierto efectuados en el proyecto No. 2, y utilizando la carta de plasticidad se encontró en su mayoría arcilla plástica, con excepción de la segunda muestra del pozo No. 2, en donde se obtuvo un limo de alta compresibilidad; así como en el pozo No. 3, en el cual en su segunda muestra se obtuvo un suelo orgánico de alta compresibilidad. Fig: 26

Contenidos de Agua.- Los contenidos de agua para estas muestras varían del 44% al 275%, teniéndose los valores más bajos en las capas superiores; habiéndose obtenido en promedio un 134%. Fig. 26

Valor Relativo de Soporte.- Los valores obtenidos en esta prueba se muestran en la fig. 26, teniéndose 0.75% en promedio. - Se hará un análisis de estos valores en el capítulo correspondiente al Diseño de Pavimentos.

### Sondeos Mixtos

Al igual que para el proyecto No. 1, se han dibujado en la Fig. 25 las propiedades del suelo obtenidas a las diferentes profundidades de exploración de los sondeos denominados como SM2-1 y SM2-2, con el fin de establecer una correlación entre ellas.

Contenido de Agua (W).- Los valores más altos obtenidos de los contenidos de agua son los encontrados a las profundidades de 11.20 mts. para el sondeo SM2-1, siendo éste de 373% y a los 6.80 mts. para el SM2-2, siendo de 384%. Como puede observarse en correlación a los contenidos de agua obtenidos en el primero de los proyectos, son proporcionales a los encontrados en este segundo. - En promedio se tiene un 208% para el SM2-1 y 234% para el sondeo - SM2-2. Fig. 25 .

Relación de Vacíos (e).- La profundidad a la cual se encontró la relación de vacíos con mayor valor para el sondeo número -- uno es de 6.40 a los 5.60 mts. y de 10.20 a 11.20 mts., siendo estos valores de 8.85 y 8.43 respectivamente. En correlación a los contenidos de agua, uno de sus valores más altos es el que se encuentra a los 11.20 mts. de profundidad. El valor más bajo de la relación de vacíos para el sondeo SM2-1 es el obtenido en la parte superior de dicho sondeo, siendo este de 2.91.

Para el segundo de los sondeos, la relación de vacíos con mayor valor fue a la profundidad de 4.60 a 5.60 mts., siendo este valor de 8.8. Es importante hacer notar que en relación al sondeo SM2-1, a la misma profundidad que la anterior se tiene prácticamente la misma relación de vacíos de 8.8. Para este segundo sondeo la variación a lo largo de la profundidad de exploración de la relación de vacíos es menor que en el primero de los sondeos, siendo los valores extremos para el SM2-2 de 6.3 a 8.8, habiéndose encon-

trado el menor de ellos en la parte superior de la exploración. --  
Fig. 25

Es importante hacer notar que las relaciones de vacíos obtenidas en los sondeos, SM1-1 y SM1-2 del primero de los proyectos, son prácticamente las mismas que las obtenidas en este segundo proyecto, indicándonos con esto que se trata de un suelo relativamente homogéneo en esta zona.

Densidad de Sólidos (Ss).- Los resultados obtenidos de las densidades de sólidos nos indican que en ambos sondeos (SM2-1 y -- SM2-2), sus valores son muy semejantes, teniéndose en promedio un valor de 2.48. Fig. 25

Grado de Saturación (Gw).- Tanto en el sondeo SM2-1 como en el sondeo SM2-2, el grado de saturación es del 100%, con excepción de la capa superior del primero de los sondeos, en donde a la profundidad de 2.80 mts. se encuentra un grado de saturación del 96.8%. Fig. 25

Límite Líquido.- Los resultados obtenidos de los límites líquidos resultan ser para el primero de los sondeos así como para el segundo de ellos en forma ascendente, partiendo del 97% para el SM2-1 y 70% para el SM2-2 a la profundidad de 0.30 mts.; aumentando sus valores hasta la profundidad de 10.20 mts. para el sondeo número uno a 328% y a 6.80 mts. en el segundo sondeo a 384%. Este

aumento en los valores del LL en el primero de los sondeos es interrumpido a la profundidad de 3.10 mts., en donde se tiene un menor valor tanto del LL como del Lp e IP debido esto a una pequeña veta de arcilla limosa con arena a la misma profundidad. Los valores del LL tienden a disminuir después de haber alcanzado sus valores máximos ya descritos; esta disminución es hasta 173% para el SM2-1 a la profundidad de 20.80 mts., infiriéndose lo mismo para el SM2-2, ya que se carece de información a mayor profundidad en este sondeo. Fig. 25

Límites de Plasticidad.- Los límites de plasticidad, al igual que el LL tienen una distribución de sus valores en forma ascendente, partiendo con un 44% para el SM2-1 y de 39% para el SM2-2, llegando a valores máximos de 117% y de 112% para el primero y segundo de los sondeos respectivamente. Fig. 25

Índices de Plasticidad.- Habiéndose determinado los valores del IP y de acuerdo a la Carta de Plasticidad se encontró que el primero de los sondeos (SM2-1), está formado por estratos de arcilla de alta plasticidad (CH) y por limo de alta compresibilidad. Para el segundo de los sondeos (sondeo con menor profundidad de exploración, se determinó un suelo arcilloso de alta plasticidad) CH). Fig. 25

Cohesión.- De acuerdo a los resultados obtenidos de las pruebas de compresión no confinada, los cuales se muestran en las figuras 27 a 35, se determinaron los valores de la cohesión; encon

trándose que en comparación con los resultados obtenidos en el primero de los proyectos, son menores ya que se tiene una cohesión -- promedio de  $1.00 \text{ T/m}^2$  para el primero de los sondeos de el segundo proyecto (SM2-1), y  $0.82 \text{ T/m}^2$  para el segundo sondeo (SM2-2). Estos valores tan bajos pueden deberse al muestreo del suelo, habiéndose provocado en él, un remblendeo del material.

Con el fin de tener una visión más amplia del tipo de suelo que se está estudiando, se presenta en la fig. 36 una tabla que -- comprende los valores tanto inferiores como superiores de algunas de las propiedades de los suelos, que suelen obtenerse en diferentes lugares. Dentro de dicha tabla, se encuentran también los resultados obtenidos en nuestro estudio tanto del proyecto "Petroquímica Ecatepec" (Proyecto 1), como los del proyecto "Sindicato Nacional de la Industria Textil" (Proyecto 2); dichos valores son -- los máximos obtenidos.

Consolidación.- De las pruebas de consolidación obtenidas a diferentes profundidades en ambos proyectos, se muestran claramente que en las curvas de compresibilidad obtenidas de dichas -- pruebas mostradas en las figuras 43 y 46, "la rama de compresión -- permanece prácticamente horizontal hasta que la presión sobre la muestra se aproxima o excede en algo a la presión efectiva  $P_o$  que soporta el terreno, a partir de cuyo instante se torna hacia abajo de una manera bastante abrupta" (2); este tipo de curva correspon-

(2) Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 2a.ed. México, El Ateneo, 1978. p.78



de a arcillas extrasensitivas. Otro tipo de curvas obtenidas en los dos proyectos y mostradas en las figuras 38, 39, 40, 41, 45, 47, 49 y 50, tienen la característica de una notable "reducción en la relación de vacíos sin variar apreciablemente la presión en la vecindad de la carga  $P_c$ ." (3) Finalmente se encontraron curvas como las mostradas en las figuras 37, 42, 44 y 48, "en las que los tramos de recompresión y virgen aparecen vinculados por una variación gradual. Los dos primeros tipos de curvas descritos son característicos de las arcillas más plásticas que tienen un elevado contenido de agua" (4), como las arcillas del Valle de México; por lo general en las arcillas llamadas extrasensitivas el contenido de agua (W) es mucho mayor que el Límite Líquido (LL). El tercer caso es frecuente en los suelos limosos o arenoarcillosos.

(3)(4) Idem. Raúl J. Marsal y Marcos Mazari. op. cit. p.118

"SINDICATO NACIONAL DE LA INDUSTRIA TEXTIL"

SONDEO MIXTO N° 1 (SM2-1)

SONDEO MIXTO N° 2 (SM2-2)

PROF. Mts.	NUMERO DE GOLPES P. P. E.	W ° LL ° LP (%)			PERFIL	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	f <sub>nat</sub> T/m <sup>3</sup>	e	G <sub>w</sub>	S <sub>s</sub>	C T/m <sup>2</sup>	CLASIFICACION	PROF. Mts.	NUMERO DE GOLPES P. P. E.	W ° LL ° LP (%)			PERFIL	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	f <sub>nat</sub> T/m <sup>3</sup>	e	G <sub>w</sub>	S <sub>s</sub>	C T/m <sup>2</sup>	CLASIFICACION	
		W	LL	LP														W	LL	LP												IP
					219	97	44	53							Arcilla limosa café claro (CM)						44	70	59	51						Arcilla limosa gris claro (CM)		
	PP				275																147	180	97	113								
	NAE				270	264	78	106													230	216	57	161								
	TS				210																225											
					194																88											
					149	120	45	75			2.91	9.68	2.96	1.193																		
	PP				168																											
	TS				201																											
					217																											
	PP				230																											
	TS				316						9.85	105.7	3.47																			
	PP				178																											
					179																											
	PP				164	228	92	136																								
	TS				189																											
					206																											
	PP				203																											
	TS				204																											
					180																											
	PP				194	318	117	211																								
	TS				213						8.424	107	2.44																			
					91																											
	PP				187																											
	TS				231																											
					242	267	89	178																								
	PP				305																											
	TS				169																											
					240																											
	PP				159																											
	TS				161																											
					282																											
	PP				229																											
	TS				222																											
					182																											
	PP				286	268	88	180																								
	TS				215																											
					211																											
	PP				205																											
	TS				218																											
	PP				219																											
					218																											
	PP				16	17	88	10.8																								

PCA	MUESTRA	PROF. mts. de - a		LL%	LP%	IP%	W%	PV ton/m <sup>3</sup>	VRS%
1	1	0-0	0-35	63	27	36	49		
	2	0-35	1-70	207	60	147	45	1-44	
	3	1-70	2-0	288	68	220	99		0-7
2	1	0-0	0-35	201	57	144	103		
	2	0-35	0-85	175	69	106	189	1-39	0-7
	3	0-85	2-0				260		
3	1	0-0	0-35	62	28	34	44		
	2	0-35	1-80	200	70	130	140	1-38	
	3	1-80	2-0	274	71	203	275		0-7
4	1	0-0	0-35	64	27	37	58		
	2	0-35	0-80	216	67	149	207	1-36	0-9

**POZOS A CIELO ABIERTO**

*"Sindicato Nacional de la Industria Textil"*

## PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 2

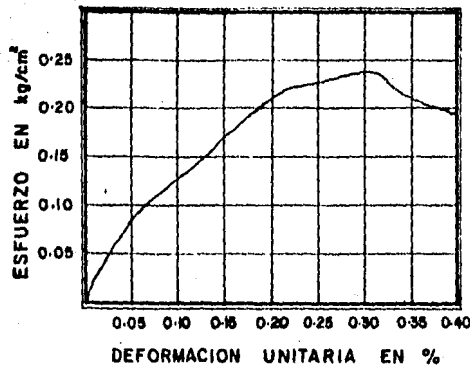
SONDEO ————— SM2-1

MUESTRA ————— 4

PROFUNDIDAD ————— 1.80 - 2.80 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL — 1.42 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA — 108.8%



$$QU = 0.239 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1.195 \text{ ton/m}^2$$

# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 2

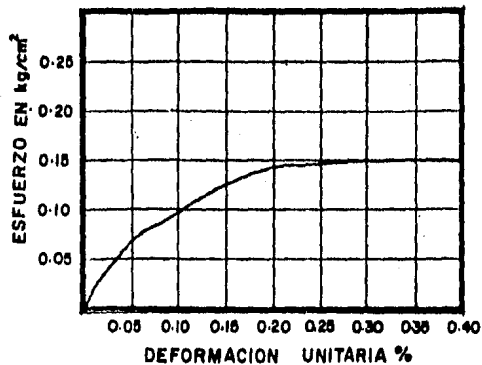
SONDEO ————— SM2-1

MUESTRA ————— 12

PROFUNDIDAD ————— 7.40 - 8.40 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL — 1.2 Ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA — 281.2%



$$q_u = 0.149 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.745 \text{ ton/m}^2$$

## PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 2

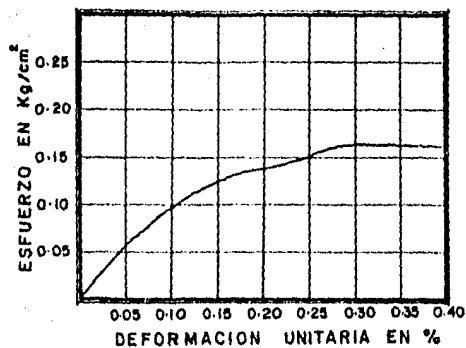
SONDEO ————— SM2-1

MUESTRA ————— 12

PROFUNDIDAD ————— 7.40 - 8.40 ms.

PESO VOLUMETRICO NATURAL — 1.23 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA — 285.4 %



$$q_u = 0.164 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.82 \text{ ton/m}^2$$

# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 2

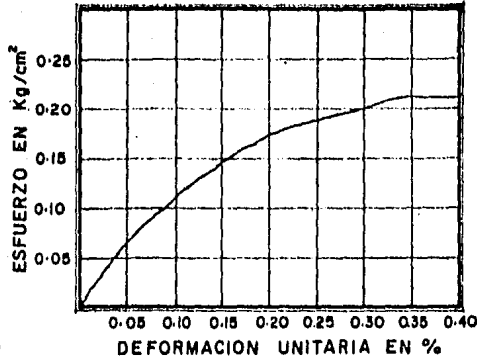
SONDEO ————— SM2-1

MUESTRA ————— 24

PROFUNDIDAD ————— 15.80 - 16.80 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL — 1.27 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA — 20.5 %



$$q_u = 0.212 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1.06 \text{ ton/m}^2$$

## PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 2

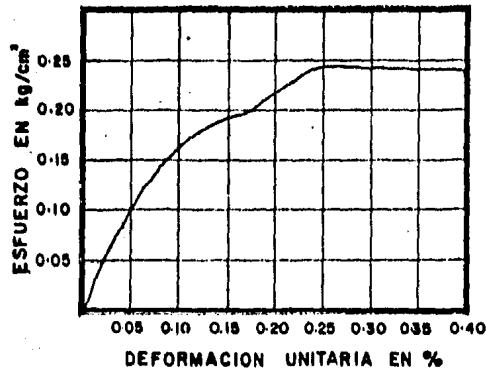
SONDEO ————— SM2-1

MUESTRA ————— 24

PROFUNDIDAD ————— 15.80 - 16.80 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL — 1.3 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA — 198.6 %



$$q_u = 0.243 \text{ kg/cm}^2$$

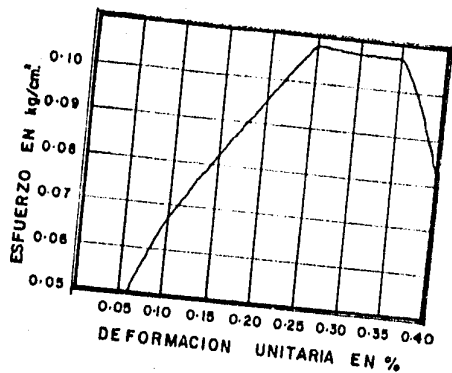
$$C = 1.215 \text{ ton/m}^3$$

Fig - 31



# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO \_\_\_\_\_ 2  
SONDEO \_\_\_\_\_ SM2-2  
MUESTRA \_\_\_\_\_ 8  
PROFUNDIDAD \_\_\_\_\_ 4.60 - 5.60 mts.  
PESO VOLUMETRICO NATURAL \_\_\_\_\_ 1.2 ton/m<sup>3</sup>  
CONTENIDO NATURAL DE AGUA \_\_\_\_\_ 294.7 %



$$QU = 0.109 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.545 \text{ ton/m}^3$$

# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO-----2

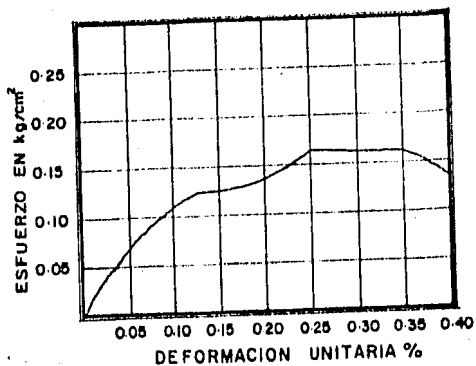
SONDEO-----SM2-2

MUESTRA-----8

PROFUNDIDAD-----4.60 - 5.60 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL-----1.2 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA-----301.7%



$$q_u = 0.162 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = 0.81 \text{ ton/m}^3$$

Fig-33

# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 2

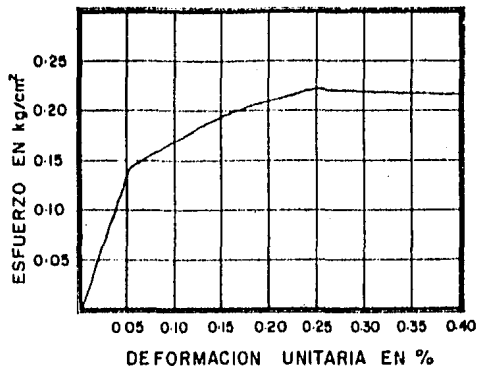
SONDEO ————— SM2-2

MUESTRA ————— 16

PROFUNDIDAD ————— 10-20-11-20 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL — 1.24 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA — 272.6%



$$QU = 0.220 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1.10 \text{ ton/m}^2$$

# PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO ————— 2

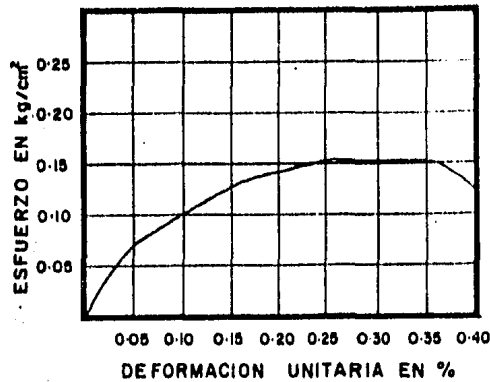
SONDEO ————— SM 2-2

MUESTRA ————— 16

PROFUNDIDAD ————— 10.20-11.20 mts.

PESO VOLUMETRICO NATURAL ——— 1.26 ton/m<sup>3</sup>

CONTENIDO NATURAL DE AGUA — 249.9%



$$QU = 0.153 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.765 \text{ ton/m}^2$$

W (%)				e				S <sub>s</sub>				G <sub>w</sub> (%)			
MIN	P1	P2	MAX	MIN	P1	P2	MAX	MIN	P1	P2	MAX	MIN	P1	P2	MAX
0	388	384	600	0.25	9.4	8.8	15	2	251	259	2.7	0	100	100	100

## SIMBOLOGIA

W    CONTENIDO DE AGUA

e    RELACION DE VACIOS

S<sub>s</sub>    DENSIDAD DE SOLIDOS

G<sub>w</sub>    GRADO DE SATURACION

MIN, MAX    VALORES MINIMOS Y MAXIMOS

P1    PROYECTO 1 "PETROQUIMICA ECATEPEC"

P2    PROYECTO 2 "SINDICATO NACIONAL DE LA INDUSTRIA TEXTIL"

# CURVA DE COMPRESIBILIDAD

UNIVERSITY OF TEXAS AT AUSTIN

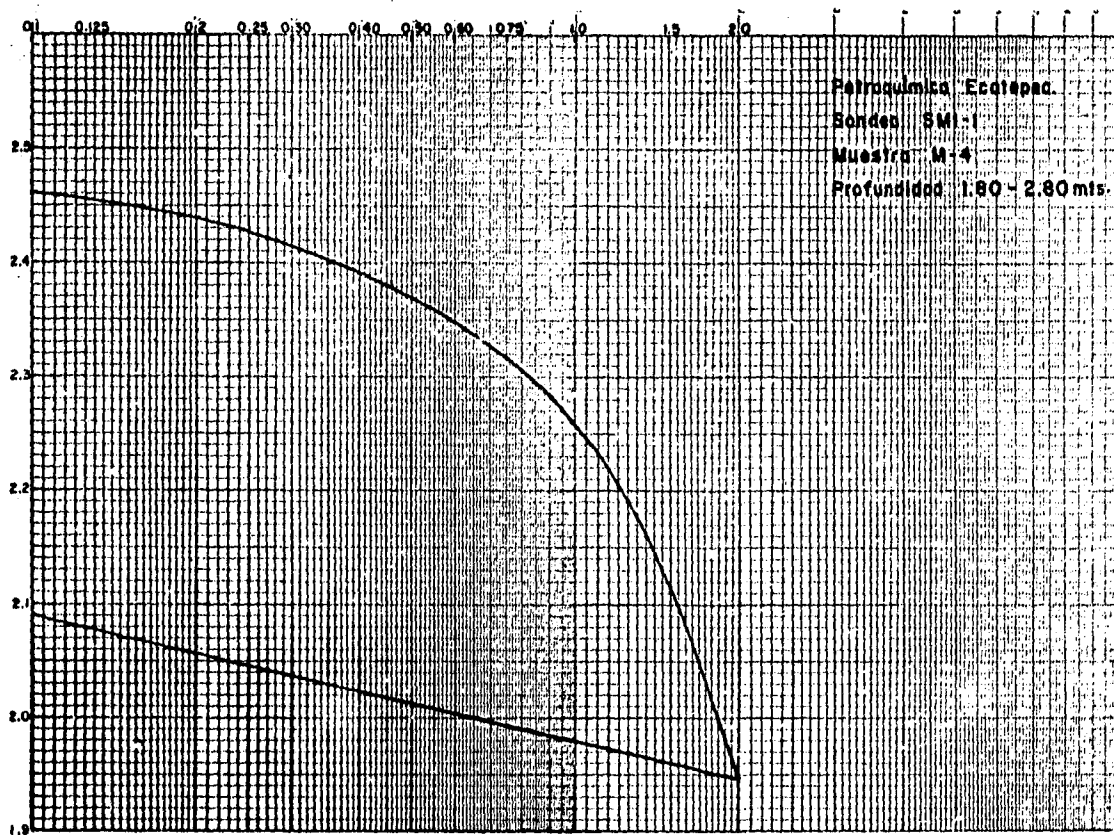


Fig-37

# CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SEAN LOGARITMICO 2 CICLOS 2 DIVISIONES

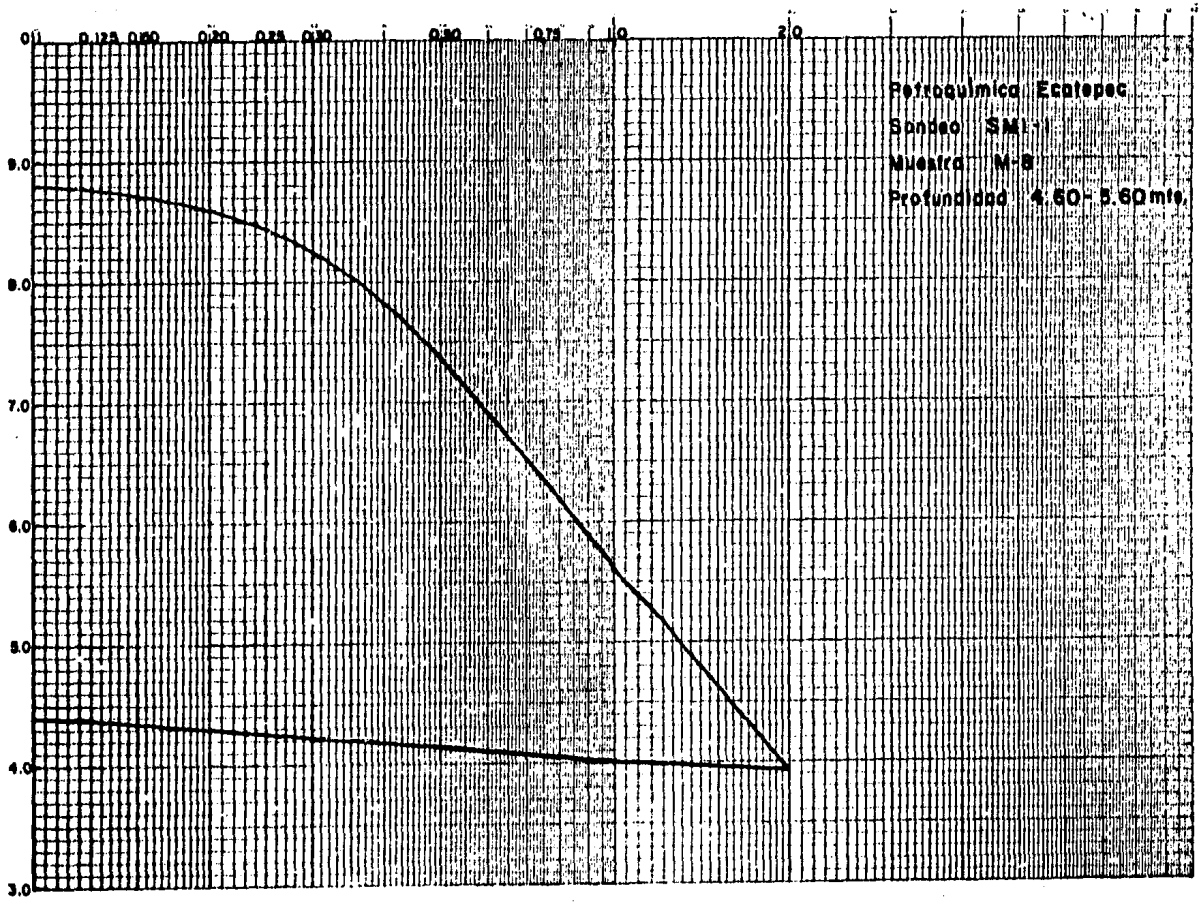


Fig-38

# CURVA DE COMPRESIBILIDAD

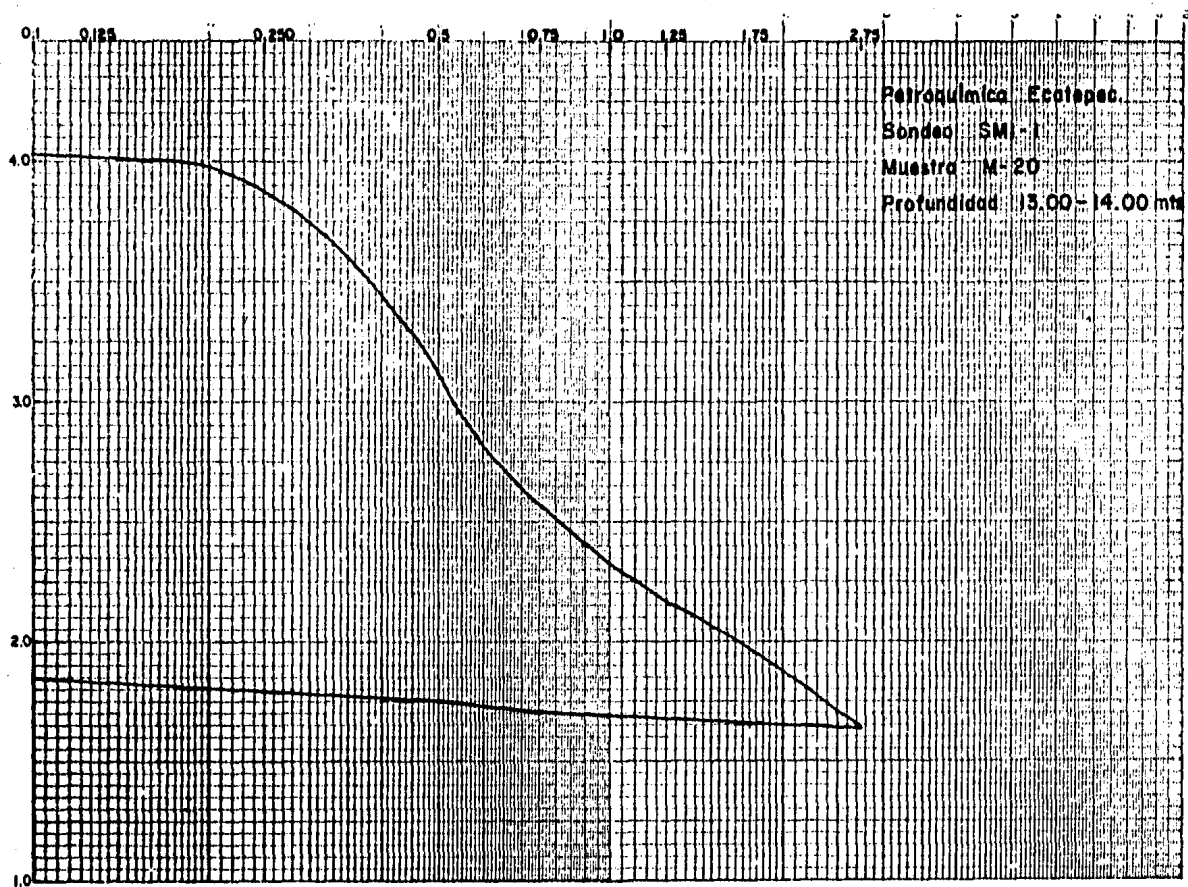


Fig-39



# CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SECCIONAMIENTO DE CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

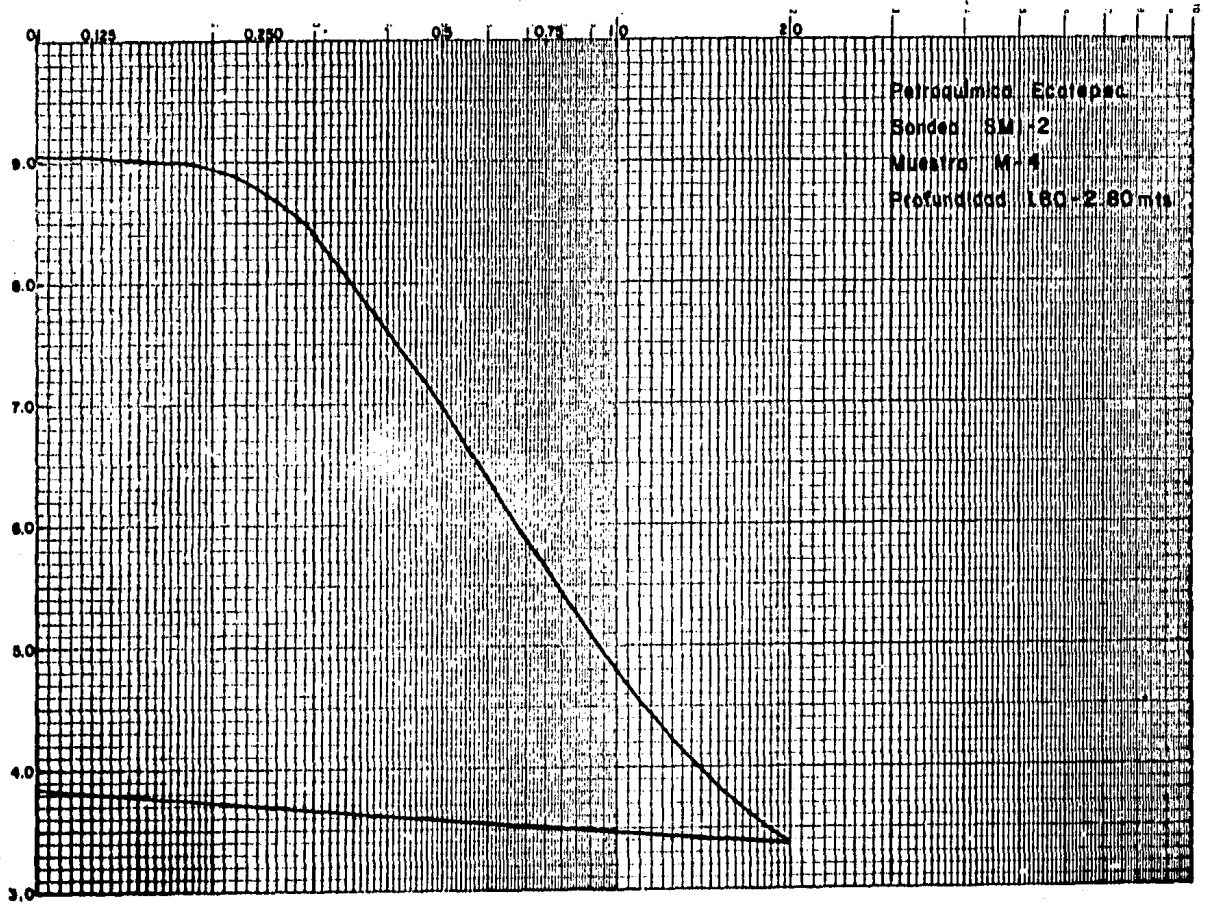
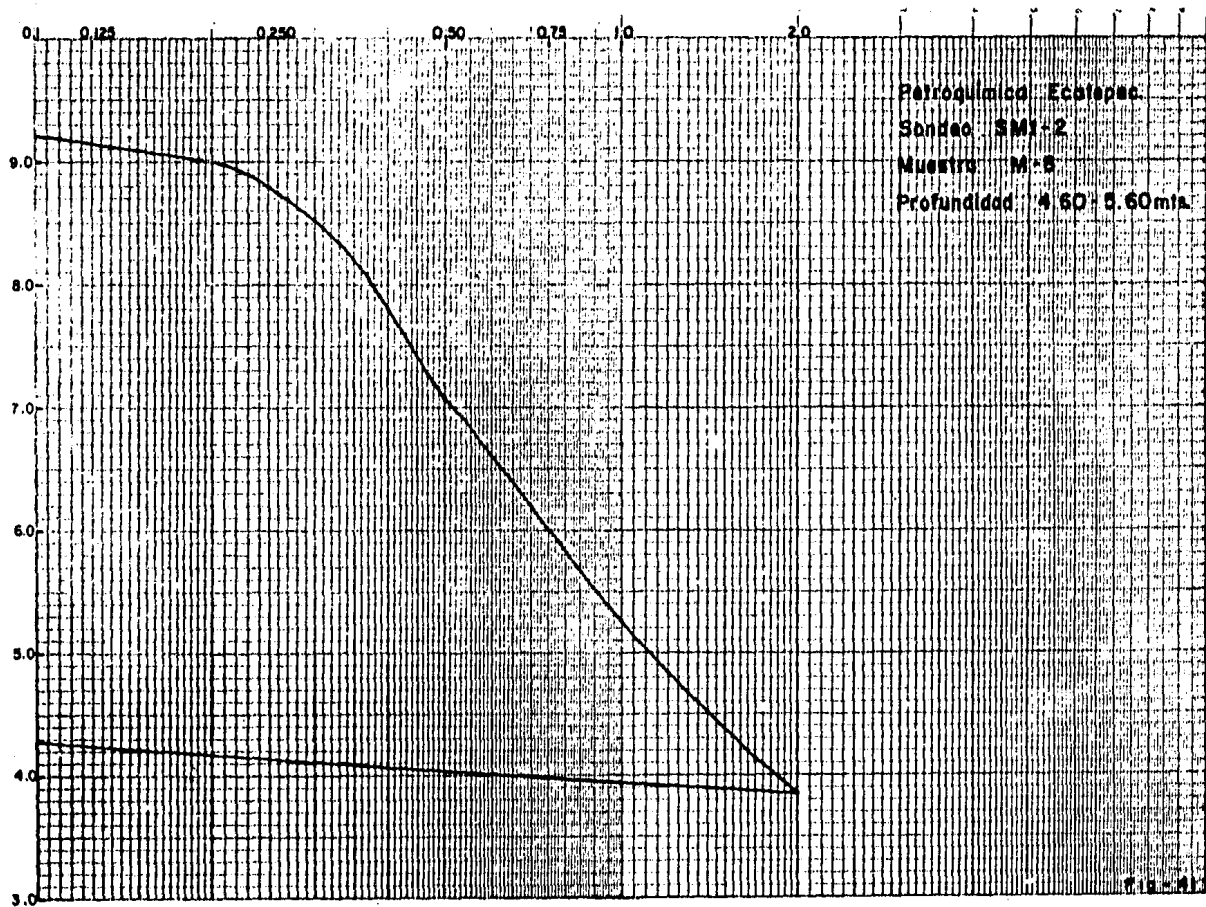


Fig-40

# CURVA DE COMPRESIBILIDAD



# CURVA DE COMPRESIBILIDAD

INTERNATIONAL TABLES OF PVT DATA

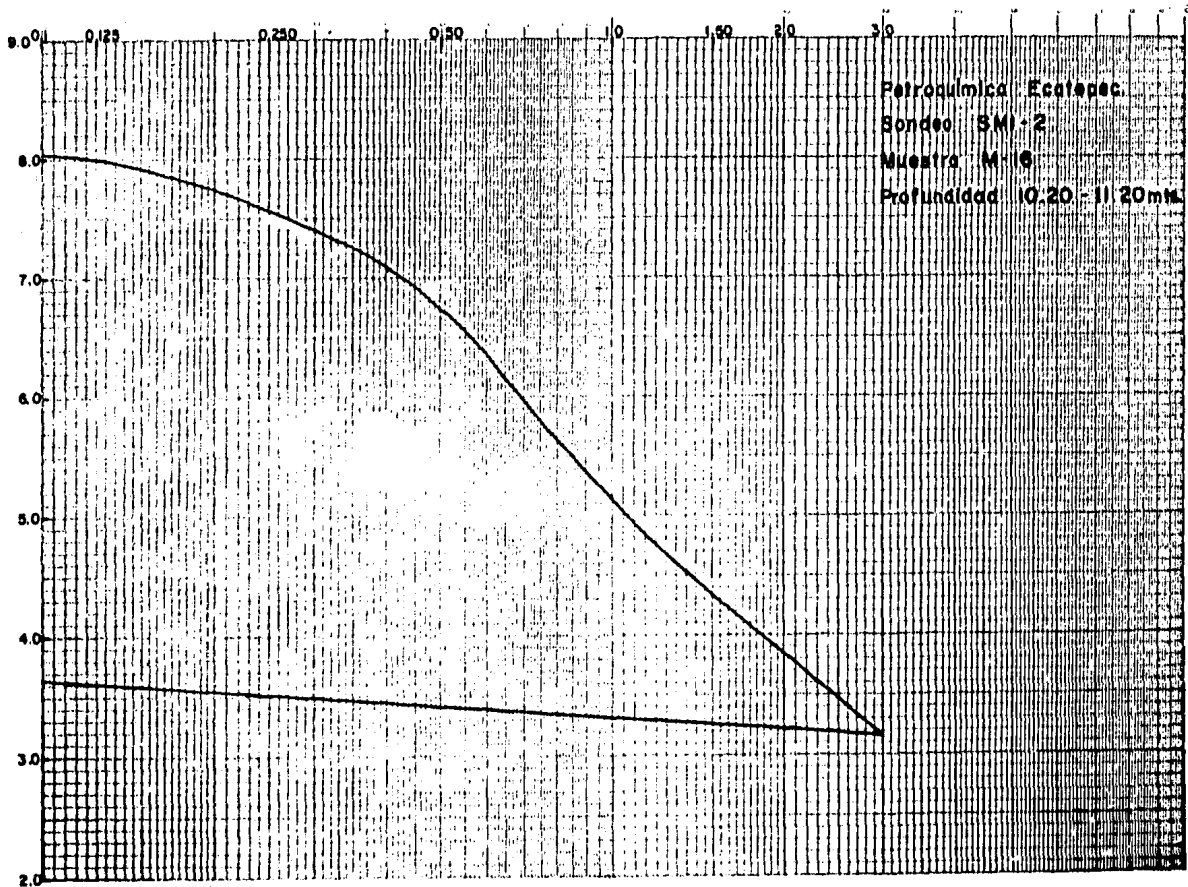
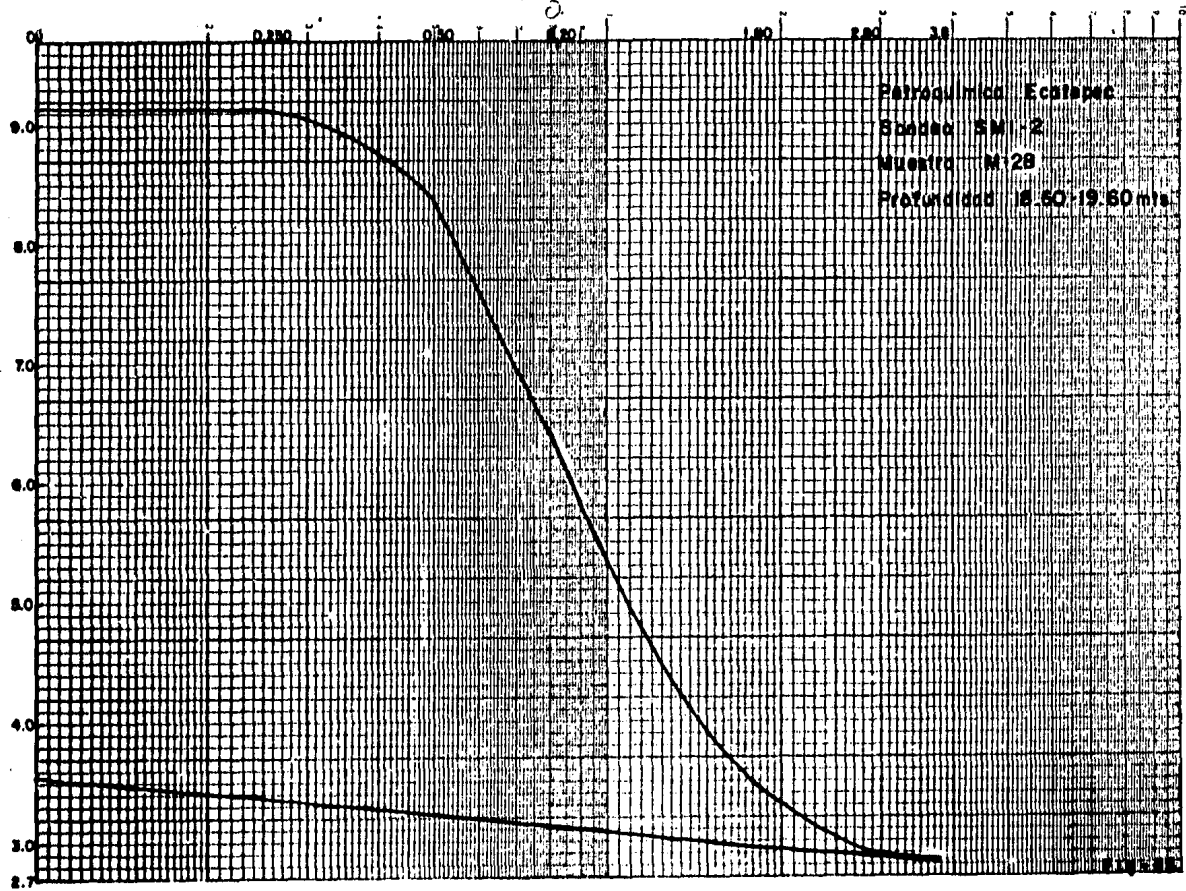


Fig-42

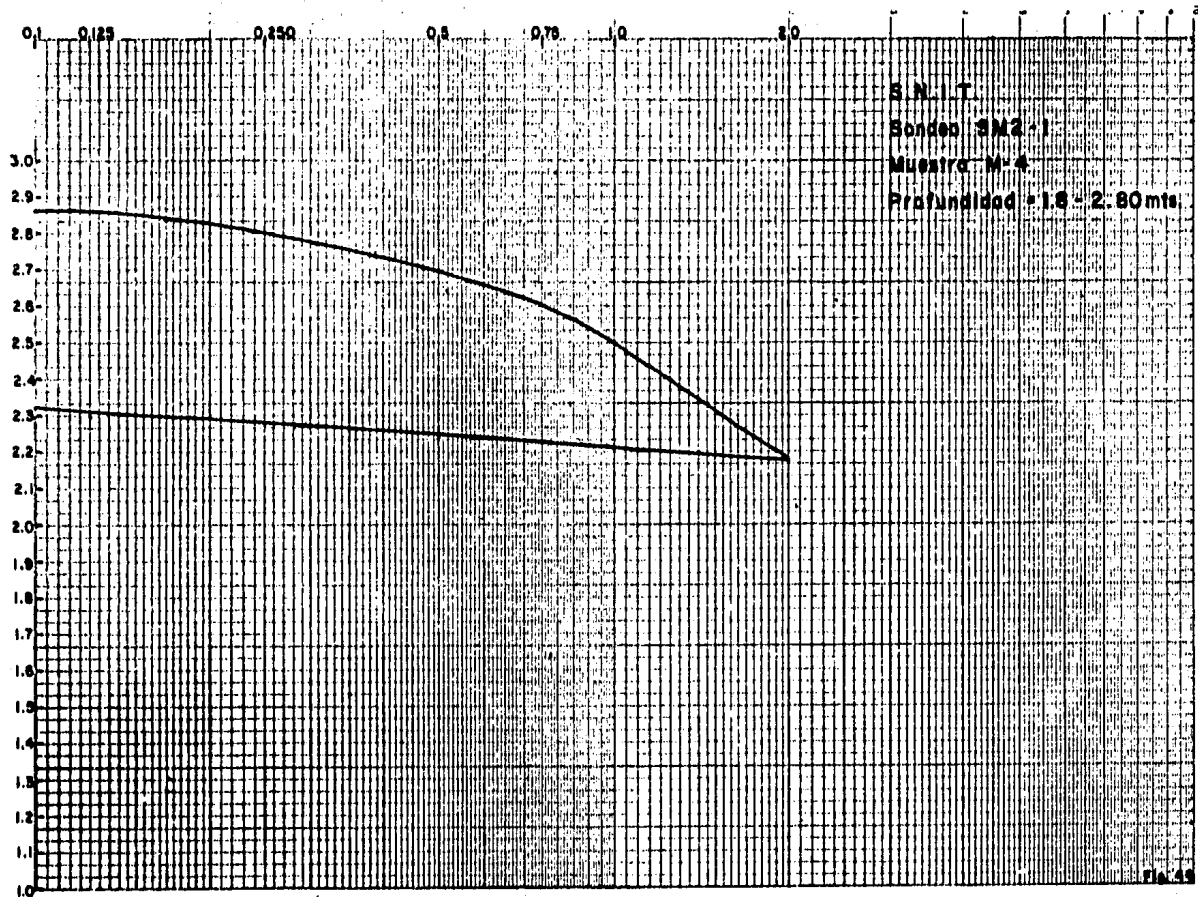
# CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SEMI-LOGARITMICO 2 CICLOS A 70 DIVISIONES

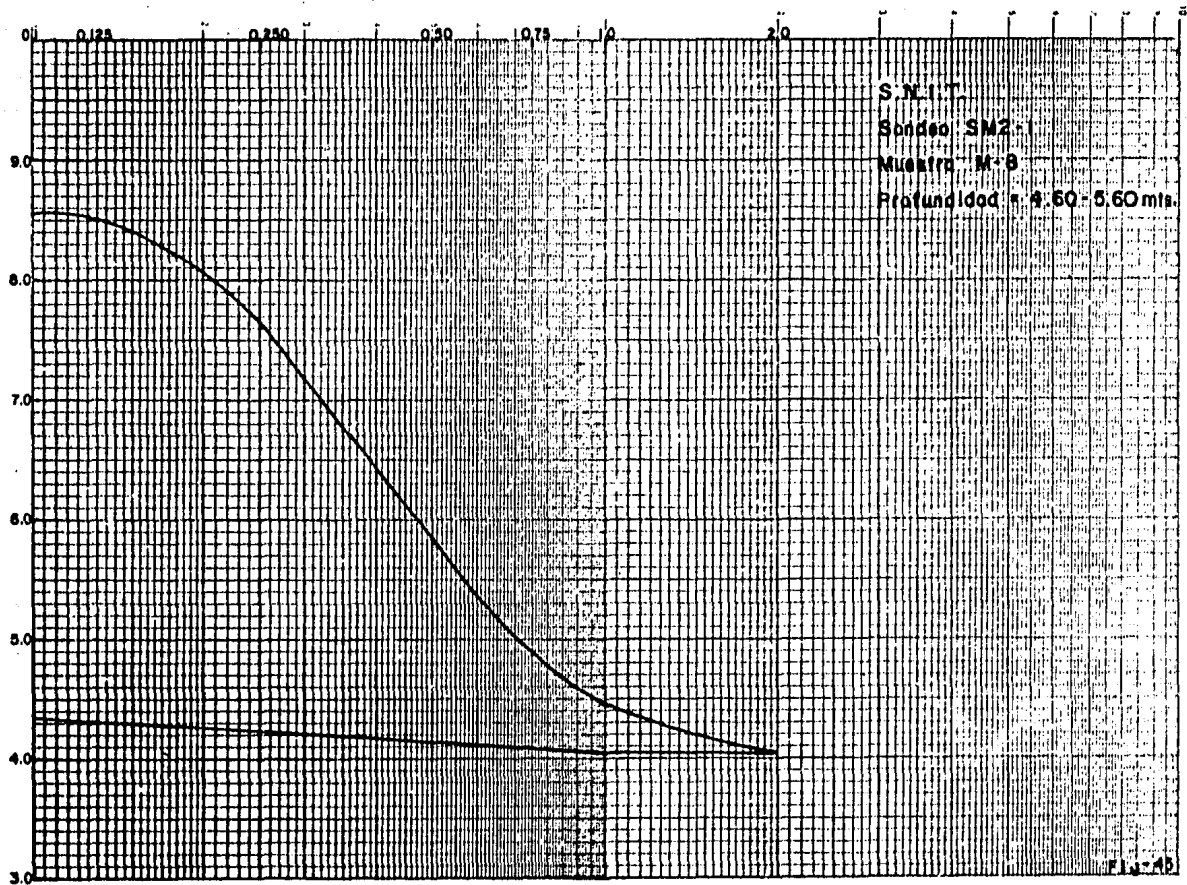


Petroquímica Ecstapac  
Estado SM 2  
Muestra M 2B  
Profundidad 18.60-19.60 mts.

# CURVA DE COMPRESIBILIDAD



# CURVA DE COMPRESIBILIDAD



# CURVA DE COMPRESIBILIDAD

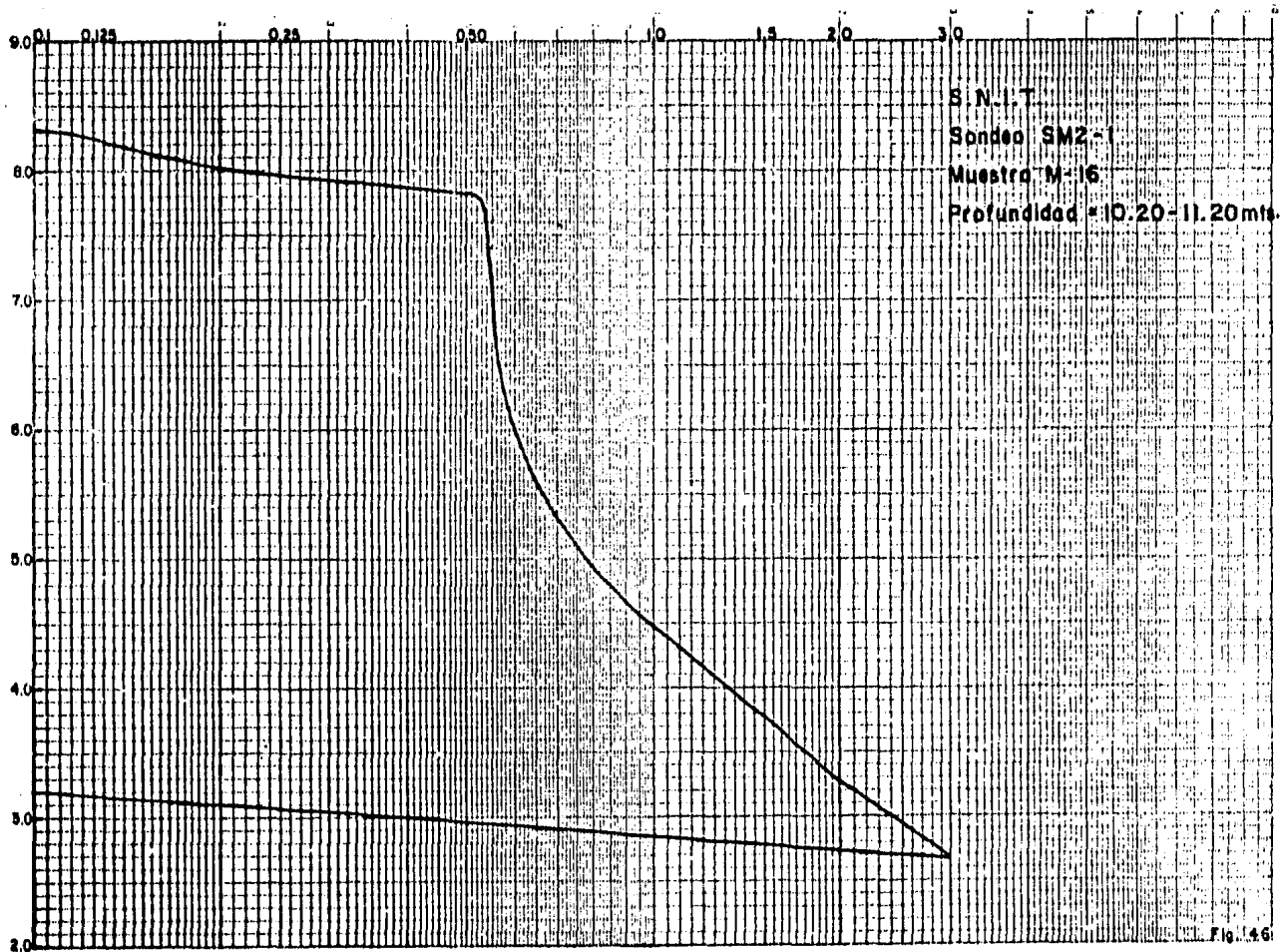
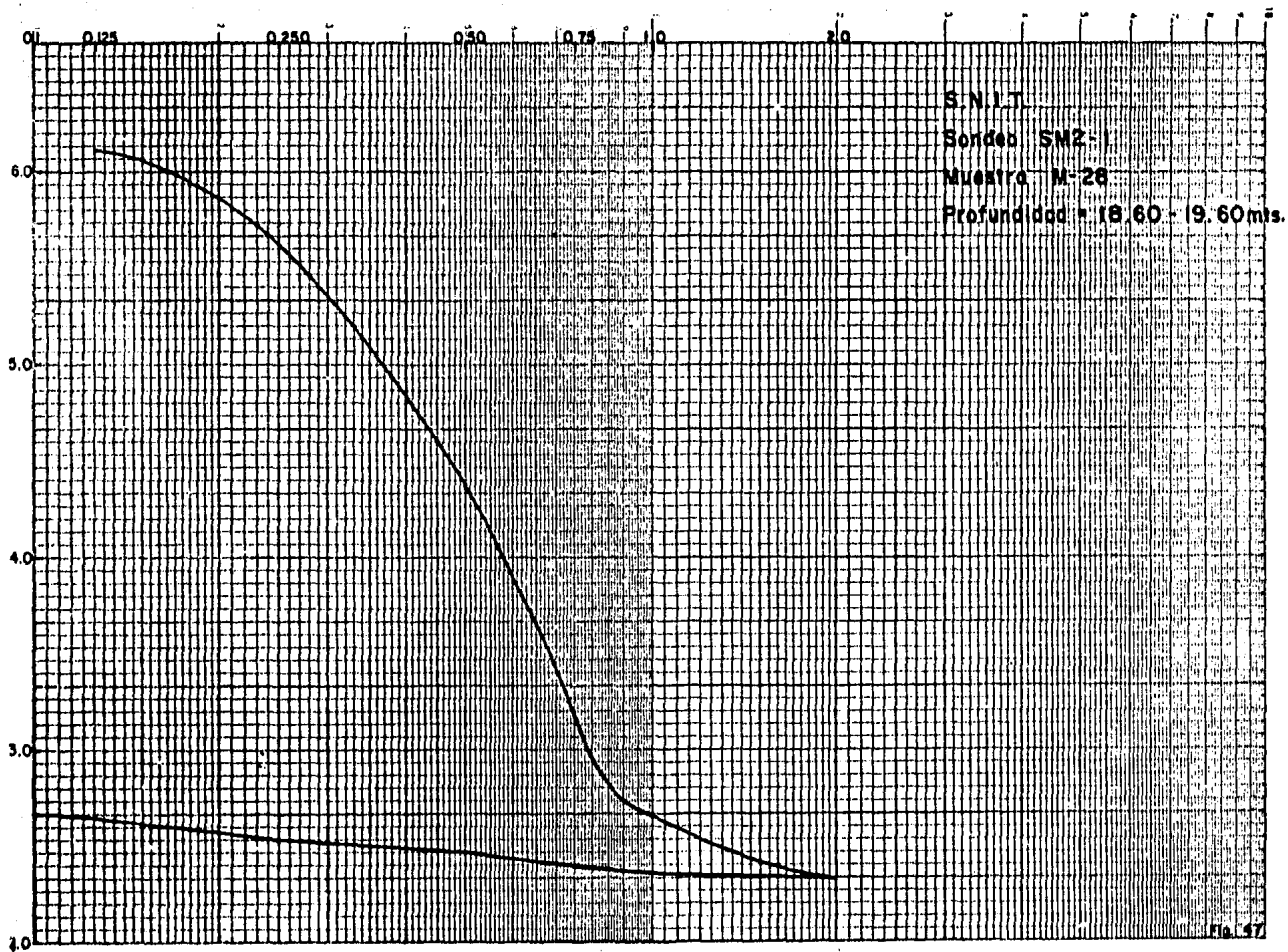


Fig. 46

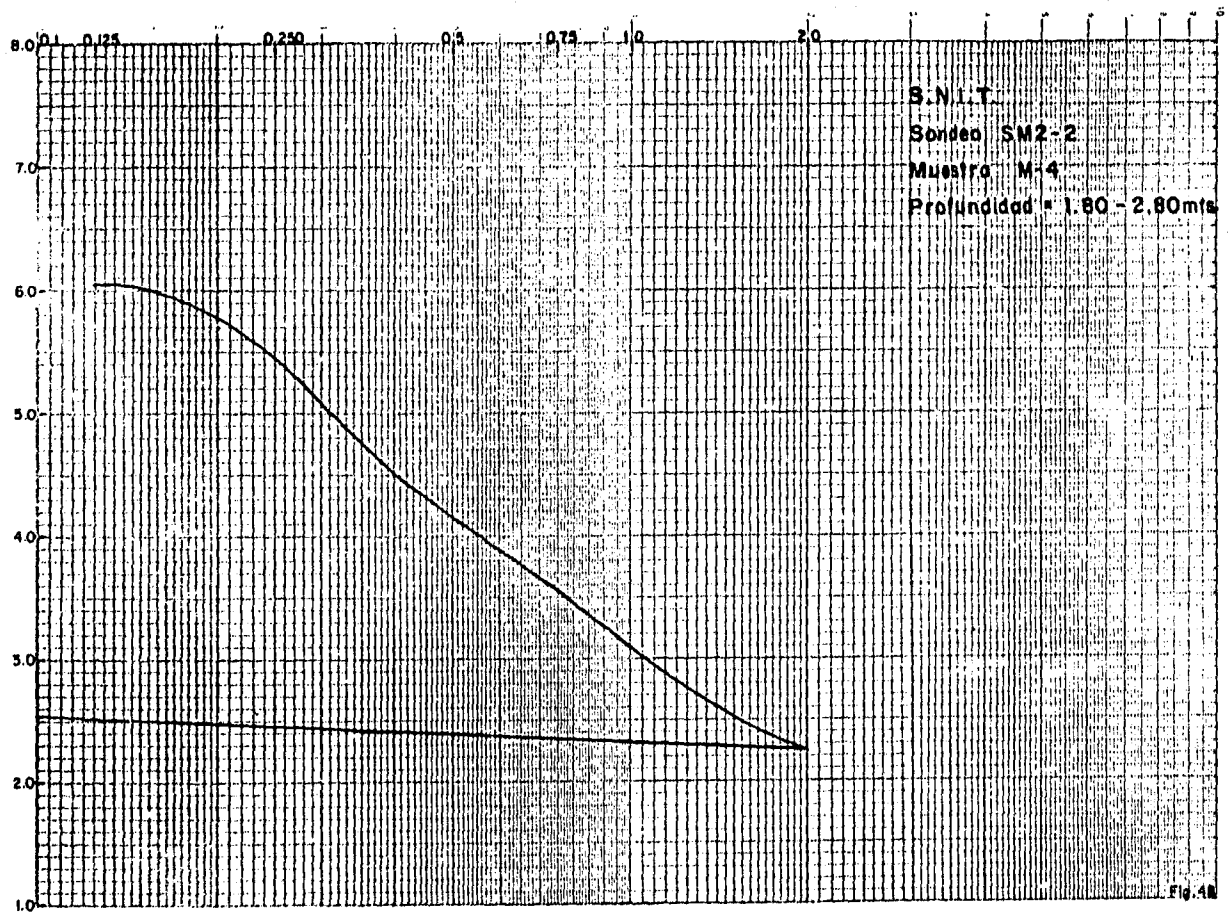
# CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SEAN 40 PARTÍCULOS DE 0.075 A 0.250 MM.

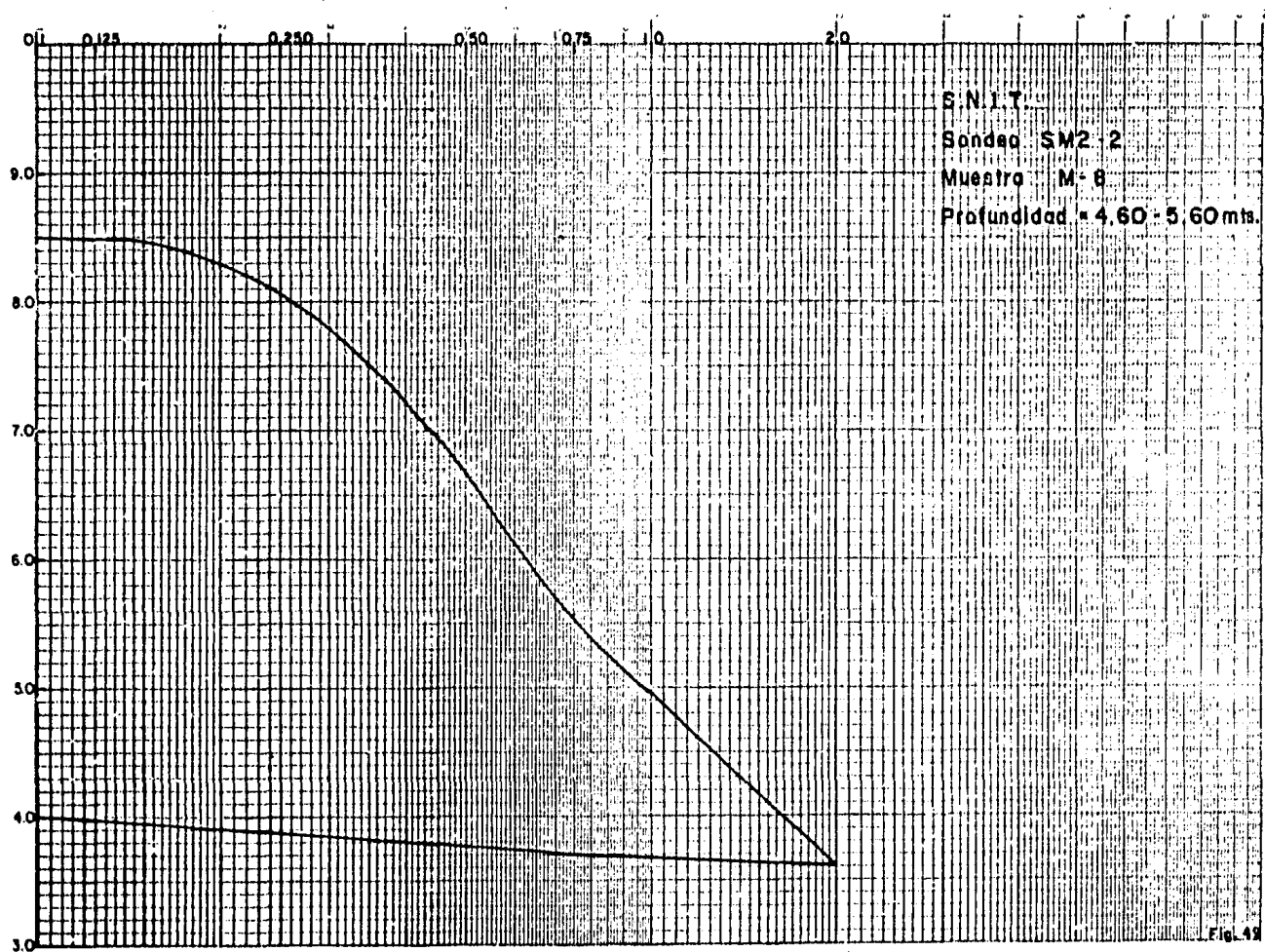




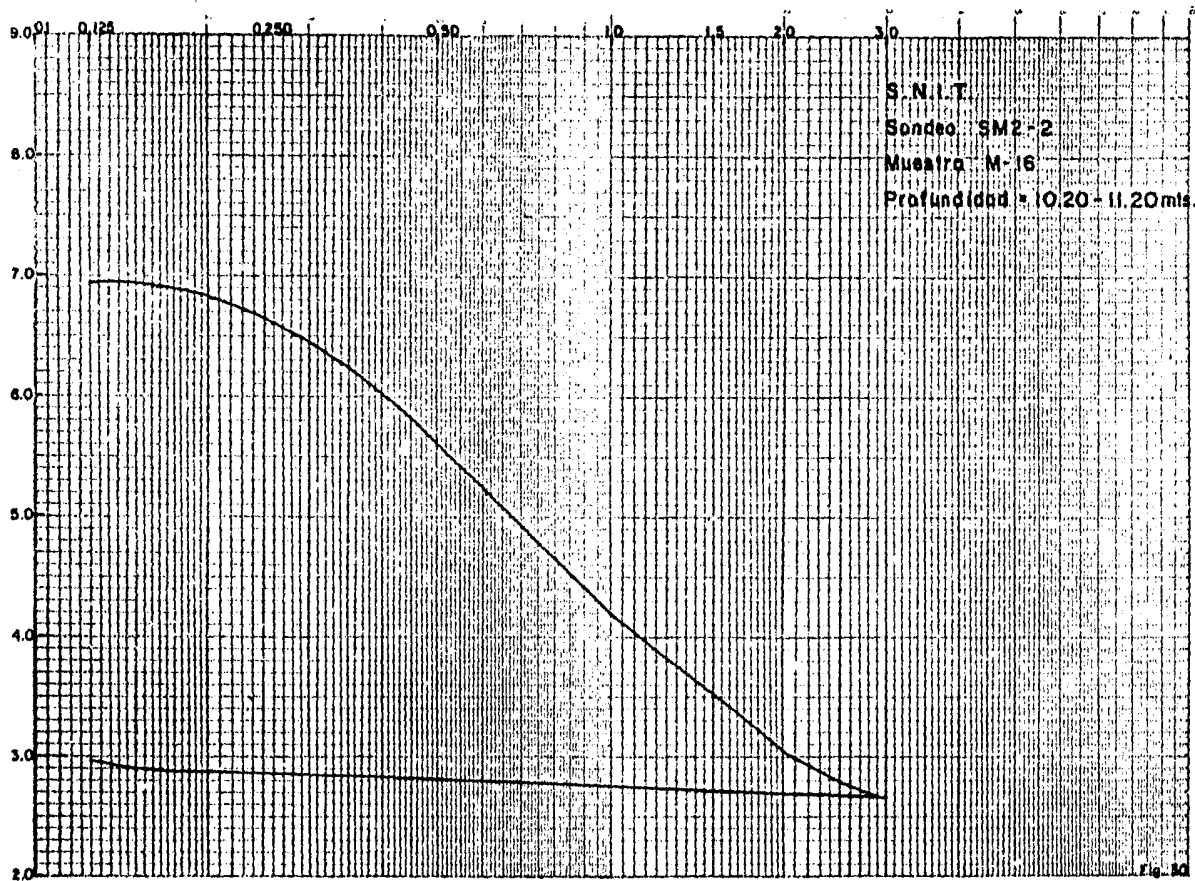
# CURVA DE COMPRESIBILIDAD



# CURVA DE COMPRESIBILIDAD



# CURVA DE COMPRESIBILIDAD



## V ANALISIS DE LAS CIMENTACIONES

Como toda estructura las cimentaciones deben llenar las — máximas condiciones de seguridad y economía, es por ello que toda cimentación deberá cumplir los requisitos básicos de seguridad, - siendo éstos:

- a) Seguridad contra fallas por resistencia al corte del subsuelo.
- b) No asentarse o emerger más allá de los valores tolerables.
- c) Deberá tener una localización y protección adecuada contra agentes externos que puedan comprometer su comportamiento.

El primero de los requisitos, equivale a la condición que - debe cumplir una trabe de la superestructura para que sea segura a la falla ante la carga última a que estará sujeta.

El segundo requisito es a la vez específico y difícil de - determinar. Equivale a la condición que debe cumplir una trabe para que no se deforme más allá de un valor que pudiera ser objetable; la magnitud de la deformación es específica, pero es objetable porque no puede definirse con precisión.

El tercer requisito es difícil de determinar ya que involu-

cra factores muy diversos, algunos de los cuales no pueden evaluarse analíticamente y deben de determinarse con buen criterio ingenieril.

Estos requisitos son independientes uno de otro, pero los tres deben satisfacer, es decir, que si sólo uno o dos de ellos se cumplen la cimentación resultará inadecuada. (1)

A continuación se presenta el análisis de cada uno de los requisitos antes descritos, aplicados a los predios en estudio.

#### Análisis de Capacidad de Carga.

Debido a la baja resistencia al esfuerzo cortante que se encontró en los predios denominados "Petroquímica Ecatepec" (proyecto No. 1) y "Sindicato Nacional de la Industria Textil" (proyecto No. 2), así como a las cargas que transmitirán las viviendas tanto de uno como de dos niveles y a la investigación que se realizó del comportamiento de las estructuras cercanas a las unidades habitacionales por construir, se pretende emplear como alternativa de cimentación para estas estructuras en ambos proyectos, losas corridas, con el fin de repartir las descargas uniformemente en la superficie de sustentación. Es por ello que para determinar la capa

(1) José Springal. Elección y Análisis de la cimentación apropiada. Apuntes del curso de cimentaciones. 1978 Mecanograma p.9

cidad de carga se usará la teoría de Skempton para suelos puramente cohesivos.

$$\text{De la expresión } q_c = \frac{C N_c}{F_s} + \gamma D_f$$

en donde  $q_c$  = Capacidad de carga admisible

$C$  = Cohesión del suelo

$N_c$  = Factor adimensional de capacidad de carga

$\gamma$  = Peso volumétrico por arriba del desplante del cimiento

$D_f$  = Profundidad de desplante

$F_s$  = Factor de seguridad

Para el análisis se utilizaron pruebas de laboratorio de -- compresión simple tomando de ellas datos para obtener la cohesión "C".

El término  $N_c$  que depende de la relación  $D/B$ , siendo  $D$  la -- profundidad de empotramiento y  $B$  el ancho del cimiento, para nuestro caso ya que se trata de una cimentación propuesta por una losa corrida, resulta ser  $D/B \approx 0$ , por lo cual de acuerdo con la gráfica de los valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente cohesivos  $N_c=5.14$ .

Como se considera que la losa de cimentación será superficial el término  $\gamma D_f=0$ .

Es importante hacer notar que el factor de seguridad  $F_s$  sólo afecta al término  $CN_c$ , ya que la cohesión "C" es un valor estimado de pruebas de laboratorio que pudieran tener un resultado con cierto error.

Por lo anterior nos quedará la expresión para obtener la capacidad de carga para la teoría de Skempton de la siguiente manera.

$$q_c = \frac{5.14 C}{F_s}$$

Para el proyecto No. 1 de las pruebas de compresión simple realizadas en las muestras obtenidas de los sondeos SM1-1 y SM1-2 se obtuvieron valores promedio de cohesión de  $1.16 \text{ T/m}^2$  y  $1.31 \text{ T/m}^2$  respectivamente.

Tomando un factor de seguridad  $F_s=2$ , tendremos para el primero de los sondeos una capacidad de carga admisible de:

$$q_c = \frac{(5.14) (1.16)}{2}$$

$$q_c = 2.98 \text{ T/m}^2$$

Para el segundo de los sondeos de el primero de los proyectos tendremos:

$$q_c = \frac{(5.14) (1.31)}{2}$$

$$q_c = 3.37 \text{ T/m}^2$$

Del análisis anterior resulta que el predio en donde se edificará el conjunto habitacional "Petroquímica Ecatepec", tiene una capacidad admisible por resistencia al corte mayor a la descarga máxima que transmitirán las viviendas del citado proyecto.

Para el segundo de los proyectos, se obtuvieron cohesiones de 1.00 y 0.82 T/m<sup>2</sup> de las pruebas de compresión simple realizadas en las muestras de los sondeos SM2-1 y SM2-2 respectivamente.

Aplicando la ecuación anterior, se tendrá una capacidad de carga para cada uno de estos sondeos de:

$$q_c = \frac{(5.14) (1.00)}{2}$$

$$q_c = 2.57 \text{ T/m}^2$$

$$q_c = \frac{(5.14) (0.82)}{2}$$

$$q_c = 2.11 \text{ T/m}^2$$

Como puede observarse, se obtienen capacidades de carga por debajo de las descargas que se transmitirán en el segundo de los proyectos.

Como ya se había comentado en el capítulo anterior, las cohesiones que se obtuvieron en este segundo proyecto resultan estar fuera de lugar en comparación a las obtenidas en el primero de los



proyectos. Es probable que en la obtención de las muestras se haya tenido un remoldeo, ya que el lugar de localización de los dos proyectos es una zona relativamente homogénea en el subsuelo, y al estar las dos unidades habitacionales por construir muy cerca una de otra, los valores de cohesión obtenidos en su subsuelo debían haber sido similares; por lo cual se infiere que los resultados de las pruebas de compresión simple dadas por el laboratorio para el proyecto No. 2 fueron alteradas, ya que de acuerdo a la investigación hecha del comportamiento de las estructuras aledañas a los predios en estudio, las unidades habitacionales con características similares en cuanto al tipo de cimentación y de viviendas, no han tenido problemas en lo referente a capacidad de carga. Es por ello que los valores de capacidad de carga obtenidos para el segundo de los proyectos están fuera de la realidad.

Ante la imposibilidad de realizar nuevas exploraciones de campo por razones económicas, para poder efectuar con muestras inalteradas pruebas de compresión simple con el objeto de obtener valores más reales de cohesión, es posible en ocasiones recurrir a métodos estadísticos cuando se cuenta con la experiencia e información necesaria como es el caso del subsuelo del Valle de México.

La forma de determinar la cohesión estadísticamente se hará de acuerdo a lo expuesto por el Maestro en Ingeniería Agustín Deméneghi C. (2)

De acuerdo con la ecuación:

$$C' = 0.4194 - 0.0003038 w - 0.1436 \sqrt{1.014 + \frac{(w - 252.8)^2}{620434}}$$

se puede estimar un valor  $C'$ , en función de los contenidos de agua  $w$ , tal que la probabilidad de que la cohesión aparente sea menor - del 10%. (3)

Por lo tanto determinando los valores de  $C'$  en función del contenido de agua para el primero de los sondeos (SM2-1) se tendrá:

ESTRATO	ESPESOR H, Mts.	CONTENIDO NATURAL DE AGUA, W%	COHESION DESFAVORABLE $C'$ , Kg/cm <sup>2</sup>
1	2.20	242	0.201
2	2.00	193	0.216
3	5.00	209	0.211
4	2.00	249	0.199
5	2.50	173	0.222
6	7.10	195	0.215

calculando un promedio pesado desfavorable  $C'$ :

$$C'_m = \frac{0.201 \times 2.20 + 0.216 \times 2.00 + 0.211 \times 5.00 + 0.199 \times 2.00 + 0.222 \times 2.50 + 0.215 \times 7.10}{20.80}$$

- (2) (3) Videas Agustín Deméneghi C. "Aplicación de la estadística a la arcilla de la formación Tacubaya del Valle de México" en Revista de Ingeniería No. 4, V.LII. México, UNAM, 1982 p.p. 93-99

$$C'm = 0.122 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C'm = 2.12 \text{ T/m}^2$$

La capacidad de carga admisible, de acuerdo a lo antes mencionado, estará dada por la ecuación:

$$q_c = \frac{5.14 C'm}{F_s}$$

Resta para la aplicación de esta ecuación asignar un valor al factor de seguridad  $F_s$ . "Por un lado el valor  $C'$  es un valor poco probable, por lo que  $F_s$  no debe ser muy alto, pues entonces la capacidad de carga resultaría muy conservadora. Por otra parte, el valor de la cohesión aparente fue obtenida a partir de pruebas de compresión no confinada, cuyos resultados representan a su vez valores en general menores que la resistencia de campo del suelo; por ejemplo, el efecto de remoldeo por muestreo de la arcilla o la presencia de fisuras, da lugar a valores en general bajos de la resistencia; este factor hace que el  $F_s$  no debe ser alto. Pero, se presenta un tercer factor, el relativo a que prácticamente no se dispone de resultados de pruebas de placa en la arcilla Tacubaya, las cuales dan directamente la resistencia del suelo en el campo, lo que permitiría calibrar la teoría con la práctica; esta situación dicta que el  $F_s$  deba ser, en este caso, relativamente alto.

Por lo tanto, combinando los factores anteriores: (a) el valor desfavorable de la cohesión  $C'$ , (b) el hecho de que la cohe---

si3n est1 obtenida de pruebas de compresi3n no confinada y (c) la escasez de resultados de pruebas de placa, se considera que en forma tentativa se puede utilizar un factor de seguridad de 1.6, valor ponderado de los factores anteriores. Queda claro que con la realizaci3n de pruebas de placa en el campo se puede dar un valor m1s realista del factor de seguridad." (4)

Aplicando la ecuaci3n antes descrita, se tendr1 un valor de:

$$q_c = \frac{(5.14) (2.12)}{1.6}$$

$$q_c = 6.81 \text{ T/m}^2$$

Resultando la capacidad de carga admisible mayor que la descarga que se producir1 en el terreno, siendo estas descargas de -- 1.85 y 2.5 Ton/m<sup>2</sup> respectivamente a las viviendas de uno y dos niveles.

Haciendo el mismo procedimiento para el segundo de los sondeos (SM2-2), se tiene:

ESTRATO	ESPEJOR H, Mts.	CONTENIDO NATURAL DE AGUA, W%	COHESION DESFAVORABLE C', Kg/cm <sup>2</sup>
1	2.60	142	0.230
2	6.00	279	0.190
3	4.00	264	0.195
4	2.60	239	0.202

(4) Ibid. p. 98

$$\circ \circ \circ C'm = \frac{0.230 \times 2.60 + 0.190 \times 6.00 + 0.195 \times 4.00 + 0.202 \times 2.60}{15.20}$$

$$C'm = 2.00 \text{ T/m}^2$$

$$\circ \circ \circ qc = \frac{(5.14) (2.00)}{1.6}$$

$$qc = 6.43 \text{ T/m}^2$$

Obteniéndose al igual que en el sondeo SM2-1, un valor mayor que la descarga que se tendrá en el terreno para el caso de las viviendas de uno y dos niveles.

Por lo que respecta a los edificios de tres niveles denominados Tx con descargas máximas de  $5 \text{ T/m}^2$ , aún cuando el suelo tenga la suficiente resistencia al corte para soportar la carga que estos edificios transmitirán, estas mismas pueden dar lugar a asentamientos que provoquen problemas estructurales. Esto implica que el diseño de las cimentaciones de los edificios Tx, estará regida por la posibilidad de asentamientos de importancia y no probablemente por las condiciones de capacidad de carga por resistencia al corte, por lo tanto se considera como solución de cimentación más conveniente una compensación parcial cuyo cajón será desplantado a una profundidad de 2.00 mts.

Teniéndose un peso volumétrico del suelo superficial promedio de  $1.31 \text{ T/m}^3$ , el alivio de presión que se tendrá mediante la excavación de 2.00 mts. será de  $2.62 \text{ T/m}^2$ ; con ella se tendrá una

carga neta al terreno de  $2.38 \text{ T/m}^2$  para fines de diseño estructural.

Por lo tanto la capacidad de carga del terreno con respecto a los edificios Tx será para el primero de los sondeos (SM2-1):

ESTRATO	ESPESOR H, Mts.	CONTENIDO NATURAL DE AGUA, w%	COHESION DESFAVORABLE C', Kg/cm <sup>2</sup>
2	1.40	186	0.218
3	5.00	209	0.211
4	2.00	249	0.199
5	2.50	173	0.222
6	7.90	195	0.215

$$\text{°. } C'_m = \frac{0.218 \times 1.40 + 0.211 \times 5.00 + 0.199 \times 2.00 + 0.222 \times 2.50 + 0.215 \times 7.90}{18.80}$$

$$C'_m = 2.13 \text{ T/m}^2$$

de la ecuación  $q_c = \frac{C' N_c}{F_s} + \gamma D_f$

en donde  $N_c$  que depende de  $D/B$ , tendrá un valor de:

$$\frac{D}{B} = \frac{2}{7} = 0.29 \text{ °. } N_c \cong 5.7$$

$$\gamma = 1.38 \text{ T/m}^2$$

$$D_f = 2.00 \text{ mts.}$$

$$q_c = \frac{(2.13) (5.7)}{1.6} + (1.38) (2.00)$$

$$q_c = 10.35 \text{ T/m}^2$$

Obteniéndose una capacidad de carga admisible por resistencia al corte, en comparación con las descargas que se transmitirá de los edificios, la cual será de 5 Ton/m<sup>2</sup>.

Para el segundo de los sondeos (SM2-2) se tendrá:

ESTRATO	ESPESOR H, Mts.	CONTENIDO NATURAL DE AGUA, W%	COHESION DESFAVORABLE C', Kg/cm <sup>2</sup>
2	6.60	280	0.190
3	4.00	264	0.195
4	2.60	239	0.202

$$C'_m = \frac{0.190 \times 6.60 + 0.195 \times 4.00 + 0.202 \times 2.60}{13.20}$$

$$C'_m = 1.94 \text{ T/m}^2$$

$$q_c = \frac{(1.94) (5.7)}{1.6} + (1.23) (2.00)$$

$$q_c = 9.37 \text{ T/m}^2$$

Obteniéndose al igual que para el sondeo SM2-1, una capacidad de carga admisible.

### Análisis de Asentamientos

Los materiales que forman la corteza arcillosa del subsuelo en estudio se caracterizan por su extraordinaria compresibilidad, es por ello que el análisis de asentamientos es de gran importancia en una zona como en la que se pretende construir. Dicho análisis se hará empleando la expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H$$

en donde  $\Delta H$  = Asentamiento de un estrato de espesor  $H$ .

$\Delta e$  = Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzos efectivos verticales  $\Delta p$  inducidos a la profundidad  $Z$  por la carga superficial, estimada a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

$H$  = Espesor del estrato en el cual los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

$e_0$  = Relación de vacíos inicial



Los incrementos de presión  $\overline{\Delta p}$  obtenidos para las presiones efectivas más la carga superficiales producidas por las descargas de las estructuras por edificar, se calcularon con los diagramas de distribución de presiones totales, efectivas y neutras y con la ayuda de la carta de Newmark.

El hecho de haberse considerado la carta de Newmark para el cálculo de presiones inducidas, es por tener varias áreas cargadas, aplicando cada una de ellas diferentes presiones, además de poder obtener en una forma rápida y sencilla los esfuerzos verticales -- que se presentan en un punto (5) determinado, así como la influencia que tendrán las estructuras vecinas sobre éste.

A continuación se presentan los análisis de asentamientos para cada uno de los proyectos.

En las figuras 51 y 52 se presentan los diagramas de presiones totales, efectivas y neutras obtenidos de los perfiles estratigráficos de los sondeos SM1-1 y SM1-2 del primero de los proyectos, y en las figuras 53 y 54 se muestran dos tablas que con el fin de facilitar los cálculos, conteniendo las presiones efectivas  $\overline{P_0}$  resultado de los diagramas anteriores, así como las presiones inducidas  $\overline{P_z}$  debidas a las descargas de las estructuras del mismo proyecto, obtenidas de la aplicación de la carta de Newmark para el cálculo.

(5) Videas Eulalio Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. V. II 2a. ed. México, Limusa, 1979. p.p. 38-41

culo de distribución de esfuerzos, mostrándose también los incrementos resultantes de presión  $\Delta p$ .

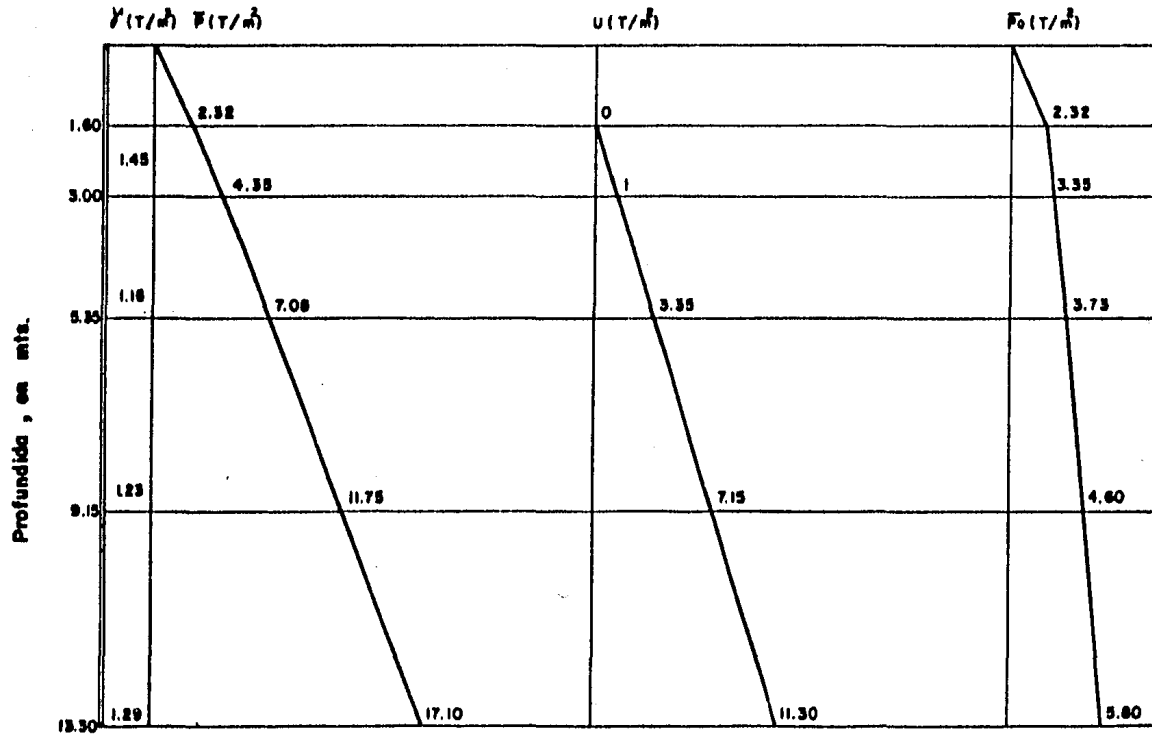
A partir de estos datos entrando a las curvas de compresibilidad que se muestran en las figuras 37 a 39 correspondientes al sondeo SM1-1 y de la 40 a 43 para el sondeo SM1-2 del proyecto "Petroquímica Ecatepec", se obtuvieron las relaciones de vacíos inicial y final, así como el decremento de dichas relaciones debido a la sobrecarga impuesta, mostrándose estos resultados en las tablas de las figuras 53 y 54 respectivamente a las viviendas de un nivel (SB-2) y de dos niveles (EC-Dx). Finalmente aplicando la ecuación 
$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H$$
 se obtuvo el asentamiento que sufrirán las viviendas en toda la profundidad de exploración; habiéndose obtenido un hundimiento de 0.61 y 1.20 mts. para las casas de un nivel y de 0.79 y 1.61 mts. para las de dos niveles. Figuras 53 y 54

Por lo que respecta a los asentamientos calculados para la unidad habitacional "Sindicato Nacional de la Industria Textil", efectuando el mismo procedimiento anterior y mostrándose los diagramas de presiones efectivas, totales y neutras obtenidas de los sondeos SM2-1 y SM2-2 en las figuras 55, 56, 57 y 58 y en las figuras 59, 60 y 61 las tablas que contienen las presiones efectivas  $\overline{P_0}$ , presiones inducidas  $\overline{P_z}$  e incremento de presión  $\overline{\Delta p}$ , así como relaciones de vacíos inicial  $e_0$  y final  $e$  y la diferencia entre ellas  $\Delta e$ , obtenidas de las curvas de compresibilidad que se muestran en las figuras 44 a 47 correspondiendo estas al primero de --

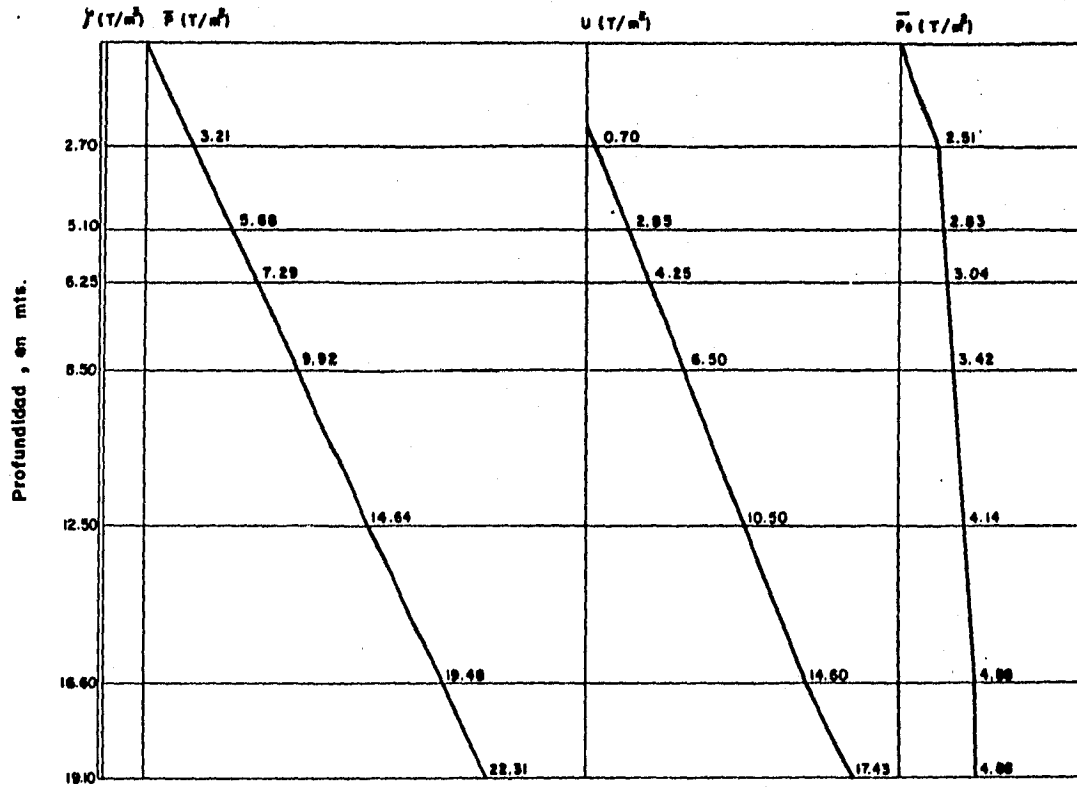
los sondeos, y de la 48 a 50 del segundo de los sondeos, se obtuvieron hundimientos de 1.05 y 1.06 mts. para las viviendas de un nivel y 1.87 y 1.49 mts. para las de dos niveles; por lo que respecta a los edificios de tres niveles desplantados sobre cajones de cimentación se obtuvieron asentamientos de 1.43 y 0.67 mts. Figuras 59, 60 y 61

Los hundimientos calculados a partir de los resultados de las pruebas de consolidación en ambos proyectos, son sin lugar a dudas excesivos ya que dentro de la investigación de campo que se efectuó demostró que viviendas de uno y dos niveles con el mismo tipo de cimentación que el escogido para los dos proyectos, y con pisos al nivel del terreno natural o a no más de 35 cms. arriba de él, no presentaron asentamientos mayores de 30 cms. Por lo cual se consideró importante la necesidad de utilizar un razonamiento del comportamiento de las estructuras vecinas, con base en los estudios que se han realizado en el subsuelo de la Ciudad de México, con el fin de modificar los resultados obtenidos en lo que vendría a ser cálculos teóricos de asentamientos.

Es por ello que en base a lo expuesto por los profesores -- Karl Terzaghi y Ralph B. Peck se revisaron las curvas de compresibilidad obtenidas. Conforme a lo considerado por Terzaghi y Peck un arcilla extrasensitiva como la arcilla de la formación Tacubaya, toma una forma como la que se muestra en la figura 62, en donde se ha denominado Ku a la curva de compresibilidad de la muestra



Distribución de presiones totales, efectivas y neutras  
 Sondeo SMI-1 "Petroquímica Ecatepec"



Distribución de presiones totales, efectivas y neutras  
 Sondeo SMI-2 "Petroquímica Ecatepec"

PUNTO (vivienda)	PROF. Z, mts.	$\bar{P}_0$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{P}_z$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta\bar{P}$ kg/cm <sup>2</sup>	$e_0$	$e$	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1 + e_0}$	H mts.	$\Delta H$ mts.	SONDEO (muestra)
SB-2	1.60	0.232	0.137	0.369	2.43	2.398	0.032	0.009	2.20	0.020	SMI-1 M-4
SB-2	3.00	0.335	0.132	0.467	2.404	2.375	0.029	0.009	1.18	0.010	SMI-1 M-4
SB-2	5.55	0.373	0.125	0.498	7.93	7.360	0.570	0.064	3.75	0.240	SMI-1 M-8
SB-2	9.15	0.460	0.078	0.538	7.56	7.180	0.380	0.044	4.10	0.180	SMI-1 M-8
SB-2	13.50	0.580	0.075	0.655	2.88	2.73	0.150	0.039	4.00	0.158	SMI-1 M-20
										≈ 0.61 mts.	
SB-2	2.70	0.251	0.133	0.384	8.72	7.79	0.93	0.10	4.30	0.43	SMI-2 M-4
SB-2	4.85	0.283	0.127	0.410	8.54	7.60	0.94	0.10	2.20	0.22	SMI-2 M-8
SB-2	6.25	0.304	0.114	0.418	8.40	7.54	0.86	0.08	0.80	0.05	SMI-2 M-8
SB-2	8.50	0.342	0.082	0.424	7.18	6.90	0.28	0.03	3.75	0.11	SMI-2 M-16
SB-2	12.50	0.414	0.075	0.489	6.93	6.69	0.26	0.03	4.20	0.13	SMI-2 M-16
SB-2	16.60	0.488	0.065	0.553	8.40	7.90	0.50	0.05	4.15	0.21	SMI-2 M-28
SB-2	19.10	0.488	0.060	0.548	8.40	7.96	0.44	0.05	1.00	0.05	SMI-2 M-28
										≈ 1.20 mts.	

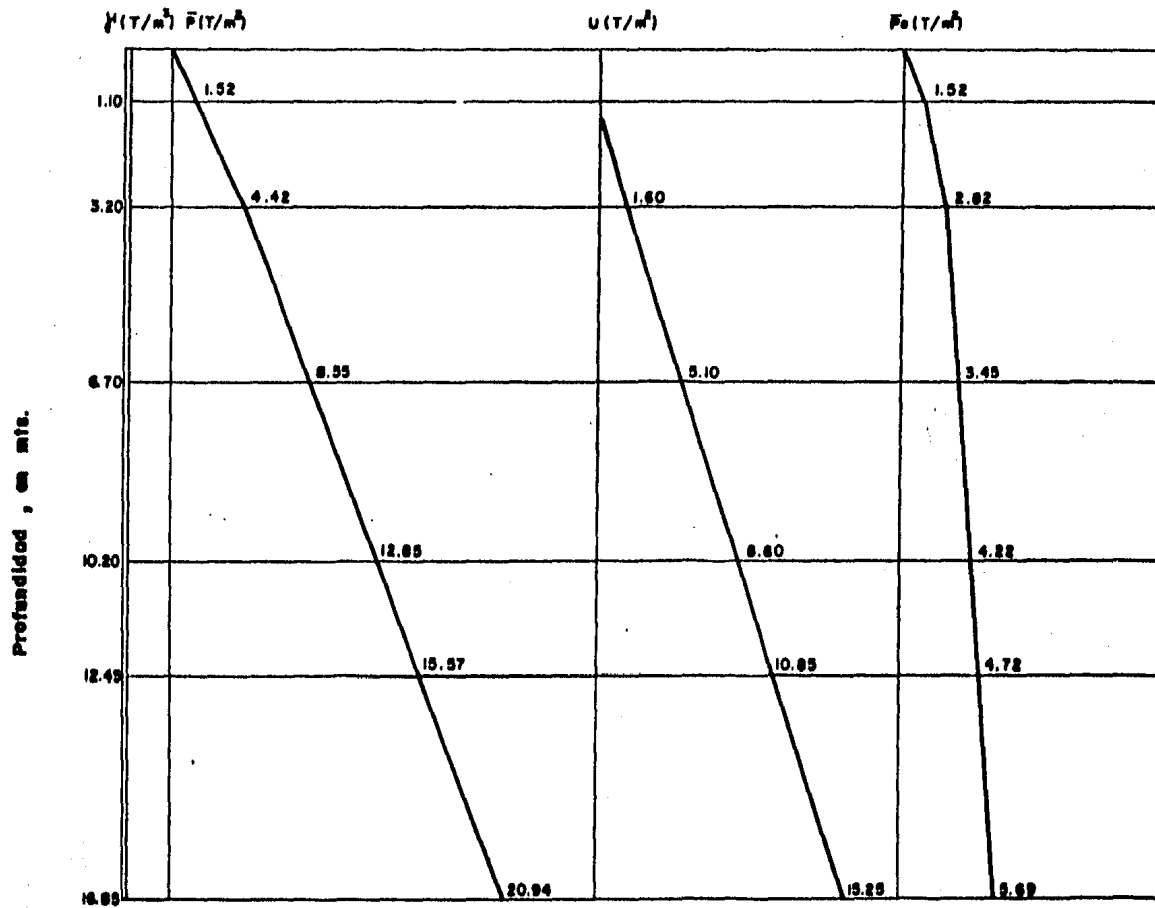
**C A L C U L O D E A S E N T A M I E N T O S**  
 Proyecto No. 1 "Petroquímica Ecatepec"  
 vivienda de un nivel.

PUNTO (viviendo)	PROF. Z, mts.	$P_0$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{P}_z$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta P$ kg/cm <sup>2</sup>	$e_0$	$e$	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1 + e_0}$	H mts.	$\Delta H$ mts.	SONDEO (muestra)
EC-DX	1.60	0.252	0.216	0.446	2.43	2.38	0.050	0.015	2.20	0.033	SMI-1 M-4
EC-DX	3.00	0.335	0.203	0.538	2.404	2.35	0.044	0.015	1.15	0.015	SMI-1 M-4
EC-DX	5.35	0.375	0.155	0.528	7.93	7.22	0.710	0.080	3.75	0.300	SMI-1 M-8
EC-DX	9.15	0.460	0.106	0.566	7.56	7.05	0.510	0.060	4.10	0.246	SMI-1 M-8
EC-DX	13.30	0.580	0.088	0.688	2.88	2.69	0.190	0.048	4.00	0.186	SMI-1 M-20
										30.79 mts.	
EC-DX	2.70	0.251	0.204	0.455	8.72	7.25	1.470	0.151	4.30	0.648	SMI-2 M-4
EC-DX	4.85	0.283	0.160	0.443	8.54	7.41	1.130	0.118	2.20	0.260	SMI-2 M-8
EC-DX	6.25	0.304	0.138	0.442	8.40	7.41	0.990	0.105	0.60	0.063	SMI-2 M-8
EC-DX	8.50	0.342	0.114	0.456	7.18	6.80	0.380	0.046	3.75	0.175	SMI-2 M-16
EC-DX	12.50	0.414	0.089	0.503	6.95	6.63	0.320	0.040	4.20	0.168	SMI-2 M-16
EC-DX	16.60	0.488	0.073	0.561	8.40	7.85	0.550	0.059	4.15	0.245	SMI-2 M-28
EC-DX	19.10	0.488	0.065	0.553	8.40	7.90	0.500	0.053	1.00	0.053	SMI-2 M-28
										41.61 mts.	

## CALCULO DE ASENTAMIENTOS

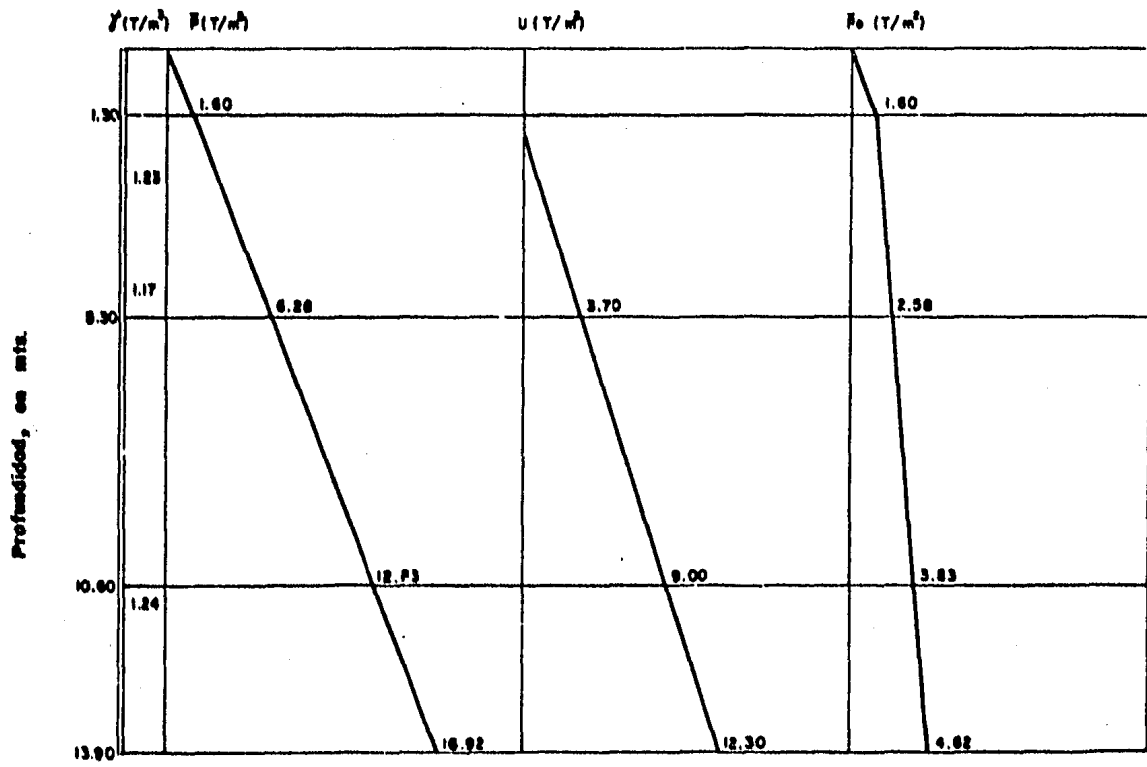
Proyecto No. 1 "Petroquímica Ecatepec"

viviendas de dos niveles.

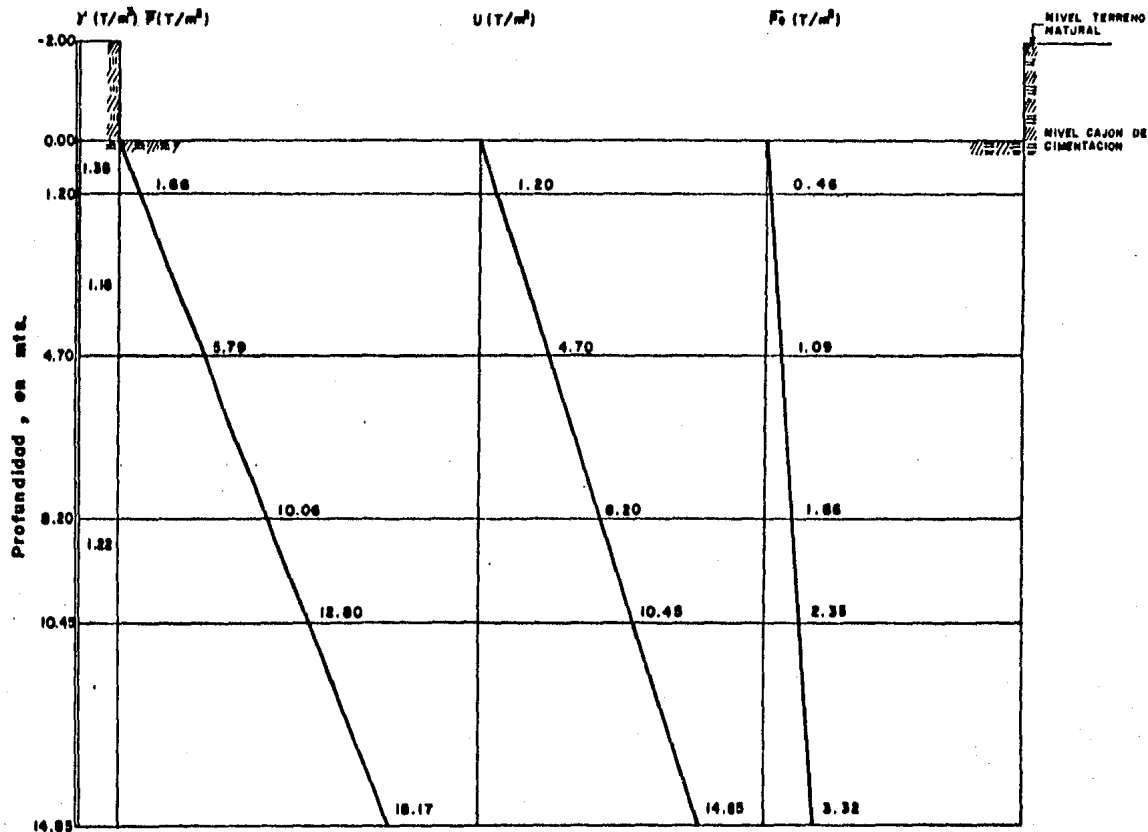


Distribución de presiones totales, efectivas y neutras  
 Sondeo SM2-1 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"

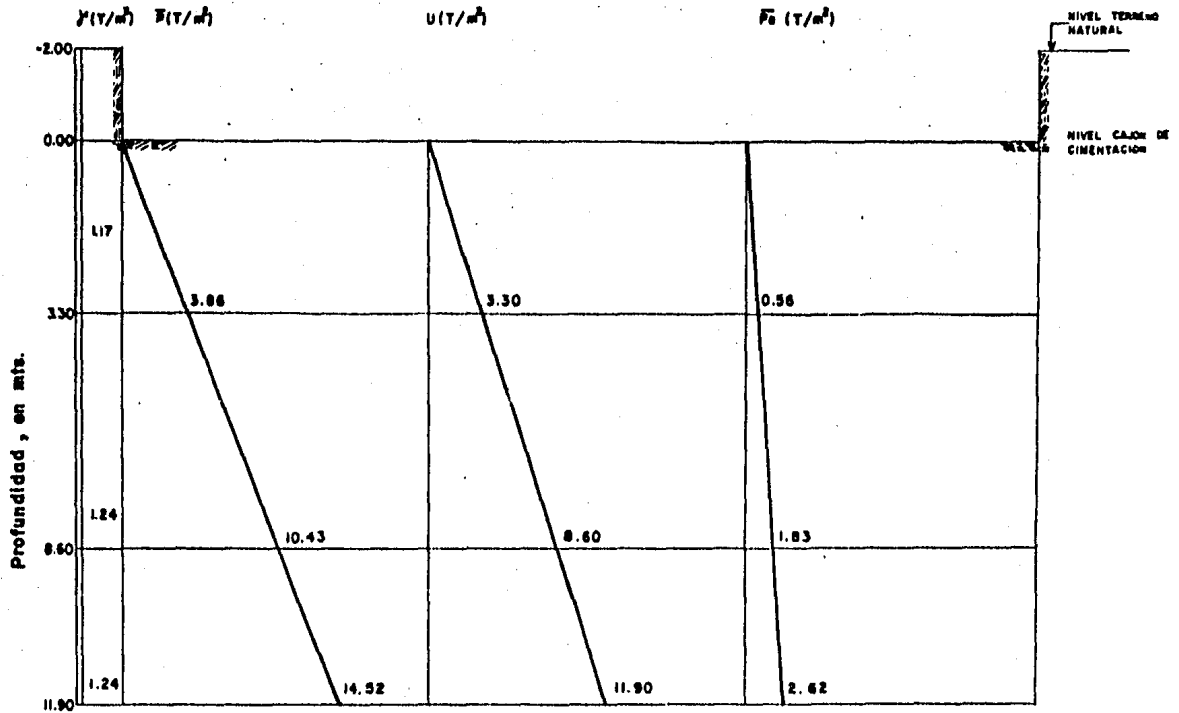




Distribución de presiones totales , efectivas y neutras  
 Sondeo SM2-2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"



Distribuciones de presiones totales, efectivas y neutras  
 en viviendas triplex (Tx) Sondeo SM2-1 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"



Distribuciones de presiones totales , efectivas y neutras  
 en viviendas triplex (Tx) Sondeo SM2-2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"

PUNTO (vivienda)	PROF. Z, mts.	$P_0$ kg/cm <sup>2</sup>	$P_z$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta P$ kg/cm <sup>2</sup>	$e_0$	$e$	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1 + e_0}$	H mts.	$\Delta H$ mts.	SONDEO (muestra)
UX	1.10	0.152	0.135	0.287	2.85	2.783	0.06	0.02	2.20	0.04	SM2-1 M-4
UX	3.20	0.282	0.128	0.410	2.78	2.730	0.06	0.02	2.00	0.04	SM2-1 M-4
UX	6.70	0.345	0.095	0.440	6.80	6.18	0.62	0.08	5.00	0.40	SM2-1 M-8
UX	10.20	0.422	0.080	0.502	7.85	7.83	0.02	0.002	2.00	0.004	SM2-1 M-16
UX	12.45	0.472	0.078	0.550	7.85	7.50	0.35	0.04	2.50	0.10	SM2-1 M-16
UX	16.85	0.569	0.064	0.635	4.02	3.75	0.29	0.06	7.90	0.47	SM2-1 M-28
										≥ 1.05 mts.	
UX	1.30	0.160	0.135	0.295	6.0	5.08	0.92	0.13	2.60	0.34	SM2-2 M-4
UX	5.60	0.263	0.104	0.367	7.98	7.39	0.59	0.07	6.00	0.42	SM2-2 M-8
UX	10.60	0.383	0.079	0.462	6.09	5.76	0.33	0.05	4.00	0.20	SM2-2 M-16
UX	13.90	0.462	0.072	0.534	5.76	5.48	0.28	0.04	2.60	0.10	SM2-2 M-16
										≥ 1.06 mts.	

**C A L C U L O   D E   A S E N T A M I E N T O S**  
**Proyecto No. 2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"**  
**viviendas de un nivel.**

PUNTO (vivienda)	PROF. Z, mts.	$\bar{P}_0$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{P}_z$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta\bar{P}$ kg/cm <sup>2</sup>	$e_0$	$e$	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1 + e_0}$	H mts.	$\Delta H$ mts.	SONDEO (muestra)
DX	1.10	0.152	0.198	0.350	2.85	2.76	0.090	0.023	2.20	0.051	SM2-1 M-4
DX	3.20	0.282	0.190	0.472	2.79	2.71	0.080	0.021	2.00	0.042	SM2-1 M-4
DX	6.70	0.345	0.146	0.491	6.60	5.88	0.92	0.118	5.00	0.590	SM2-1 M-8
DX	10.20	0.422	0.117	0.539	7.85	7.75	0.10	0.011	2.00	0.022	SM2-1 M-16
DX	12.45	0.472	0.114	0.586	7.85	6.25	1.60	0.181	2.50	0.453	SM2-1 M-16
DX	16.85	0.569	0.098	0.667	4.02	3.58	0.44	0.09	7.90	0.71	SM2-1 M-28
										≤ 1.87 mts.	
DX	1.30	0.160	0.198	0.358	6.0	4.70	1.30	0.186	2.60	0.484	SM2-2 M-4
DX	5.60	0.263	0.159	0.422	7.98	7.08	0.90	0.100	6.00	0.600	SM2-2 M-8
DX	10.60	0.383	0.115	0.498	6.09	5.62	0.47	0.066	4.00	0.264	SM2-2 M-16
DX	13.80	0.482	0.091	0.553	5.76	5.40	0.36	0.053	2.60	0.138	SM2-2 M-16
										≤ 1.49 mts.	

**C A L C U L O   D E   A S E N T A M I E N T O S**  
**Proyecto No. 2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"**  
**viviendas de dos niveles.**

VIVIENDA	PROF. TERRENO NAT. Z, mts.	PROF. A PARTIR DEL CAJON DE CIMENT.	$P_0$ kg/cm. <sup>2</sup>	$P_z$ kg/cm. <sup>2</sup>	$\Delta P$ kg/cm. <sup>2</sup>	$e_0$	$e$	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1 + e_0}$	H mts.	$\Delta H$ mts.	SONDEO (muestra)
TX	3.20	1.20	0.048	0.204	0.25	2.875	2.8	0.075	0.0193	1.40	0.027	SM2-1 M-4
TX	6.70	4.70	0.109	0.185	0.264	8.56	7.50	1.06	0.111	5.00	0.556	SM2-1 M-8
TX	10.20	8.20	0.186	0.134	0.52	8.05	7.91	0.14	0.015	2.00	0.030	SM2-1 M-16
TX	12.45	10.45	0.235	0.131	0.366	7.99	7.90	0.09	0.010	2.50	0.025	SM2-1 M-16
TX	16.85	14.85	0.332	0.121	0.453	5.13	4.54	0.59	0.10	7.90	0.79	SM2-1 M-28
											1.43 mts.	
TX	8.30	3.30	0.056	0.168	0.224	8.50	8.16	0.34	0.036	6.60	0.236	SM2-2 M-8
TX	10.60	8.60	0.183	0.133	0.316	6.88	6.38	0.50	0.063	4.00	0.252	SM2-2 M-16
TX	13.90	11.90	0.262	0.127	0.389	6.60	6.07	0.53	0.070	2.60	0.182	SM2-2 M-16
											0.67 mts.	

**C A L C U L O   D E   A S E N T A M I E N T O S**  
**Proyecto No. 2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"**  
**viviendas de tres niveles.**

remoldeada en el laboratorio y K a la curva de compresibilidad de la arcilla natural en el campo. Es interesante hacer notar que la curva de compresibilidad de laboratorio  $K_u$  "permanece casi horizontal hasta que la presión sobre la muestra se acerca o excede ligeramente la presión efectiva inicial  $\overline{P_0}$ , a partir de la cual se vuelve hacia abajo en forma muy abrupta. A medida que se aumenta la presión, la pendiente de la curva disminuye notablemente hasta que finalmente la curva pasa a ser una recta inclinada de pendiente  $K_t$ . La proyección hacia arriba de la tangente empinada  $K_u$  es un punto de inflexión C intersecta a la línea horizontal  $e=e_0$  en el punto B'. (6)

Si el depósito de arcilla extrasensitiva fuera normalmente consolidado y si la muestra fuera perfectamente inalterada, el punto B' deberá coincidir con el punto A de coordenadas  $(\overline{P_0}, e_0)$ . Si la muestra estuviera ligeramente remoldeada, B' deberá estar a la izquierda de A. Bajo estas condiciones, la construcción de un edificio que contribuya aún con un muy pequeño incremento sobre la presión  $\overline{P_0}$  debería ser seguido por un asentamiento dramático del edificio. En la práctica se ha hallado en general que es posible aumentar el esfuerzo  $\overline{P_0}$  a un valor ligeramente mayor  $\overline{P_0} + \Delta\overline{P_0}$  sin un incremento apreciable del asentamiento, pero para valores de  $\Delta\overline{p}$  que exceden  $\Delta\overline{P_0}$  el comportamiento corresponde a una curva e-p (log) por lo menos tan empinada como la muy empinada parte superior  $K_u$ .

Fig. 62. La habilidad de una arcilla extrasensitiva para soportar sin un excesivo asentamiento una presión que sobrepase la presión

inicial  $\overline{P_0}$  puede en algunos casos ser la consecuencia de un pequeño grado de preconsolidación. Por otro lado se puede deber a un aumento en las ligas electromagnéticas entre las partículas de arcilla (7); por lo tanto, a la presión  $\Delta\overline{P_b}$  la podemos denominar rigidez por fuerzas electromagnéticas o simplemente rigidez electromagnética (bond Strength).

Cuando se puede estimar esa resistencia de adherencia ó -- fuerza electromagnética, es posible aproximarse a la curva K en el terreno de la siguiente manera. "La parte recta inferior Ku se extiende hacia abajo hasta el punto f sobre la ordenada  $e = 0.4e_0$ . El punto B se sitúa en la línea  $e = e_0$  a un valor de p igual a ----  $\overline{P_0} + \Delta\overline{P_b}$ . Finalmente, se traza una línea vertical por el punto f que intercepta a la horizontal que pasa por  $e = e_0$  en el punto A'. La curva K se construye de tal manera que, para cualquier valor de  $e_0$ , la relación entre la distancia horizontal que va desde K hasta fA y la distancia horizontal que va desde Ku hasta fA sea igual a:

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{B A'}{B' A'}$$

En algunas localidades como la Ciudad de México, la rigidez electromagnética se puede estimar sobre la base de la experiencia de campo. Pero si no puede hacerse una estimación fehaciente, es

(6) (7) Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. loc. cit.



preferible suponer que los puntos B y B' coinciden". (8)

"La línea Ku puede obtenerse unicamente ensayando una muestra inalterada. Si la muestra se encuentra muy alterada o ha sido amasada y mezclada con suficiente agua, para transformar la arcilla en una pasta espesa, la curva Kr del material amasado se parece en todos sus aspectos a la curva Kr (Fig. 62) de las arcillas ordinarias, siendo prácticamente recta sobre una gran extensión en su desarrollo. Su inclinación es algo menor que la de la tangente Kt a la parte inferior de la línea Ku de la figura 62. En otras palabras, la alteración de la estructura de la arcilla destruye -- las propiedades responsables de la fuerte flexión que tiene la línea Ku por debajo del punto B de la figura 62. Por ello, los datos necesarios para construir la línea de consolidación en el terreno de las arcillas extrasensitivas, puede obtenerse unicamente realizando ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas".

(9)

Haciendo un análisis de cada una de las curvas obtenidas en los dos predios en estudio en comparación a lo escrito anteriormente, se encontró que la mayoría de las curvas obtenidas tanto en el proyecto No. 1 como en el No. 2 fueron alteradas, ya que el punto B' se encuentra a la izquierda del punto A, como se muestra en las figuras 63 y 64, en las cuales se encuentran las curvas de compre-

(8) Idem.

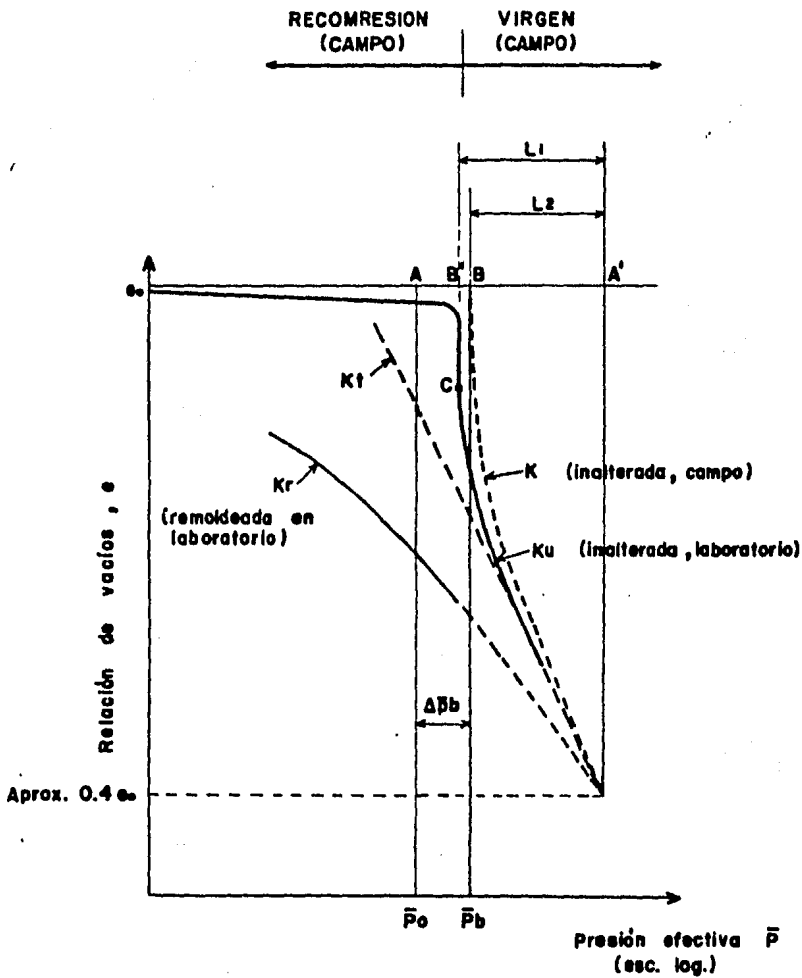
(9) Ibid. p.p. 78-79.

sibilidad del sondeo SM1-1 muestras 8 y 20 y SM1-2 muestras 8, 16 y 28 así como las curvas del sondeo SM2-1 muestras 8 y 28 y SM2-2, muestras 8 y 16.

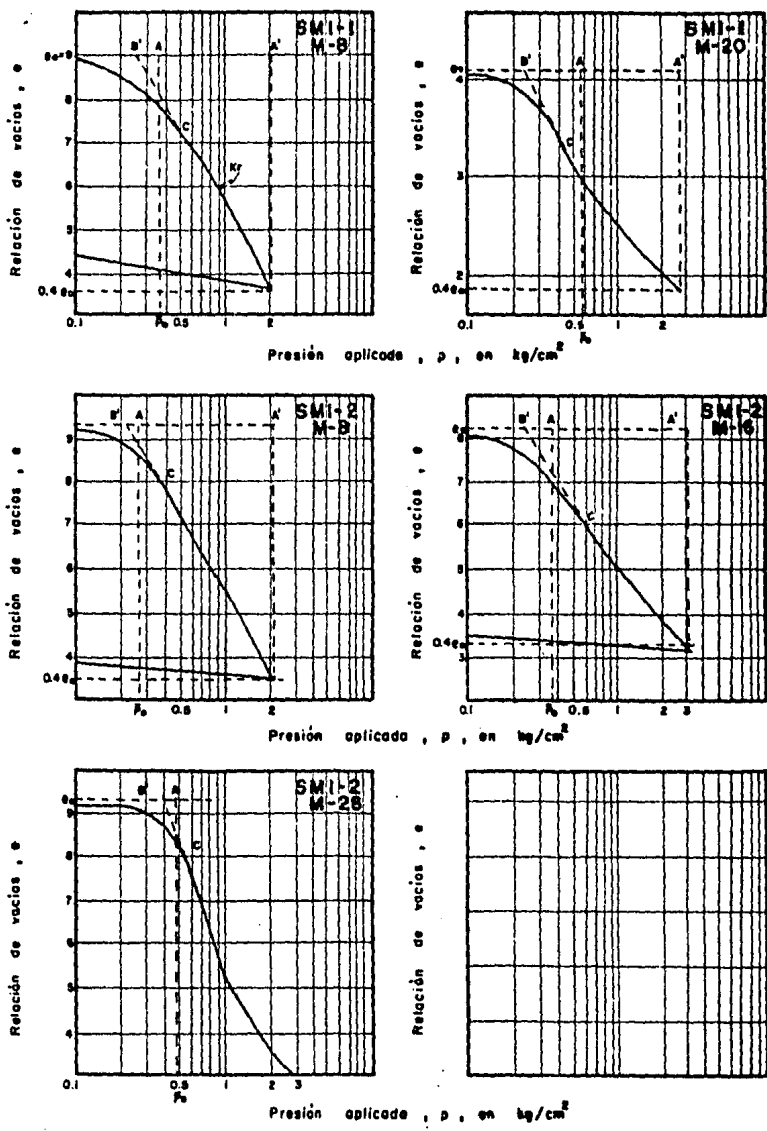
Es interesante hacer notar que en su mayoría las únicas -- muestras que aparentemente no sufrieron alteración, fueron las de los estratos superficiales en donde se podría presumir que existe una preconsolidación por secado. Figura 65

Ya que el procedimiento descrito anteriormente para la obtención de las curvas de campo no se puede aplicar en nuestro caso por el remoldeo que han sufrido las muestras y en consecuencia no podemos obtener por este método asentamientos más reales que los obtenidos anteriormente, se efectuará un análisis de hundimientos para las arcillas de la formación Tacubaya que basado en el método descrito anteriormente propuesto por Karl Terzaghi y Ralph B. Peck así como en la teoría de la deformación no lineal del Dr. Eulalio Juárez Badillo, presentó el Maestro en Ingeniería Agustín Deméneghi C. en la revista de Ingeniería Vol. LII Núm. 4.

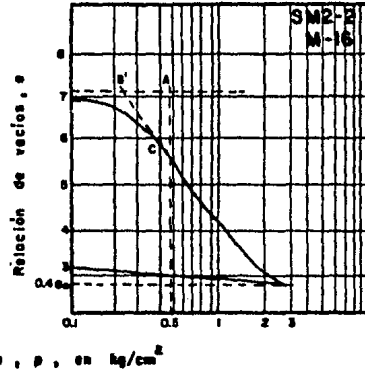
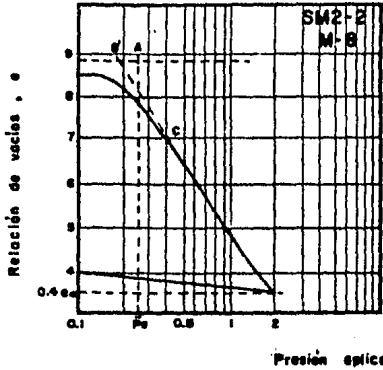
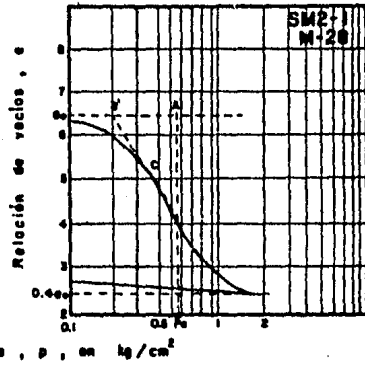
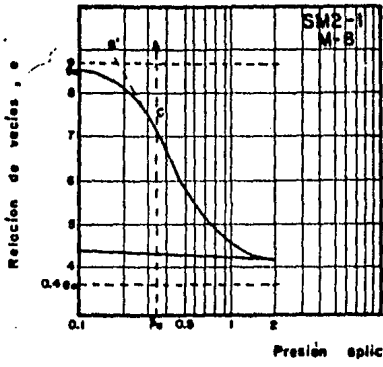
En dicho análisis se empleará la estadística al igual que en la determinación de la cohesión desfavorable  $C'$ . Es importante recalcar que la estadística no se debe utilizar en sustitución de los estudios y muestreos detallados del subsuelo, sino como un complemento de ellos tal y como se presenta en éste análisis presentado por el Maestro en Ingeniería A. Deméneghi C.



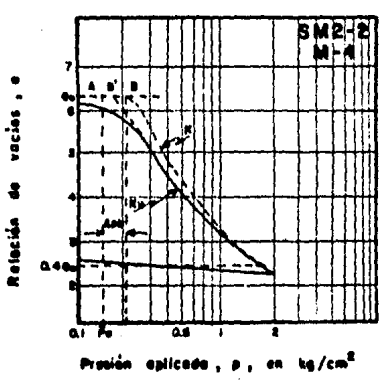
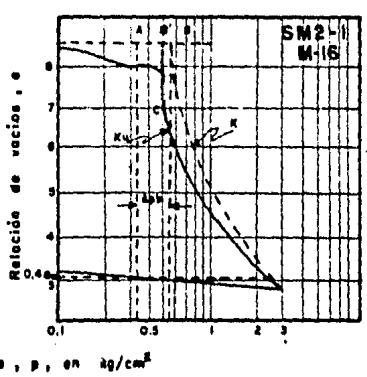
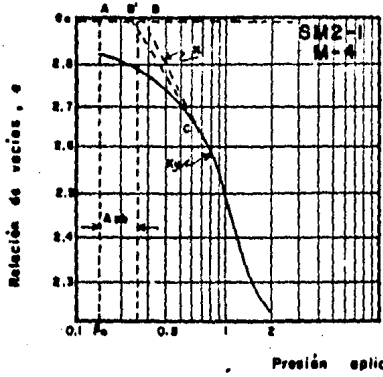
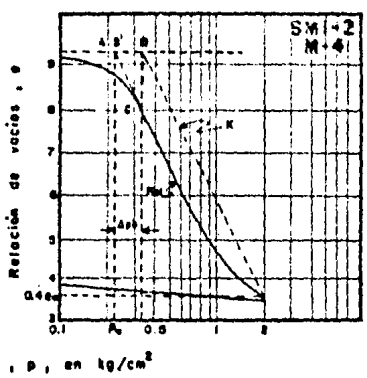
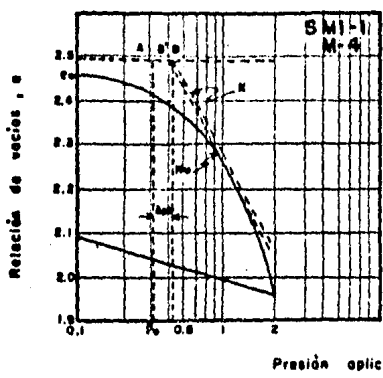
**Curva de compresibilidad de una arcilla extrasensitiva**  
**(Terzaghi y Peck 1967)**



Curvas de compresibilidad de arcillas extrasensitivas alteradas SMI-1 y SMI-2 "Petroquímica Ecatepec."



Curvas de compresibilidad de arcillas ultrasensitivas alteradas SM2-1 y SM2-2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"



Curvas de compresibilidad de arcillas extrasensitivas en las cuales se puede obtener la curva de terreno natural k. Fig. 65

Ya que para el cálculo de asentamientos más reales, se emplearán entre otras, la teoría de hundimientos a largo plazo  $\Delta H$  de un estrato de arcilla normalmente consolidada, para deformaciones horizontales nulas, del Dr. Eulalio J. Badillo; la cual, está basada en el comportamiento de un gas perfecto a temperatura constante, conviene recordar la ecuación que rige dicho comportamiento del gas perfecto. "Si  $V$  es el volúmen de un gas, sometido a una presión isotrópica  $\nabla$ , se tiene que para el gas perfecto, al variar  $\nabla$  ó  $V$ :

$$V\nabla = \text{cte. (ley de Boyle)} \quad (5-1)$$

Derivando la ecuación (5-1) se obtiene:

$$dV \cdot \nabla + V \cdot d\nabla = 0$$

$$\text{de donde } \frac{dV}{V} = - \frac{d\nabla}{\nabla} \quad (5-2)$$

La ecuación (5-2) indica que la deformación volumétrica instantánea  $\frac{dV}{V}$ , cuando la presión  $\nabla$  varía en un  $d\nabla$ , es proporcional a la cantidad  $\frac{d\nabla}{\nabla}$ , con un coeficiente de proporcionalidad igual a la unidad. El signo menos (-) en la expresión (5-2) resulta por la convención, ampliamente usada, de considerar a los esfuerzos de compresión como positivos.

La expresión (5-2) tiene la importante virtud de que está ligando dos cantidades adimensionales, con lo cual el coeficiente

de proporcionalidad, igual a 1, resulta adimensional.

Otra virtud fundamental de la expresión (5-2) y por ende, - de su integral, la ecuación (5-1), es la de que no se liga a ninguna situación "inicial". Es decir, no puede hablarse de un "volúmen inicial sin deformación", por ejemplo a presión  $\nabla=0$  u otro valor finito. Si se llama  $\nabla_0$  y  $V_0$  a un cierto estado arbitrario -- del gas, el nuevo volúmen  $V$  a una presión  $\nabla$  estará dado por la expresión, obtenida de (5-1),

$$\frac{V}{V_0} = \left( \frac{\nabla}{\nabla_0} \right)^{-1} \quad (5-3)$$

pudiendo así conocer  $V$  a partir del nuevo valor de  $\nabla$  y usando - el estado conocido  $V_0$ ,  $\nabla_0$  arbitrario y que puede bautizarse como estado inicial.

Los anteriores conceptos son aplicables a los suelos como - enseguida se expone". (10)

"Comportamiento de las arcillas bajo un estado de compresión isotrópica.

Considérese una muestra de arcilla remoldeada (ello por dejar a un lado, por lo pronto, cualquier característica de anisotropía

(10) Eulalio Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. V.I. 3a. ed. México, Limusa, 1975. p.496



pía) y considérese esta muestra en la rama virgen de compresibilidad. Si la muestra se somete a presiones isotrópicas crecientes en la cámara triaxial y  $V$  representa su volúmen para una presión  $\bar{\sigma}$ , puede postularse una ley de compresibilidad semejante a la ecuación (5-2), pero matizada por un coeficiente de proporcionalidad  $0 < \gamma < 1$

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}} \quad (5-4)$$

en donde  $\gamma$  sería el "coeficiente de compresibilidad" de la arcilla. Por comparación de la expresión (5-4) con la expresión (5-2) parece evidente afirmar que  $\gamma$  será siempre menor a la unidad, representando entonces  $\gamma$  el valor de la compresibilidad de una arcilla con respecto a la de un gas perfecto. El valor  $\gamma=0$  representaría el límite de incompresibilidad.

Integrando la ecuación (5-4):

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}}; \quad \int_{V_0}^V \frac{dV}{V} = -\gamma \int_{\bar{\sigma}_0}^{\bar{\sigma}} \frac{d\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}}$$

se obtiene:  $\ln V \Big|_{V_0}^V = -\gamma \ln \bar{\sigma} \Big|_{\bar{\sigma}_0}^{\bar{\sigma}}$

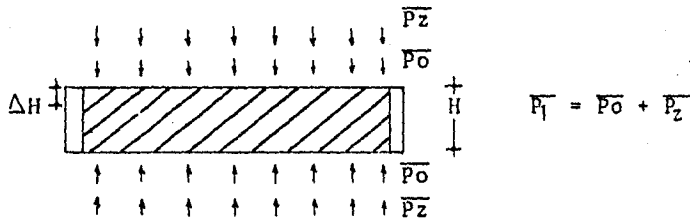
$$\therefore \ln V - \ln V_0 = -\gamma (\ln \bar{\sigma} - \ln \bar{\sigma}_0)$$

$$\ln \frac{V}{V_0} = -\gamma \ln \frac{V}{V_0} = \ln \left( \frac{V}{V_0} \right)^{-\gamma}$$

de donde  $\frac{V}{V_0} = \left( \frac{V}{V_0} \right)^{-\gamma}$  (5-6)

Compárese esta ecuación con la (5-3) correspondiente a un gas perfecto en que  $\gamma = 1$  (11)

Considérese una prueba de consolidación, como a continuación se expone:



Sustituyendo en (5\*6):

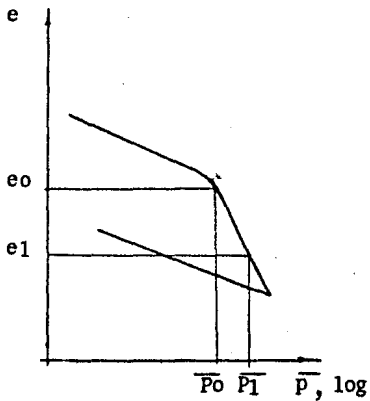
$$\frac{A (H - \Delta H)}{A \cdot H} = \left( \frac{P_0 + P_z}{P_0} \right)^{-\gamma} \quad (5-7)$$

$$\circ. \quad \frac{H - \Delta H}{H} = \left( 1 + \frac{P_z}{P_0} \right)^{-\gamma}$$

de donde  $\Delta H = \left[ 1 - \left( 1 + \frac{P_z}{P_0} \right)^{-\gamma} \right] H$  (5-8)

(11) Ibid p. 497

Es una curva de compresibilidad:



$$e_0 = \frac{V_{v0}}{V_s} = \frac{H_{v0} A}{H_s A} = \frac{H_{v0}}{H_s}$$

$$e_1 = \frac{H_{v1}}{H_s A} = \frac{H_{v1}}{H_s} = \frac{H - \Delta H}{H_s}$$

$$H_{v0} = e_0 H_s ; H - \Delta H = e_1 H_s + H_s$$

$$H = H_{v0} + H_s = e_0 H_s + H_s$$

$$H = H_s (1 + e_0)$$

$$H - \Delta H = e_1 H_s + H_s = H_s (1 + e_1)$$

Sustituyendo en (5-7):

$$\frac{H_s (1 + e_1)}{H_s (1 + e_0)} = \left( \frac{P_1}{P_0} \right)^{-\gamma}$$

$$\ln \frac{1 + e_1}{1 + e_0} = -\gamma \ln \left( \frac{P_1}{P_0} \right)$$

$$\therefore \gamma = \frac{\ln \left[ \frac{1 + e_1}{1 + e_0} \right]}{\ln \frac{P_2}{P_1}} \quad P_1 > P_0$$

De la ecuación (5-8):  $\Delta H = \left[ 1 - \left( 1 + \frac{P_z}{P_0} \right)^{-\gamma'} \right] H$

en donde  $P_0$  es la presión efectiva

$P_z$  es el incremento de presión vertical aplicado uniformemente es un plano horizontal

$\gamma'$  es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

El coeficiente de compresibilidad  $\gamma'$  corresponde al caso -- cuando las deformaciones horizontales son nulas, es decir, se puede determinar en una prueba de consolidación unidimensional, de la siguiente forma (Juárez Badillo 1965).

$$\gamma' = \frac{\ln \left( \frac{1 + e_1}{1 + e_0} \right)}{\ln \left( \frac{P_1}{P_2} \right)}$$

" en donde  $(P_2, e_1)$  y  $(P_1, e_2)$  son dos puntos de la curva de -- compresibilidad de laboratorio  $K_u$  en su tramo virgen. Fig. 62

La teoría de Juárez Badillo es válida unicamente en el tramo virgen de la curva de compresibilidad, pero quizá para fines -- aproximados lo podemos hacer extensiva al tramo de recompresión, -- aceptando desde luego que se pierde precisión al hacer esta consideración.

Resumiendo, para definir la compresibilidad de la arcilla - de formación Tacubaya, se pueden emplear el coeficiente de compresibilidad en el tramo de recompresión o coeficiente de recompre--- sión  $\gamma_p$  el coeficiente de compresibilidad en el tramo virgen  $\gamma_v$  (obtenidos ambos de la teoría de compresibilidad no lineal de Juárez Badillo 1965) y la rigidez electromagnética  $\Delta P_b$ .

El valor de  $\Delta P_b$  se puede estimar a partir de observaciones de campo. Por otro lado, los coeficientes  $\gamma_p$  y  $\gamma_v$  se pueden determinar mediante la curva de compresibilidad de laboratorio, siempre y cuando se trate de un espécimen de suelo con muy poca alteración" (12)

En los siguientes párrafos se transcribe el proceso a seguir para el análisis de asentamientos de la arcilla Tacubaya propuesto por A. Deméneghi en la citada Revista de Ingeniería.

" La deformación de un estrato de pequeño espesor H, en el que se conoce la presión efectiva inicial  $\bar{P}_0$  y el incremento  $\bar{P}_z$  de presión, a la mitad del estrato, debido a la sobrecarga de la estructura, se puede calcular empleando la estadística de la siguiente manera:

a) Estimar el valor de la rigidez electromagnética  $\Delta \bar{P}_b$  --- (Fig. 62), tomando en forma tentativa un valor medio de 2.2 Ton/m<sup>2</sup> y un valor desfavorable de 1.8 Ton/m<sup>2</sup>. Si las condiciones del si-

(12) Agustín Deméneghi C. op. cit. p.100

tio indican que el suelo se encuentra preconsolidado, determinar valores más realistas de  $\Delta P_b$ , tanto medio como desfavorable.

b) Emplear para el análisis de asentamientos los siguientes valores del coeficiente de recompresión  $\gamma_p$ : 0.0209 y desfavorable (poco probable) de 0.0326. Este último indica que hay una probabilidad de 10% de que el valor  $\gamma_p$  resulte mayor que 0.0326.

c) Utilizar un valor medio del coeficiente de compresibilidad  $\gamma_v$  de 0.363 y un valor desfavorable de 0.477. De manera análoga, existe una probabilidad de 10% de que el coeficiente de compresibilidad sea mayor que 0.477.

d) Determinar la presión  $P_b$  con la siguiente expresión: --- (Fig. 62):

$$P_b = P_0 + \Delta P_b$$

e) Si el incremento de esfuerzo debido a la estructura  $P_z$  resulta menor que  $\Delta P_b$ , calcular el asentamiento con la siguiente expresión, correspondiente al tramo de recompresión:

$$\Delta H = \left[ \left( 1 + \frac{P_z}{P_0} \right)^{\gamma_p} - 1 \right] H$$

Los valores medio y desfavorable del hundimiento se obtiene utilizando los valores medio y desfavorable del coeficiente de recompresión  $\gamma_p$ , respectivamente.

f) Si el incremento de esfuerzo vertical debido a la estructura  $\overline{Pz}$  resulta mayor que  $\Delta\overline{PB}$ , el asentamiento total  $\Delta H$  será la suma del asentamiento en el tramo de recompresión  $\Delta H_p$  y el asentamiento en el tramo virgen  $\Delta H_v$ .

El asentamiento en el tramo de recompresión vale:

$$\Delta H_p = \left[ \left( 1 + \frac{\Delta\overline{PB}}{\overline{P_0}} \right)^{\gamma^p} - 1 \right] H$$

El asentamiento en el tramo virgen vale:

$$\Delta H_v = \left[ \left( 1 + \frac{\overline{Pz} - \Delta\overline{PB}}{\overline{PB}} \right)^{\gamma^v} - 1 \right] H$$

El asentamiento total  $\Delta H$  vale:  $\Delta H = \Delta H_p + \Delta H_v$

Los valores medios y desfavorables de  $\Delta H_p$ ,  $\Delta H_v$  y  $\Delta H$  se obtienen empleando obviamente los correspondientes valores medios y desfavorables  $\gamma^p$  y  $\gamma^v$ .

g) El análisis de asentamientos siguiendo los puntos anteriores arrojará dos valores del hundimiento: el asentamiento medio y el asentamiento desfavorable. El primero indica el valor esperado (más probable) del hundimiento de la estructura estudiada. El asentamiento desfavorable representa un valor del hundimiento que es poco probable se llegue a presentar, y corresponde a condiciones desfavorables del subsuelo bajo la estructura que se está ana-

lizando.

h) Conviene recordar que para el análisis de asentamientos a largo plazo en suelos finos saturados, que es el caso que nos ocupa, se emplea la carga viva media, que representa un valor aproximadamente permanente de dicha carga viva. En general, la carga viva media es menor que las cargas vivas máximas e instantánea. Lo anterior se lleva a cabo con el objeto de no sobrestimar el hundimiento de una estructura dada. Así pues para un piso destinado a habitación (casa-habitación, apartamentos, viviendas, cuartos de hotel, cárceles, hospitales, etc.), oficinas, despachos y laboratorios, se utiliza en la Ciudad de México una carga viva media de  $70 \text{ Kg/m}^2$ , de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1976.

i) El asentamiento calculado con el procedimiento de los puntos anteriores da el asentamiento total a largo plazo, para un tiempo teóricamente infinito.

j) Si el subsuelo esta formado por un número  $n$  de estratos, se utilizaran los puntos a a f para cada uno de los estratos y el asentamiento total será la suma de los asentamientos totales parciales de cada uno de los estratos".(13)

(13) Ibid. p.p. 103-104



De acuerdo a lo expuesto anteriormente, se hará el análisis de asentamientos empleando la estadística para cada una de las viviendas de los dos proyectos en estudio.

En las figuras 66 y 67 se muestran los cálculos de asentamientos correspondientes a las viviendas del proyecto No. 1, en donde se muestra tanto el asentamiento medio calculado con un valor de rigidez electromagnético de  $\Delta P\bar{B} = 2.2$  y coeficientes de recompresión  $\gamma_p$  y de compresibilidad  $\gamma_v$  de 0.0209 y 0.363 respectivamente, así como el asentamiento desfavorable calculado con un valor de rigidez electromagnética de  $\Delta P\bar{B} = 1.8$  y coeficientes de recompresión con un valor desfavorable de  $\gamma_p = 0.0326$  y de compresibilidad de  $\gamma_v = 0.477$ ; habiéndose obtenido con dichos valores un hundimiento promedio para las casas de un nivel (SB-2) de 11 cms. y de 20 cms. para las de dos niveles (EC-Dx). Figuras 66 y 67

Por lo que respecta al proyecto No. 2, empleándose los mismos valores que los mencionados anteriormente tanto para el hundimiento medio como para el desfavorable, se obtuvieron asentamientos promedio de 13 cms. para las viviendas de un nivel (UX), 22 cms. para las de dos niveles (DX), y 17 cms. para los edificios de tres niveles (TX) desplantados sobre un cajón de cimentación de 2.00 mts. de profundidad. Figuras 68, 69 y 70

Ya que a este trabajo se le ha tratado de dar un enfoque práctico en cuanto a las consideraciones que deberá tener el inge-

VIVIENDA	ESTRATO	PROF. Z, MTS.	H MTS.	F <sub>o</sub>	MEDIO		DESFAVORABLE		P <sub>2</sub>	MEDIO			DESFAVORABLE			SONDEO MUESTRA
					ΔP <sub>b</sub>	F <sub>b</sub>	ΔP <sub>b</sub>	F <sub>b</sub>		ΔH <sub>p</sub>	ΔH <sub>v</sub>	ΔH	ΔH <sub>p</sub>	ΔH <sub>v</sub>	ΔH	
SB-2	1	1.60	2.30	2.32	2.2	4.52	1.8	4.12	1.37	0.0224		0.0224	0.0351		0.0351	SMI-1 M-4
SB-2	2	3.00	1.15	3.35	2.2	5.55	1.8	5.15	1.32	0.0080		0.0080	0.0125		0.0125	SMI-1 M-4
SB-2	3	5.35	3.75	3.73	2.2	5.93	1.8	5.53	1.25	0.0227		0.0227	0.0355		0.0355	SMI-1 M-8
SB-2	4	9.15	4.10	4.60	2.2	6.80	1.8	6.40	0.78	0.0134		0.0134	0.0210		0.0210	SMI-1 M-8
SB-2	5	13.50	4.00	5.60	2.2	6.00	1.8	7.60	0.75	0.0099		0.0099	0.0155		0.0155	SMI-1 M-20
										0.0765		0.0765 8 CMS.	0.1186		0.1186 12 CMS.	
SB-2	1	2.70	4.30	2.51	2.2	4.71	1.8	4.31	1.33	0.0384		0.0384	0.06		0.06	SMI-2 M-4
SB-2	2	4.85	2.20	2.83	2.2	5.03	1.8	4.63	1.27	0.0171		0.0171	0.0267		0.0267	SMI-2 M-8
SB-2	3	6.25	0.60	3.04	2.2	5.24	1.8	4.84	1.14	0.0040		0.0040	0.0083		0.0083	SMI-2 M-8
SB-2	4	8.50	3.75	3.42	2.2	5.62	1.8	5.22	0.82	0.0189		0.0189	0.0264		0.0264	SMI-2 M-16
SB-2	5	12.50	4.20	4.14	2.2	6.34	1.8	5.94	0.75	0.0146		0.0146	0.0228		0.0228	SMI-2 M-16
SB-2	6	16.60	4.15	4.88	2.2	7.08	1.8	6.68	0.65	0.0109		0.0109	0.017		0.017	SMI-2 M-20
SB-2	7	19.10	1.00	4.88	2.2	7.08	1.8	6.68	0.60	0.0024		0.0024	0.0038		0.0038	SMI-2 M-20
										0.1043		0.1043 10 CMS.	0.163		0.163 18 CMS.	

**CALCULO DE ASENTAMIENTOS**  
**Proyecto No.1 "Petroquímica Ecatepec" viviendas de un nivel.**

VIVIENDA	ESTRATO	PROF Z. MTS.	H MTS.	$\bar{P}_0$	MEDIO		DESFAVORABLE		$P_i$	MEDIO			DESFAVORABLE			SONDEO (MUESTRA)
					$\Delta P_b$	$\bar{P}_b$	$\Delta P_b$	$\bar{P}_b$		$\Delta H_p$	$\Delta H_v$	$\Delta H$	$\Delta H_p$	$\Delta H_v$	$\Delta H$	
EC-DX	1	1.60	2.20	2.32	2.2	4.52	1.8	4.12	2.16	0.0305		0.0305	0.0416	0.0897	0.1313	SMI-1 M-4
EC-DX	2	3.00	1.15	3.35	2.2	5.55	1.8	5.15	2.03	0.0114		0.0114	0.0162	0.0242	0.0405	SMI-1 M-4
EC-DX	3	5.35	3.75	3.73	2.2	5.93	1.8	5.53	1.55	0.0273		0.0273	0.0427		0.0427	SMI-1 M-8
EC-DX	4	9.15	4.10	4.60	2.2	6.80	1.8	6.40	1.06	0.0178		0.0178	0.0278		0.0278	SMI-1 M-8
EC-DX	5	13.30	4.00	5.80	2.2	8.00	1.8	7.60	0.88	0.0118		0.0118	0.0185		0.0185	SMI-1 M-20
										0.0989		0.0989 ± 10 CMS.	0.1466	0.1139	0.2607 ± 26 CMS.	
EC-DX	1	2.70	4.30	2.51	2.2	4.71	1.8	4.31	2.04	0.0538		0.0538	0.0765	0.1126	0.1891	SMI-2 M-4
EC-DX	2	4.85	2.20	2.85	2.2	5.05	1.8	4.65	1.60	0.0207		0.0207	0.0324		0.0324	SMI-2 M-8
EC-DX	3	6.25	0.60	3.04	2.2	5.24	1.8	4.84	1.38	0.0047		0.0047	0.0074		0.0074	SMI-2 M-8
EC-DX	4	8.50	3.75	3.42	2.2	5.62	1.8	5.22	1.14	0.0226		0.0226	0.0353		0.0353	SMI-2 M-16
EC-DX	5	12.50	4.20	3.14	2.2	6.34	1.8	5.94	0.89	0.0171		0.0171	0.0267		0.0267	SMI-2 M-16
EC-DX	6	16.60	4.15	4.88	2.2	7.08	1.8	6.68	0.73	0.0121		0.0121	0.0189		0.0189	SMI-2 M-28
EC-DX	7	19.10	1.00	4.88	2.2	7.08	1.8	6.68	0.65	0.0026		0.0026	0.0041		0.0041	SMI-2 M-28
										0.1337		0.1337 ± 13 CMS.	0.2013	0.1126	0.3159 ± 31 CMS.	

**CALCULO DE ASENTAMIENTOS**  
**Proyecto No. 1 "Petroquímica Ecatepec" viviendas de dos niveles.**

VIVIENDA	ESTRATO	PROF 2, MTS.	H MTS.	P <sub>0</sub>	MEDIO		DEFAVORABLE		P <sub>z</sub>	MEDIO			DEFAVORABLE			SONDEO (MUESTRA)
					ΔP <sub>b</sub>	P <sub>b</sub>	ΔP <sub>b</sub>	P <sub>b</sub>		ΔH <sub>p</sub>	ΔH <sub>v</sub>	ΔH	ΔH <sub>p</sub>	ΔH <sub>v</sub>	ΔH	
UX	1	1.10	2.20	1.52	2.2	3.72	1.8	3.32	1.35	0.0294		0.0294	0.0461		0.0461	SM2-1 M-4
UX	2	3.20	2.00	2.82	2.2	5.02	1.8	4.62	1.28	0.0157		0.0157	0.0246		0.0246	SM2-1 M-4
UX	3	6.70	5.00	3.43	2.2	5.65	1.8	5.25	0.95	0.0255		0.0255	0.0398		0.0398	SM2-1 M-8
UX	4	10.20	2.00	4.22	2.2	6.42	1.8	6.02	0.80	0.0073		0.0073	0.0114		0.0114	SM-1 M-16
UX	5	12.45	2.50	4.72	2.2	6.42	1.8	6.02	0.76	0.0089		0.0089	0.0139		0.0139	SM2-1 M-16
UX	6	16.85	7.90	5.69	2.2	7.89	1.8	7.49	0.64	0.0158		0.0158	0.0247		0.0247	SM2-1 M-28
										0.1026		0.1026 ± 10 CMS.	0.1603		0.1603 ± 16 CMS.	
UX	1	1.30	2.60	1.60	2.2	3.80	1.8	3.40	1.35	0.0335		0.0335	0.0524		0.0524	SM2-2 M-4
UX	2	5.60	6.00	2.63	2.2	4.83	1.8	4.43	1.04	0.0419		0.0419	0.0635		0.0635	SM2-2 M-8
UX	3	10.60	4.00	3.83	2.2	6.03	1.8	5.63	0.79	0.0187		0.0187	0.0245		0.0245	SM2-2 M-16
UX	4	13.90	2.60	4.62	2.2	6.82	1.8	6.42	0.72	0.0079		0.0079	0.0123		0.0123	SM2-2 M-16
										0.089		0.089 ± 10 CMS.	0.1347		0.1347 ± 15 CMS.	

**CALCULO DE ASENTAMIENTOS**  
**Proyecto No. 2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"**  
**viviendas de un nivel.**

VIVIENDA	ESTRATO	PROF Z, MTS.	H MTS.	F <sub>0</sub>	MEDIO		DESFAVORABLE		F <sub>1</sub>	MEDIO			DESFAVORABLE			SONDEO (MUESTRA)
					ΔF <sub>b</sub>	F <sub>b</sub>	ΔF <sub>b</sub>	F <sub>b</sub>		ΔH <sub>p</sub>	ΔH <sub>v</sub>	ΔH	ΔH <sub>p</sub>	ΔH <sub>v</sub>	ΔH	
DX	1	1.10	2.20	1.52	2.2	3.72	1.8	3.32	1.98	0.039		0.039	0.057	0.056	0.113	SM2-1 M-4
DX	2	3.20	2.00	2.62	2.2	5.02	1.8	4.62	1.90	0.022		0.022	0.032	0.021	0.053	SM2-1 M-4
DX	3	6.70	5.00	3.45	2.2	5.65	1.8	5.25	1.46	0.037		0.037	0.058		0.058	SM2-1 M-8
DX	4	10.20	2.00	4.22	2.2	6.42	1.8	6.02	1.17	0.010		0.010	0.016		0.016	SM2-1 M-16
DX	5	12.45	2.50	4.22	2.2	6.42	1.8	6.02	1.14	0.013		0.013	0.020		0.020	SM2-1 M-16
DX	6	16.85	7.90	5.69	2.2	7.89	1.8	7.49	0.98	0.024		0.024	0.037		0.037	SM2-1 M-28
										0.145		0.145 ±0.15CM.	0.220	0.077	0.297 ±0.30CM.	
DX	1	1.30	2.60	1.60	2.2	3.80	1.8	3.40	1.98	0.044		0.044	0.065	0.065	0.130	SM2-2 M-4
DX	2	5.60	6.00	2.63	2.2	4.83	1.8	4.43	1.58	0.060		0.060	0.093		0.093	SM2-2 M-8
DX	3	10.60	4.00	3.63	2.2	6.03	1.8	5.63	1.15	0.022		0.022	0.034		0.034	SM2-2 M-16
DX	4	13.90	2.60	4.62	2.2	6.82	1.8	6.42	0.91	0.010		0.010	0.015		0.015	SM2-2 M-16
										0.136		0.136 ±0.14CM.	0.207	0.085	0.272 ±0.27CM.	

**C A L C U L O D E A S E N T A M I E N T O S**  
**Proyecto No. 2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"**  
**viviendas de dos niveles.**

VIVIENDA	ESTRATO	PROF. Z, MTS.	H MTS.	$\bar{P}_0$	MEDIO		DESFAVORABLE		$\bar{F}_E$	MEDIO			DESFAVORABLE			SONDEO (MUESTRA)
					$\Delta\bar{P}_b$	$\bar{P}_b$	$\Delta\bar{F}_b$	$\bar{F}_b$		$\Delta H_p$	$\Delta H_v$	$\Delta H$	$\Delta H_p$	$\Delta H_v$	$\Delta H$	
TX	2	2.40	1.40	2.51	2.2	4.71	1.8	4.31	2.04	0.0175		0.0175	0.0248	0.0367	0.0616	SM2-1 M-4
TX	3	6.70	5.00	2.34	2.2	4.54	1.8	4.14	1.55	0.0534		0.0534	0.0835		0.0835	SM2-1 M-5
TX	4	10.20	2.00	3.11	2.2	5.31	1.8	4.91	1.34	0.0150		0.0150	0.0235		0.0235	SM2-1 M-16
TX	5	12.45	2.50	3.81	2.2	5.81	1.8	5.41	1.31	0.0162		0.0162	0.0254		0.0254	SM2-1 M-16
TX	6	16.65	7.90	4.58	2.2	6.78	1.8	6.38	1.21	0.0388		0.0388	0.0606		0.0606	SM2-1 M-28
										0.141		0.141	0.2179	0.0367	0.255	=14 CMS. =25 CMS.
TX	2	5.30	6.60	2.56	2.2	4.76	1.8	4.36	1.66	0.0695		0.0695	0.1068		0.1068	SM2-2 M-6
TX	3	10.60	4.00	3.83	2.2	6.03	1.8	5.63	1.33	0.0250		0.0250	0.0391		0.0391	SM2-2 M-16
TX	4	13.90	2.60	4.62	2.2	6.82	1.8	6.42	1.27	0.0132		0.0132	0.0207		0.0207	SM2-2 M-16
										0.1076		0.1076	0.1665		0.1665	=11 CMS. =17 CMS.

**C A L C U L O   D E   A S E N T A M I E N T O S**  
**Proyecto No. 2 "Sindicato Nacional de la Industria Textil"**  
**viviendas de tres niveles.**

numero de suelos para la realización de sus estudios, es pertinente el hacer mención que los hundimientos que se han contemplado dentro de este trabajo, fueron calculados unicamente con la teoría de consolidación primaria, por lo cual, para fines prácticos es de su ma importancia el considerar los efectos de la consolidación secundaria, que para los predios estudiados podrían tener mayores efectos que los que tiene la consolidación primaria. Dichos efectos de consolidación secundaria, no están contemplados dentro de este trabajo.

#### Análisis de los Agentes Externos.

El análisis de los agentes externos que pudieran modificar el comportamiento de las cimentaciones y comprometer su comportamiento, para nuestro caso, ya que en ambos predios se cuenta con una pendiente que para la edificación de este tipo de unidades es muy buena, ya que aminora uno de los mayores problemas a los que generalmente se enfrenta este tipo de edificaciones, evitándose -- con ello movimientos de tierra fuertes. En cuanto a los escurrimientos pluviales ya que las colindancias de ambos predios se encuentran totalmente urbanizados, contando estas urbanizaciones con sistemas de alcantarillado pluvial, no se tendrán problemas de encharcamientos que pudieran modificar las condiciones de las cimentaciones, e inundar los cajones de cimentación. El único agente externo que pudiera tener repercusión sobre las cimentaciones, po-

dría ser el no considerar tanto en el proyecto como en la construc-  
ción la hermeticidad que deberá existir en los cajones de cimenta-  
ción, ya que el nivel freático en la zona se encuentra por arriba  
del desplante de los cajones de cimentación, debiéndose considerar  
en el diseño de los cajones, registros que permitan en caso dado -  
el desalojo de agua que pudiera introducirse en ellos.



## VI ANALISIS Y DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS

De acuerdo al bajo volumen de tránsito que circulará por las calles de los Conjuntos Habitacionales y a la existencia de bancos de material adecuados y relativamente cercanos a ellas, se consideró apropiado el empleo de un pavimento flexible con carpeta de concreto asfáltico.

Con los datos de volumen de tránsito, valores relativos de soporte (VRS), así como vida útil del proyecto, aplicando el criterio para el diseño de espesores de pavimentos flexibles del Instituto de Ingeniería, de Santiago Corro y Guillermo Prado (Informe 325 Instituto de Ingeniería), se diseñará el pavimento para ambas Unidades Habitacionales.

Dicho criterio, muestra el diseño de pavimento flexible basándose en el concepto de ejes equivalentes y considerando que el VRS se distribuye en la sección resistente según la teoría de Boussinesq, o sea que se distribuyen de la misma forma como se distribuyen los esfuerzos normales en el suelo.

Para el diseño, se hace uso de los coeficientes de daño por tránsito con relación a ejes sencillos de 8.2 Ton., al que corresponden, de acuerdo con la tabla A.1(1), calculándose el número de

(1) Videas Santiago Corro y Guillermo Prado O. Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Informe No. 325 del Instituto de Ingeniería. México, UNAM, 1974.

ejes equivalentes de 8.2 Ton que constituye el tránsito medio diario por el carril en el primer año de servicio.

Ya que el VRS es uno de los parámetros necesarios para el diseño del pavimento, y de acuerdo a lo expuesto en el capítulo -- cuarto, en relación a los valores del VRS, es importante anotar que el valor promedio del VRS en el primero de los proyectos fue de -- 3.15%, valor que de acuerdo a la zona, se encuentra en rango; sin embargo, para el segundo de los proyectos, el VRS resultó ser de -- acuerdo a las pruebas realizadas, del orden del 0.75%, resultando estos últimos valores bajos en relación a lo que se han obtenido -- en estudios de mecánica de suelos de la misma zona, debiendo estar estos valores dentro del rango de los primeros (3.15%); esto se co rroborra ya que el depósito del subsuelo sobre el cual se edificarán los conjuntos habitacionales es el mismo, de acuerdo a lo también expuesto en el cuarto capítulo, además de que los dos predios a edi ficar, se encuentran muy cerca uno de otro; por lo cual, se desecharán los valores del VRS obtenidos en el segundo proyecto, ya que -- resulta evidente que están fuera de orden; por lo tanto, para el di seño del pavimento del proyecto "Sindicato Nacional de la Industria Textil", se extrapolarán los valores del VRS del primer proyecto.

Por lo antes expuesto, ya que el volumen de tránsito que cir culará por ambas Unidades Habitacionales, prácticamente será el mis mo, se hará un solo diseño de pavimentos para ambas Unidades; así -- se tiene que en los diseños de pavimentos se considerará que el ---

tránsito diario que circulará por las Unidades Habitacionales esta rá constituido por 15 camiones urbanos, 2 camiones de gas o basura y 250 automóviles particulares, en el carril de diseño durante la vida útil del pavimento (15 años), considerándose también 25 camiones de volteo por día durante la construcción, estimada en cuatro meses.

Así se tiene que para el cálculo del número de ejes equivalentes de 8.2 Ton. se empleará la siguiente tabla, la cual nos proporcionará la suma de dichos ejes de todos los vehículos que circulan por las calles de los conjuntos habitacionales, posteriormente estimada la vida útil del proyecto, así como la tasa de crecimiento anual del tránsito, se obtendrá el coeficiente  $C_1$ , el cual está dado por la fórmula de interés compuesto, que multiplicada por 365 y afectada por  $T_0$  (Tránsito medio diario por el carril en el primer año de servicio), nos da el coeficiente de acumulación de tránsito (C).

Tipo de Vehículo	No.de Vehículos en el carril de proyecto por día (#)	Coeficiente de daño por tránsito ( $F_1$ )	No. de ejes equivalentes de 8.2 Ton. (# x $F_1$ )
B Camión Urbano	15	1.1	16.50
$C_3$ Gas y Basura	2	0.658	1.316
Ap Particulares	250	0	0
		Suma $T_0$	<u>17.816</u>

Tomando una vida útil de proyecto de 15 años y una tasa de crecimiento anual nula, se tiene:

$$C_1 = 365 \sum_{j=1}^n (1 + r)^{j-1}$$

en donde  $j$  = número de años

$r$  = tasa de crecimiento anual del tránsito

$$C_1 = 5\,500$$

Por lo cual el tránsito acumulado al cabo de 15 años de servicio en ejes equivalentes de 8.2 Ton es:

$$L_1 = C_1 \cdot T_{o1} = 5\,500 \times 17.816 = 97\,988 \text{ ejes}$$

$$\text{o sea } L_1 = 9.79 \times 10^4 \text{ ejes}$$

Ahora bien, durante la construcción:

Tipo de Vehículo	No.de Vehículos en el carril de proyecto por día (#)	Coefficiente de daño por tránsito ( $F_2$ )	No. de ejes equivalentes de 8.2 Ton. (# x $F_2$ )
$C_2$ Volteo	25	0.448	<u>11.2</u>
		Suma $T_{o2}$	11.2

Considerando una duración de la construcción de  $n=4$  meses, y una tasa de crecimiento anual  $r=0$  se obtiene un coeficiente de acumulación  $C_2 = 340$

$$L_2 = 340 \times 11.2 = 0.038 \times 10^5 \text{ ejes}$$

$$L_{\text{tot}} = 0.979 \times 10^5 + 0.038 \times 10^5$$

$$L_{\text{tot}} = 1.01 \times 10^5 \text{ ejes}$$

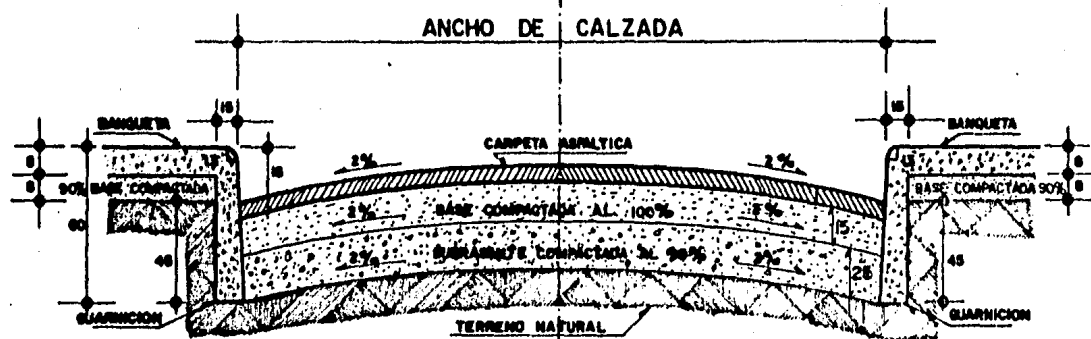
Una vez conocido el tránsito equivalente acumulado en la vida de proyecto, se procede a utilizar la gráfica de Diseño Estructural, que relaciona el Valor Relativo de Soporte con el espesor equivalente sobre la capa, en función del tránsito equivalente acumulado en la vida del proyecto. De acuerdo a lo anterior y empleando la gráfica A.5 del Informe 325 del Instituto de Ingeniería, resulta que se necesita un espesor de pavimento de 50 cm. el cual se formará de la siguiente manera:

Capa sub-base, compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM) de la prueba AASHO estándar, en un espesor de 25 cm. Fig. 71

Capa de base, compactada al 100% de su PVSM de la prueba AASHO estándar, en un espesor de 15 cm. Fig. 71

Carpeta de concreto asfáltico de 5 cm de espesor. Fig.71

# SECCION TRANSVERSAL



CROQUIS 3/8.  
COTAS en CM.

Fig - 71

## VII CONCLUSIONES

El subsuelo de los predios estudiados, está formado por arcillas y pequeñas vetas de arena, conchas y vidrio volcánico, teniendo en general un comportamiento de un suelo puramente cohesivo y muy compresible, pero sin embargo, con una resistencia mucho mayor a lo que indicaban las pruebas de laboratorio, resultando evidente que en algunos casos los parámetros se pueden determinar con mayor confiabilidad si se basan en información que no se relaciona con los resultados de laboratorio, (1) siendo preferible el hablar sobre un enfoque que sea muy flexible y que dependa de los conocimientos y experiencias del investigador, a hablar de procedimientos (2) rutinarios de cálculo. Durante el estudio se encontró que los sondeos y ensayos en suelos aún cuando se realicen con buenas técnicas comerciales disponibles y personal bien entrenado, -- con frecuencia se pueden cometer errores; por lo cual el ingeniero de suelos deberá estar prevenido para reconocer cuándo y hasta qué grado pueden ser correctos o incorrectos los parámetros obtenidos, así como para sugerir procedimientos para la obtención de datos -- más realistas. (3)

Se concluyó que los predios en donde se edificarán los conjuntos habitacionales "Petroquímica Ecatepec" y "Sindicato Nacional de la Industria Textil", tienen una capacidad admisible por resis-

(1) Videas Ralph B. Peck op. cit. p.10

(2) Idem.

(3) Idem.

tencia al corte para las descargas que se transmitirán, con las cimentaciones propuestas para cada una de las viviendas.

Con respecto a los asentamientos se concluye que la utiliza---ción de una losa corrida de cimentación en las casas de uno y dos niveles para ambos proyectos, es satisfactoria, debido a los hundimientos que resultarán, ya que con una losa de cimentación se re--partirán más uniformemente las cargas, siendo el asentamiento máximo esperado para las viviendas de un nivel, de 16 cms. y de 31 cms. para las de dos niveles. La cimentación de los grupos Tx (edifi--cios de tres niveles), será sobre cajones parcialmente compensados, desplantados a una profundidad de 2.00 mts., esperándose un asentamiento máximo de 25 cms.

Para los pavimentos se concluyó que de acuerdo a los datos ob--tenidos de los valores relativos de soporte y de las característi--cas del tránsito que circulará por las calles del conjunto habita--cional "Petroquímica Ecatepec", se tendrá un pavimento con un espe--sor de 50 cms.; por lo que respecta a la unidad "Sindicato Nacio--nal de la Industria Textil", al haberse obtenido valores relativos de soporte muy bajos, se decidió el desechar estos valores y extra--polar los valores del proyecto número uno, habiendo sido factible esto, ya que ambas Unidades Habitacionales se encuentran muy cerca una de la otra, y además de que el depósito del subsuelo sobre el que se edificarán es el mismo, por lo cual, el espesor del pavimento para el proyecto número dos será igual que el del primer proyecto



to, de 50 cms., ya que ambas unidades tendrán prácticamente el mismo volúmen de tránsito y los pavimentos de las calles circundantes a las dos unidades, es de ese orden.

En resumen, en suelos como los de la cuenca del Valle de México, los métodos rutinarios, con frecuencia pueden subestimar la resistencia del subsuelo, debiéndose basar los diseños en otras evidencias, ya que el no tomar en cuenta los aspectos secundarios del lugar, así como la información aparentemente irrelevante, que puede en realidad ser significativa, da lugar con frecuencia a soluciones demasiado conservadoras (4) o incluso lleva a abandonar los proyectos. Bajo estas consideraciones se puede llegar a recomendar cimentaciones profundas, cuando en la práctica las cimentaciones superficiales resultan totalmente adecuadas, derivando esto en que las consecuencias las resentirá únicamente el bolsillo del propietario. (5)

(4) Ibid. p. 49

(5) Ibid. pp. 48-49

## VIII RECOMENDACIONES

A continuación se proporcionan las recomendaciones para el diseño y la construcción de las cimentaciones para cada uno de los diferentes tipos de viviendas proyectadas en los dos Conjuntos Habitacionales por construir, así como las recomendaciones para la construcción de los pavimentos; proporcionándose también recomendaciones generales en la construcción para ambas Unidades Habitacionales.

### Recomendaciones para el diseño estructural de las cimentaciones.

El diseño estructural de las losas de cimentación que se emplearán en las viviendas de uno y dos niveles de ambos proyectos, deberá contemplar el uso de contratraves en las mismas, con el fin de proporcionar la rigidez suficiente, de tal manera que se reduzcan los hundimientos diferenciales y éstos sean tolerables para la estructura.

Cada casa deberá tener un buen refuerzo con dalas y castillos de concreto armado, unidos entre sí en forma continua. Deberá cuidarse especialmente entre otros aspectos importantes que se cumpla con las especificaciones referentes a las logitudes' de traslape y anclaje de las varillas que se utilizarán en toda la estructura de la casa, con el fin de garantizar la continuidad de los elementos estructurales.

El diseño estructural del cajón de cimentación debe contemplar el uso de dos losas: la losa de cimentación y la losa de planta baja, así como muros exteriores e interiores y contratraves en la losa de cimentación. El cajón deberá tener una rigidez suficiente para que se reduzcan los asentamientos diferenciales y estos sean tolerables para toda la estructura. Se deberán contemplar en el diseño del cajón de cimentación, registros de inspección.

#### Recomendaciones para la construcción de las cimentaciones.

Se deberán dejar juntas constructivas entre las losas de cimentación de las casas, de tal manera que dos casas adyacentes queden totalmente separadas entre sí (incluyendo losa de cimentación, castillos, muros, losa de entrepiso y losa de azotea), con el fin de que trabajen desde el punto de vista estructural en forma totalmente independiente una de otra. El espesor de cada junta constructiva será de por lo menos tres centímetros y la distancia entre dos juntas constructivas no deberá ser mayor de 15 mts.

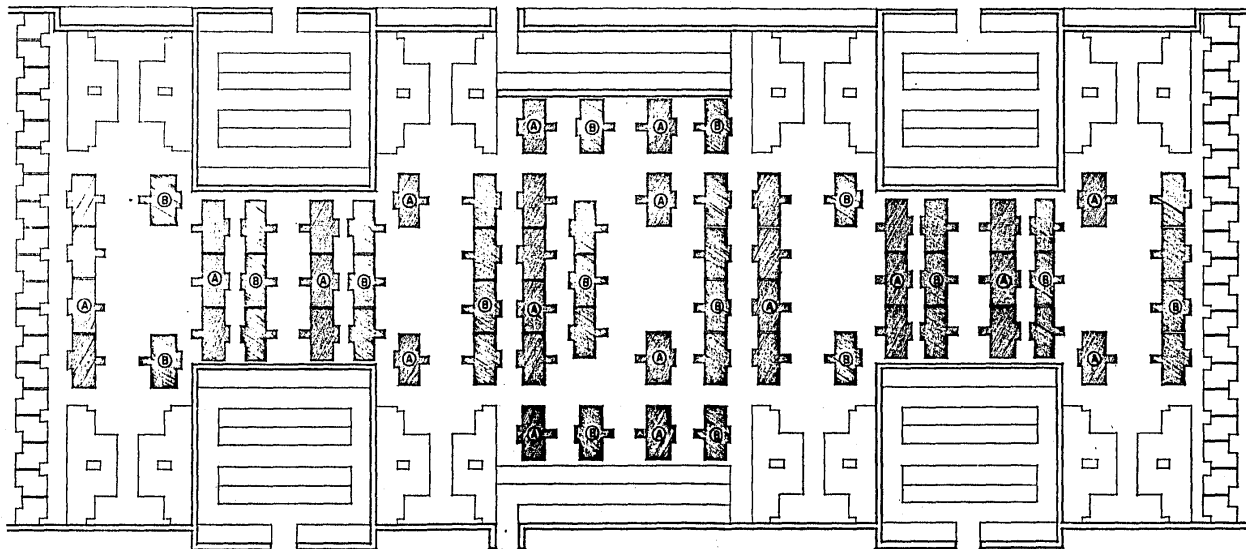
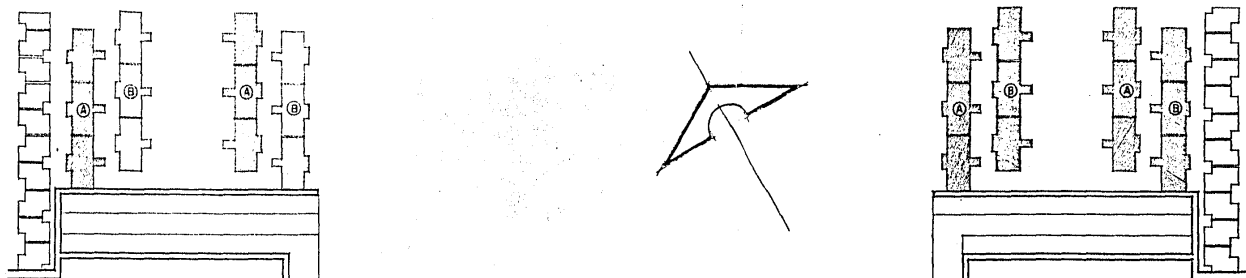
Las excavaciones que se realicen para la construcción de los cajones de cimentación para los edificios de tres niveles, deberá efectuarse por etapas, ya que el excavar la totalidad de los cajones significa que el suelo compresible se expanda al ser descargado, lo cual provocaría que el levantamiento del fondo de la excavación, se convierta en un asentamiento de similar magnitud a dicha expansión, al cargar el terreno nuevamente en la construcción

de los edificios; por consiguiente, inmediatamente después de la excavación de un cajón, se deberá proceder a la construcción del mismo.

El procedimiento de excavación y de edificación de los cajones de cimentación, se hará en dos etapas (A y B). En la primera etapa (A ó B), se excavarán los cajones de cimentación que se muestran en la figura 72, procediendo inmediatamente a la construcción de la losa de cimentación, muros del cajón y losa de planta baja.

Después de terminar en su totalidad la etapa A (ó B), se podrá proceder a la construcción de la etapa B (ó A), de acuerdo a lo indicado en la figura 72.

Dado que se esperan asentamientos diferenciales relativamente fuertes, se deberá prevenir el que tanto la losa de cimentación como los cajones, queden por arriba de los niveles de rasantes de calles y andadores. El desnivel que deberá existir entre los pisos terminados de las losas de cimentación y cajones, deberá ser de por lo menos el hundimiento que se estimó para los diferentes tipos de casas. Dicho desnivel se tratará de dar sin la necesidad de rellenos, con el fin de no sobrecargar el suelo. Esto se logrará siempre y cuando las condiciones topográficas de los predios lo permitan; es decir, que si los niveles de las calles circundantes a los terrenos en donde se edificarán las Unidades Habitacionales se encuentran por debajo de ellos, se podrá lograr una buena unión



EXCAVACION Y EDIFICACION DE CAJONES DE CIMENTACION



EXCAVACION Y EDIFICACION DE LA 1ª ETAPA (Etapa A)



EXCAVACION Y EDIFICACION DE LA 2ª ETAPA (Etapa B)



SINDICATO NACIONAL DE LA INDUSTRIA TEXTIL

de rasantes entre las calles circundantes (ya existentes), y las -  
calles de las Unidades Habitacionales, con el fin de que pudieran  
quedar las Unidades por debajo de los predios y calles de su entor-  
no, y en consecuencia no permitir un buen desalojo de aguas pluvia  
les.

En caso dado de que el uso de rellenos sea necesario para -  
poder dar los desniveles entre viviendas y rasantes, el espesor -  
máximo que podrá utilizarse no será mayor de 40 cms., y el mate-  
rial que se emplee deberá ser un material ligero de bajo peso volu-  
métrico seco, el cual ya colocado no deberá exceder un valor de -  
PVS<sub>M</sub> (peso volumétrico seco máximo) de  $1.3 \text{ T/m}^3$ , debiéndose compac-  
tar los rellenos al 90% de su PVS<sub>M</sub> relativo a la prueba AASHO es-  
tándar, con el objeto de proporcionar una superficie de apoyo homo-  
génea en la losa de cimentación y deberá cumplir con las especifica-  
ciones para capa de sub-base dadas en la parte relativa a reco-  
mendaciones para pavimentos.

Se hace la aclaración que en el cálculo de hundimientos no  
se tomó en cuenta el peso adicional del relleno; por lo cual en el  
caso de ser utilizado, se deberá hacer una revisión de los asenta-  
mientos de las viviendas, considerando dicho relleno.

#### Recomendaciones para la construcción de los Pavimentos.

De acuerdo al diseño de los pavimentos flexibles que se em-

plearán en las Unidades Habitacionales, sus recomendaciones de --- construcción son las siguientes:

Para la construcción de los pavimentos, se deberán abrir cajones de 45 cms. de profundidad en todo el ancho de calzada (superficie de rodamiento), a partir del terreno natural, de acuerdo a lo indicado en la figura 71.

La construcción del pavimento se deberá efectuar inmediatamente después de realizar las excavaciones, para prevenir efectos dañinos de remoldeo del subsuelo del lugar.

El pavimento se estructurará de la siguiente manera:

Sub-base de 25 cms. de espesor, compactada al 95% de su -- PVSM de la prueba AASHO estándar. Base de 15 cms. de espesor, compactada al 100% de la prueba AASHO estándar, en capas de 7.5 cms. de espesor. Carpeta asfáltica de 5 cms.

La capa de sub-base deberá formarse por suelos de los grupos GM, GC, SM ó SC, del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), con índice plástico menor de 22% y un peso volumétrico seco en el campo (en la obra) no mayor de  $1.3 \text{ Ton/m}^3$ .

El material que forme la capa de base hidráulica, deberá sa

tisfacer que su curva granulométrica quede comprendida entre las - curvas mostradas en la figura 73 y presentar una forma semejante a ellas, debiendo ser el tamaño máximo de las partículas de 3.8 cms. Deberá tener un límite líquido menor que 30%, una contracción li- - neal menor que 4.5%, un valor relativo de soporte mayor de 80% y - un desgaste "Los Angeles" menor de 40%.

La pendiente transversal de los pavimentos flexibles, debe- rá ser del 2% en todos los contactos entre las capas de los mismos, lo cual deberá proporcionarse durante la construcción de éstas. Fi- gura 71.

Los bancos de material que se proponen para la formación de los pavimentos, son los siguientes:

Para Base se propone el Banco La Flor, ubicado en el Km -- 30+000 del camino México-Veracruz (Vía Texcoco), a 900 mts. de des- viación a la izquierda, con origen en el Distrito Federal. En ca- so de que durante la construcción de la base sea necesario agregar material más fino (tipo limo arenoso) para facilitar su compacta- ción, la adición será en pequeñas cantidades, de tal manera que -- siempre se cumplan los requisitos para base indicados anteriormen- te.

Para Sub-base se proponen la utilización de los Bancos Tul- petlac y Chiconautla I, ubicado el primero a 1000 mts. a la izquier



da del Km 8+500 del camino federal México-Pachuca, en su tramo Ixhuatepec-Ecatepec, y el segundo, a 600 mts. a la izquierda del Km 2+000 del camino México-Piramides, con origen en Venta de Carpio.

Para Carpeta Asfáltica, se propone el material del Banco -- Tecamac. En caso de emplearse mezclas asfálticas hechas en el lugar, se podrá utilizar material del Banco Cerro Gordo. Tanto para el Banco Tecamac como para el Banco Cerro Gordo deberá triturarse el material en su totalidad y cribándolo a tamaño máximo de 19.1mm. (3/4") para mezclas asfálticas. El Banco Tecamac se encuentra en el camino federal México-Pachuca. El Banco Cerro Gordo se localiza a 350 mts. a la izquierda del Km 6+500 del camino federal México-Pachuca, en su tramo Ixhuatepec-Ecatepec.

Puesto que estos materiales pudieran no cumplir los requisitos en obra, durante la construcción de los pavimentos, se deberá revisar que satisfagan las especificaciones correspondientes.

#### Recomendaciones Generales

En caso de existir grietas de tensión en el predio, deberán rellenarse con limo arenoso (ML del SUCS), compactado al 90% de su PVSM de la pureba AASHO estándar, hasta el nivel del Terreno natural.

Las guarniciones de las calles, tendrán una profundidad de 60 cms. bajo el nivel de banqueteta, (con el fin de ayudar a la compactación de las capas de sub-base, base y carpeta). Se deberá tener en la guarnición un ancho de corona de 15 cms. y una altura sobre la carpeta de 16 cms. El paramento del lado del pavimento -- tendrá una pendiente de 1 a 8 (horizontal y vertical), y la arista formada por este plano y el coronamiento de la guarnición, deberá redondearse con un radio de 2 cms. o mayor para evitar rupturas de cillas. Figura 71

Tanto las banquetetas como andadores, se formarán con una losa de concreto hidráulico de 8 cms. de espesor ( $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$ ), - con juntas constructivas a cada tres metros. Deberán tener un apoyo de material de base de un espesor de 8 cms. y una compactación al 90% de su PVSM.

En caso de existir zonas de los predios en las cuales el terreno natural se encuentre alterado o en estado suelto o blando, - se deberá remover este material y sobre la superficie expuesta se colocarán los rellenos de material ligero con las características antes mencionadas.

# MATERIAL DE BASE

## Curva Granulométrica

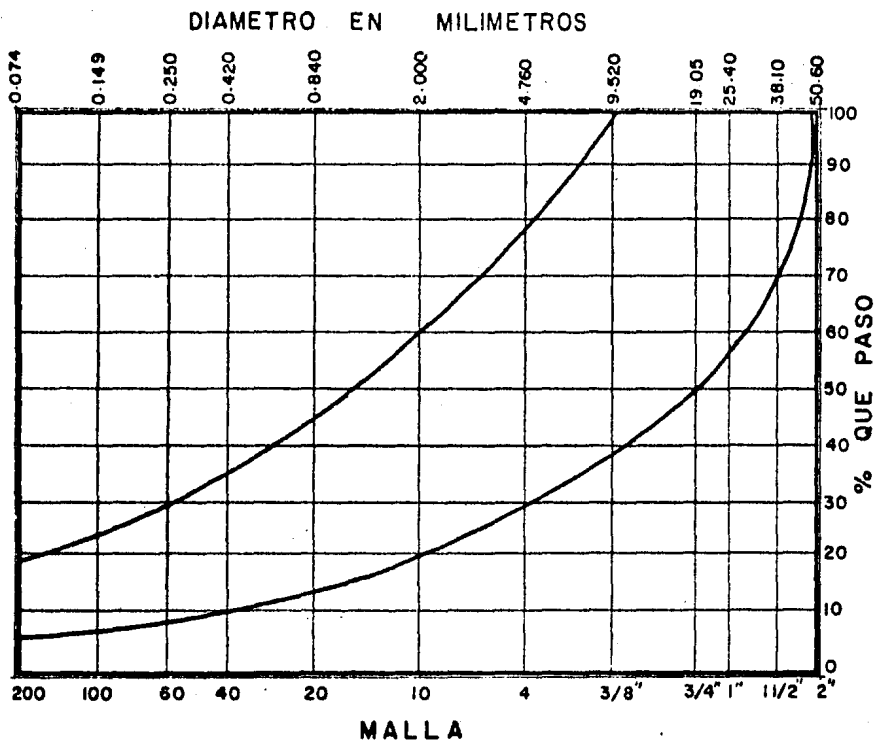


Fig-73

## BIBLIOGRAFIA

- B. PECK, Ralph. Selección de los parámetros del suelo para el diseño de cimentaciones. en segunda conferencia Nabor Carrillo. Guadalajara, Jal. Séptima reunión nacional de la Sociedad de Mecánica de Suelos, Noviembre 23 de 1974. 70 p.
- CORRO C., Santiago y Guillermo Prado O. Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Informe No. 325 del Instituto de Ingeniería. México, UNAM, 55 p.
- DEMENEGHI C., Agustín. "Aplicación de la estadística en la arcilla de la formación Tacubaya del Valle de México" en Revista de Ingeniería. Núm.4. V.LII México, UNAM, 1982. 152 p.
- INSTITUTO DE INGENIERIA. Diseño y construcción de cimentaciones. - Normas Técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Informe No. 403 del Instituto de Ingeniería. México, UNAM, 1977. 225 p.
- JUAREZ BADILLO, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. V.I y II 3a. y 2a. ed. México, Limusa, 1975 y 1979., 642 p. y 704 p.
- MARSAL, Raúl J. y Marcos Mazari. El subsuelo de la Ciudad de México. Contribución del Instituto de Ingeniería al Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México, UNAM, Septiembre de 1959, 377 p.

TERZAGHI, Karl y Ralph B. Peck. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 2a. ed. España, El Ateneo, -- 1978, 722 p.

ZEEVART, Leonardo. "Estratigrafía y problemas de ingeniería en -- los depósitos de arcilla lacustre de la Ciudad de México" en Revista Mexicana de Ingeniería y Agricultura. V. XXX. Organó de la Asociación de Ingeniería y Arquitectura de -- México. México, mayo-septiembre, 1982, 176 p.