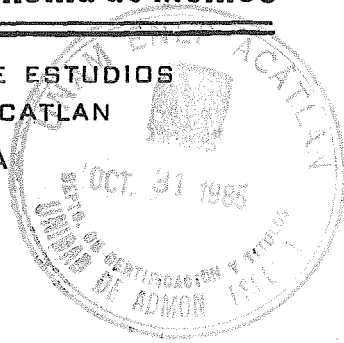




Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ACATLAN
INGENIERIA



7317104-1
7505874-4

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA
LA CIMENTACION DE PUENTES EN
SUELOS DE ORIGEN FLUVIAL

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

JORGE PEDRO GONZALEZ GALINDO
MARIO CORTES AMEZQUITA

M-0028728



México, D. F.

1985



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

" ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA CIMENTACION DE PUENTES EN
SUELOS DE ORIGEN FLUVIAL"

DEDICAMOS ESTE TRABAJO A NUESTRO PADRES, CON
NUESTRO MAS GRANDE CARINO, RESPETO Y AGRADE-
CIMIENTO.

Se agradece a todas las personas
que hicieron posible la realiza-
ción de esta tesis, muy especial-
mente al Ingeniero Celso Barrera
Chávez.

I N D I C E

INTRODUCCION	7
CAPITULO I ANTECEDENTES	9
1.1 Comentarios sobre el sistema ferroviario del país	9
1.1.A Breve reseña histórica del sistema	9
1.1.B Funcionamiento actual del sistema	10
1.1.C Comparación tracción diesel-tracción eléctrica	12
1.2 OBJETIVOS	13
1.3 METODOLOGIA DEL ESTUDIO	13
CAPITULO II GENERALIDADES	15
2.1 Localización general	15
2.2 Características regionales	15
2.2.A Características topográficas	15
2.2.B Características geológicas	16
2.2.C Sismicidad	17
CAPITULO III EXPLORACION Y MUESTREO	19
3.1 Programa de exploración	19
3.1.A Número y profundidad de los sondeos	21

3.1.B	Resultados de la exploración preliminar	24
3.2	Métodos, equipo y procedimientos de exploración utilizados	26
3.2.A	Métodos	26
3.2.B	Equipo	27
3.2.C	Procedimientos	41
3.3	Resultados	58
3.3.A	Sondeos mixtos	59
3.3.B	Pozos a cielo abierto	
CAPITULO IV ENSAYES DE LABORATORIO		61
4.1	Objetivos de las pruebas de laboratorio	61
4.2	Pruebas Índice	61
4.2.A	Contenido natural de agua	62
4.2.B	Límites, líquido y plástico	62
4.2.C	Límite de contracción	63
4.2.D	Densidad de sólidos	63
4.2.E	Granulometría	64

		3
4.3	Clasificación del subsuelo	65
4.3.A	Clasificación S.U.C.S.	66
4.4	Pruebas mecánicas	68
4.4.A	Compresión triaxial	69
4.4.B	Consolidación	70
4.4.C	Corte directo	70
4.4.D	Compresión simple	71
4.4.E	Permeabilidad	71
4.5	Pruebas de Laboratorio efectuadas	73
4.5.A	Pruebas índice	74
4.5.B	Pruebas mecánicas	74
4.6	Resultados obtenidos	74
CAPITULO V ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO		75
5.1	Estratigrafía general del tramo en estudio	75
5.2	Clasificación del subsuelo	75
5.3	Características importantes de los depósitos de arcilla y li- mo con contenidos de arena fina.	75

5.3.A.	Origen y formación	75
5.3.B	Características de consolidación	75
5.3.C	Características de las relaciones esfuerzo - deformación	80
5.4	Propiedades del subsuelo en estudio	82
5.4.A	P.I Km. 21 + 840	83
5.4.B	P.I Km. 23 + 638	84
5.4.C	P.I Km 24 + 822	85
5.4.D	P.I Km. 25 + 890	87
5.4.E	P.I. Km. 26 + 920	88
5.4.F	P.I. Km. 27 + 800	89

CAPITULO VI ACCIONES, COMBINACIONES DE ACCIONES, FACTORES DE CARGA
Y RESISTENCIA. 92

6.1	Definiciones	92
6.1.A	Acciones	93
6.1.B	Combinaciones de acciones	94
6.1.C	Factores de carga	95
6.1.D	Factores de resistencia	96
6.2	Criterios de diseño	96

6.3	Análisis de cargas	100
6.3.A	Acciones consideradas	101
6.3.B	Combinaciones de acciones	102
6.3.C	Factores de carga utilizados	103
6.3.D	Factores de resistencia utilizados	103
CAPITULO VII CRITERIOS DE CALCULO		104
7.1	Alternativas de cimentación	104
7.1.A	Cimentación propuesta	108
7.2	Análisis del estado límite de falla	109
7.2.A	Capacidad de carga última	109
7.2.B	Capacidad de carga admisible	121
7.2.C	Factores de reducción	122
7.3	Análisis del estado límite de servicio	123
7.3.A	Asentamientos inmediatos	124
7.3.B	Asentamientos diferidos	125
7.3.C	Expansiones	127
CAPITULO VIII ESTRUCTURAS DE CRUCE.		130

8.1	P.I.	Km.	21 + 840	130
8.2	P.I.	Km.	23 + 638	133
8.3	P.I.	Km.	24 + 822	135
8.4	P.I.	Km.	25 + 890	137
8.5	P.I.	Km.	26 + 920	139
8.6	P.I.	Km.	27 + 800	141
CONCLUSIONES					143
BIBLIOGRAFIA					147

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

La seguridad y el buen comportamiento de una estructura a través de su vida útil, son el resultado directo del tipo de cimentación que le sirva de apoyo. Por tal razón, la determinación de una cimentación apropiada, es un factor predominante en el diseño de la estructura, puesto que, en la mayoría de los casos, una falla en la cimentación la puede inutilizar totalmente, con las consiguientes pérdidas económicas.

La determinación del tipo de cimentación óptima se logra mediante el estudio detallado del subsuelo en el que se pretende apoyar a la estructura. Dicho estudio, comprende tres etapas fundamentales, las cuales son:

- A) Exploración de campo
- B) Trabajos de laboratorio
- C) Trabajos de gabinete.

Al trabajo estructurado de esta manera se conoce como estudio de Mecánica de Suelos.

En este trabajo se trata de explicar para cada una de las tres etapas anteriores, la forma en que se deben de desarrollar, los métodos que se utilizan y las teorías en que están basadas, considerando que se estará investigando en una zona en la cual predominan los suelos de origen fluvial. Con la finalidad de hacer más completo este trabajo se presenta un ejemplo práctico el cual se ira desarrollando según se vaya exponiendo la metodología del estudio.

En general el contenido de este trabajo consiste en lo siguiente:

Primeramente se hace una breve descripción de como se ha hido desarrollando

el ferrocarril en México, describiendo las ventajas y desventajas que nos ofrece este tipo de transporte en la actualidad, así como los beneficios que nos puede proporcionar en un futuro próximo.

También se describen brevemente las condiciones geológicas, topográficas y sísmicas de la zona en estudio, lo anterior estará basado en información ya existente. Posteriormente se trata de dar un enfoque general de lo que es la exploración y muestreo en suelos, describiendo en forma somera las diferentes técnicas y equipos de exploración; que tipo de muestras se pueden obtener con dicho equipo y en que tipo de suelos se deben utilizar. Se hace también una breve descripción de cada una de las pruebas utilizadas, así como de los resultados que se pueden obtener en cada una de ellas.

Una vez determinado lo anterior se define el tipo y propiedades del subsuelo; con ello se podrá construir un perfil estratigráfico de la zona en estudio, la cual es fundamental en los cálculos que se llevarán a cabo para poder determinar una cimentación con un factor de seguridad aceptable.

Posteriormente se describen las cargas que estarán actuando sobre el suelo de cimentación.

Al final se conjunta todo lo anterior, procediéndose a determinar el tipo de teoría que se empleará con base a las condiciones del subsuelo y a la profundidad del desplante de cimentación; con dicha teoría se evaluará la capacidad de carga y los asentamientos que experimentará la estructura. En base a lo anterior se diseñará el tipo óptimo de cimentación, el cual deberá contener los tres aspectos fundamentales de la ingeniería, que son: seguridad, funcionalidad y economía.

C A P I T U L O I
A N T E C E D E N T E S

1.1 COMENTARIOS SOBRE EL SISTEMA FERROVIARIO DEL PAIS

1.1.A Breve reseña histórica del sistema.

En todas las épocas una de las grandes preocupaciones de la humanidad ha sido la de procurarse medios de transporte y mejorar los que tiene. Los descubrimientos que ha hecho, le han permitido lograr una mejora y le han brindado en la actualidad una extensa gama de alternativas que sirven al fin comun del transporte.

El primero de enero de 1873 fué inaugurado por el entonces presidente de la República, Sebastian Lerdo de Tejada el 1er. ferrocarril que une a la Ciudad de México con el puerto de Veracruz.

Sesenta y ocho años después el estado tomo a su cargo los Ferrocarriles Nacionales. En 1948 el presidente Miguel Alemán Valdes expidio la Ley Orgánica de los Ferrocarriles, que los convirtió definitivamente en una empresa pública descentralizada.

Además en 1949 el ferrocarril llegó a Sonora y Baja California y en 1951 se adquiere el antiguo ferrocarril del pacífico, para integrarlo a las redes nacionales y se construye el ferrocarril del Sureste para unir, desde el Puerto de Coatzacoalcos hasta Yucatán, los extraordinariamente ricos pantanos de Tabasco y la extensa zona de producción pesquera e industrial de Campeche.

En 1961 al cumplir 50 años de iniciado el movimiento revolucionario se puso en servicio el ferrocarril Chihuahua-Pacífico.

En el período de modernización (1959-1964) las innovaciones tecnológicas, -determinaron el abandono de tracción de vapor y la fuerza tractiva se sustituye por el diesel.

Por último en el mes de enero de 1977, en una desición trascendente, se -determina la fusión administrativa y operativa de las cinco empresas ferrocarrileras.

- 1) Ferrocarriles Nacionales de México
- 2) Ferrocarril del Pacífico
- 3) Ferrocarril Chihuahua al Pacífico
- 4) Ferrocarriles Unidos del Sureste
- 5) Ferrocarril Sonora - Baja California

1.1.8 Funcionamiento actual del sistema.

En la actualidad es difícil la atención simultánea de los 23 mil kilómetros de la red férrea con que cuenta el país, por lo que las tareas principales se han concentrado en 9 mil kilómetros, considerados como la red básica -- pues por ella se mueve el 80% de la carga. Dicha red básica esta constituida por las siguientes vías férreas:

- a) Coróndiro - Lázaro Cárdenas
- b) México - Veracruz
- c) Guadalajara - Saltillo
- d) México - Nuevo Laredo

Dentro de esta última vía se encuentra el proyecto de la doble vía electrificada México - Querétaro.

Dentro de la red básica, se establecen libramientos para hacer más fluido el tráfico, como el que se encuentra en la Ciudad de Querétaro a San Luis Potosí y el de Teotihuacán-Xaltocan, que habrá de prolongarse a Lechería y entroncarse por la vía a Querétaro y continuar hasta Huehuetoca, donde se proyecta instalar la terminal de carga de los Ferrocarriles Nacionales.

En adelante nos referiremos a la doble vía electrificada México - Querétaro y al subtramo Lechería - Cuautitlán, dentro del cual se encuentran los pasos objeto de este estudio. (Figura 2.1)

Esta importante doble vía fué iniciada en 1967 y actualmente se está realizando un intenso trabajo a fin de agilizar la operación ferroviaria en una de las líneas de mayor tráfico del país; pues de toda la red con que se cuenta, las líneas que unen a la Ciudad de México con Querétaro manejan el tránsito más intenso de todo el sistema, y se encuentran operando prácticamente a su límite de saturación, de allí la urgencia de su construcción.

La ruta férrea que cubrirá 243 kilómetros entre México y Querétaro proporcionará un transporte más dinámico y seguro debido al abatimiento de curvas y pendientes, ya que la curvatura máxima es de 2 grados, y la pendiente es del .75% hacia el Sur; lo que permitirá ahorros en lo económico y en el tiempo, pues en ella convergen los troncales más importantes del país.

Esta doble vía comprende los siguientes tramos:

a) Buenavista Km. 0 + 000	Lechería Km. 21 + 000
b) Lechería Km. 21 + 000	Teoloyucan Km. 36 + 000*
c) Teoloyucan Km. 36 + 000	Huehuetoca Km. 46 + 600
d) Huehuetoca Km. 46 + 600	Tula Km. 80 + 000
e) Tula Km. 80 + 000	Prieto Km. 107 + 000
f) Prieto Km. 107 + 000	Aragón Km. 122 + 000
g) Aragón Km. 122 + 000	Ahorcado Km. 215 + 000
h) Ahorcado Km. 215 + 000	La Griega Km. 229 + 000
i) La Griega Km. 229 + 000	Querétaro Km. 250 + 000

*Dentro de este tramo, se encuentra localizado el Subtramo Lechería - Cuauhtitlán.

1.1.C. Comparación tracción Diesel - Tracción Eléctrica.

La electrificación de dicha vía se decidió precisamente en base a un estudio comparativo entre la actual operación, con el sistema de tracción diesel y el sistema de tracción eléctrica, eligiéndose el segundo sistema, en función de su rentabilidad debido al gran volumen de flete que se mueve sobre la línea en estudio. Además se tomaron en cuenta las grandes ventajas que ofrece la locomotora eléctrica en comparación con la locomotora diesel las cuales son:

- a) Menor costo por tonelada/kilómetro, obteniéndose un mayor rendimiento económico del orden del 15 al 20%.
- b) Es posible utilizar fuentes de energía renovables, como Hidroeléctricas con el consiguiente ahorro de los recursos no renovables.
- c) Caballos de fuerza de 6 000 HP por unidad, aumentando con ello, la capacidad -

de carga del ferrocarril.

- d) Recuperación de energía eléctrica en las bajadas al usarse el freno -- reostático de regeneración.

Dentro del tramo objeto de esta tesis, la vía férrea cruzará por diversos caminos carreteros, así como con pasos peatonales de zonas pobladas.

Dado el alto grado de riesgo que significa el cruzamiento a un mismo nivel, la Dirección General de Vías Férreas ha decidido resolver dichos cruces mediante pasos inferiores (a nivel) y pasos superiores o puentes donde se -- juzgue conveniente.

Cabe aclarar que se le denomina pasos inferiores o superiores de acuerdo a la forma en que se cruce el ferrocarril.

1.2 OBJETIVOS.

Los objetivos básicos de este estudio, consisten en la determinación de -- las propiedades Físicas y Mecánicas del subsuelo en el que se apoyarán las estructuras, mediante los procedimientos existentes; tanto para la exploración de campo como para el trabajo de laboratorio.

Conocidas dichas propiedades, se propone la alternativa de cimentación para cada estructura, asegurándose así el buen comportamiento de las mismas, a través de su vida útil.

1.3 METODOLOGIA DEL ESTUDIO

Para lograr los objetivos anteriores se siguió la metodología que actual--

mente se utiliza al realizar un estudio de Mecánica de Suelos, la cuál es:

- a) Exploración preliminar; mediante métodos simples y económicos.
- b) Análisis en el laboratorio y gabinete de la información obtenida.
- c) Planteamiento de un programa más adecuado de pruebas de laboratorio.
- d) Exploración definitiva.
- e) Recopilación de resultados, interpretación de los mismos, con cuya base se emiten las conclusiones y recomendaciones relativas al objeto de este trabajo.

CAPITULO II

GENERALIDADES

Al iniciar un estudio de mecánica de suelos, es necesario determinar en forma general, la localización de la zona en estudio, su topografía, su sismicidad y muy especialmente su geología.

Usualmente la manera de lograr lo anterior, es consultando la información -- existente; planos topográficos, planos geológicos, registros de sismicidad, etc. Es conveniente una vez que se han determinado las características generales de la zona en la forma antes mencionada, el realizar una visita al sitio, con la finalidad de corroborar la veracidad de la información consultada.

De todo lo anterior, los datos más importantes para el anteproyecto de las cimentaciones, son las acciones a las que se verá sujeta la estructura y la geología de la zona. El primero porque es un factor que determina un diseño más seguro de la estructura y el segundo porque permite conocer en forma preliminar, el tipo de suelo o roca en el que se desplantará la cimentación.

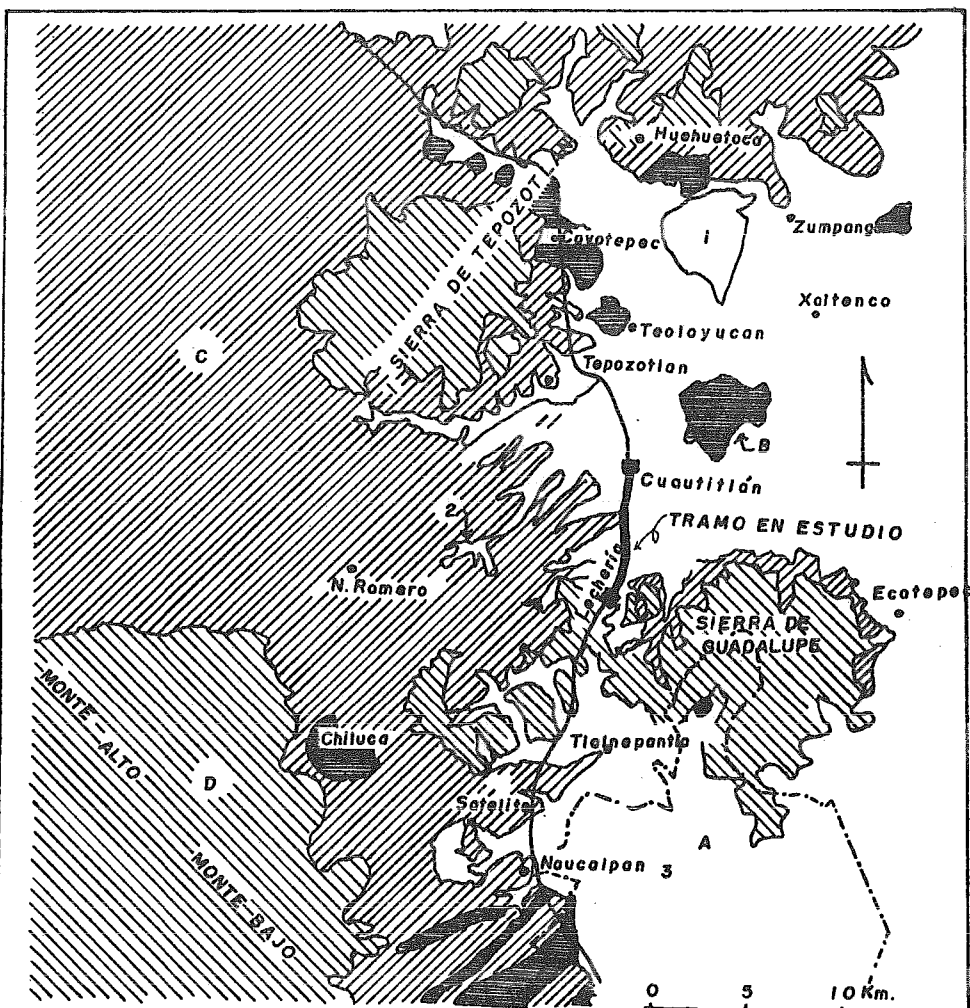
2.1 Localización general.

El tramo Lechería - Cuautitlán de la vía férrea México Querétaro, está localizado al Nw de la Ciudad de México, dentro del Estado de México, tal como se muestra en la figura 2.1.

2.2 Características regionales

2.2.A Características topográficas

La zona correspondiente al tramo Lechería - Cuautitlán presenta una topografía bien definida, típica la zona aluvial o fluvial y lacustre en la - -







- | | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|
|  | Depositos aluviales y lacustres |  | Andesitas y basaltos |
|  | Lavas basálticas y andesíticas | | |
|  | Depósitos detríticos | | |
- 1) Laguna de Zumpango
 2) Presa Guadalupe
 3) Ciudad de México

Figura 2.1 Localización general y características geológicas del tramo en estudio

que se localiza; presentando una extensa zona plana, colindando al Nw con la sierra de Tepetzotlán y al Sur con la sierra de Guadalupe.

2.2.8 Características geológicas.

El tramo en estudio se ubica en una zona compuesta por depósitos detríticos aluviales y lacustres, tal como se presenta en la figura 2.1 mencionada anteriormente.

Estos depósitos lacustres y aluviales alcanzan espesores de 150 a 200 m; este relleno indica la presencia de capas aluviales o fluviales de grava y -- arena en la cercanía de la desembocadura de los ríos y arroyos.

La transición natural entre los depósitos clásicos gruesos, las arenas, los limos y las arcillas, se encuentran en los abánicos aluviales que se extienden como grandes deltas al Oeste de una línea que pasa por el tramo en estudio.

Al Oeste del tramo Lechería - Cuautitlán, se encuentra la formación Tarango constituida por abánicos volcánicos que corresponden a las sierras mayores. También al Oeste pero en la zona Norte existen series volcánicas, andesíticas y riolíticas, además de depósitos fluviales correspondientes a la llamada serie Huehuetoca. Al Oeste de Teoloyucan, predominan los suelos tobáceos y pumíticos, derivados de lluvia de cenizas.

El sitio en estudio se localiza, de acuerdo con la carta sísmica de México, en una zona de sismos poco frecuentes. En esta zona se ha observado que - el mayor efecto sísmico es en la trayectoria de las fracturas o en las fallas, así como en lugares cercanos a la costa, y puesto que por el sitio en estudio no pasa alguna falla importante, podemos considerar que el tramo se

verá sujeto a sismos poco frecuentes y no muy intensos.

2.2.C Sismicidad

La regionalización sísmica de una zona, se realiza en base a los siguientes grupos de datos:

- 1) Sismicidad de la zona y de las zonas vecinas, medida por la frecuencia de temblores de diversas magnitudes que se originan, o por la energía liberada.
- 2) Leyes de transmisión de las ondas sísmicas, e influencias en la intensidad de diversas variables, tales como la distancia epifocal, profundidad del foco, tipo de terreno, etc.
- 3) Datos directos sobre intensidades registradas en el lugar de interés - en caso de que existan.

Con base en la información geológica y tectónica del país así como en los datos estadísticos sobre magnitudes e intensidades registradas desde principios del siglo, se trazaron curvas de intensidades sísmicas iguales correspondientes a períodos de recurrencia dados. A partir de estas curvas se preparó la regionalización de la figura 2.2 y las recomendaciones de diseño adjuntas (coeficientes y espectro de diseño). Tanto los espectros como los coeficientes para el diseño sísmico, son función de la importancia o tipo de cada estructura, así como del lugar donde se proyecte construir.

Como puede observarse en la figura anteriormente mencionada, el tramo en estudio, queda dentro de la zona clasificada como asísmica o de sismos raros; además considerando que las estructuras que se construirán en esta zona que

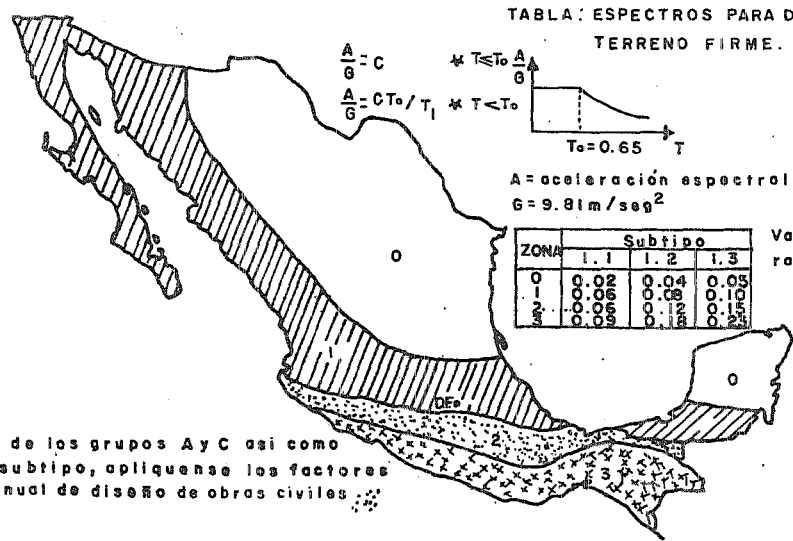
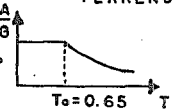


TABLA: ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO SOBRE TERRENO FIRME.

$$\frac{A}{G} = C \quad * T \leq T_0$$

$$\frac{A}{G} = C T_0 / T \quad * T > T_0$$



A = aceleración espectral
 G = 9.81 m/seg²

ZONA	Subtipo		
	1.1	1.2	1.3
0	0.02	0.04	0.05
1	0.06	0.08	0.10
2	0.09	0.12	0.15
3	0.09	0.12	0.24

Valores de C para estructuras del grupo B tipo I.

NOTAS:

Para estructuras de los grupos A y C así como de cualquier tipo y subtipo, aplíquense los factores correctivos del manual de diseño de obras civiles de la C.F.E.

- Zona 0 = Asísmico.
- Zona 1 = Sismos poco frecuentes y no muy intensos.
- Zona 2 = Sismos frecuentes.
- Zona 3 = Mayor actividad sísmica.

FIG. 2.2 CARTA SISMICA DE MEXICO

dan clasificadas según el reglamento del D.F., como del tipo B; se determino utilizar un coeficiente sísmico $C=0.10$, utilizando el valor más desfavorable correspondiente al subtipo 1.3.

CAPITULO III
EXPLORACION Y MUESTREO

El conocimiento adecuado de la estratigrafía y propiedades físicas del subsuelo, es un factor predominante para lograr un diseño económico y seguro de la cimentación de una estructura.

Dicho conocimiento es resultado directo de la calidad con que se hallan -- efectuado los trabajos de exploración y muestreo. Por lo que se hace necesario el realizar la exploración de campo apegándose a las normas y especificaciones que para ello se han establecido.

Los objetivos principales que pretende la exploración y muestreo del sub--suelo, son los de determinar la profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos; la profundidad a la que se localizan los estratos resistentes; y la posición del nivel de aguas freáticas, además - de obtener información aproximada de la resistencia y compresibilidad de - los estratos para darnos una idea de la calidad del suelo en cuanto a re--sistencia y deformación.

3.1 Programa de exploración.

La forma de obtener resultados óptimos en una exploración de campo es programándola; basándose en la naturaleza del depósito, así como en el costo e importancia de la obra por ejecutar. Tomando en cuenta lo anterior, se define el número de sondeos, su ubicación y el tipo de pruebas que tengan que realizarse, y así poder obtener los datos necesarios para el diseño.

El programa de exploración del suelo debe de elaborarse por etapas, conform

me se acumulen y seleccione la información.

Por este procedimiento puede obtenerse el máximo de conocimientos con un -
gasto mínimo, y el programa puede determinarse después de recabar la infor-
mación preliminar, por tanto no pueden darse reglas precisas para hacer un
programa de exploración y no se debe tratar de determinar el programa defi-
nitivo antes de empezar los estudios de campo.

La secuencia a seguir al programar la exploración de campo es la siguiente:

1) Análisis de información preliminar.

Es conveniente basarse en la información que existe del lugar; como cartas
geológicas y resultados de sondeos que se realizaron anteriormente, para -
determinar en forma general, el tipo de materiales que existen en la zona
en estudio.

2) Exploración preliminar.

Se realiza una exploración preliminar, la cuál tiene por objeto el recono-
cimiento de la zona en estudio, abarcándose una extensión grande. Lo ante-
rior se logra en base a métodos de exploración simples y económicos, llama-
dos métodos de exploración preliminares, los cuáles son:

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo alterado ó inalterado
- b) Perforaciones con posteadoras, barreros helicoidales ó métodos similá-
res.
- c) Métodos de lavado

- d) Método de penetración estándar
 - e) Método de penetración cónica (cono Holandes)
 - f) Perforaciones en gravas y boleos
- 3) Análisis de la información obtenida.

Se analiza en el laboratorio de Mecánica de Suelos el muestreo obtenido en la exploración preliminar, basándose en pruebas de clasificación, tales como; granulometría y límites de plasticidad, teniéndose así una idea del tipo de suelo que encontraremos en la zona.

4) Exploración definitiva

Analizando la información anterior se plantea un programa de exploración definitiva con las pruebas de laboratorio más adecuadas a la naturaleza del subsuelo y tipo de estructura que en el lugar se construirá.

El programa de exploración definitivo puede comprender los siguientes métodos:

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
- b) Métodos con tubos de pared delgada
- c) Métodos rotatorios para roca
- d) Prueba de penetración estándar con obtención de muestras alteradas
- e) Cono Holandes
- f) Pruebas de la veleta en campo

3.1.A Número y profundidad de los sondeos.

La profundidad mínima de exploración debe de cubrir al menos la zona en que los esfuerzos verticales sean del orden del 10% de la presión impuesta en la superficie del terreno por la estructura del proyecto, determinados por medio de un análisis de distribución de esfuerzos, ó dos veces al ancho de la cimentación, pudiéndose reducir en suelos de gran resistencia o en roca sana no fisurada.

La localización de los puntos en los que se ubicarán los sondeos se harán eligiendo zonas representativas.

En la tabla 3.1 se indican algunas recomendaciones para definir el programa de exploraciones.

Tabla 3.1 RECOMENDACIONES PARA DEFINIR EL PROGRAMA DE EXPLORACION

INVESTIGACION PARA	NUMERO Y LOCALIZACION DE SONDEOS	PROFUNDAD MINIMA DEL SONDEO
Sitios inexplorados de gran extensión	$a=0.1 A$	Variable según el tipo de estructura por construir
Sitios con suelos blandos de gran espesor	$30 < b < 60$	
Estructuras grandes cimentadas en zapatas aisladas cercanas.	$b=15$ m y en sitio de concentración de carga.	
Almacenes de gran área para cargas ligeras	$N = 5$ 4 en las esquinas 1 en el centro intermedios, si son necesarios, para definir la estratigrafía.	Hasta donde el esfuerzo vertical sea del 10% de la carga aplicada en la superficie. ó mínimo dos veces el ancho de la zapata.
Cimentaciones rígidas aisladas con área: $250 < A \text{ m}^2$	$N = 3$ 2 en el perímetro 1 en el centro intermedios, si son necesarios, para definir la estratigrafía.	
Cimentaciones rígidas aisladas con área: $A > 250 \text{ m}^2$.	$N = 2$ En esquinas opuestas intermedios, si son necesarios, para definir la estratigrafía.	
Taludes	Se harán 3 a 5 sondeos en la sección crítica.	Tal que la superficie probable de falla esté por arriba del fondo del sondeo. $d=0.5$ del ancho de la base del dique de tierra ó 1.5 de la altura para diques pequeños de concreto.
Diques y estructuras de retención de agua ó líquidos.	Preliminares $b=60$ m detalle $b=30$ m y en zonas críticas.	
<p>a = Área tributaria máxima por sondeo; m^2.</p> <p>b = Espaciamiento entre sondeos; m</p> <p>N = Número de sondeos</p> <p>A = Área de la cimentación; m^2.</p> <p>d = Profundidad mínima del sondeo a partir de la profundidad de la cimentación.</p>		

3.1.B Resultados de la exploración preliminar en este estudio.

Con la finalidad de corroborar lo establecido en el capítulo 2, inciso 2.2 B de este trabajo, se determinó realizar la exploración preliminar con base a tres pozos a cielo abierto sobre el eje del trazo y ubicado en la siguiente forma:

P O Z O	LOCALIZACION
P.C.A. No. 1	Km. 21 + 810
P.C.A. No. 2	Km. 25 + 850
P.C.A. No. 3	Km. 27 + 780

Los resultados que se obtuvieron, se muestran en la tabla 3.2

T A B L A 3.2

RESULTADOS DE LA EXPLORACION PRELIMINAR

P O Z O	PROFUNDIDAD	ESTRATIGRAFIA
P.C.A. No. 1	0.00 - 1.60	Capa de relleno limo arcilloso con poco contenido de arena fina color café claro.
P.C.A. No. 2	0.00 - 0.50	Capa de relleno
	0.50 - 1.00	Arcilla - Limosa con poco contenido de arena fina color café claro.
	1.00 - 1.50	Arcilla limosa color gris claro.
	1.50 - 2.50	Arcilla limosa con poco contenido de arena fina color gris claro.

P.C.A. No. 3	0.00 - 0.60	Capa de relleno. Arcilla limosa con poco contenido de arena fina color café - obscuro.
	0.60 - 2.50	Arcilla limosa con poco contenido de arena fina color gris claro.

Como puede observarse, en los resultados anteriores al menos superficialmente nos encontramos en una zona típica de suelos de origen aluvial ó fluvial; compuesto por combinaciones de limo, arcillas y arena fina.

3.2 Métodos, equipo y procedimiento de exploración utilizados.

3.2.A Métodos

Debido a lo complejo de las características de los depósitos naturales, es muy difícil que algún método de exploración sea el mejor para todos los casos. Sin embargo se puede decir, que el método más conveniente consiste en realizar perforaciones en el subsuelo y extraer muestras para su identificación y análisis.

Como ya se ha mencionado, para realizar la perforación y el muestreo existen varios métodos, la elección depende de la naturaleza del subsuelo y de las condiciones de carga que la estructura le impondrá.

Las perforaciones suelen ser verticales. Ocasionalmente inclinadas y raramente horizontales. El muestreo puede ser alterado ó inalterado según el procedimiento que se utilice.

Las muestras alteradas son aquellas cuyo acomodo estructural está afectado en forma significativa por el muestreo; sirven para clasificar los suelos, hacer determinaciones de las propiedades índice tales como contenido natural de agua, porcentaje de finos, límites líquidos y plástico, granulometría clasificación S.U.C.S., densidad de sólidos y contenido de materia orgánica.

Las muestras inalteradas son aquellas cuyo acomodo estructural no se ve afectado en forma significativa por el muestreo; se utilizan para clasificar los suelos y hacer determinaciones de propiedades índice y propiedades mecánicas tales como, resistencia al esfuerzo cortante, pruebas de consolidación y expansión, etc.

No obstante el cuidado que se tenga, al extraer las muestras, éstas siempre sufren cambios volumétricos debidos a las variaciones en los estados de esfuerzos.

En la tabla 3.3, se muestran los métodos de exploración su aplicación y la profundidad a la que es posible llegar para obtener información del subsuelo.

Dado lo extenso de los métodos de exploración, el explicar en forma detallada cada uno de ellos, estaria fuera del alcance y objetivo de ésta tesis; por lo que, solo se describirán los métodos de exploración elegido para realizar el estudio de mecánica de suelos en cuestión.

Con base en las características de los mantos y las cargas que le transmitirán las estructuras al suelo que predomina en la zona, se determinarán los métodos de exploración utilizados, los cuales son:

- a) Pozo a cielo abierto con obtención de muestras alteradas e inalteradas.
- b) Sondeos mixtos.
 - b.1) Métodos de penetración estándar.
 - b.2) Tubos de pared delgada.

3.2.8 Equipo

Para la realización de la prueba de penetración estándar, así como para la

extracción de muestras inalteradas mediante el uso de tubos Shelby y pozos a cielo abierto, se hace necesario el realizar una perforación vertical de diámetro conveniente y hasta la profundidad a la que se desea conocer las propiedades del subsuelo. Dicha perforación se hace mediante el uso de máquinas perforadoras manualmente si se trata de pozos a cielo abierto.

TABLA 3.3

METODOS DE EXPLORACION

Método	Aplicación	Profundidad
Pozos a cielo abierto	Se obtienen muestras alteradas e inalteradas en suelos cohesivos. Permite la observación directa de las condiciones del subsuelo.	Limitada por la presencia de agua, roca ó la estabilidad que presenten las paredes. Usualmente menor a 6 m.
Posteadora, barrenos helicoidales, etc.	Se obtiene muestreo alterado en suelos cohesivos blandos. Identificación de los cambios en la textura del suelo por sobre el N.A.F. Localización de agua subterránea.	Accionados a mano hasta 10 m. Accionados con máquina hasta 25 m. Limitada por la presencia de roca o suelos muy duros.
Prueba de penetración estándar	Se obtienen muestras alteradas de todo tipo de suelos. Identificación de textura y estructura; - determinación aproximada mediante correlaciones de la consistencia, compacidad relativa, valor último a la compresión simple, peso volumétrico de materiales granulares y capacidad de carga de zapatas superficiales.	Limitada por la presencia de suelos duros, gravas y arenas.
Tubos de pared delgada	Se obtienen muestras inalteradas. Identificación de textura y estructura, en suelos cohesivos, sin interrupción.	Limitada por la presencia de suelos duros, gravas y arenas.
Muestreo continuo: Roca	Se obtienen muestras inalteradas. Identificación de estratos de roca y de defectos estructurales sin interrupción.	Depende de la máquina que se use para realizar la perforación.

TABLA 3.3 (Continuación)

Sondeo dinámico (cono dinámico)	No se obtienen muestras en la prueba. Identificación de cambios significativos en la compacidad o consistencia de los materiales. Se usa en suelos friccionantes.	Depende de la máquina rotatoria que se use para la realización de la perforación.
Sondeo estático (cono holandés)	No se obtienen muestras en la prueba. Identificación de cambios significativos en compacidad o consistencia. Posible identificación del suelo por medio de la relación entre la carga en la punta y la fricción lateral. Se usará en suelos friccionantes.	Depende de la máquina rotatoria que se use. Limitada por la presencia de estratos duros.
De lavado con agua ó lodo	Se obtienen muestras alteradas. Identificación de los detritos de la fricción más gruesa, y dureza por la velocidad de avance en la perforación	Depende de la máquina rotatoria que se use. Limitada por la presencia de roca.
Perforación por percusión	Se obtienen muestras alteradas. Identificación de la roca, por los detritos, y dureza por la velocidad y avance de la perforación.	Depende de la máquina de Percusión que se use. Limitada por la presencia de suelo húmedo que tapa la perforación.
Observaciones del sondeo. con cámara de T.V.	No se obtienen muestras, exámen de estratigrafía en el lugar.	Limitada por la presencia de agua.
Lámina metálica (método sueco)	Se obtienen muestras inalteradas en arcillas o limos blandos, para pruebas de esfuerzo cortante, consolidación, etc.	Limitada por la presencia de grava, arena y estratos duros, que dañan al muestreador. Usualmente hasta 12 m.

TABLA 3.3 (Continuación)

Muestreo por rotación en
suelos
(Barvil Dennison)

Se obtienen muestras inalteradas, conti-
nuas de suelos cohesivos de firmes a du-
ras y rocas blandas.

Limitada por la presencia de -
suelos blandos y arenas, las --
cuales fallan por torsión.

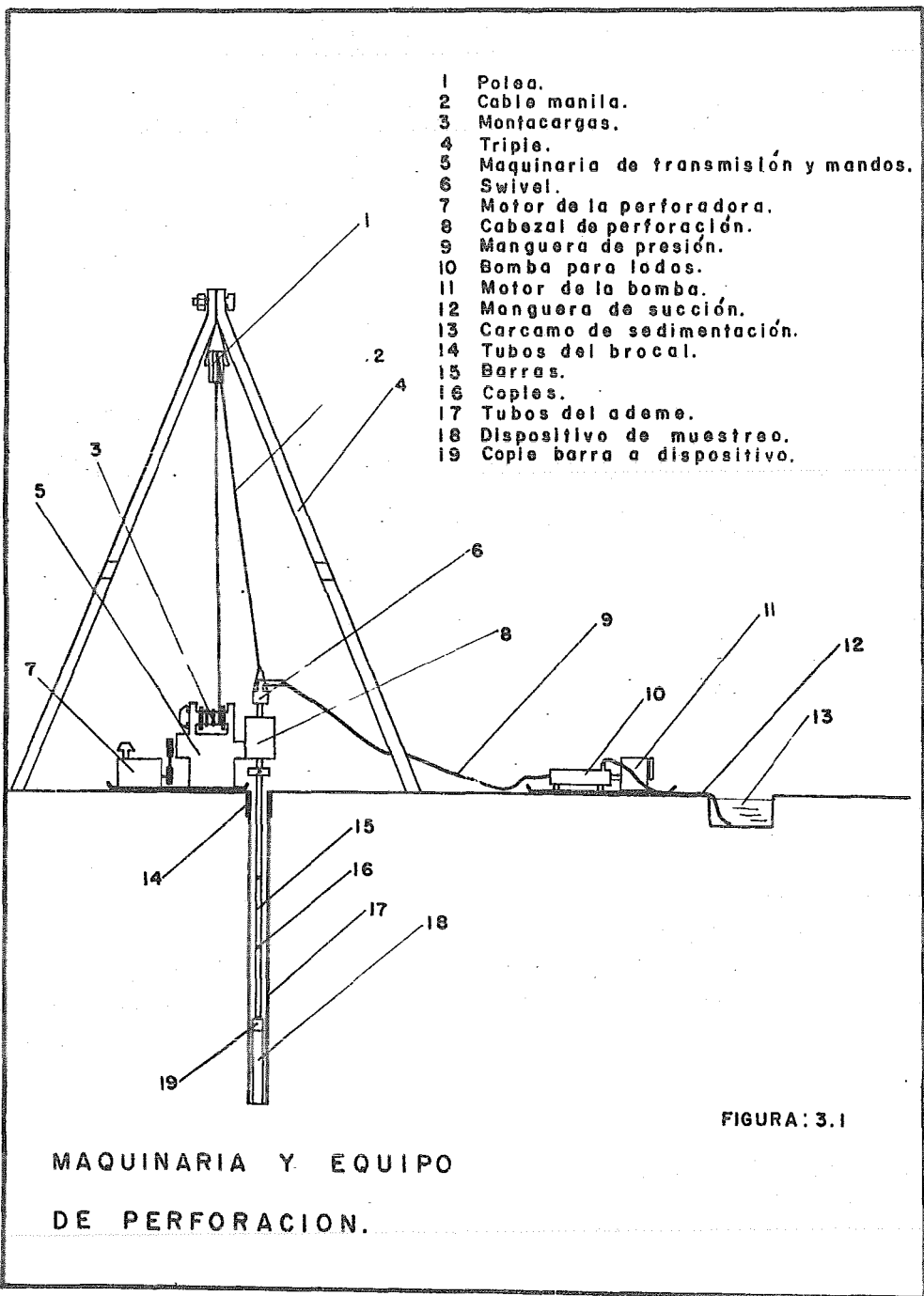
1) Máquinas perforadoras y aparejos de perforación.

Bajo este nombre genérico, se designa a aquellas máquinas diseñadas para -- realizar la perforación empleando como herramienta fundamental algún tipo - de broca hecha de aleaciones muy duras.

Las perforadoras conjuntamente con sus herramientas auxiliares y complementa rias se han desarrollado a tal grado, que pueden operar como unidades com- plemente autonomas aún en los sitios más apartados, realizando todos los tra bajos normales y eventuales que pueden presentarse en una perforación como - son:

- a) Perforación propiamente dicha.
- b) Circulación del agua o lodo bentónico requerido para realizar la per- foración.
- c) Perforación y entubamiento de brocales.
- d) Perforación de diámetros tales que permitan la colocación de ademes de protección, cuando se trabaja en formaciones propicias a derrumbes y cai dos con la notable particularidad de que una vez perforado y ademado un tramo, se continúa la perforación con herramientas adecuadas de diseño estándar que pasan perfectamente por el interior del ademe y de la broca o zapata de ademado.
- e) Ejecución de las maniobras necesarias para realizar la prueba de penetra ción estándar y el muestreo con tubo Shelby.
- f) Trasladarse de un sitio a otro.

Una máquina perforadora equipada con todos sus aparejos complementarios pa- ra perforaciones de exploración, normalmente queda integrada por los elemen tos que se pueden apreciar esquemáticamente en la figura 3.1.



A continuación, se describen brevemente las partes más importantes.

A) Unidad Motriz. Consiste en un motor de gasolina, neumático o eléctrico, según las necesidades del caso. Por medio de transmisiones adecuadas, que pueden ser bandas, discos de fricción, sistemas de engranajes el motor transmite la energía cinética necesaria a los otros elementos de la maquinaria los cuales son:

- a) Cabezal de perforación que es el que a su vez acciona y controla toda la sarta de perforación.
- b) Tambor de montacargas de la que generalmente se encuentra equipada toda perforada.
- c) Cabrestante de maniobras tipo "cabeza de gato" empleados en todas las perforadoras para maniobras de incado de tuberías y otras diversas auxiliares.
- d) En algunos modelos de perforadoras, el motor de la misma sirve como -- unidad motriz de la bomba de circulación de agua.
- e) Circuitos de los mandos hidráulicos de la máquina, cuando intervienen en la misma.

La mayoría de las perforadoras, se suministran montadas sobre un chasis -- equipado con patines, llantas de hule ó columnas.

Cuando la topografía del terreno le permite, las perforadoras equipadas -- con patines se movilizan con sus propios medios, deslizándose utilizando -- como medio de tracción un cable montado sobre el tambor del montacargas de

la propia máquina, que es el que realiza la tracción pasándose el cable -- por un "muerto", árbol u otro elemento auxiliar. De esta forma es el motor de la propia máquina el que suministra la energía para su traslado.

B) Cabezal de perforación. Toda perforadora se encuentra equipada con un cabezal de perforación que controla el avance de la broca, regula la velocidad de rotación de la misma y verifica la carga axial transmitida por la sarta de perforación que no debe exceder de una magnitud crítica que depende del tamaño de la broca y de otros factores.

a) Mecanismo de avance. El cabezal de perforación tiene incorporado un mecanismo de avance giratorio, el cuál en unos modelos es hidráulico y en otros de tornillo; es justamente en el árbol de este mecanismo donde se -- encuentra montado el correspondiente mandril del tipo de mordazas al cuál se sujetan las varillas de perforación.

Los mecanismos a base de sistemas hidráulicos, son más convenientes - - - para trabajos realizados en formaciones cavernosas o muy fracturadas; su - empleo tiende a generalizarse cada vez más, especialmente cuando se trata de perforaciones muy profundas, en la que parte del peso de toda la sarta de perforación debe gravitar sobre el cabezal a fin de evitar que sobre - la broca se ejerza una presión excesiva o desproporcionada.

C) Montacargas. En realidad todas las perforadoras de mediana capaci--dad del tipo de superficie, se encuentran equipadas con un cabrestante o - tambor montacargas accionado por el propio motor de la perforadora. El -- montacargas es de usos múltiples y comunmente se emplea en las maniobras - de izado y colocación de varillaje de perforación, ademes, etc.

Adicionalmente a el montacargas estándar, muchas máquinas se equipan con cabrestantes secundarios del tipo conocido como "cabeza de gato", los que son de mucha utilidad para maniobras secundarias e imprescindibles para realizar la prueba de penetración estándar. Estos cabrestantes generalmente son -- accionados por medio de cables de manila.

D) Extractor de varillaje. Muchos modelos de perforadoras neumáticas diseñadas básicamente para trabajos subterráneos, se encuentra equipados con un aparato neumático extractor de varillaje, que suple parcialmente las funciones de los montacargas de las máquinas de superficie.

E) Bomba de circulación. Durante las operaciones de perforación, se hace circular un fluido; que puede ser a agua o lodo bentónico y cuyas funciones son:

Servir como medio de enfriamiento de la broca. Servir como elemento lubricante entre la broca y el suelo ó roca sujeta a perforación.

Limpiar las superficie de ataque de la broca, eliminando rápidamente los -- cortes menores que tiende a acumularse sobre las mismas.

Cuando se opera en circuito cerrado, que es la práctica comunmente recomendable, la corriente ascendente de agua entre la sarta de perforación y las paredes del sondeo arrastra los lodos y partículas de roca menores, lo cual permite identificar en forma burda el tipo de material que se va encontrando.

La columna de agua que siempre existe en el pozo, ejerce una carga hidrostá

tica sobre las paredes del mismo, ayudando en ciertos casos a mantenerlas sin derrumbes ni caídos; aunque en formaciones difíciles será siempre necesario ademarlas. La carga hidráulica dentro del pozo ayudará a equilibrar las presiones de acuíferos cruzados por la perforación.

Por otro lado, la presión con la que se haga circular el agua, deberá mantenerse dentro de ciertos límites puesto que su abuso tenderá a producir - las irregularidades siguientes:

Excesivo lavado y alteración del fondo del sondeo.

Levantamiento de la broca en el fondo.

F) Tripie auxiliar. Como elemento auxiliar de toda máquina perforadora pequeña o mediana del tipo de superficie, y aunque no forma parte integral de la misma, siempre se utiliza un ligera estructura metálica, a base de - elementos tubulares en forma de tripié, que hace las funciones de torre - de maniobras, en cuya parte superior se monta una polea de capacidad adecuada para las maniobras requeridas en el manejo del varillaje de perforación, tuberías de ademe, etc., que se realizan empleando como fuerza trác-til la suministrada por la propia perforadora a través de su cabrestante - montacargas.

G) Sarta de perforación. Las llamadas varillas de perforación son tubos de acero maquinados con gran precisión de sus extremos, en los que se encuentra labrada una rosca interior tipo hembra, a la que se conecta el - vástago o espiga del cople de unión. Los coples son conectores muy cor-tos dotados de cuerda o rosca tipo macho en sus espigas.

Las funciones que el varillaje de perforación debe realizar son las siguientes:

Transmitir la rotación desde el cabezal de la perforadora hasta la broca colocada en el fondo de la perforación.

Transmitir la presión de avance desde el cabezal de la perforadora hasta la broca en el fondo del sondeo.

Servir como conducto para el fluido de perforación que debe llegar en volumen y presión adecuada hasta el fondo del agujero para enfriar la broca y limpiarla retirando los pequeños fragmentos del corte.

En la tabla 3.4 se consignan las especificaciones estándar del varillaje empleado en la perforación para fines de exploración.

TABLA 3.4

ESPECIFICACIONES ESTANDAR DE VARILLAJE DE PERFORACION CON MAQUINAS ROTATORIAS.

Calibre nominal de la varilla	E	A	B	N	EW	AW	BW	NW
Diámetro exterior (cm)	3.33	4.13	4.84	6.03	3.50	4.45	5.40	6.67
Diámetro interior (cm)	2.14	3.22	3.57	5.08	2.14	3.50	4.45	5.72
Diámetro interior del cople (cm)	1.11	1.43	1.58	2.54	1.11	1.58	1.90	3.50
Peso por metro de longitud (Kg)	4.17	4.61	6.70	7.44	4.76	5.06	6.40	8.18

H) Tubería de ademe. Frecuentemente cuando se perfora en formaciones - fragmentadas o constituidas por materiales granulares mal cementados y poco cohesivos, las paredes de los pozos tienen una marcada tendencia a derrumbarse produciendo caídos que cuando son de importancia pueden llegar a atrapar parte o toda la sarta de perforación. Para evitar este inconveniente, que se presenta con regular frecuencia, se recurre al procedimiento de ademar los tramos de perforación que se juzguen propensos a los caídos colocando en los mismos tuberías de ademes de diámetro adecuado, para que por el interior de las mismas se pueda continuar la barrenación telescopiando la herramienta de calibre adecuado. Los pozos se suelen ademar con tuberías de tipo telescópico.

I) Brocas. Para fines de realizar las pruebas de penetración estándar y muestreo inalterado mediante tubos de pared delgada, la broca más utilizada es la tricónica, solo en el caso de encontrar roca a una determinada profundidad, se procede a tomar una muestra mediante un barril, el cuál utiliza brocas con incrustaciones de diamante.

a) Brocas tricónicas. Las brocas tricónicas que son de muy amplio uso - en todos los trabajos de perforación realizados con máquinas rotatorias, -- son fabricadas en muy diversas variantes en el dibujo de los dientes de los rodillos giratorios que la componen, así como de la dureza de los mismos, - disponiéndose de una gama muy amplia que permite seleccionar en cada caso - particular el modelo más adecuado para las características de la formación que será perforada.

Este tipo de brocas se emplean en los trabajos de perforación de formaciones

desde muy suaves, como las constituidas por depósitos aluviales, hasta duras, como algunos tipos de rocas ígneas.

Su uso suele ir acompañando con lodo de perforación que ayude a evitar los caídos de las formaciones fracturadas o granuladas poco cohesivas.

Puesto que la broca tritura el material, no es posible tomar muestreo inalterado; los detritos que salen a la superficie arrojados por el lodo bentónico, sólo sirven para realizar una clasificación burda.

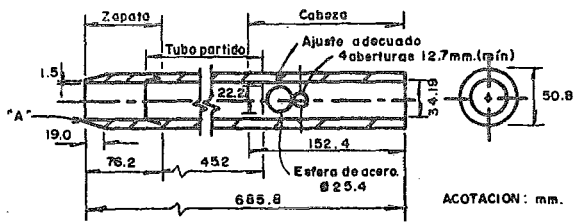
2) Dispositivos para realizar las pruebas de penetración estándar y muestreo inalterado mediante tubos de pared delgada.

a) Penetrómetro estándar.

El penetrómetro estándar debe tener las dimensiones que se muestran en la figura 3.2; la zapata debe ser de acero endurecido y debe de ser sustituida cuando pierda su filo. El tubo intermedio puede ser partido o entero en cuyo caso se identifica como tubo liso, y debe tener las mismas dimensiones.

La válvula de la cabeza permite la salida del azolve durante el proceso de hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante la extracción; se puede integrar en el muestreador una canastilla o trampa para retener -- las muestras de arena suelta (figura 3.3)

El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de acero de 64 Kg., guiada por una barra de 19 mm. de diámetro. El diámetro de la masa golpeadora es de 15 cm. La energía se transmite al penetrómetro mediante una cabeza de golpeo y tubos de diámetro mínimo AW (4.44 cm.)



NOTAS:

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un ferro de 1.5 mm. de espesor.
- Se permite el uso de trampas de paso.
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas.

Fig. 3.2 Penetrómetro Estándar.

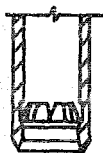


Fig. 3.3 Trampa de Paso.

En la figura 3.4 se presenta un penetrómetro que cumple con las condiciones geométricas convencionales. En la figura 3.5 se muestra el diseño de un martinete de hincado más eficiente que el convencional.

b) Tubos de pared delgada, conocido también como tubo Shelby, está constituido por un tubo metálico, usualmente de acero o latón, montado en una cabeza que lo une a la columna de barras con que se hinca. El tubo es usualmente de tubería de acero estirado en frío, de 2 a 5 pulgadas (5.08 a 12.70 cm.) de diámetro con paredes de $1/20$ de pulgadas (1.27 mm.) de espesor para los tubos de 5.08cm.; y de un $1/8$ de pulgada (3.17 mm.) para los tubos de 5 pulgadas.

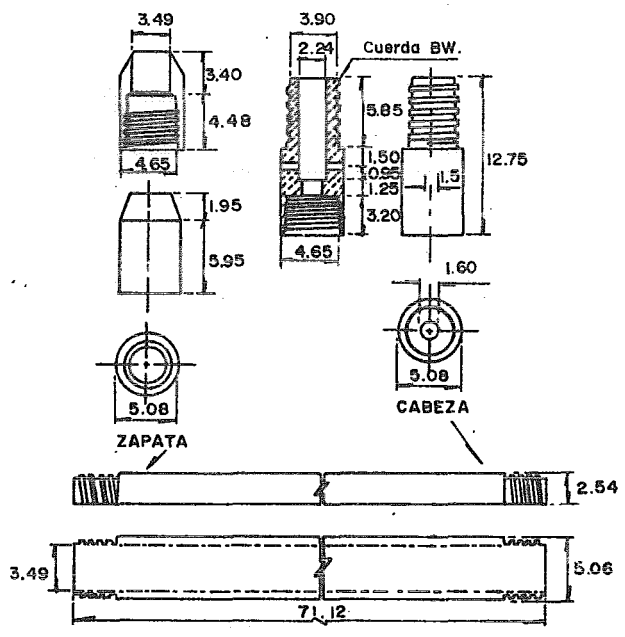
La figura 3.6 nos muestra un tubo de pared delgada convencional, el extremo inferior está biselado para formar la arista cortante, y puede estar inclinado hacia adentro para reducir el rozamiento con las paredes. La parte superior esta unida a una válvula de retención que ayuda a mantener la muestra en el tubo cuando se esta extrayendo del terreno.

3) Para pozos a cielo abierto.

La excavación de pozos a cielo abierto se puede realizar utilizando algún tipo de máquina o manualmente. En caso de hacerlo mediante la segunda forma, se requerirá del siguiente material: palas, picos, barretas, marro, espátula, brea, parafina, manta de cielo y una brocha.

Para proteger las muestras al momento de transportarlas al laboratorio, se suelen utilizar cajas de madera de tamaño adecuado, rellenas de aserrín.

3.2.C Procedimientos.



ACOTACIONES EN CM.

Fig. 3.4 Penetrómetro Estándar.

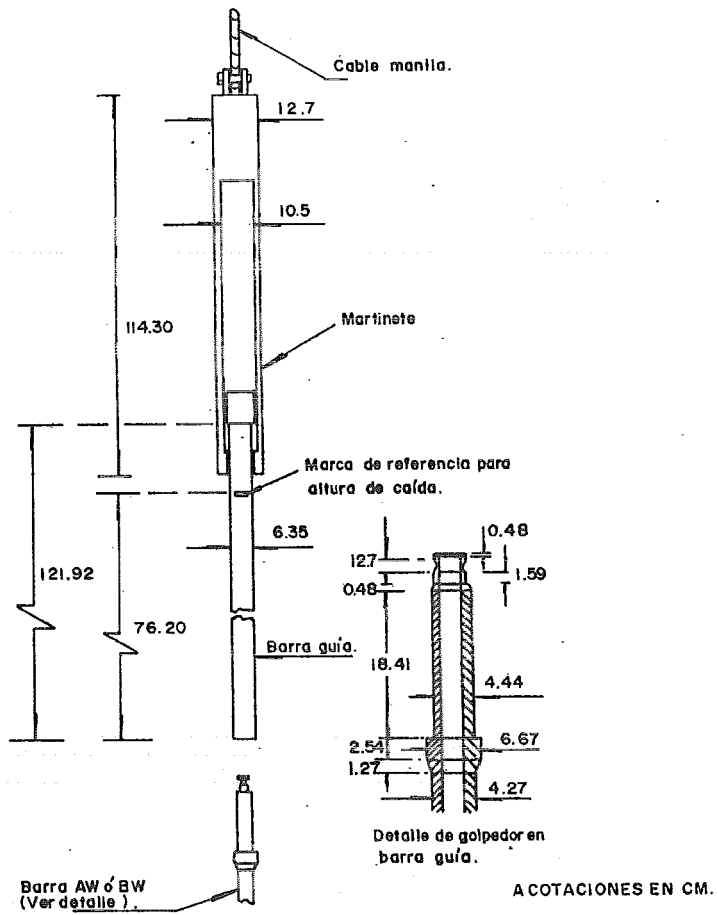
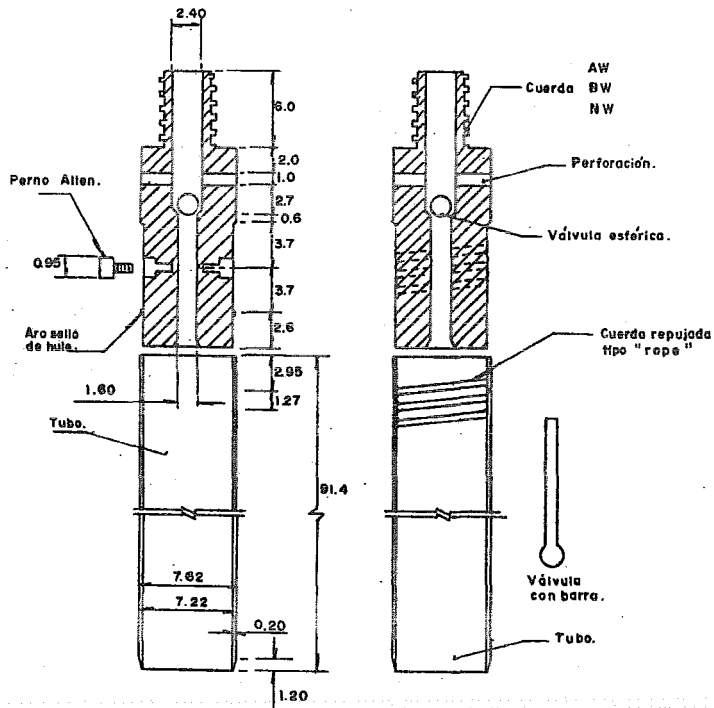


Fig. 3.5 Martinete de 64 Kg.



UNION CON PERNOS ALLEN

UNION CON CUERDA

ACOTACIONES EN CM.

Fig.3.6 Tubo de pared delgada.

1) Penetración estándar

Consiste en introducir a percusión un tubo muestreador, llamado penetrómetro estándar por medio de golpes originados por la caída de una masa de 64 Kg., y contabilizar el número de golpes por cada 30 cm. de penetración extrayendo finalmente el material que se introdujo en el tubo hueco.

Este método fue originalmente desarrollado por la compañía de pilotes de concreto Raymond, para ser utilizado en suelos friccionantes, sin embargo, el método ha evolucionado y actualmente es utilizado en todo tipo de suelos, teniendo cuidado al interpretar los resultados, principalmente en suelos cohesivos.

A) Normas para realizar la prueba.

Las normas que rigen este método, fueron establecidas por la American Society for testing and Materials, y consiste en lo siguiente:

- a) Se utilizará un tubo con las características y medidas que se muestran en la fig. 3.2.
- b) El tubo se hinca a golpes por medio de un martinete de 140 lb. (63.5 Kg).
- c) El martinete caerá desde una altura de 30 pulgadas (76.2 cm.)
- d) Se hincará el tubo, una distancia de 18 pulgadas (54.5 cm.) en el fondo de la perforación contando el número de golpes necesarios para introducir el dispositivo las últimas 12 pulgadas (30.5 cm.), siendo este el valor de N (número de golpes).

e) Se hincará el tubo las restantes 6 pulgadas (15.2 cm.), con la finalidad de obtener una muestra representativa del material, de 24 pulgadas (60.7 cm.) de longitud.

Las primeras 6 pulgadas (15.8 cm.) de hincado son para evitar el suelo inalterado en esa región por efectos del lavado de pozo. Dicho lavado se hace para limpiar los residuos del suelo que quedan como resultado de la prueba de penetración estándar anterior.

El martinete se levanta con un cable manila de 19 mm. de diámetro, jalado -- por el malacate de fricción llamado "cabeza de gato" (fig. 3.7).

Esta prueba debe realizarse en cada estrato significativo, si el espesor de éste es considerable, se deben hacer varias determinaciones.

B) Factores que afectan los resultados de la prueba.

Existen algunos factores que influyen en el valor de N. por lo que, los resultados que nos da la prueba dependerán del cuidado que se tenga para evitar las causas de dichos factores.

A continuación se describen los más importantes:

a) El peso de la sarta de perforación. Cuando la longitud de la sarta de perforación es considerable (mayor de 15 m.) sucede, que si no se tiene un diámetro que soporte adecuadamente todo el peso del varillaje este se -- flexionará, chocando las barras con las paredes del pozo, lo cual no es conveniente porque propicia caídos. Con el objeto de evitar el fenómeno anterior es recomendable utilizar barras de diámetros Bw (5.40 cm.) o Nw (6.67

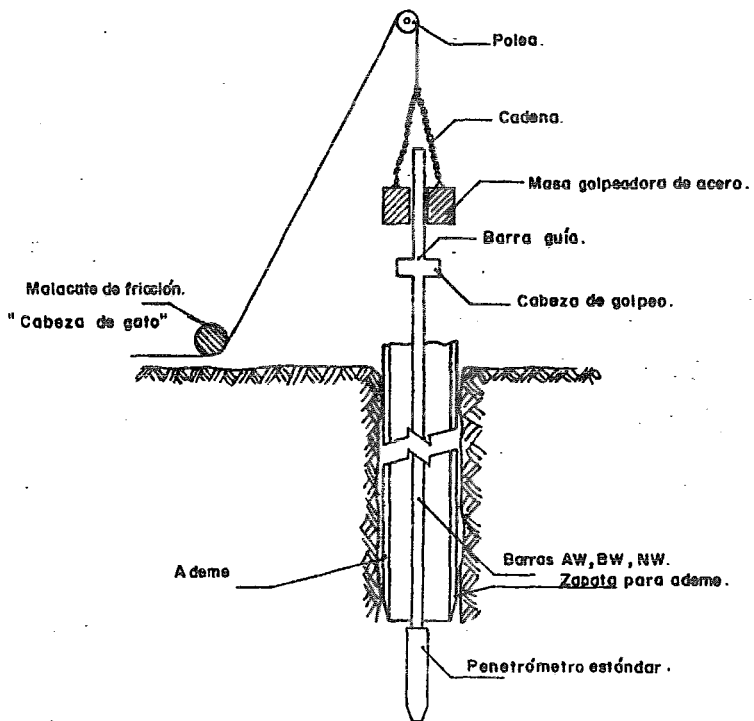


Fig. 3.7 Prueba de Penetración Estándar.

cm.), en sondeos que pasen de los 15 m.

Para longitudes mayores de los 20 m., la longitud de éstas barras pueden incrementar el valor de N tanto como 14 golpes por cada 30 cm. de penetración.

El movimiento de las barras al introducirlas y sacarlas de la perforación - debe ser uniforme y lenta para evitar que se produzca succión en el fondo. En particular debe vigilarse esto cuando se efectuen pruebas en arenas, ya que los resultados pueden fácilmente alterarse por este fenómeno.

b) Perdidas por fricción.

La caída libre del martinete puede verse afectada por fricción en la polea, en el malacate o bien porque se usa cable de acero en lugar de usar cable - maníla. Debe cuidarse que el cable maníla solo de dos vueltas en la "ca-- beza de gato".

c) El nivel de agua o lodo.

El nivel debe mantenerse constante para evitar el flujo de los acuíferos -- dentro del pozo; en caso de presentarse artesianismo, se debe colocar un tubo boquilla, para levantar el nivel del agua, y así evitar dicho fenómeno.

d) La limpieza de perforación.

El exceso de azolve en la perforación, puede alterar el valor de N por lo - que, se tienen que lavar los residuos de la prueba anterior perfectamente.

No deben usarse brocas que descargan agua a presión por su base.

e) Negligencia del personal de operación.

Muchas veces los operadores pueden alterar el valor de N, al pasar por alto algunas de las especificaciones de la prueba, como lo es, usar cable de acero para izar el martinete.

Los operadores deben de conocer todos los factores que afecten el valor de N, tratando siempre de cumplir con las especificaciones ya establecidas.

f) Presión vertical.

En los años 50's el U.S. Bureau of Reclamation demostró que en arenas la presión efectiva sobre el nivel en que se esta haciendo la prueba afecta - considerablemente al valor de N.

Las curvas llenas de la figura 3.8 nos ilustran, los resultados obtenidos en las pruebas que efectuó dicha institución, para diferentes densidades - relativas (D_r).

La misma figura nos da en líneas punteadas los resultados obtenidos por Basaraa (Universidad de Illinois).

Para evitar el efecto de la sobrecarga, Holtz y Gibbs propone corregir el - valor original de N mediante la siguiente fórmula:

$$N = \frac{4 N'}{1 + 2 P_o} \quad \text{Si } P_o < 1.5 \quad \text{Ksf}$$

$$N = \frac{4 N'}{3.25 + 0.5 P_o} \quad \text{Si } P_o > 1.5 \quad \text{Ksf}$$

EFFECTOS DE LA PRESION VERTICAL

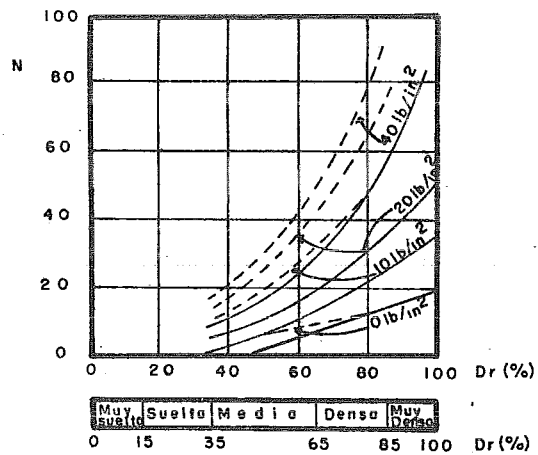


FIGURA: 3.8

En donde:

N = Número de golpes corregido

N' = Número de golpes original

P_0 = Valor de presión efectiva.

La fórmula anterior, no debe usarse cuando el valor de N indique una D_r igual a 0.5%

g) N.A.F

En arenas saturadas muy finas, Terzaghi y Peck proponen corregir el valor de N según la ecuación:

$$N = \frac{(N' + 15)}{2}$$

Basaraa estudió esta ecuación en numerosos sitios y encontró que es mejor usar la siguiente relación:

$$N = 0.60 N'$$

especialmente en lugares donde N' es mayor que 15 golpes

En donde:

N' = Número de golpes original

N = Número de golpes corregido

h) Zona de gravas y boleos

En zonas de gravas y boleos, debe de tenerse cuidado al interpretar los resultados de la prueba, ya que una oquedad entre dos boleos determinará un valor de N muy abajo y en boleos grandes golpeados por el penetrómetro, nos determinará un valor de N muy alto.

C) Coorrelaciones empíricas.

El valor del número de golpes es actualmente un parámetro muy utilizado para diseñar la cimentación de una estructura y es que, a través de años de experiencia, se han ido relacionando algunas propiedades físicas del subsuelo con el valor del número de golpes N mediante correlaciones empíricas.

A continuación se mencionan algunas.

Para suelos finos:

- a) Consistencia de suelos finos y resistencia a la compresión simple (tabla 3.5 y figura 3.9)
- b) Relación entre la consistencia, esfuerzo de compresión no confinado y esfuerzo cortante en arcillas Tablas 3.6 y 3.7 (datos no muy confiables)

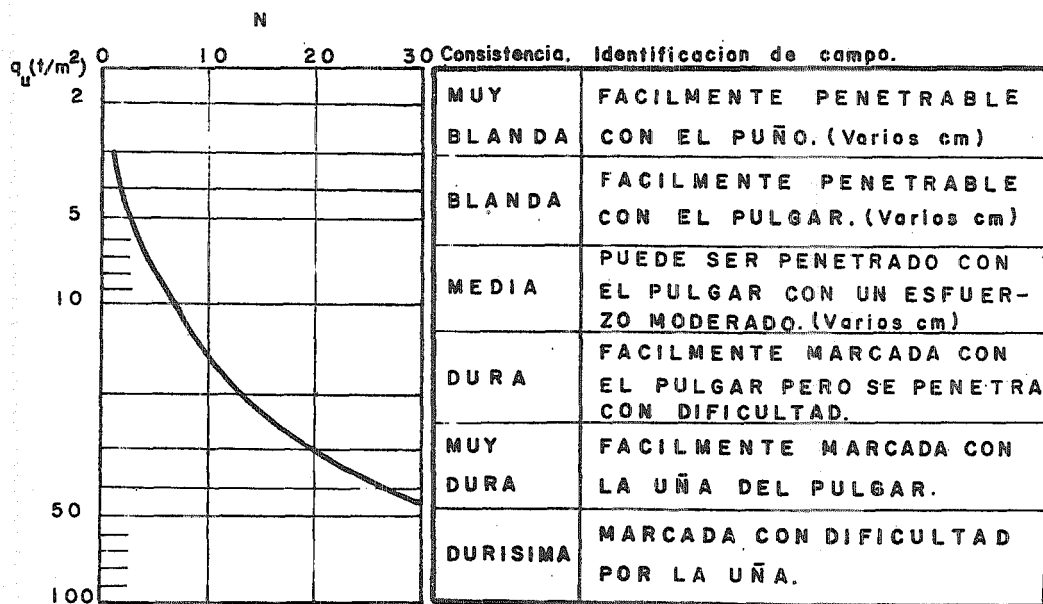
Para suelos granulares:

- a) Angulo de fricción interna y compacidad relativa (C_r) en arenas (fig. 3.10)
- b) Compacidad relativa C_r y presión vertical en arenas (fig. 3.11 y 3.12)
- c) Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm (1") para zapatas en arenas. (fig. 3.13)

Los resultados de la prueba de penetración estándar se anotarán en el registro correspondiente con los siguientes datos:

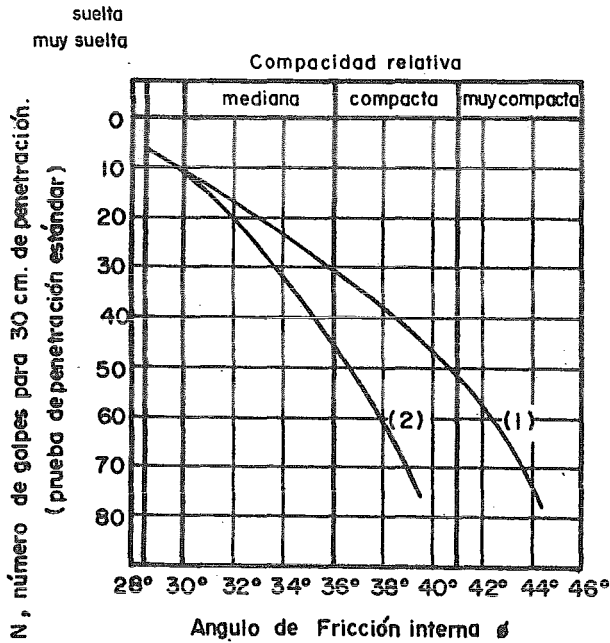
Localización del pozo.

Correlación entre N y q_u . Identificación en campo.



$$q_u = 1.5 N$$

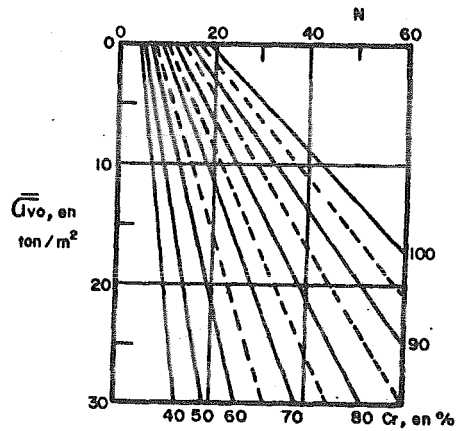
FIGURA: 3.9



(1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso.

(2) Relación para arenas fina y para arenas limosas.

Fig. 3.10 Correlación entre el número de golpes para 30 cm. de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.



Cr	35	65	85
	Suelta	Media	Densa
Ø	30	35	40

Valores tentativos de ϕ para arena media uniforme como suele típico.

Fig. 3.11 Correlación entre N , $\bar{\sigma}$ y Cr .

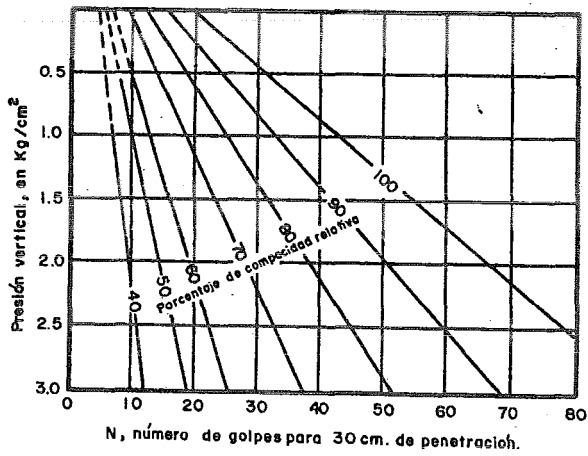


Fig. 3.12 Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.

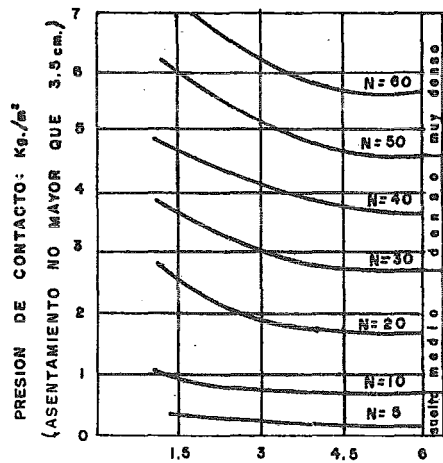


FIG. 3.13

ANCHO DE LA ZAPATA, B , EN M.

Profundidad a la que se realizó la prueba.

Valor del número de golpes en cada prueba.

Porcentaje de recuperación de la muestra obtenida.

Clasificación de campo de la muestra obtenida.

Posición del nivel de aguas freáticas.

Tabla 3.5 Valores empíricos para (q_u) y consistencia de suelos cohesivos, basados en la prueba de penetración estándar.

Consistencia	Muy suave	Suave	Media	Tieza	Muy tieza	Dura
(q_u) Kg/cm ²	0	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0
(N) resistencia a la penetración estándar	0	2	4	8	16	32

Estos valores deberán de ser usados como una guía solamente.

Tabla 3.6

Coorrelación entre la resistencia a la compresión simple y el número de golpes en la prueba de penetración estándar para arcillas.

Consistencia	No. de golpes	Resistencia a la compresión simple, (q_u) (Kg/cm ²).
Muy blanda	2 - 4	0.25
Blanda	2 - 4	0.25-0.50
Media	4 - 8	0.5 - 1.00
Firme	8 - 15	1.00 - 2.00

Tabla 3.6 (continuación)

Muy firme	15 - 30	2.00 - 4.00
Dura	30	mayor de 4.00

Tabla 3.7

Relaciones entre la consistencia, compresión simple, valor del esfuerzo cortante para arcillas y el valor de N en la prueba de penetración estándar.

Consistencia	Compresión Simple (Kg/cm ²)	Esfuerzo Cortante (Kg/cm ²)	Prueba de -- penetración (N)
muy suave	0,3	0.15	2
suave	0.3 - 0.6	0.15 - 0.30	2 - 4
media	0.6 - 1.2	0.30 - 0.60	4 - 8
firme	1.2 - 2.4	0.60 - 1.20	8 - 15
muy firme	2.4	1.20	15 - 30
dura	4.5	2.25	Mayor de 30

Tabla 3.8

Valores empíricos para ϕ y Dr, basados en el número de golpes, obtenidos de la prueba de penetración estándar, con correcciones por profundidad y para arenas finas saturadas.

Descripción	Muy suelta	Suelta	Media	Densa	Muy Densa
Densidad relativa - (Dr)	0	0.15	0.35	0.65	0.85 a 1.00
Número de golpes -- Penetración estándar (N)	menor de 4	4	10	30	50
Angulo de fricción interna aproximado (ϕ).	25-30	27-32	30-35	35-40	38-43

2) Tubos Shelby.

Consiste en hincar a presión un tubo de pared delgada en el suelo (figura 3.14), con la finalidad de obtener una muestra relativamente inalterada. -

Este muestreador es el de uso más difundido para el muestreo de suelos finos blandos a semiduros, y opera arriba y abajo del nivel freático, aunque en este último, es muy difícil recuperar muestras, porque el agua facilita la salida de la muestra del tubo.

La calidad de inalterada de una muestra depende de los siguientes factores:

- a) Desplazamiento del suelo por el tubo.
- b) Método para introducir el tubo en el terreno.
- c) Rozamiento en la cara interior del muestreador.
- d) Compresión del suelo debido a la presión de la sobrecarga.
- e) Manipulación y almacenaje de las muestras hasta ser ensayadas.

El desplazamiento del suelo por el tubo es probablemente la causa de alteración más importante, el suelo es forzado hacia los lados y hacia arriba, lo cual lo distorsiona severamente y cambia su estructura.

Hvorslev encontró que la alteración por desplazamiento es mínima cuando el coeficiente A_r , expresado a continuación es menor del 15%.

$$A_r = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

en donde:

A_r = Relación de áreas

D_e = Diámetro exterior del muestreador.

D_i = Diámetro interior del muestreador.

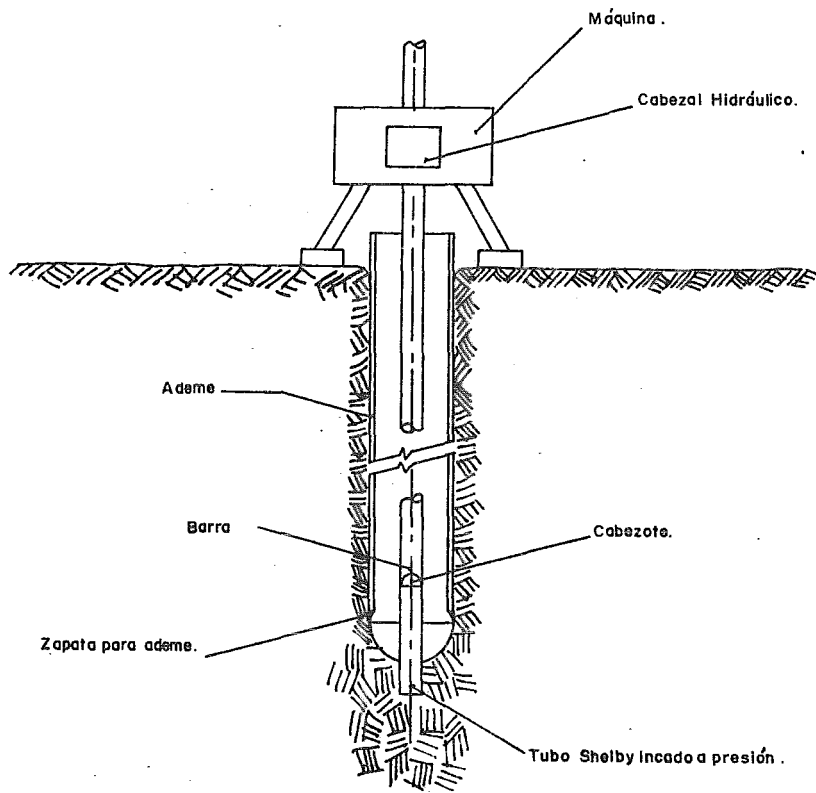


Fig. 3.14 Muestreo mediante tubos Shelby

Por lo tanto, se deben utilizar tubos Shelby que satisfagan la condición de Ar, especificada. Se puede reducir aún más el rozamiento si se pintan los tubos por dentro.

El método que se siga para introducir el muestreador en el terreno es importante en las arenas sueltas y en las arcillas muy sensibles; en estos suelos el continuo golpear con el acompañamiento de choque y vibración son perjudiciales, aunque un solo golpe de un martillo pesado no parece ser perjudicial. El mejor método para introducir el tubo en el terreno es forzado con un movimiento continuo y uniforme, de manera que penetre una distancia no mayor de 15 diámetros y a una velocidad constante de entre 15 y 30 cm/seg., se deja un minuto estático para que la muestra expanda en el interior y aumente su adherencia; se gira ligeramente el muestreador para cortar la base de la muestra y se saca el exterior, donde se limpia, clasifica y protege.

La remoción de suelo del agujero del sondeo, reduce los esfuerzos hacia abajo en el fondo del mismo, sin cambiar el esfuerzo lateral y el esfuerzo hacia arriba producidos por la sobrecarga de tierra; esto da como resultado que el suelo se comprima hacia adentro y hacia arriba distorsionándose en este proceso. Esta condición es muy seria en las arcillas blandas, aunque existe hasta cierto punto, en todos los materiales. En los suelos no cohesivos cualquier intento de abatir el nivel de agua en la perforación, por debajo del nivel freático, tendrá efecto adicional porque la presión del agua en el fondo del sondeo, que no está equilibrada, produce en el suelo la condición de movedizo.

Este esfuerzo no equilibrado se contrarresta manteniendo la perforación lle

na de líquido todo el tiempo, el agua es el líquido adecuado para muchos suelos, pero en las arenas sueltas y en las arcillas blandas el lodo bentónico es el mejor, ya que la viscosidad de dicho lodo permite arrastrar las partículas de suelo fuera del sondeo. La presión del fluido sobre la muestra es también muy significativa durante la extracción, por ello, al sacar el tubo se debe hacer lentamente pues la muestra se puede salir por exceso de presión en caso de que la válvula no selle correctamente; esta presión hace también necesario el empaque aro-sello o la unión de cuerda.

La succión que se produce al sacar el muestreador distorciona la parte inferior de una muestra y hasta puede llegar a sacarla del tubo, esto es fácil de evitar, utilizando un pistón o una válvula colocada por arriba de la muestra, la cual ayuda desarrollando una succión comparable a la que tiende a sacar la muestra del tubo.

Un pequeño tubo unido a la pared exterior del muestreador y abierto a la altura del borde/cortante puede permitir que el lodo de perforación de la parte superior llene el hueco que se produce al sacar la muestra.

La calidad de la muestra se juzga por la relación de recuperación expresada por:

$$\text{Rec} = \frac{L}{H} \times 100$$

donde:

Rec = Relación de recuperación

L = Longitud muestreada

H = Longitud explorada

Un muestreo de buena calidad es aquel en el que la relación de recuperación

se acerca a 100%.

Las muestras deben de sellarse inmediatamente después de que se sacan; se deben de colocar en cajas acolchonadas y se protegerán contra temperaturas extremas transportándose al laboratorio con mucho cuidado.

Se deberá anotar en el registro correspondiente la localización del pozo, y la profundidad a la que se tomo cada una de las muestras; así como el porcentaje de recuperación obtenido.

3) Pozos a cielo abierto.

Consiste en realizar un corte vertical, con las dimensiones suficientes para que una persona pueda introducirse; generalmente son de secciones cuadradas de 1.5 m. de lado y con una profundidad menor de 6 m.

Este método es el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, puesto que una persona capacitada puede bajar a examinar directamente el estado en que se encuentra.

Del pozo se pueden obtener muestras alteradas e inalteradas; las muestras alteradas se toman de las paredes de la excavación en incrementos de 50 cm. ó bien a cada cambio de estrato, protegiéndolas contra la pérdida de humedad, en frascos o bolsas de plástico perfectamente identificadas.

Las muestras inalteradas son de forma cúbica y pueden tomar del fondo ó de las paredes del pozo, la muestra cúbica tiene de 20 a 30 cm., por lado. -

También se puede hincar un tubo muestreador.

Una forma de extraer la muestra del pozo se explica a continuación:

Se excava primero una pequeña trinchera alrededor de la muestra (Fig.3.15) posteriormente se cubre la muestra con manta de cielo impregnada de una mezcla de brea y parafina (20% de brea), que se aplica con brocha cuando la mezcla esta a punto de solidificarse (60° ó 70°C), para que sufra menos contracciones y agrietamientos. Se procede a separar la muestra del suelo, cortándolo por su base. La muestra debe quedar perfectamente identificada, pegándole una tarjeta en su cara superior.

Si la muestra tiene que ser transportada una distancia considerable se deberá proteger de la mejor manera posible, para evitar que se inutilice al sufrir algún golpe. Una forma de proteger la muestra en estos casos, es construyendo unos cajones de madera, de dimensiones 13 mm., más grande que los lados de la muestra; se quitan ambas tapas del cajón y este se acopla con la muestra, el espacio de 13 mm., en cada lado es rellenado con parafina. Se separa la muestra de su sitio y se procede a sellar perfectamente el cajón. Las muestras que así se protejan, deberán ser colocadas en un cajón mayor lleno de aserrín.

La exploración mediante pozos a cielo abierto es un procedimiento que con la profundidad se hace lento y costoso; la profundidad máxima a la que usualmente se llega, es función del nivel de aguas freáticas; el abatimiento del nivel freático es factible bombeando el agua por medio de pozos de punta indicados perimetralmente; si la permeabilidad es baja pueden utilizarse bombas centrífugas, eléctricas o de gasolina.

Si las paredes de la excavación son inestables se ademarán con madera formando marcos estructurales, el cálculo estructural de los marcos se hará con los estados de esfuerzos que se generen según el material en que se

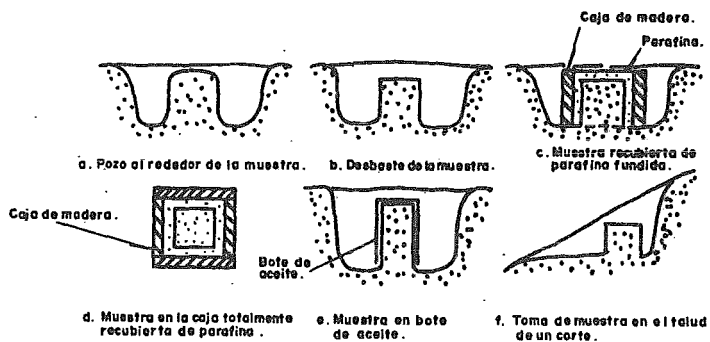


Fig.3.15 Muestreo mediante Pozo a cielo abierto .

este trabajando.

Si el pozo se realiza en arcilla, se puede considerar que la profundidad máxima que se puede excavar sin usar ademe es:

$$Z \text{ max.} = \frac{4c}{\gamma K_a}; \quad K_a = \text{tg}^2 (45 - \phi / 2)$$

Donde:

Z max. = Profundidad máxima de excavación en arcilla sin ademe, cm.

c = Cohesión del material (Kg/cm²)

γ = Peso volumétrico del material (Kg/cm³)

K_a = Coeficiente de empuje activo (Rankine)

Al analizar las condiciones del subsuelo directamente en las paredes del pozo, debe tenerse cuidado al utilizar los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" puesto que la excavación puede intemperizarse, modificando las condiciones del suelo.

Esto se evita, quitando la capa intemperizada de las paredes del pozo.

Durante el proceso se debe llevar un registro completo de las condiciones que el subsuelo presenta durante la excavación del pozo, además deberá referirse en un croquis la localización del mismo.

4) Supervisión de campo.

Los trabajos de exploración para un estudio de mecánica de suelos, deberá realizarse bajo la supervisión de un Ingeniero, el cual estará a cargo de la dirección del trabajo, de vigilar que los equipos y técnicas de exploración sean los adecuados, y de recopilar toda la información que se genere.

El propósito fundamental de la supervisión es que el Ingeniero decida se---

lectivamente cuando y conque dispositivo obtener muestras para definir la estratigrafía y obtener especímenes para las pruebas de laboratorio. El control de la perforación se hará en metros, considerando que las barras tienen una longitud de 10 pies (3.05 m.).

La brigada de campo deberá estar constituida por el operador con dos ayudantes y por el Ingeniero supervisor. El Ingeniero supervisor deberá tener conocimientos básicos de mecánica de suelos y procedimientos de muestreo.

El operador deberá ser un técnico con experiencia en perforación y muestreo de suelos y rocas, y tener conocimientos básicos de mecánica de suelos.

A los ayudantes se les deberá considerar como técnicos de perforación en formación, que colaboren en todas las maniobras del trabajo y que estén en constante proceso de entrenamiento.

3.3 Resultados de la exploración

3.3.A Sondeos Mixtos.

Para la ejecución de los sondeos mixtos se utilizó una máquina perforadora del tipo rotatorio Long Year 24, realizándose el avance y rimado del sondeo con broca tricónica de diámetro 74.61 mm. Se utilizaron barras Aw y se estabilizaron las paredes de los pozos mediante el uso de lodo bentónico.

A continuación se muestran los resultados de la exploración realizada en los sitios del tramo en estudio, fig. 3.16 a 3.32

3.3.B Pozos a cielo abierto.

Con objeto de extraer muestras cúbicas inalteradas e identificar los materiales cercanos a la superficie, se excavaron 6 pozos a cielo abierto hasta una profundidad máxima de 2.50 m.

En la tabla 3.8 se muestran los resultados obtenidos de estas excavaciones.

T A B L A 3.8

P.C.A. 1

Km. 21 + 840

Profundidad

Estratigrafía

0.00 - 1.50

Capa de relleno.

1.50 - 2.50

Limo con arena fina, poco arcillosa
café claro.

P.C.A. 2

Km. 23 + 638

Profundidad

Estratigrafía

0.00 - 1.50

Limo arcilloso café oscuro, con poca -
arena fina.

1.50 - 2.50

Arcilla limosa y poca arena fina, color
gris oscuro.

P.C.A. 3

Km. 24 + 822

Profundidad

Estratigrafía

0.00 - 0.50

Relleno

0.50 - 1.50

Limo arenoso, color gris claro.

P.C.A. 4

Km. 25 + 890

Profundidad

Estratigrafía

0.00 - 1.00

Arcilla limosa con poco contenido de -
arena fina color café claro.

1.00 - 2.50

Arcilla limosa con poco contenido de -
arena fina color gris claro.

P.C.A. 5

Km. 26 + 920

Profundidad

Estratigrafía

0.00 - 0.50

Arena fina con poco limo color café --
claro.

0.50 - 2.50

Limo arcilloso con poca arena fina, co
lor café claro.

P.C.A. 6

Km. 27 + 800

Profundidad

Estratigrafía

0.00 - 1.00

Arcilla arenosa de color café oscuro -

1.00 - 1.50

Limo arcilloso con poca arena fina, co
lor café claro.

1.50 - 2.50

Arcilla limosa con poca arena fina, co
lor gris claro.

En las figuras 5.8, 5.11, 5.15, 5.18, 5.21 y 5.24 se pueden ver los
regístrs correspondientes.

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F.C.C. MEXICO - QUERETARO				SONDEO No. 1		LOCALIZACION Km. 21 + 840			HOJA No. 3.16		
LOCALIDAD ESTADO DE MEXICO				BANCO DE NIVEL BN - 22B			ELEV. 2,253 M.		N.A.F. 8.20 M.		
PROCEDIMIENTO SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR						FECHA DE INICIO 27-12-82		FECHA DE TERMINACION 28-12-82			
W 64.0 KG.		H 75.0 CM.		Ø EXT. 5.08 CM.		Ø INT. 3.41 CM.		VEL. DE AVANCE CM/HR.		VEL. DE ROTACION REV. MIN. PRESION KG/CM ²	
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO	Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES				
1.50	Material de relleno	-	0.00	1.50	- - -	-	Avance con tricónica				
2.10	Arcilla café claro con gravas	1	1.50	2.10	4-5-5	12					
2.70	Arcilla arenosa café claro	2	2.10	2.70	9-13-5	20					
3.30	Arcilla arenosa café claro	3	2.70	3.30	5-6-6	28					
3.90	Arcilla arenosa café claro	4	3.30	3.90	8-20-15	15					
4.50	Arcilla arenosa café claro	5	3.90	4.50	2-8-6	18					
5.10	Arcilla arenosa café oscuro	6	4.50	5.10	5-22-10	34					
5.70	Arcilla limosa café oscuro	7	5.10	5.70	5-14-10	12					
5.85	Limo arenoso gris claro	8	5.70	5.85	45/15 -	6					
6.30	-- -- -- --	-	5.85	6.30	- - -	-	Avance con tricónica				
6.40	Limo arenoso gris claro	9	6.30	6.40	45/10 --	5					
6.90	-- -- -- --	-	6.40	6.90	- - -	-	Avance con tricónica				
7.00	Limo arenoso café claro	10	6.90	7.00	45/10 --	6					
7.50	-- -- -- --	-	7.00	7.50	- - -	-	Avance con tricónica				
7.65	Limo arenoso gris verdoso	11	7.50	7.65	45/15 --	8					
8.10	-- -- -- --	-	7.65	8.10	- - -	-	Avance con tricónica				
8.16	Limo con gravillas gris verdoso	12	8.10	8.16	50/6 --	4					
8.70	-- -- -- --	-	8.16	8.70	- - -	-	Avance con tricónica				
8.75	Limo con gravillas gris verdoso	13	8.70	8.75	50/5 --	3					
9.30	-- -- -- --	13	8.75	9.30	- - -	-	Avance con tricónica				
PERFORISTA				SUPERVISOR				REVISO			

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F.C.C. MEXICO - QUERETARO				SONDEO No. 1		LOCALIZACION Km. 21 + 840			HOJA No. 3.17		
LOCALIDAD ESTADO DE MEXICO				BANCO DE NIVEL BN - 22 B			ELEV. 2,253 M.		N.A.F. 8.20 M.		
PROCEDIMIENTO SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR						FECHA DE INICIO 27-12-82		FECHA DE TERMINACION 28-12-82			
W 64.0 KG.		H 5.08 CM.		φ EXT. 3.41 CM.		φ INT.		CM. VEL. DE AVANCE		CM/HR. VEL. DE ROTACION	
REV. MIN.		PRESION		KG/CM ²							
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO				Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES	
10.35	Limo arenoso gris claro				15	9.90	10.35	8-45/30-	13		
10.50	--	--	--	--	-	10.35	10.50	- - -	-	Avance con tricónica	
10.65	Limo arenoso gris claro				16	10.50	10.65	45/15-	3		
11.10	--	--	--	--	-	10.65	11.10	- - -	-	Avance con tricónica	
11.70	Limo arenoso gris claro				17	11.10	11.70	13-32-28	24		
12.30	Limo arenoso gris claro				18	11.70	12.30	18-36-33	18		
12.45	Limo arenoso gris claro				19	12.30	12.45	45/15	3		
12.90	--	--	--	--	-	12.45	12.90	- - -	-	Avance con tricónica	
13.00	Limo arenoso gris claro				20	12.90	13.00	45/10	3		
13.50	--	--	--	--	-	13.00	13.50	- - -	-	Avance con tricónica	
13.60	Limo arenoso gris claro				21	13.50	13.60	45/10	4		
	Fin del sondeo										
PERFORISTA					SUPERVISOR					REVISOR	

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F.C.G. MEXICO - QUERETARO				SONDEO No. 2		LOCALIZACION Km. 21 + 840			HOJA No. 3-18		
LOCALIDAD ESTADO DE MEXICO				BANCO DE NIVEL BN - 22B			ELEV. 2,253 M. N.A.F. 4-30 M.				
PROCEDIMIENTO SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR						FECHA DE INICIO 30-12-82		FECHA DE TERMINACION 4-I-83			
W 64.0		KG. H 75.0		CM. ϕ EXT. 5.08		CM. ϕ INT. 3.41		CM. VEL. DE AVANCE		CM/HR. VEL. DE ROTACION ^{REV. MIN.} PRESION KG/CM ²	
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO			Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES		
0.60	Capa de relleno			1	0.00	0.60	7-II-16	60			
1.20	Capa de relleno			2	0.60	1.20	7-9-6	60			
1.80	Arcilla café claro			3	1.20	1.80	6-14-5	60			
2.40	Arcilla café claro			4	1.80	2.40	7-10-11	60			
3.00	Arcilla café claro			5	2.40	3.00	7-10-5	60			
3.60	Arcilla arenosa café claro			6	3.00	3.60	9-13-8	60			
4.20	Arcilla café oscura			7	3.60	4.20	8-21-14	60			
4.80	Arcilla café oscura			8	4.20	4.80	5-10-4	60			
5.40	Arcilla café oscura			9	4.80	5.40	6-12-8	60			
6.00	Arcilla arenosa gris clara			10	5.40	6.00	4-18-15	60			
6.15	Limo arenoso gris claro			11	6.00	6.15	45/15 --	15			
6.60	--	--	--	--	6.15	6.60	- - -	-	Avance con tricónica		
6.67	Limo arenoso gris claro			12	6.60	6.67	45/7 --	7			
7.20	--	--	--	--	6.67	7.20	- - -	-	Avance con tricónica		
7.30	Limo arenoso gris claro			13	7.20	7.30	45/10	10			
7.80	--	--	--	--	7.30	7.80	- - -	-	Avance con tricónica		
8.40	Limo arenoso gris claro			14	7.80	8.40	23-31-28	38			
9.00	Limo arenoso gris claro			15	8.40	9.00	26-32-43	31			
9.60	Limo arenoso gris claro			16	9.00	9.60	9-28-25	57			
9.99	Limo arenoso gris claro			17	9.60	9.99	45/24 --	24			
PERFORISTA				SUPERVISOR				REVISOR			

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F.C.C. MEXICO - QUERETARO			SONDEO No. 2		LOCALIZACION Km. 21 + 840			HOJA No. 3.19	
LOCALIDAD ESTADO DE MEXICO				BANCO DE NIVEL 8N - 22 B			ELEV. 2,253m. N.A.F. 7.60 m.		
PROCEDIMIENTO SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR					FECHA DE INICIO 30-12-82		FECHA DE TERMINACION 4-I-83		
W 64.0	KG. H	CM. Ø EXT. 5.08	CM. Ø INT. 3.41	CM.	VEL. DE AVANCE	CM/HR.	VEL. DE ROTACION	REV. MIN. PRESION	KG/CM ²
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO			Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES
10.20	--	--	--	-	9.99	10.20	--	-	Avance con tricónica
10.80	Limo arenoso	café claro		18	10.20	10.80	4-23-16		
11.40	Limo arenoso	café claro		19	10.80	11.40	5-22-15		
12.00	Limo arenoso	café claro		20	11.40	12.00	9-28-16		
12.60	Limo arenoso	café claro		21	12.00	12.60	17-37-34		
13.20	Limo arenoso	café claro		22	12.60	13.20	16-38-34		
13.65	Limo arenoso	gris claro		23	13.20	13.65	7- ⁴⁵ /30-		
13.80	--	--	--	-	13.65	13.80	- - -	-	Avance con tricónica
14.25	Arena fina	café clara		24	13.80	14.25	6- ⁴⁵ /30-		
14.40	--	--	--	-	14.25	14.40	- - -	-	Avance con tricónica
14.65	Arena fina	café clara		25	14.40	14.65	35- ⁴⁵ /10		
15.00	--	--	--	-	14.65	15.00	- - -	-	Avance con tricónica
15.45	Arena fina	café clara		26	15.00	15.45	34- ⁴⁵ /30-		
15.60	--	--	--	-	15.45	15.60	- - -	-	Avance con tricónica
16.05	Limo arcilloso	café claro		27	15.60	16.05	25- ⁵⁰ /30-		
16.20	--	--	--	-	16.05	16.20	- - -	-	Avance con tricónica
16.55	Arena fina	gris clara		28	16.20	16.55	35- ⁴⁵ /20-		
16.80	--	--	--	-	16.55	16.80	- - -	-	Avance con tricónica
17.40	Arcilla	café claro		29	16.80	17.40	4-15-20		
18.00	Limo arcilloso	café claro		30	17.40	18.00	8-21-25		Fin del Sondeo
PERFORISTA				SUPERVISOR				REVISOR	

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F.C.C. MEXICO - QUERETARO		SONDEO No. 3	LOCALIZACION Km. 23 + 638				HOJA No. 3-20
LOCALIDAD ESTADO DE MEXICO		BANCO DE NIVEL BN - 23B			ELEV. 2,252 M. N.A.F. 2.90 M.		
PROCEDIMIENTO SONDEO MIXTO				FECHA DE INICIO 6-1-83		FECHA DE TERMINACION 8-1-83	
W 64.0	KG. H 75.0	CM. Ø EXT. 5.08	CM. Ø INT. 3.41	VEL. DE AVANCE	CM/HR.	VEL. DE ROTACION	REV. MIN. PRESION KG/CM ²
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO	Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES
0.40	Capa de relleno	1	0.00	0.40	8-45/25-	10	
0.60	-- -- -- --	-	0.40	0.60	- - -	-	Avance con tricónica
1.20	Arena arcillosa gris claro	2	0.50	1.20	7-13-6	10	
1.80	Arcilla café claro	3	1.20	1.80	8-14-9	30	
2.40	Arcilla café oscuro	4	1.80	2.40	8-15-7	21	
3.00	Arcilla café oscuro	5	2.40	3.00	10-12-9	22	
3.60	Arcilla café oscuro	6	3.00	3.60	12-17-6	20	
4.20	Arcilla café oscuro	7	3.60	4.20	9-13-7	28	
4.80	Arcilla arenosa gris claro	8	4.20	4.80	1-4-11	24	
5.40	Arcilla gris claro	9	4.80	5.40	10-15-9	18	
6.00	Arcilla arenosa gris claro	10	5.40	6.00	8-9-6	30	
6.70	-- -- -- --	-	6.00	6.70	-- --	-	Se localizó un hueco
7.30	Arena fina gris claro	11	6.70	7.30	3-3-6	5	
8.20	Arcilla gris claro.	12	7.30	8.20	-- --	14	Tubo Shelby
8.80	Arcilla gris claro	13	8.20	8.80	12-25-19	21	
9.40	Arcilla limosa gris claro	14	8.80	9.40	5-22-16	22	
10.00	Arcilla limosa gris claro	15	9.40	10.00	9-33-20	20	
10.00	Limo arcilloso gris claro	16	10.00	10.60	9-29-36	20	
10.90	Limo arcilloso gris claro	17	10.60	10.90	26-45/15-	8	
1.20	-- -- -- --	-	10.90	11.20	- - -	-	Avance con tricónica
PERFORISTA		SUPERVISOR			REVISO		

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA		SONDEO No.		LOCALIZACION			HOJA No.			
F.F.C.C. MEXICO - QUERETARO		3		Km 23 + 638			3.21			
LOCALIDAD				BANCO DE NIVEL			ELEV. 2,252 M. N.A.F. 2.65 M.			
ESTADO DE MEXICO				B N - 23 B						
PROCEDIMIENTO					FECHA DE INICIO		FECHA DE TERMINACION			
SONDEO MIXTO					6-I-83		8-I-83			
W	Ø	H	Ø EXT.	Ø INT.	VEL. DE AVANCE		CM/HR.	VEL. DE ROTACION		
75.0			5.08	3.41						
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO				Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES
11.80	Arcilla limosa gris claro				18	11.20	11.80	16-33-27	25	
12.15	Limo arenoso gris claro				19	11.80	12.15	20-45/20-	12	
12.40	--	--	--	--	-	12.15	12.40	- - -	-	Avance con tricónica
13.00	Limo arcilloso gris claro				20	12.40	13.00	16-30-29	19	
13.60	Limo arcilloso gris claro				21	13.00	13.60	10-17-15	25	
14.20	Arcilla gris clara				22	13.60	14.20	9-14-11	20	
14.80	Arcilla gris clara				23	14.20	14.80	7-16-13	23	
14.90	Arena limosa gris clara				24	14.80	14.90	45/10 - -	2	
15.40	--	--	--	--	-	14.90	15.90	- - -	-	Avance con tricónica
16.00	Arcilla gris clara				25	15.40	16.00	8-12-11	33	
16.45	Limo arenoso gris claro				26	16.00	16.45	14-45/30	13	
16.60	--	--	--	--	-	16.45	16.60	- - -	-	Avance con tricónica
16.75	Limo arenoso gris claro				27	16.60	16.75	45/15 --	4	
17.20	--	--	--	--	-	16.75	17.20	- - -	-	Avance con tricónica
17.35	Limo arenoso gris claro				28	17.20	17.35	45/15	3	
17.80	--	--	--	--	-	17.35	17.80	- - -	-	Avance con tricónica
17.95	Limo arenoso gris claro				29	17.80	17.95	45/15 --	3	
18.40	--	--	--	--	-	17.95	18.40	- - -	-	Avance con tricónica
18.65	Limo arenoso gris claro				30	18.40	18.65	31-45/10-	5	
19.00	--	--	--	--	-	18.65	19.00	- - -	-	Avance con tricónica
PERFORISTA					SUPERVISOR				REVISO	

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA		SONDEO No.		LOCALIZACION				HOJA No.	
F.F.C.O. MEXICO - QUERETARO		4		Km. 24 + 822				3.23	
LOCALIDAD				BANCO DE NIVEL				ELEV.	
ESTADO DE MEXICO				BN - 25 B				2,252 M. N.A.F. 8.10 M.	
PROCEDIMIENTO						FECHA DE INICIO		FECHA DE TERMINACION	
SONDEO MIXTO						9-I-83		10-I-83	
W	H	EXT.	INT.	VEL. DE AVANCE		GM/HR.	VEL. DE ROTACION		
64.0 KG.	5.08 CM.	3.41 CM.					REV. MIN.	PRESION	KG/CM ²
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO			Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES
0.60	Limo arenoso café verdoso			1	0.00	0.60	8-26-12	35	
1.20	Limo arenoso gris verdoso			2	0.60	1.20	4-6-5	28	
1.80	Limo gris verdoso			3	1.20	1.80	3-8-6	20	
2.40	Limo arenoso gris verdoso			4	1.80	2.40	3-4-4	10	
3.00	Limo arenoso gris verdoso			5	2.40	3.00	4.20-11	35	
3.60	--	--	--	6	3.00	3.60	- - -	40	Tubo Shelby
4.20	Limo arenoso gris verdoso			7	3.60	4.20	7-8-8	30	
4.80	Limo arenoso gris verdoso			8	4.20	4.80	6-14-9	13	
5.40	Limo arenoso gris verdoso			9	4.80	5.40	7-19-13	50	
6.10	--	--	--	10	5.40	6.10	- - -	50	Tubo Shelby
6.70	Limo arenoso gris verdoso			11	6.10	6.70	10-40-44	38	
7.30	Limo arenoso gris verdoso			12	6.70	7.30	4-24-17	35	
7.45	Limo arenoso gris verdoso			13	7.30	7.45	45/15 --	8	
8.00	--	--	--	-	7.45	8.00	- - -	-	Avance con tricónica
8.15	Limo arenoso gris verdoso			14	8.00	8.15	45/15 --	6	
9.00	--	--	--	-	8.15	9.00	- - -	-	Avance con tricónica
9.15	Limo arenoso gris verdoso			15	9.00	9.15	45/15 --	5	
10.00	--	--	--	-	9.15	10.00	- - -	-	Avance con tricónica
10.15	Limo arenoso gris verdoso			16	10.00	10.10	50/10 --	6	
11.00	--	--	--	-	10.10	11.00	- - -	-	Avance con tricónica
PERFORISTA				SUPERVISOR				REVISOR	

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA		SONDEO No.		LOCALIZACION		HOJA No.			
F.F.C.C. MEXICO - QUERETARO		5		Km. 24 + 822		3-25			
LOCALIDAD				BANCO DE NIVEL		ELEV.			
ESTADO DE MEXICO				B N - 25 B		2,252 M. N.A.F. 12.5 M.			
PROCEDIMIENTO				FECHA DE INICIO		FECHA DE TERMINACION			
SONDEO MIXTO				11-I-83		12-I-83			
W		KG. IH		CM. ϕ EXT.		CM. ϕ INT.			
64.0		75.0		5.08		3.41			
VEL. DE AVANCE				CM/HR. VEL. DE ROTACION					
REV. MIN. PRESION				KG/CM ²					
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO			Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES
0.60	Limo arenoso café verdoso			1	0.00	0.60	3-10-9	15	
1.20	Limo arenoso gris verdoso			2	0.60	1.20	4-5-6	36	
1.80	Limo arenoso gris verdoso			3	1.20	1.80	5-5-6	38	
2.40	Limo arenoso gris verdoso			4	1.80	2.40	1-3-2	20	
3.00	Limo arenoso gris verdoso			5	2.40	3.00	1-2-2	18	
3.60	Limo arenoso gris verdoso			6	3.00	3.60	4-5-7	35	
4.20	Limo arenoso gris verdoso			7	3.60	4.20	5-6-6	38	
4.80	Limo arenoso gris verdoso			8	4.20	4.80	3-4-4	20	
5.60	Limo arenoso gris verdoso			9	4.80	5.60	- - -	40	Tubo Shelby
6.20	Limo arenoso gris verdoso			10	5.60	6.20	4-12-6	36	
6.80	Limo arenoso gris verdoso			11	6.20	6.80	9-40-45	38	
7.10	--	--	--	--	6.80	7.10	- - -	-	Avance con tricónica
7.70	Limo arenoso gris verdoso			12	7.10	7.70	10-30-13	25	
8.00	Limo arenoso gris verdoso			13	7.70	8.00	45/30 --	26	
8.20	--	--	--	--	8.00	8.20	- - -	-	Avance con tricónica
8.50	Limo arenoso gris verdoso			14	8.20	8.50	45/30 --	28	
9.50	--	--	--	--	8.50	9.50	- - -	-	Avance con tricónica
9.80	Limo arenoso gris verdoso			15	9.50	9.80	45/30 --	25	
10.00	--	--	--	--	9.80	10.00	- - -	-	Avance con tricónica
10.30	Limo arenoso gris verdoso			16	10.00	10.30	45/30 --	28	

PERFORISTA

SUPERVISOR

REVISO

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F. D.C. México - Querétaro			SONDEO No. 5		LOCALIZACION Km.24+822			HOJA No. 3.26			
LOCALIDAD Estado de México				BANCO DE NIVEL BN-25-B			ELEV. 2,252 M. N.A.F. 12.5 M.				
PROCEDIMIENTO Sondeo Mixto					FECHA DE INICIO 11-1-83		FECHA DE TERMINACION 12-I-83				
W 64.0 KG.		H 75.0 CM.		Ø EXT. 5.08 CM.		Ø INT. 3.41 CM.		VEL. DE AVANCE CM/HR.		VEL. DE ROTACION REV. MM. PRESION KG/CM ²	
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO	Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES				
10.70			10.30	10.70			Avance con tricónica				
11.00	Limo arenoso gris verdoso	17	10.70	11.00	45/30	28					
11.20			11.20				Avance con tricónica				
11.40	Limo arenoso gris verdoso	18	11.20	11.40	45/20	17					
12.20			11.40	12.20			Avance con tricónico				
12.50	Arena limosa café claro	19	12.20	12.50	45/30	25					
13.10			12.50	13.10			Avance con tricónica				
13.40	Arena limosa café claro	20	13.10	13.40	45/30	28					
14.20			13.40	14.20			Avance con tricónica				
14.80	Limo arenoso café claro	21	14.20	13.40	5-25-27	20					
							Fin del sondeo				
PERFORISTA			SUPERVISOR				REVISO				

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA		SONDEO No.		LOCALIZACION		HOJA No.			
F.F. C.C. México - Querétaro		6		Km. 25 + 890		3.27			
LOCALIDAD				BANCO DE NIVEL		ELEV.			
Estado de México				BN-26 B		2,251 M. N.A.F. 4.3 M.			
PROCEDIMIENTO				FECHA DE INICIO		FECHA DE TERMINACION			
Sondeo mixto				14-1-83		16-1-83			
W	KG. H	CM. Ø EXT.	CM. Ø INT.	CM. VEL. DE AVANCE	CM/HR.	VEL. DE ROTACION	REV. MIN. PRESION KG/CM ²		
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO			Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES
1.50.					0.00	1.50			Avance con tricónica
2.10	Capa de relleno			1	1.50	2.10	14-19-9	20	
2.70	Arena arcillosa café oscuro			2	2.10	2.70	1-8-7	25	
2.70				3	2.70	3.50		32	Tubo Shelby
4.10	Arena arcillosa gris claro			4	3.50	4.10	2-11-10	35	
5.00				5	4.10	5.00		30	Tubo Shelby
5.60	Arena limosa gris claro			6	5.00	5.60	4-18-11	36	
6.20	Arena limosa gris claro			7	5.60	6.20	6-17-9	32	
4.80	Arena limosa gris claro			8	6.20	6.80	5-35-27	36	
7.05	Arena limosa gris claro			9	6.80	7.05	14 45/10	8	
7.40					7.05	7.40			Avance con tricónica
7.80	Limo arenoso gris verdoso			10	7.40	7.80	15-45/25	10	
8.00					7.80	8.00			Avance con tricónica
8.45	Limo arenoso gris verdoso			11	8.00	8.45	15 45/30	14	
8.60					8.45	8.60			Avance con tricónica
8.90	Limo arenoso gris claro			12	8.60	8.90	6 45/15	8	
9.20					8.90	9.20			Avance con tricónica
9.50	Limo arenoso gris claro			13	9.20	9.50	30 45/15	9	
9.80					9.50	9.80			Avance con tricónica
10.30	Limo arenoso gris claro			14	9.80	10.30	15-30-45/5	25	
PERFORISTA				SUPERVISOR				REVISOR	

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F. C.C. México - Querétaro			SONDEO No. 6		LOCALIZACION Km. 25 + 890			HOJA No. 3-2B			
LOCALIDAD Estado de México				BANCO DE NIVEL BN-26B			ELEV. 2,251 M. N.A.F. 4.3 M.				
PROCEDIMIENTO Sondeo Mixto				FECHA DE INICIO 14-I-83			FECHA DE TERMINACION 16-I-83				
W	KG. H	CM. Ø EXT.	CM. Ø INT.	CM.	VEL. DE AVANCE	CM/HR.	VEL. DE ROTACION	REV. MIN.	PRESION	KG/CM ²	
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO			Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES		
10.40					10.30	10.40			Avance con tricónica		
11.00	Limo arcilloso café claro			15	10.40	11.00	10-41-45	28			
11.25	Limo arenoso café claro			16	11.00	11.25	25-45/10	8			
11.60					11.25	11.60			Avance con tricónica		
11.75	Limo arenoso gris claro			17	11.60	11.75	45/15	2			
12.20					11.75	12.20			Avance con tricónica		
12.45	Limo arenoso gris claro			18	12.20	12.45	31-45/10	5			
12.80					12.45	12.80			Avance con tricónica		
12.95	Limo arenoso gris claro			19	12.80	12.95	45/15	3			
13.40					12.95	13.40			Avance con tricónica		
13.55	Limo arenoso gris claro			20	13.40	13.55	45/15	2			
14.00					13.55	14.00			Avance con tricónica		
14.60	Arena limosa café claro			21	14.00	14.60	22-26-18	24			
15.00	Arena limosa café claro			22	14.60	15.00	18-45/25	16			
15.20					15.00	15.20			Avance con tricónica		
15.55	Arena limosa gris claro			23	15.20	15.55	30-45/20	9			
									Final del sondeo		
PERFORISTA				SUPERVISOR				REVISO			

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F. C.C. México - Querétaro			SONDEO No. 6		LOCALIZACION Km. 26 + 920			HOJA No. 3.29	
LOCALIDAD Estado de México				BANCO DE NIVEL BN - 27 B			ELEV. 2,251 M. N.A.F. 5.30 M.		
PROCEDIMIENTO Sondeo de penetración estándar					FECHA DE INICIO 18-I-83		FECHA DE TERMINACION 19-I-83		
W 64.0 KG.		H 75.0 CM.		φ EXT. 5.08 CM.		φ INT. 3.41 CM.		VEL. DE AVANCE	
						CM/HR.		VEL. DE ROTACION	
						REV. MIN.		PRESION KG/CM ²	
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO			Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES
0.60	Material de relleno			1	0.00	0.60	6-25-7	25	
1.20	Arcilla café oscuro			2	0.60	1.20	3-12-8	19	
1.80	Arcille gris oscuro			3	1.20	1.80	4-25-25	18	
2.20	Arcilla limosa gris obscuro			4	1.80	2.20	10- ⁴⁵ /25-	16	
2.40	--	--	--	-	2.20	2.40	- - -	-	Avance con tricónica
2.85	Arena limosa gris obscuro			5	2.40	2.85	16- ⁴⁵ /30-	19	
3.00	--	--	--	-	2.85	3.00	- - -	-	Avance con tricónica
3.60	Arena limosa gris obscuro			6	3.00	3.60	12-32-15	24	
4.20	Limo arenoso gris claro			7	3.60	4.20	10-27-30	36	
4.65	Limo arenoso gris claro			8	4.20	4.65	14- ⁴⁸ /30-	17	
4.80	--	--	--	-	4.65	4.80	- - -	-	Avance con tricónica
5.15	Arena limosa gris claro			9	4.80	5.15	17- ⁴⁵ /20-	10	
6.40	--	--	--	-	5.15	5.40	- - -	-	Avance con tricónica
5.65	Limo arenoso gris claro			10	5.40	5.65	15- ⁴⁵ /10-	6	
6.00	--	--	--	-	5.65	6.00	- - -	-	Avance con tricónica
6.25	Limo arenoso gris claro			11	6.00	6.25	22- ⁴⁵ /10-	8	
6.60	--	--	--	-	6.25	6.60	- - -	-	Avance con tricónica
6.85	Limo arenoso gris claro			12	6.60	6.85	20- ⁴⁵ /10-	6	
7.20	--	--	--	-	6.85	7.20	- - -	-	Avance con tricónica
7.35	Limo arenoso café claro			13	7.20	7.35	45/15 --	3	
PERFORISTA				SUPERVISOR				REVISO	

REGISTRO DE PERFORACION

OBRA F.F. C.C. México - Querétaro			SONDEO No. 6		LOCALIZACION Km. 26 + 920			HOJA No. 3-29	
LOCALIDAD Estado de México				BANCO DE NIVEL BN - 27 B			ELEV. 2,251 M. N.A.F. 5.30 M.		
PROCEDIMIENTO Sondeo de penetración estándar					FECHA DE INICIO 18-I-83		FECHA DE TERMINACION 19-I-83		
W 64.0		KG. H 75.0		CM. Ø EXT. 5.08		CM. Ø INT. 3.41		VEL. DE AVANCE	
						CM/HR.		VEL. DE ROTACION	
								REV. MIN. PRESION KG/CM ²	
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO			Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES
0.60	Material de relleno			1	0.00	0.60	6-25-7	25	
1.20	Arcilla café oscuro			2	0.60	1.20	3-12-8	19	
1.80	Arcilla gris oscuro			3	1.20	1.80	4-25-25	18	
2.20	Arcilla limosa gris obscuro			4	1.80	2.20	10- ⁴⁵ /25-	16	
2.40	--	--	--	-	2.20	2.40	- - -	-	Avance con tricónica
2.85	Arena limosa gris obscuro			5	2.40	2.85	16- ⁴⁵ /30-	19	
3.00	--	--	--	-	2.85	3.00	- - -	-	Avance con tricónica
3.60	Arena limosa gris obscuro			6	3.00	3.60	12-32-15	24	
4.20	Limo arenoso gris claro			7	3.60	4.20	10-27-30	36	
4.65	Limo arenoso gris claro			8	4.20	4.65	14- ⁴⁸ /30-	17	
4.80	--	--	--	-	4.65	4.80	- - -	-	Avance con tricónica
5.15	Arena limosa gris claro			9	4.80	5.15	17- ⁴⁵ /20-	10	
6.40	--	--	--	-	5.15	5.40	- - -	-	Avance con tricónica
5.65	Limo arenoso gris claro			10	5.40	5.65	15- ⁴⁵ /10-	6	
6.00	--	--	--	-	5.65	6.00	- - -	-	Avance con tricónica
6.25	Limo arenoso gris claro			11	6.00	6.25	22- ⁴⁵ /10-	8	
6.60	--	--	--	-	6.25	6.60	- - -	-	Avance con tricónica
6.85	Limo arenoso gris claro			12	6.60	6.85	20- ⁴⁵ /10-	6	
7.20	--	--	--	-	6.85	7.20	- - -	-	Avance con tricónica
7.35	Limo arenoso café claro			13	7.20	7.35	45/15 --	3	
PERFORISTA				SUPERVISOR				REVISOR	

OBRA		F.E.C.C. MEXICO - QUERETARO		SONDEO No. 7		LOCALIZACION Km. 27 + 800			HOJA No. 3.31														
LOCALIDAD				ESTADO DE MEXICO		BANCO DE NIVEL		B N - 28 B		ELEV. 2,250 M.	N.A.F. 7.80 M.												
PROCEDIMIENTO						SONDEO MIXTO		FECHA DE INICIO		22-I-83		FECHA DE TERMINACION		23-I-83									
W		64.0 KG.		H		75.0 CM.		φ EXT. 5.08 CM.		φ INT. 3.41 CM.		VEL. DE AVANCE		CM/HR.		VEL. DE ROTACION		REV. MIN.		PRESION		KG/CM ²	
Prof. m.	CLASIFICACION DE CAMPO					Muestra No.	DE	A	No. de Golpes en 30 cm. de Penetración	Longitud Recuperada cm.	OBSERVACIONES												
0.60	--	--	--	--	--	-	0.00	0.60	- - -	-	Avance con tricónica												
1.20	Arcilla café oscuro					1	0.60	1.20	19-33-21	30													
1.80	Arcilla gris oscuro					2	1.20	1.80	3- 6-5	18													
2.40	Arcilla gris oscuro					3	1.80	2.40	6-18-17	36													
3.00	Arcilla gris oscuro					4	2.40	3.00	7-30-37	36													
3.60	Arcilla gris oscuro					5	3.00	3.60	16-37-27	24													
4.20	Arcilla gris oscuro					6	3.60	4.20	4-13-12	35													
4.80	--	--	--	--	--	7	4.20	4.80	- - -	24	Tubo Shelby												
5.40	Arcilla gris claro					8	4.80	5.40	4-5-3	36													
6.10	Limo arenoso gris claro					9	5.40	6.10	- - -	28													
6.70	Arena limosa gris claro					10	6.10	6.70	8-21-15	38													
7.30	Arena limosa gris verdoso					11	6.70	7.30	8-12-6	30													
7.75	Limo arenoso gris verdoso					12	7.30	7.75	5-45/30-	16													
7.90	--	--	--	--	--	-	7.75	7.90	- - -	-	Avance con tricónica												
8.10	Limo arenoso gris verdoso					13	7.90	8.10	39-45/5-	3													
8.50	--	--	--	--	--	-	8.10	8.50	- - -	-	Avance con tricónica												
8.95	Limo arenoso gris verdoso					14	8.50	8.95	18-45/30	18													
9.10	--	--	--	--	--	-	8.95	9.10	- - -	-	Avance con tricónica												
9.30	Limo arenoso gris verdoso					15	9.10	9.30	30-45/5 -	2													
9.70	--	--	--	--	--	-	9.30	9.70	- - -	-	Avance con tricónica												
PERFORISTA						SUPERVISOR						REVISO											

CAPITULO IV
PRUEBAS DE LABORATORIO

4.1 Objetivos de las pruebas de laboratorio.

A través de años de experiencia, se ha observado que la mayor parte de los suelos, puedan clasificarse en grupos dentro de los cuales, las propiedades mecánicas son algo parecidas. Por lo tanto, la correcta clasificación de los materiales del subsuelo, así como sus propiedades índice y mecánicas - determinadas en el laboratorio, es básica para cualquier trabajo de cimentación, porque proporciona los datos requeridos para aplicar las teorías - de capacidad de carga y movimientos verticales, que nos permiten evaluar el comportamiento del subsuelo en el que se desplantará una estructura, permitiéndonos además aprovechar las experiencias que se tengan en trabajos realizados en otros materiales constituidos por suelos de propiedades y características semejantes.

Los ensayos en el laboratorio pueden clasificarse en dos tipos:

Pruebas índice

Pruebas mecánicas

4.2 Pruebas índice

Son aquellas que nos permiten evaluar en forma numérica las propiedades físicas de un suelo, es por medio de éstas que se puede realizar la identificación y clasificación de los materiales que forman el subsuelo.

Las propiedades índice se obtienen realizando las pruebas siguientes:

Contenido de agua.

Densidad de sólidos.

Granulometría: Análisis combinado

Límite líquido

Límite plástico

Límite de contracción

Las determinaciones anteriores deberán realizarse en cada estrato identificable. En los estratos aparentemente homogéneos de más de un metro de espesor, nunca se hará menos de una determinación por cada metro de sondeo.

A continuación, se describen brevemente los anteriores conceptos, tomando en cuenta, (debido a una clasificación visual en el sitio del material encontrado) que se estará trabajando con un suelo fino.

4.2.A Contenido natural de agua.- Se conoce como contenido natural de agua ó humedad de un suelo, a la relación del peso de agua contenida en dicho suelo y su peso en estado sólido, lo anterior es usualmente expresado en porcentaje:

$$w (\%) = \frac{w_w}{w_s} \times 100$$

Donde:

w_w = Peso del agua contenida en el sólido

w_s = Peso del sólido

Lo anterior varía teóricamente de 0 a infinito; en la naturaleza la humedad de los suelos varía entre límites muy amplios.

En el Valle de México son normales las humedades de 500 a 600%

4.2.B Límites, líquido y plástico.

Límite líquido.- Es la transición entre el estado líquido y el estado plástico; dicho en otras palabras él límite líquido es el contenido de agua expresado en porcentaje con respecto al peso seco, que posee una consistencia tal que una muestra con una ranura, sujeta al impacto de varios golpes fuertes se cierra sin que resbale el suelo sobre su apoyo.

Límite plástico.- Es cuando un suelo puede ser deformado rápidamente o moldeado sin recuperación elástica, cambio de volúmen, agrietamiento o desmoronamiento.

4.2.C Límite de contracción.- Es una frontera entre los estados de con--sistencia semisólido y sólido, definido como el contenido de agua con el -cual el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

4.2.D Densidad de sólidos. Se define como la densidad de un suelo a la -relación entre el peso de los sólidos y el peso de volúmen de agua que desaloja. Para el caso de las gravas, la densidad se determina con relación -al agua limpia a la temperatura ambiente, estando el material saturado. El valor de la densidad es expresado por un número abstracto, que además de --servir para fines de clasificación, interviene en la mayor parte de los - -cálculos de Mecánica de Suelos.

A continuación se muestran algunos valores típicos para distintos tipos de suelos:

Suelo	Densidad de Sólidos
Arenas y Gravas	2.65 - 2.67
Limos inorgánicos	2.67 - 2.72
Arcillas de poco a medianamente	

Plásticas	2.78 - 2.84
Arcillas expansivas	2.84 - 2.88

4.2.E Granulometría.- La propiedad mas importante de los granos en los suelo de partículas gruesas, es su distribución granulométrica la cual puede ser evaluada mediante un análisis mecánico utilizando un juego de cribas. La malla más usada tanto en campo como en laboratorio es la malla número 200 U.S., estándar, en la que la anchura de las mallas es de 0.075 mm., por ésta razón, se ha convenido en aceptarla como frontera entre suelos de grano grueso y suelos de grano fino.

Para conocer la distribución granulométrica en suelos de grano fino, se utiliza un procedimiento mecánico húmedo, basado en la Ley de Stokes, que dice que la velocidad a la que cae una partícula esférica a través de un medio líquido es función del diámetro y del peso específico de la partícula. Se hace una suspensión del suelo, que se agita y luego se deja en reposo. Después que ha transcurrido un tiempo dado, todas las partículas mayores que las de un tamaño determinado se han asentado abajo de un plano situado a una profundidad arbitraria en la suspensión.

Este tamaño puede calcularse por medio de la Ley Stokes, la densidad correspondiente de la suspensión a la profundidad arbitraria es la medida de la cantidad de suelo menor que el tamaño calculado. De esta manera midiendo la densidad en tiempos diferentes, puede determinarse la distribución de los tamaños de las partículas. La densidad se mide usualmente con el hidrómetro.

Los resultados de los análisis mecánicos se presentan usualmente por medio

de una curva de distribución granulométrica. El porcentaje (P) de material más fino que el de un tamaño determinado se dibuja en el eje de las ordenadas, a escala natural y el diámetro correspondiente de la partícula, D_p , en milímetros, se dibuja en el eje de las abscisas, a escala logarítmica. Una gráfica de ese tipo tiene la ventaja de que los materiales de igual uniformidad se representan por curvas de forma idéntica, sea el suelo de grano grueso o de grano fino. Además la forma de la curva es una indicación de la granulometría. Los suelos constituidos por partículas de un solo tamaño, estarán representados por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquier mayor -- que el que el suelo posea) una curva muy tendida indica gran variedad de tamaños, lo cual quiere decir que se trata de un suelo bien graduado.

Las características granulométricas de los suelos pueden compararse más cómodamente estudiando ciertos valores numéricos importantes deducidos de las curvas de distribución. Los dos más comunmente usados se designan como D_{10} , el diámetro efectivo, y $C_u = D_{60}/D_{10}$, el coeficiente de uniformidad. El diámetro efectivo es el diámetro de la partícula correspondiente a $P = 10\%$ en la curva granulométrica, por lo tanto, el 10% de las partículas son menores que el diámetro efectivo y el 90%, son mayores. El coeficiente de curva $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$, es un valor complementario, necesario para definir la graduación.

4.3 Clasificación del subsuelo

Con base en las propiedades índice, se procede a clasificar e identificar el suelo, existiendo para ello, sistemas útiles basados en una o dos propie

dades características. Actualmente el sistema de clasificación más utilizado, es el sistema unificado (S.U.C.S) desarrollado por Arthur Casagrande, y el cual consiste básicamente en lo siguiente:

4.3.A Clasificación S.U.C.S

En este sistema los suelos gruesos y los suelos finos, se distinguen por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores.

Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino si más de la mitad de sus partículas en peso son finas.

Suelos gruesos

El símbolo de cada grupo esta formado por dos letras mayúsculas:

G Gravas y suelos en los que en su estado natural, predominan éstas.

S Arenas y suelos arenosos.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro grupos que se mencionan a continuación:

1) Material casi totalmente limpio de finos bien Graduado (GW)

La existencia de los finos que puedan contener estos grupos no influyen en las características de resistencia de la fracción gruesa; lo anterior se cumple cuando el contenido de partículas no es mayor al 5% en peso. La graduación se obtiene en el laboratorio por medio del coeficiente de uniformidad y curvatura; siendo estos mayor que 4 y entre 1 y 3 respectivamente para obtener una grava bien graduada, y en el caso de arenas el coeficiente de uniformidad será mayor que 6 y el coeficiente de curvatura entre 1 y 3.

2) Material prácticamente limpio de finos mal graduado (GP)

Este tipo de suelos son de apariencia uniforme ó presentan predominio de al gún margen de tamaño, con faltantes de algunos intermedios. En el laborato rio debe de cumplir los requisitos del grupo antes mencionado.

3) Material con poca cantidad de finos no o poco plástico (GM)

En caso de este tipo de suelos el contenido de finos afecta las caracterís-
ticas de resistencia, en la práctica se ha visto que lo anterior ocurre pa-
ra porcentajes de finos superiores al 12% en peso. La plasticidad de los
finos en este tipo de suelos tiene una variación, entre media y nula.

4) Material con poca cantidad de finos plástico (GC)

Este tipo de suelos tiene características similares al anterior, pero con
la diferencia de que la variación de la plasticidad es de media a alta.

Cuando el material no se puede determinar claramente dentro de un grupo, -
deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de fronte-
ra, específicamente cuando se tienen entre 5 y 12% de finos, que son casos
frontera entre las gravas o arenas "limpias o sucias".

Suelos finos

También para este tipo de suelos existen tres tipos de clasificaciones:

Limos inorgánicos (M)

Arcillas inorgánicas (C)

Limos y arcillas orgánicas (O)

Los grupos anteriores se subdividen de acuerdo a su límite líquido, en dos
grupos; los que son mayores del 50% o sea, de compresibilidad alta (H) y
los de compresibilidad baja (L), esto es, límite líquido menor al 50%.

Arcillas inorgánicas de alta y baja compresibilidad (CL y CH).

Son principalmente las formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentónita o la arcilla del Valle de México.

Limo inorgánicos de alta y baja compresibilidad (ML y MH)

Los tipos comunes en este grupo, son los depósitos eóliticos del tipo - - Loess, también caen dentro de este grupo las arcillas del tipo caolín, derivadas de los feldespatos de rocas graníticas.

Limos y Arcillas inorgánicas de alta y baja compresibilidad (OL y OH)

Lo que caracteriza a este grupo es una pequeña adición de materia orgánica coloidal, la cuál hace que el límite líquido de una arcilla aumente, sin - apreciable cambio en su índice plástico.

4.4 Pruebas mecánicas

Son aquéllas que nos permiten conocer las características de esfuerzo, deformación, resistencia y permeabilidad de los suelos.

Las propiedades mecánicas, se obtienen realizando las siguientes pruebas.

Consolidación unidimensional

Pruebas triaxiales

Corte directo

Compresión simple

Permeabilidad

Las determinaciones anteriores deberán realizarse en cada estrato identificable, que pueda afectar la estabilidad de los movimientos de la construcción. En los estratos de más de cuatro metros de espesor, nunca se hará - menos de una determinación por cada cuatro metros de espesor, salvo en los casos en los que se demuestre que son suficientemente homogéneos, para que sea aceptado un intervalo mayor.

A continuación se describe en forma breve, en que consiste cada una de las pruebas mencionadas.

4.4.A Compresión triaxial.

Esta prueba es la más ampliamente utilizada de resistencia al corte y puede ser empleada para todos los diferentes tipos de suelo, en esta prueba - se tiene la ventaja de que pueden controlarse las condiciones de drenaje, permitiéndolo que se consoliden los suelos saturados de baja permeabilidad.

En la prueba se utiliza un espécimen cilíndrico con una relación longitud a diámetro de 2, sometido a esfuerzos bajo condiciones de simetría axial.

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo - deformación, y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos - principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo de que se -- trate.

Generalmente en los problemas de mecánica de suelos, se trabaja con dos de los esfuerzos principales; σ_1 y σ_3 donde σ_3 es originado por la pre

sión que ejerce un líquido sobre la muestra. La resistencia al esfuerzo cor tante es:

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

En donde:

S: Resistencia al esfuerzo cortante

C: Cohesión

σ : Esfuerzo normal

ϕ : Angulo de fricción interna.

4.4.B Corte directo

Por medio de esta prueba, es posible evaluar el esfuerzo cortante máximo -- que una muestra cilíndrica de suelo puede soportar al aplicarle una fuerza razante (F) y una presión normal al plano de falla (σ), que por la cons-- trucción del aparato de prueba, resulta bien definido. La fuerza razante (F) y la presión normal (σ), son variables a voluntad; midiéndose además la deformación que experimenta la muestra, tanto en la dirección horizontal co mo en la vertical.

Esta prueba, únicamente puede usarse en suelos de falla plástica, como son las arcillas blandas y las arenas sueltas. En arcillas rígidas y arenas - compuestas, la prueba conduce a resultados demasiado conservadores.

4.4.C Compresión simple

La prueba consiste en aplicar una carga axial a una probeta de suelo, sin - confinamiento horizontal.

Por medio de esta prueba podemos obtener relaciones esfuerzo-deformación y valores máximos de resistencia a la compresión.

Esta prueba solo puede realizarse en arcillas y suelos cohesivos.

4.4.D Permeabilidad

Existen varios procedimientos para evaluar la permeabilidad de los suelos:

Los llamados "directos", porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición del coeficiente de permeabilidad; otros "indirectos", - porque proporcionan en forma indirecta el valor de dicho coeficiente mediante pruebas técnicas que primeramente tienen como objetivo otros fines; - estos métodos son los siguientes .

1) Directos

Permeámetro de carga constante.

Permeámetro de carga variable .

Prueba directa de los suelos en el lugar .

2) Indirectos

Cálculo a partir de la curva granulométrica.

Cálculo a partir de la prueba de consolidación.

Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

4.4.E Consolidación

Se le conoce como el proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de cargas sobre el suelo. Frecuentemente ocurre que durante este proceso la posición relativa de las partículas sólidas sobre el mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma, así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical, esta es la consolidación unidimensional.

La consolidación depende de la permeabilidad del suelo al igual que de otras condiciones geométricas y de frontera (drenes).

La prueba de consolidación estándar consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material que se estudia, confinado en un anillo rígido siguiendo una secuencia de cargas establecidas de antemano. En todos los casos y para cada incremento de carga el espécimen sufre una primera deformación llamada consolidación primaria y también sufre una deformación adicional debida a un fenómeno secundario, que en las arcillas se llama retraso plástico y en las arenas retraso friccional.

De la prueba de consolidación se obtienen los coeficientes que se indican a continuación:

a) Coeficiente de compresibilidad (a_v) que representa la relación deformación esfuerzo del suelo, independientemente del tiempo, y que geométricamente, es igual a la pendiente de la curva de relación de vacíos-presiones.

La expresión matemática es:

$$a_v = \frac{e_2 - e_1}{P_2 - P_1} = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

Donde:

e_1 y P_1 son la relación de vacíos y la presión en la etapa 1 y e_2 y P_2 en la etapa 2.

b) Coeficiente de consolidación (C_v) que es una relación teórica establecida para simplificar la ecuación diferencial del proceso de consolidación.

$$C_v = \frac{0.197 \text{ Hm}^2}{t_{50}} \quad (\text{cm}^2 / \text{seg})$$

En donde:

H_m : longitud de la trayectoria del dren más corta en cm.

t_{50} : tiempo en segundos correspondiente al 50% de consolidación primaria - para el incremento de carga considerado.

c) El coeficiente calculado de permeabilidad (k_m) que es igual a:

$$k_m = (a_v c_v \gamma_w) / (1 + e_m) 1000 \quad (\text{cm} / \text{seg})$$

En donde:

a_v y c_v ya se definieron

γ_w = peso volumétrico del agua (g./cm³)

e_m : relación media de vacíos

d) Relación de consolidación primaria (r) que expresa la relación entre la deformación debida a la consolidación primaria y la deformación total que - sufrió el espécimen en cada incremento de carga.

$$r = \frac{d_s - d_{100}}{d_o - d_f}$$

En donde:

d_s : deformación en el 0% de consolidación primaria

d_{100} : deformación en el 100% de consolidación primaria

d_o : deformación inicial del espécimen.

d_f : deformación final del espécimen

4.5 Pruebas de laboratorio efectuadas para la realización de este estudio

En este trabajo se efectuarán las siguientes pruebas

4.5.A Pruebas índice.

Utilizando las muestras alteradas representativas, obtenidas mediante el -
penetrómetro estándar, se determinaron en el laboratorio:

Contenido natural de agua (W)

Límite, líquido y plástico (LL, LP)

Densidad de sólidos (S_s)

Con los resultados obtenidos se clasificó el suelo según el sistema unifi-
cado S.U.C.S., presentándose dicha clasificación para cada cruce en estu--
dio, posteriormente.

4.5.B Pruebas mecánicas.

Utilizando las muestras inalteradas, obtenidas tanto con los tubos Shelby
como de los pozos a cielo abierto, se llevarón a cabo las pruebas de labo-
ratorio siguientes:

Triaxial rápida

Consolidación

4.6 Resultados obtenidos.

Las gráficas de los resultados de laboratorio efectuadas, se presentan a -
continuación (figuras 4.1 a 4.15).

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 21 + 840

COMPRESION
TRIAxIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO

PCA -

PRUEBA No.	ω_1 %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	9.43		0.38		61.0		0.5	2.19
2	10.63		0.63		41.6		1.5	6.02
3	12.26		0.57		53.1		3.0	6.27

PROFUNDIDAD= 1.70-2.00mts. COHESION C= 8.0 t/m² ANGULO DE FRICCION $\beta= 12^\circ$

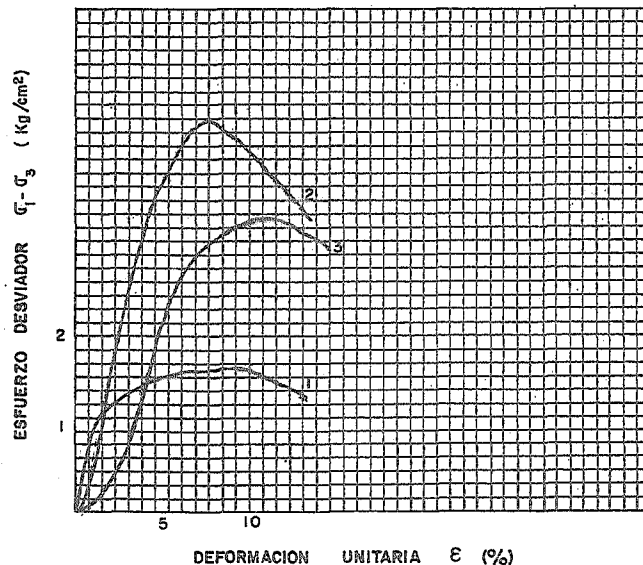
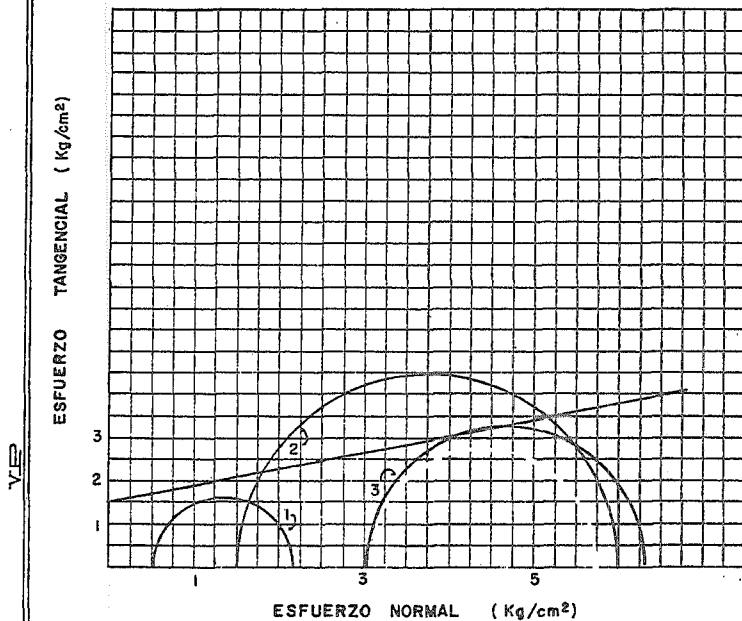


FIGURA 4.1

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO
 PROCEDENCIA. Km. 23 + 638

COMPRESION
 TRIAXIAL

TIPO DE PRUEBA:
 LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO
 PCA-2

PROFUNDIDAD= 1.70 - 2.0 mts. COHESION C=25.5 t/m² ANGULO DE FRICCION $\beta=5^\circ$

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	23.51		1.57		39.32		0.5	6.13
2	17.72		1.45		32.10		1.5	9.85
3	19.46		1.37		37.40		3.0	9.15

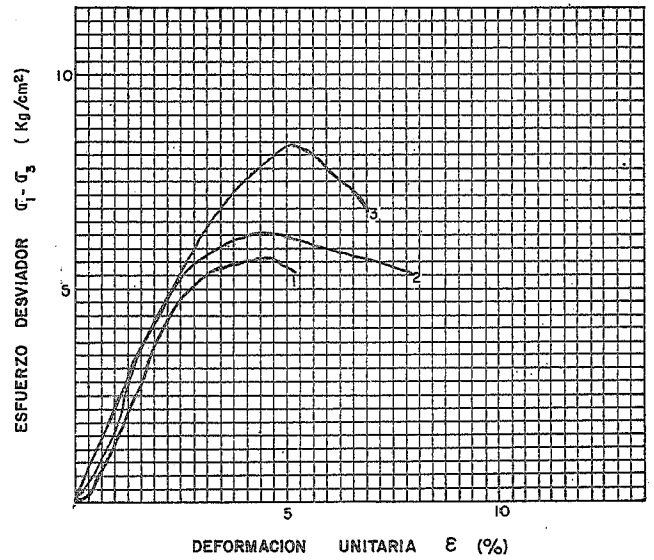
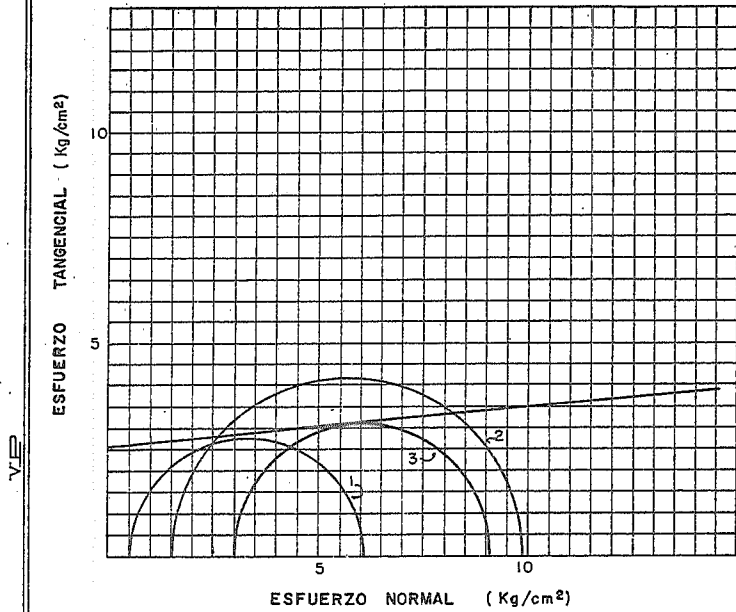


FIGURA 4.2

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO
 PROCEDENCIA. Km. 23 + 638

SATURACION
 BAJO CARGA

SONDEO PCA-2
 PROF. 2.30-2.50 m.

ω inicial = 38.95 %

e inicial = 1.909

Sat. inicial = 58.62 %

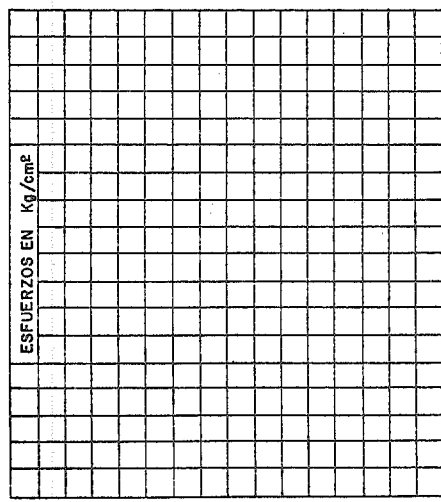
Compactación = _____ %

ω final = 64.13 %

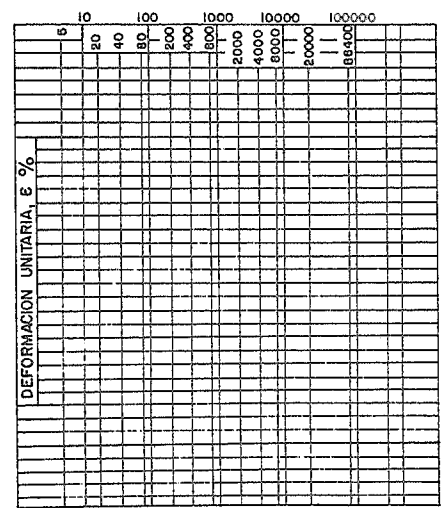
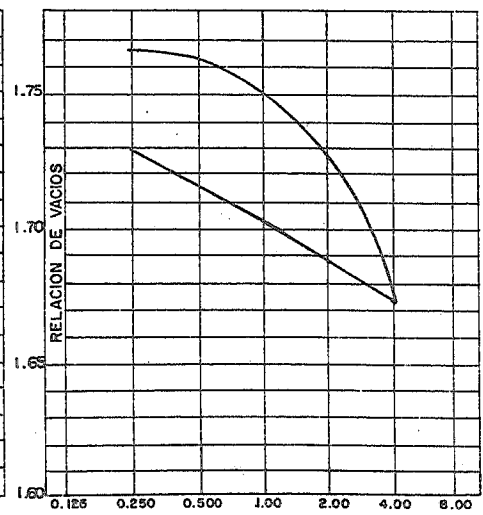
e final = 1.672

Sat. final = _____ %

$\gamma_s = 1110$ kg/m³



DEFORMACION UNITARIA EN %



ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 24 + 822

COMPRESION TRIAXIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO

SM - 4

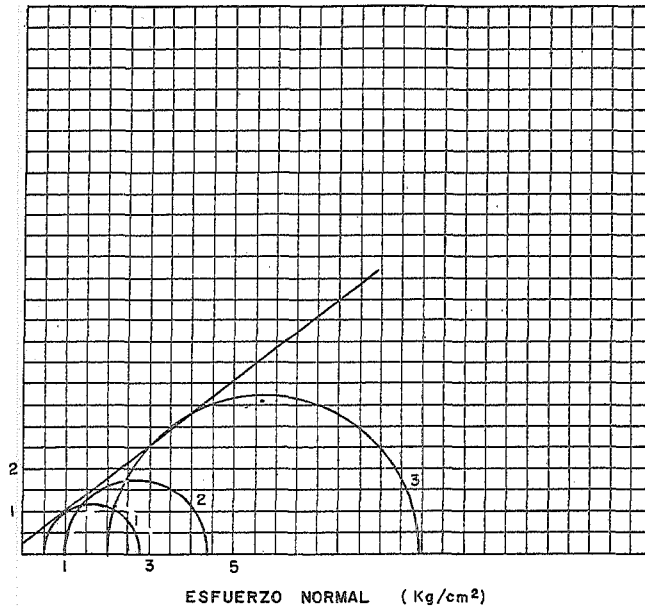
PROFUNDIDAD = 5.60-6.10 mts.

COHESION C = 3.0 t/m²

ANGULO DE FRICCION $\beta = 29^\circ$

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	28.68		0.934		80.4		0.50	2.75
2	37.11		1.041		93.3		1.00	4.25
3	24.61		0.892		72.2		2.00	9.18

ESFUERZO TANGENCIAL (Kg/cm²)



ESFUERZO DESVIADOR $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm²)

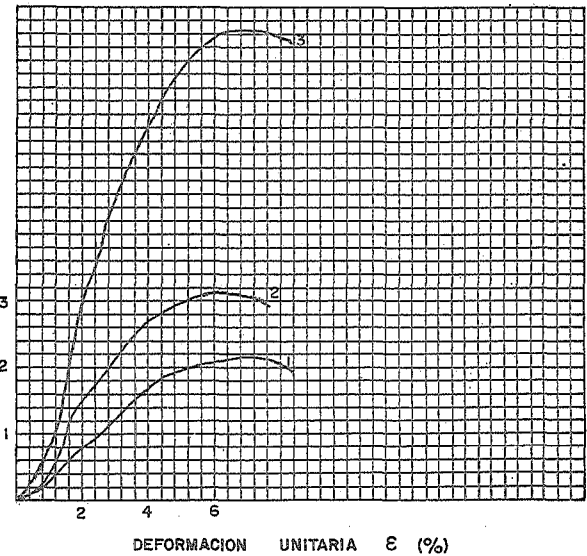


FIGURA 4.4

ESTUDIO. F.C. MEXICO. - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 24 + 822

COMPRESION
TRIAXIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO

SM - 5

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	32.92		0.88		96.4		0.5	1.24
2	33.69		0.87		99.0		1.0	2.29
3	32.43		0.87		95.0		2.0	2.99

PROFUNDIDAD = 4.80-5.70 mts.

COHESION C = 3.5 t/m²

ANGULO DE FRICCION $\phi = 21^\circ$

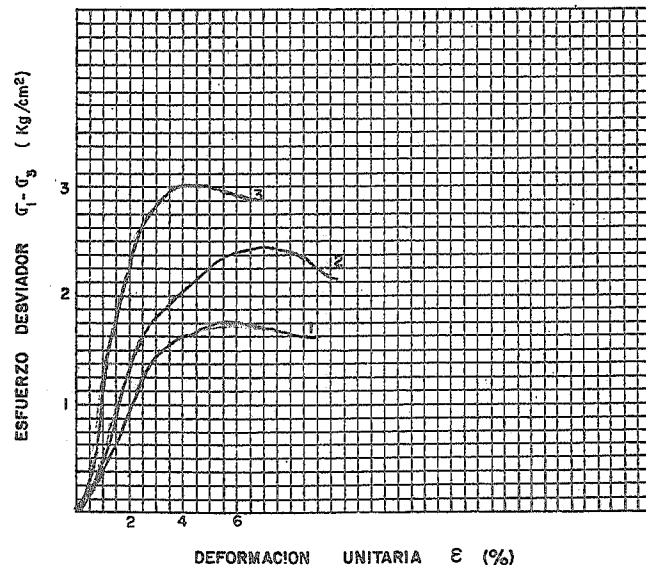
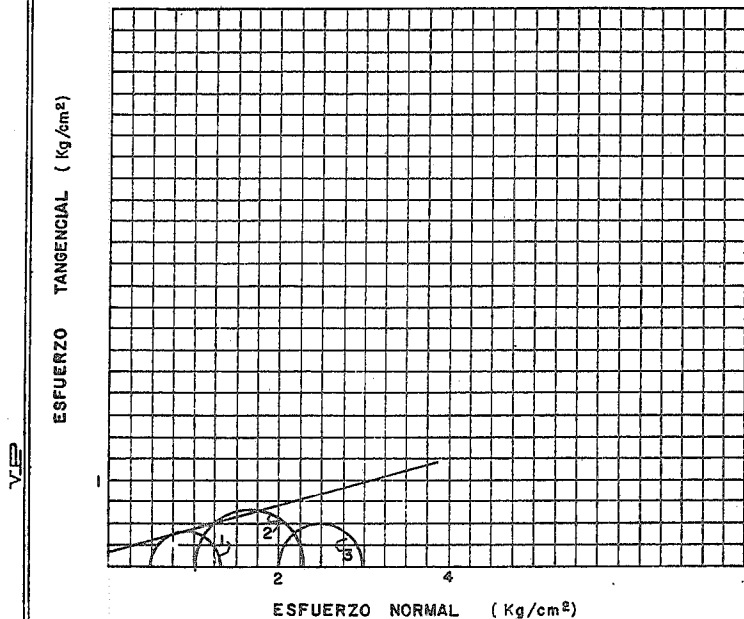


FIGURA 4.5

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 24 + 822

COMPRESION
TRIAXIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO

SM - 4

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	68.07		1.766		97.9		0.50	2.63
2	78.71		2.149		93.1		1.00	3.54
3	71.69		2.015		90.4		2.00	4.30

PROFUNDIDAD= 3.00-3.80 mts.

COHESION $c=5.8$ t/m²

ANGULO DE FRICCION $\beta=17^{\circ}$

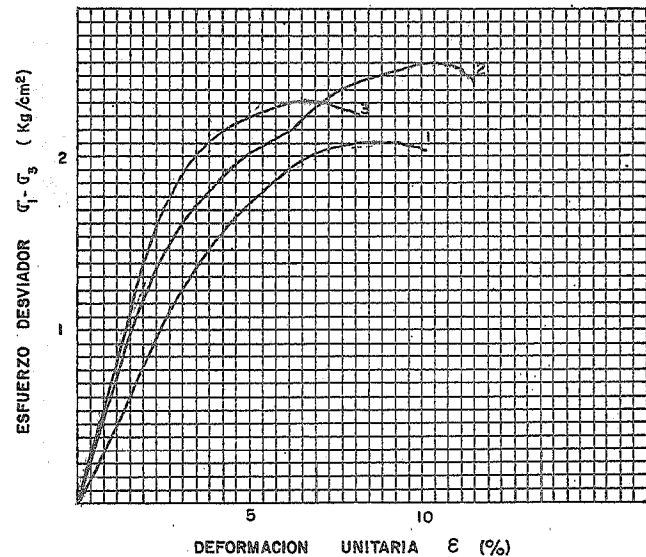
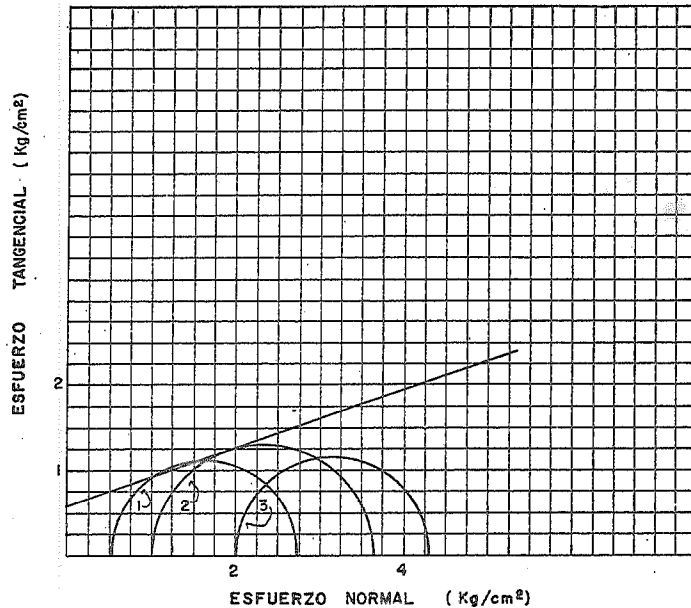


FIGURA 4.6

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 24 + 822

COMPRESION TRIAXIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO

SM-5

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	23.06		0.616		98.4		0.50	4.41
2	28.84		0.771		98.3		1.00	4.21
3	27.04		0.710		100.0		2.00	5.78

PROFUNDIDAD= 8.95-9.40mts. COHESION $c = 10.0 \text{ t/m}^2$ ANGULO DE FRICCIÓN $\phi = 13^\circ$

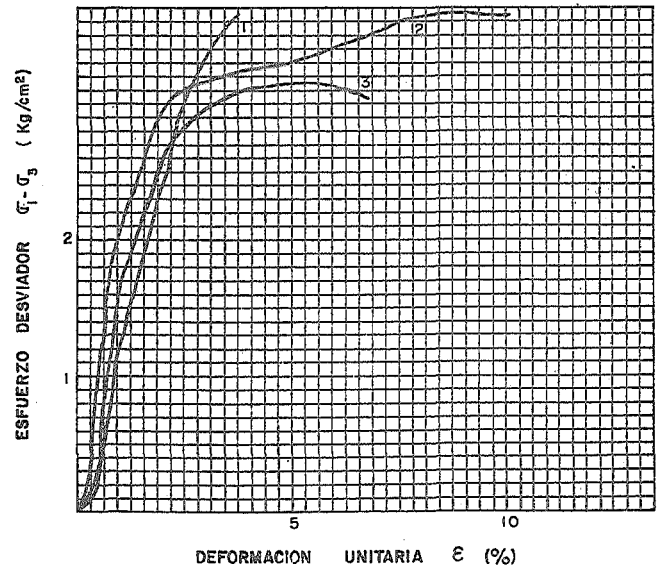
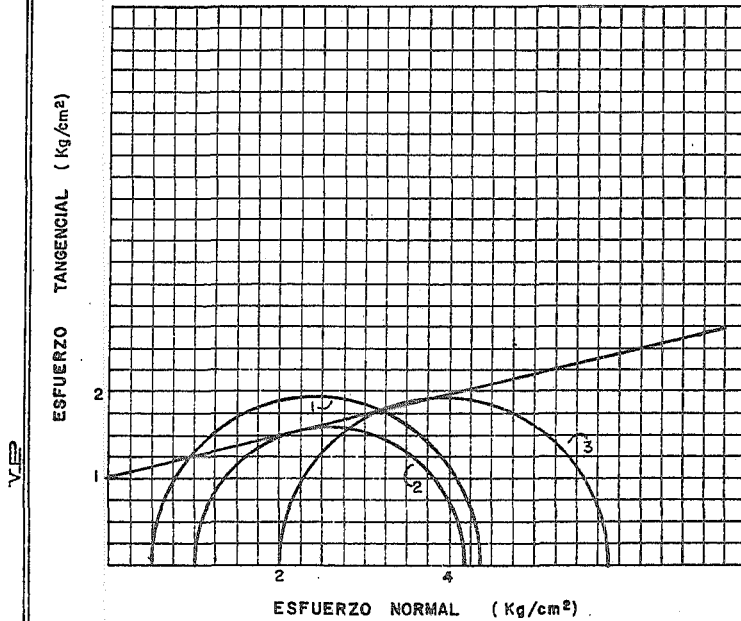


FIGURA 4.7

ESTUDIO. F.C. MEXICO -- QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 24 + 822

COMPRESION TRIAXIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO
SM-5

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	$G_{\omega i}$ %	$G_{\omega f}$ %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	23.06		0.616		98.4		0.50	4.41
2	28.84		0.771		98.3		1.00	4.21
3	27.04		0.710		100.0		2.00	5.78

PROFUNDIDAD= 8.95-9.40mts. COHESION $c = 10.0$ t/m² ANGULO DE FRICCION $\beta = 13^\circ$

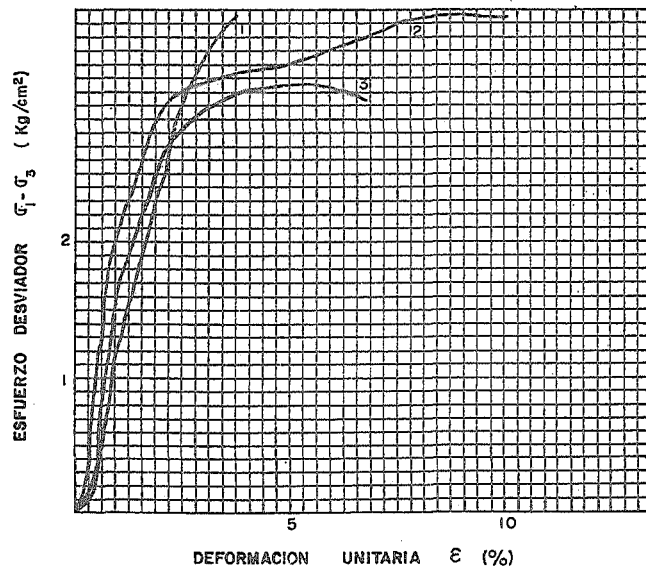
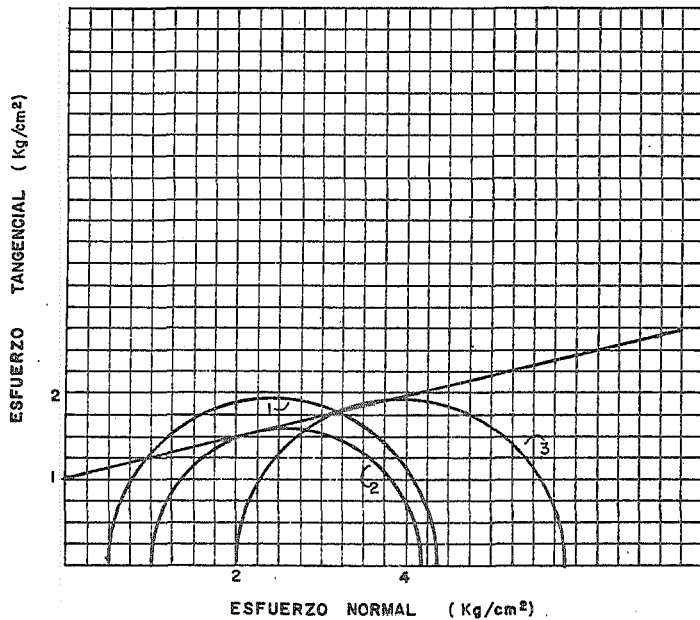


FIGURA 4.7

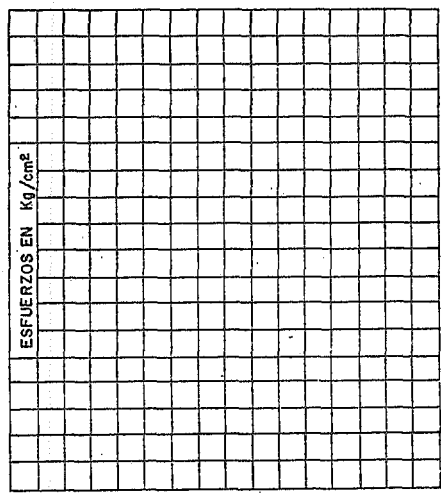
FIGURA No. 4.8

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO
 PROCEDENCIA. Km. 25 + 890

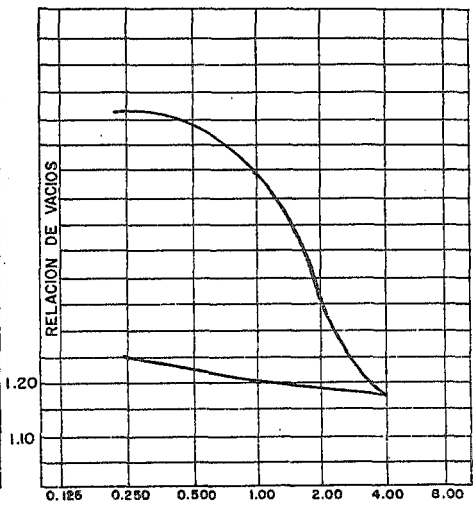
SATURACION
BAJO CARGA

SONDEO PCA - 4
 PROF. 0.75 - 1.00 m.

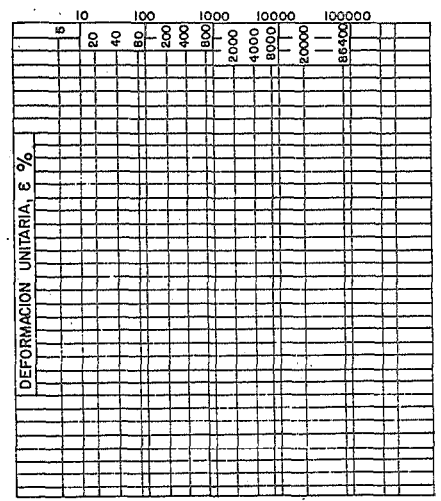
ω inicial = 24.34 % e inicial = 1.721 Sat. inicial = 34.97 % Compactación = _____ %
 ω final = 55.13 % e final = 1.160 Sat. final = _____ % $\gamma_s = 1022$ kg/m³



DEFORMACION UNITARIA EN %



P en Kg/cm²



TIEMPO EN SEGUNDOS

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 25 + 890

SATURACION
BAJO CARGA

SONDEO PCA - 4
PROF. 2.30 - 2.50 m.

ω inicial = $\frac{65.05}{100}$ %

e inicial = $\frac{1.758}{1}$

Sat. inicial = $\frac{92.65}{100}$ %

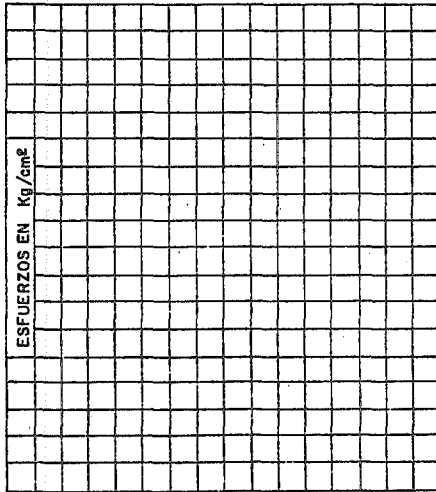
Compactación = _____ %

ω final = $\frac{61.53}{100}$ %

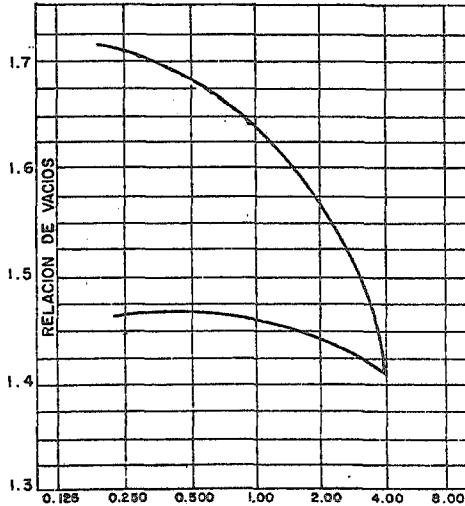
e final = $\frac{1.410}{1}$

Sat. final = _____ %

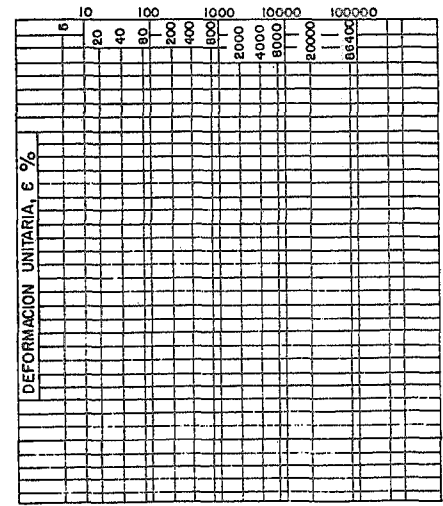
$\gamma_s = 1137$ kg/m³



DEFORMACION UNITARIA EN %



P en Kg/cm²



TIEMPO EN SEGUNDOS

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 25 + 890

COMPRESION
TRIAxIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_C)

SONDEO
PCA-4

PROFUNDIDAD = 2.30-2.50 mts. COHESION $c = 13.0 \text{ kg/cm}^2$ ANGULO DE FRICCION $\beta = 5^\circ$

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	τ kg/cm ²
1	36.90		1.04		88.40		0.5	3.23
2	51.32		1.45		88.65		1.5	3.62
3	50.86		1.20		100.00		3.0	6.41

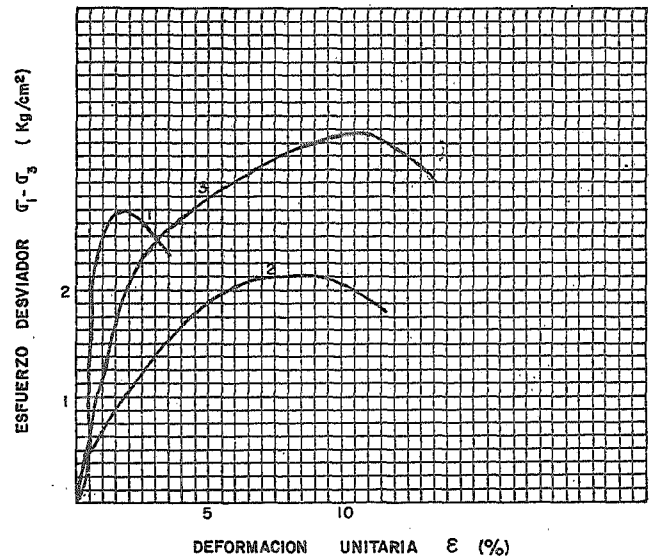
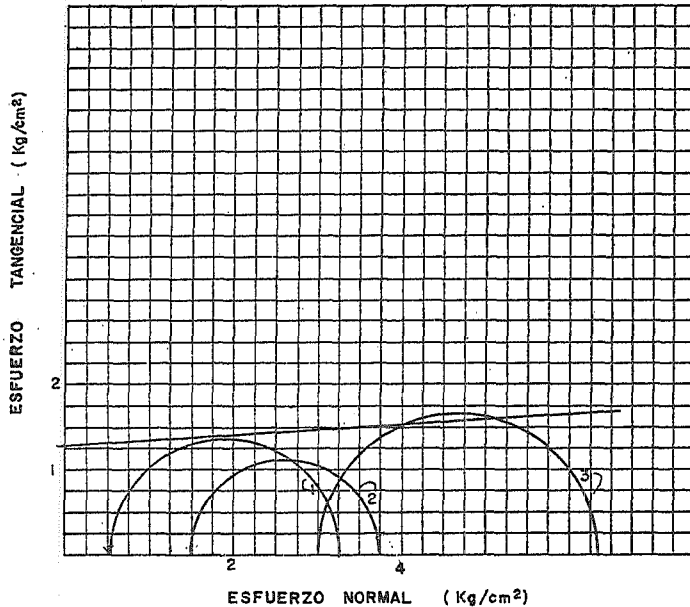


FIGURA 4.10

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 25 + 890

COMPRESION
TRIAxIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO
SM-6

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{ω_i} %	G_{ω_f} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	74.39		2.10		88.16		0.5	1.82
2	74.01		1.92		96.37		1.5	3.30
3	65.11		1.95		83.20		3.0	6.09

PROFUNDIDAD= 2.70-3.50 mts. COHESION $c=3.8$ t/m² ANGULO DE FRICCIÓN $\beta=15^\circ$

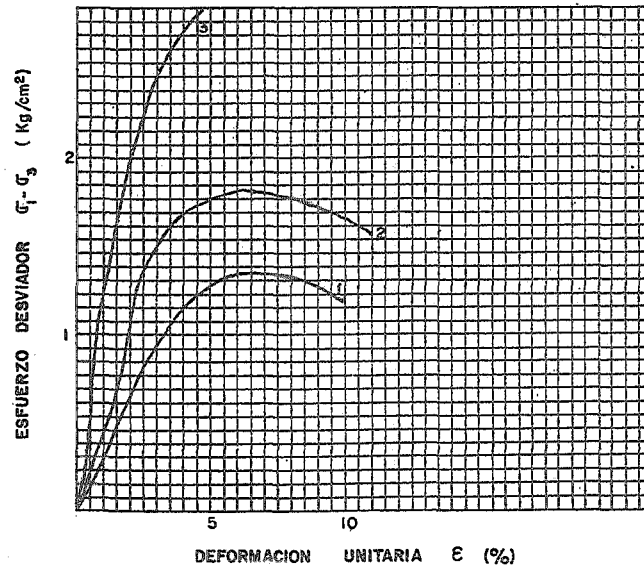
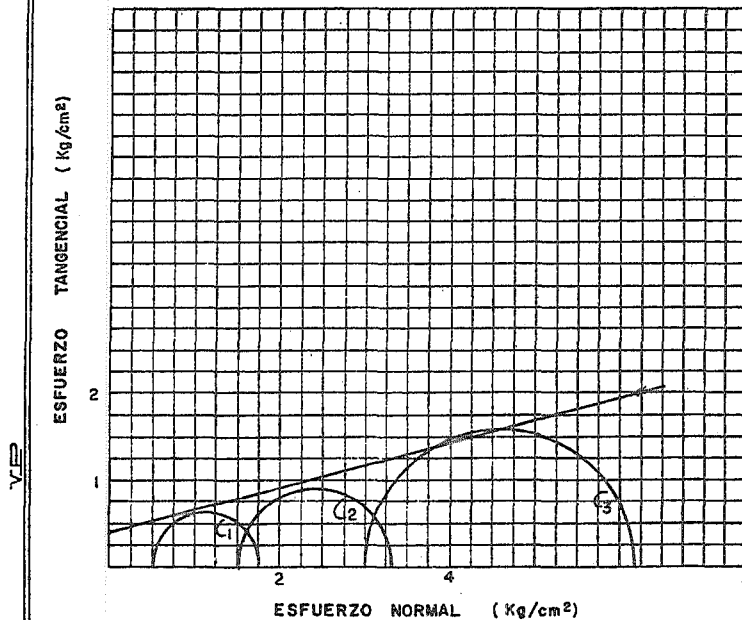


FIGURA 4.11

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 26 + 920

COMPRESION
TRIAxIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO

PCA-5

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	41.01		1.29		78.39		0.5	3.52
2	41.04		1.42		71.45		1.5	9.08
3	37.58		1.36		68.38		3.0	7.47

PROFUNDIDAD = 2.30-2.50 mts.

COHESION $c = 10.7 \text{ t/m}^2$

ANGULO DE FRICCION $\beta = 15^\circ$

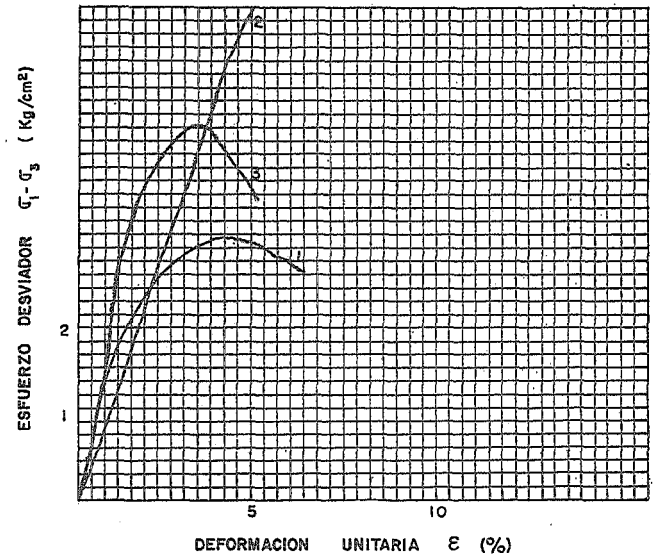
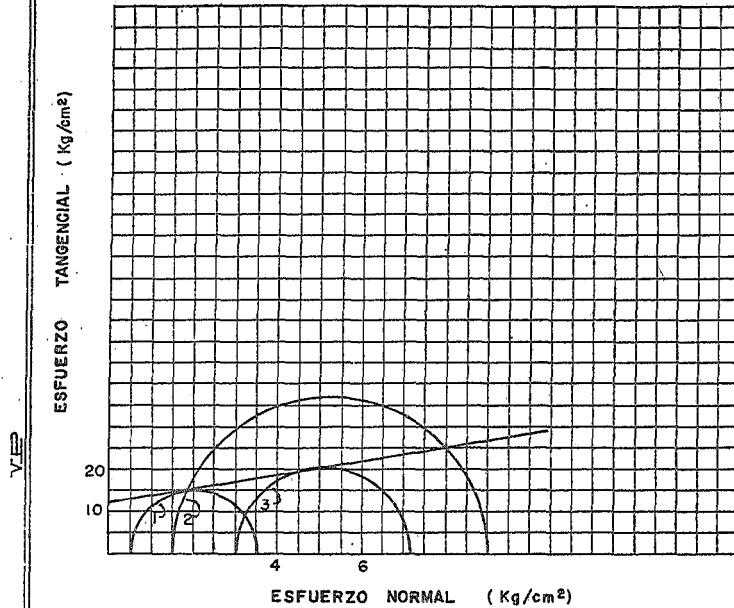


FIGURA 4.12

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 27 + 800

COMPRESION TRIAXIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO

SM-8

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{ω_i} %	G_{ω_f} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	96.00		2.30		99.3		0.5	1.22
2	100.00		2.38		100.00		1.5	2.40
3	95.60		2.22		100.00		3.0	3.81

PROFUNDIDAD 4.20-4.80 mts. COHESION $c = 3.3 \text{ t/m}^2$ ANGULO DE FRICCION $\beta = 3^\circ$

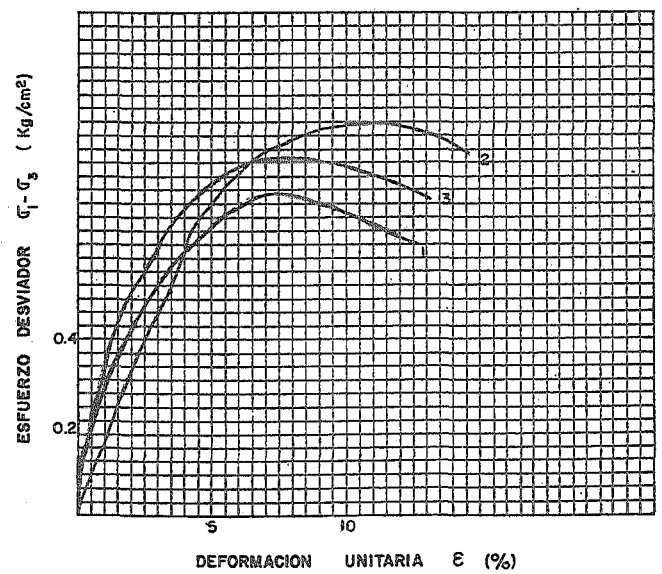
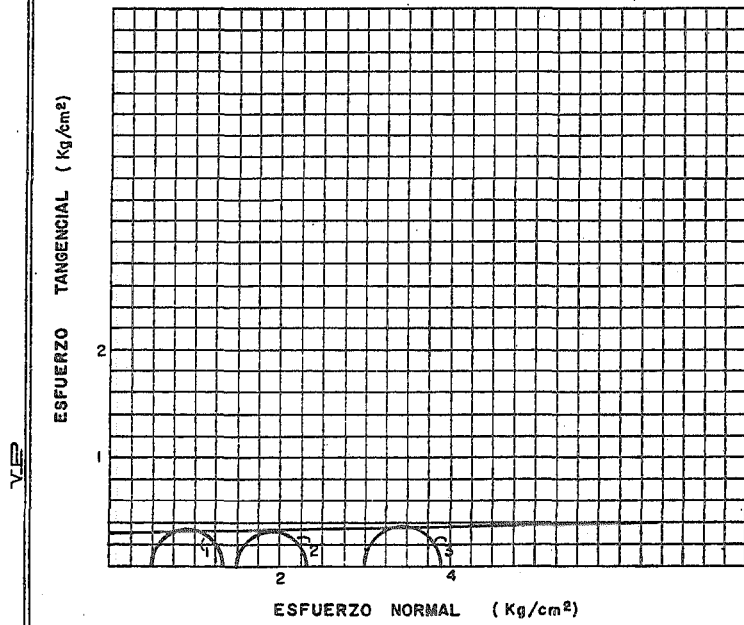


FIGURA 4.13

ESTUDIO. F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA. Km. 27 + 800

COMPRESION
TRIAIXIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_C)

SONDEO
PCA-6

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	37.62		1.06		89.56		0.5	6.49
2	24.94		0.96		65.45		1.5	7.80
3	23.50		0.86		68.65		3.0	11.14

PROFUNDIDAD= 2.30-2.45 mts.

COHESION $c=20.0$ t/m²

ANGULO DE FRICCION $\beta= 18^\circ$

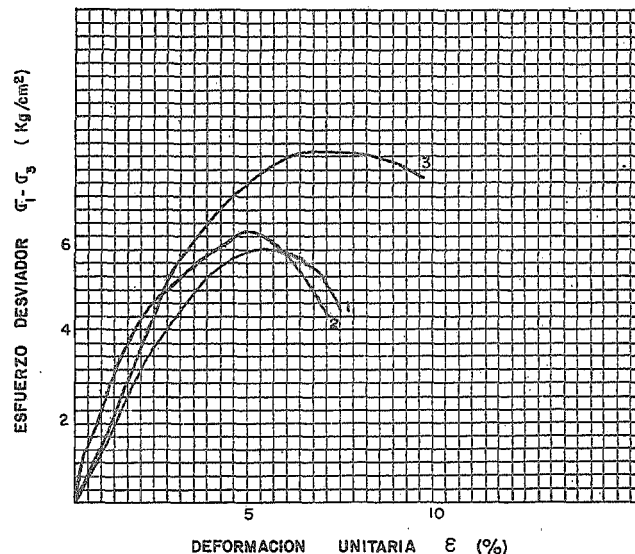
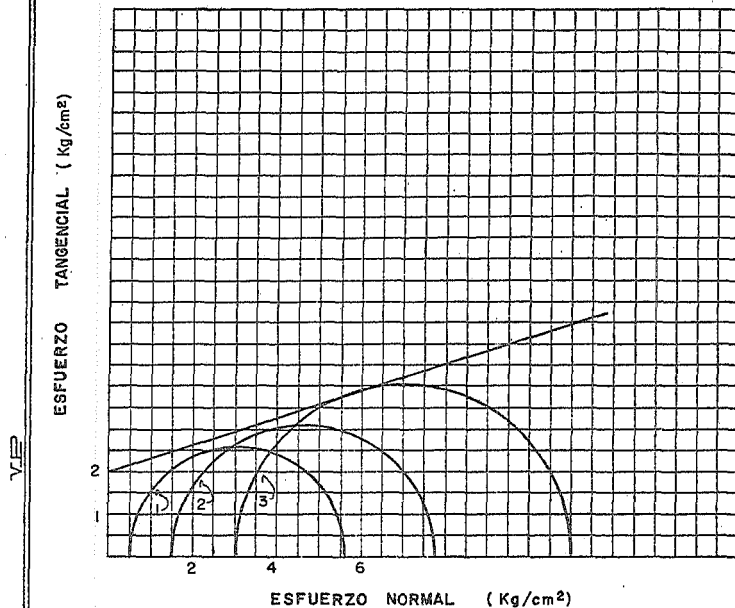


FIGURA 4.14

ESTUDIO, F.C. MEXICO - QUERETARO

PROCEDENCIA, Km. 27 + 800

COMPRESION TRIAXIAL

TIPO DE PRUEBA:

LENTA (L) RAPIDA (R) RAPIDA - CONSOLIDADA (R_c)

SONDEO

SM-B

PRUEBA No.	ω_i %	ω_f %	e_i	e_f	G_{wi} %	G_{wf} %	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	71.20		1.77		96.46		0.5	2.10
2	58.43		1.52		95.47		1.5	4.19
3	60.46		1.45		97.98		3.0	7.05

PROFUNDIDAD=5.40-6.10 mts. COHESION $c = 5.0$ t/m² ANGULO DE FRICCIÓN $\beta = 18^\circ$

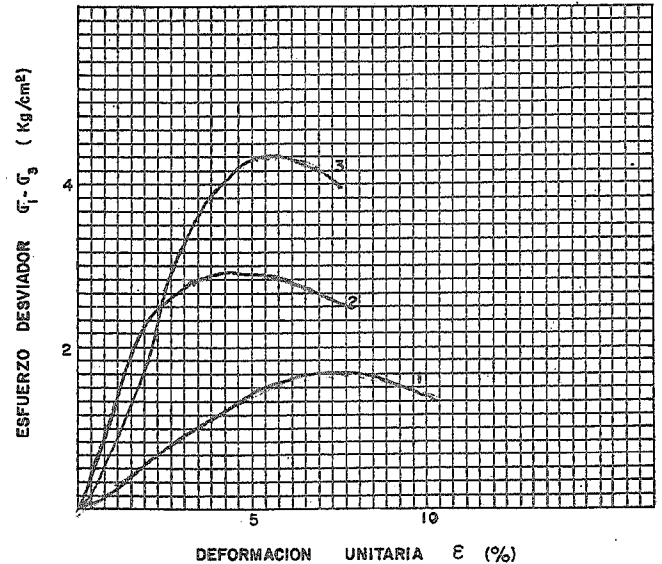
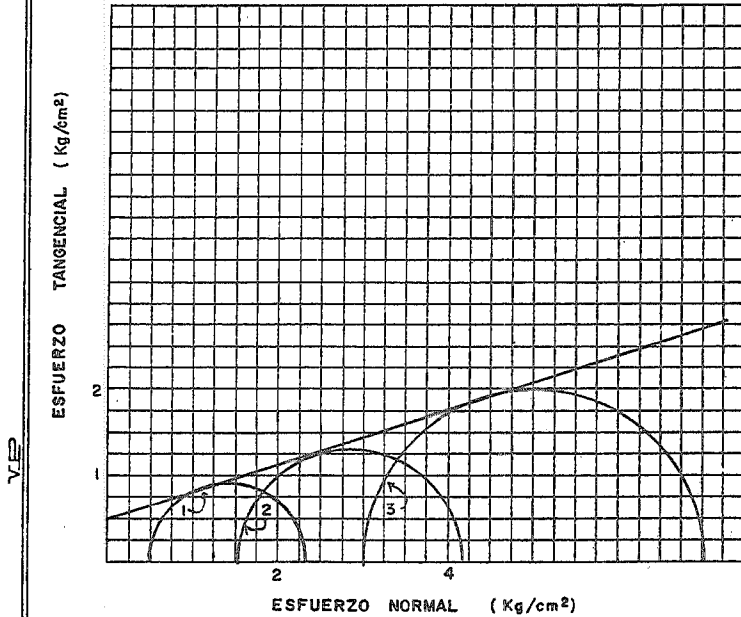


FIGURA 4.15

CAPITULO V

Estratigrafía y Propiedades del Subsuelo

5.1 Estratigrafía general del tramo en estudio.

Con base en los resultados de la exploración de campo efectuada, se elaboró una estratigrafía general del tramo en estudio, misma que se presenta en la figura 5.1

5.2 Clasificación del Subsuelo.

Como puede observarse en la figura 5.1 anteriormente mencionada, el subsuelo de la zona hasta la profundidad alcanzada, está formado por combinaciones de arcillas, limos y arenas finas, de consistencias que varían entre firmes, muy firmes y duras.

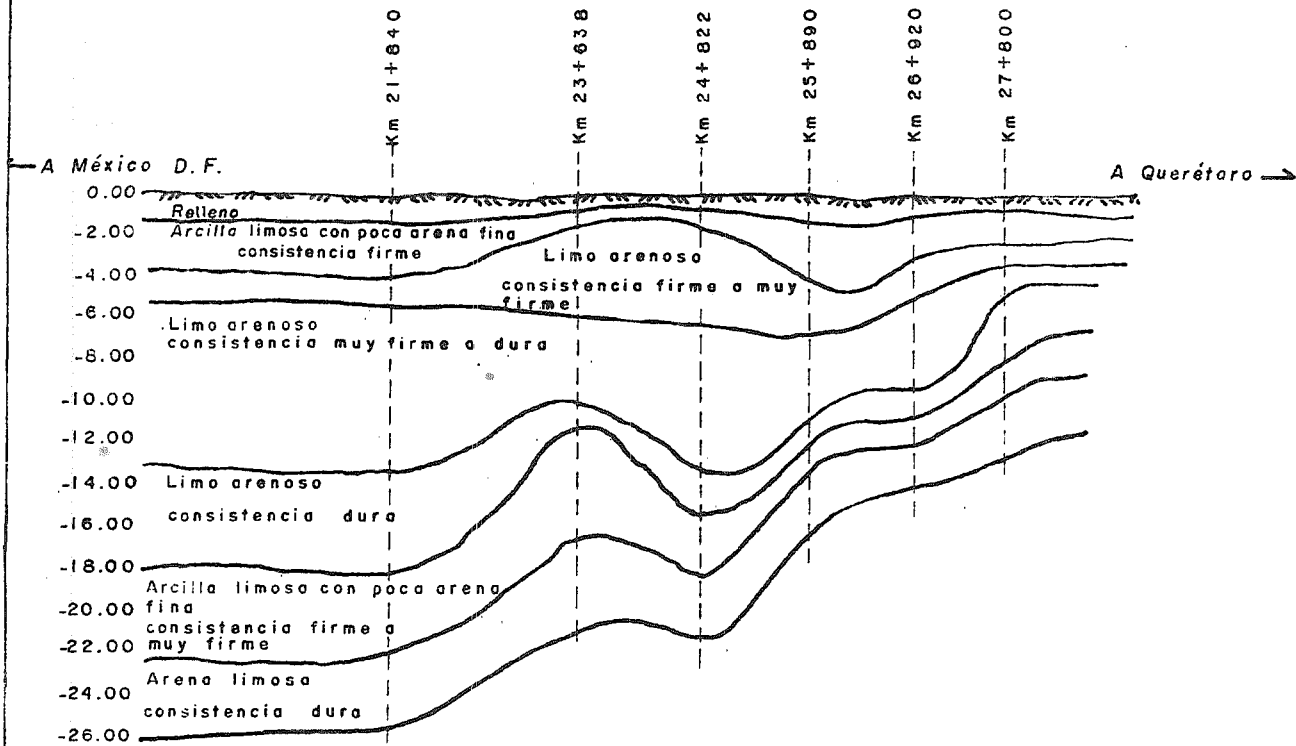
Estos suelos, se pueden clasificar, según estudios geológicos realizados en la zona (ver capítulo II), como suelos de origen fluvial o aluvial.

5.3 Características importantes de los depósitos de arcilla y limo con contenidos de arena fina.

5.3.A Origen y formación.

Los suelos de origen fluvial o aluvial, son aquellos que fueron depositados por el agua en movimiento; el diámetro de sus partículas es muy variado y generalmente bien graduado, pasando desde grandes fragmentos de roca, gravas, arena, limos hasta algunas arcillas. El estado de compactación que presentan, es generalmente medio a muy alto. Los sedimentos finos asumen una compresibilidad media a baja, en el caso de sedimentos gruesos la compresibi-

ESTRATIGRAFIA DEL TRAMO EN ESTUDIO.



ESCALA HORIZONTAL 1:50,000
 ESCALA VERTICAL 1:250

FIGURA: 5.1

lidad puede ser muy baja.

Los depósitos de arcilla y limo plástico con contenidos de arena fina pueden encontrarse en estados que varían de los correspondientes a estratos blandos normalmente consolidados, a los duros preconsolidados. Los depósitos preconsolidados presentan frecuentemente defectos estructurales secundarios, como grietas y planos de reblandecimiento, que influyen en su resistencia y compresibilidad.

La plásticidad que presentan estos suelos, es decir, la capacidad que tienen de soportar deformaciones rápidas sin experimentar un cambio de volumen apreciable, sin desmoronarse ni agrietarse y sin presentar rebote elástico, puede deberse a un alto porcentaje de partículas en forma de lámina o materia orgánica. Los mantos profundos de limo, que contienen frecuentemente más o menos materia orgánica, que nunca han estado expuesto a secado y que se encuentren bajo el nivel de aguas freáticas, es posible que sean tan blandos y comprensibles como las arcillas normalmente consolidadas cerca del límite líquido. Por lo que, los limos plásticos presentan muchas de las características de las arcillas blandas y medias, es por ello, que podemos considerar como sinónimos en cuanto a su comportamiento a las arcillas y a los limos plásticos.

5.3.8 Características de consolidación.

La consolidación de un manto arcilloso, nos determina el grado de compresibilidad que puede experimentar, y es función principalmente, de la facilidad con la que el agua puede ser expulsada de dicho manto, al variar la sobrecarga inicial que estaba soportando.

1) Depósito normalmente consolidado

Al evaluar la consolidación que experimentará un manto arcilloso, debe de reconocerse primeramente, dos condiciones diferentes de importancia práctica, las cuales son: si se trata de un estrato normalmente consolidado o si está preconsolidado. Se dice que un estrato está normalmente consolidado si nunca han actuado en él presiones verticales mayores que las existentes en la actualidad. Un estrato está preconsolidado, si en alguna época de su formación, soportó presiones verticales mayores a las que soporta actualmente.

La figura 5.2, nos presenta una curva (I) típica e $-\log p$ de una muestra inalterada de una arcilla de baja sensibilidad normalmente consolidada. Para efectos de comparación se presenta otra curva (A), la cual nos representa los resultados en el mismo material después de remoldearlo con una humedad cercana al límite líquido.

Las coordenadas del punto a (e_0 , p_0) corresponden a la relación de vacíos y la presión efectiva correspondiente al estado de la arcilla en campo. Si suponemos que la muestra extraída del terreno es lo más inalterada posible, la relación de vacíos inicial (e_0) al principio de la prueba debe de ser prácticamente idéntica a la que tiene la arcilla en el terreno. Cuando la presión en la muestra llega a (p_0), la curva (I) debería de pasar por el punto (a) experimentando un cambio de pendiente, a menos que las condiciones de campo difieran de las de laboratorio, lo cual es lo más usual, ya que por más cuidado que se ponga al extraer las muestras, estas siempre sufren algún tipo de alteración.

De lo anterior, se deduce que es necesario determinar una curva real de campo (R), utilizando datos obtenidos en el laboratorio, para lo cual se sigue el procedimiento siguiente: Se ha observado en muchas arcillas que las prolongaciones de las curvas (A) e (I) se unen en el punto (X) correspondiente a una relación de vacíos aproximadamente igual a $0.4 e_0$. Las prolongaciones de las curvas e-log P de muestras con grados de alteración intermedios también pasan por el punto (X) o muy cerca del mismo, por lo cual es lógico suponer que la curva real del campo (R) también pasará por dicho punto. En la curva de campo (R), se basarán los cálculos de asentamientos.

A la pendiente de (R) se le llama índice de compresión (R), definido por la ecuación:

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log_{10} P_1 - \log_{10} P_0} = \frac{e_0 - e_1}{\log_{10} (P_1/P_0)}$$

Donde:

e_0 = Relación de vacíos inicial

e_1 = Relación de vacíos final

P_0 = Presión inicial

P_1 = Presión final

Se ha descubierto que C_c está íntimamente relacionado al límite líquido - de las arcillas normalmente consolidadas. La relación entre las dos cantidades es aproximadamente.

$$C_c = 0.009 (wL - 10)$$

en la que wL se expresa como porcentaje.

2) Depósitos Preconsolidados

La curva (I) $e - \log P$ para una arcilla típica preconsolidada se muestra en la figura 5.3. Se supone que la muestra ha sido tomada con un grado de alteración mínimo; además, que en una etapa avanzada de la prueba, la muestra ha sido descargada y vuelta a cargar.

El punto (a) representa la relación de vacíos inicial de la muestra y la presión efectiva que actuaba en ella antes de extraerla del subsuelo.

La primera parte de la curva (I) es generalmente casi plana; es probable que pase ligeramente bajo el punto (a), mientras que la curva de campo debe pasar por él. A continuación se describe un procedimiento para obtener de manera aproximada la curva (R) correspondiente a las condiciones de campo para un material preconsolidado. Se realiza una prueba de consolidación en una muestra lo más inalterada posible. Después de aumentar la presión lo suficiente para definir el tramo virgen de la curva (R), debe efectuarse un ciclo de descarga y recompresión. La presión de preconsolidación puede obtenerse por el método de A. Casagrande. Luego se hace un bosquejo de la curva de campo de la cual puede estimarse los asentamientos, empesando en el punto (a), y continuando en una dirección paralela a la curva de recompresión ($n'g$) hasta un sitio ubicado aproximadamente a la mitad de la abscisa de (P_0'). Luego se dirige la curva hacia el punto (X), de manera que

siga la forma de (I).

Los asentamientos deberán de ser calculados basándose en la curva real de campo (R). Si no se identifica que la arcilla ha sido preconsolidada y se basa el cálculo de los asentamientos en la curva (e_x), los asentamientos -- calculados serán muy grandes. El cambio (Δe_p) en la relación de vacíos calculados para un aumento de presión (Δp) es probable que sea de 4 a 10 veces mayor que el cambio real (Δe_p), siempre que (Δp) no sea mayor que aproximadamente la mitad de $P_o' - P_o$. Al acercarse (Δp) a $P_o' - P_o$, el error se hace menor.

3) Rapidez de consolidación.

El tiempo en el cual un estrato de arcilla alcanza su máximo grado de consolidación depende fundamentalmente de la facilidad con la que el agua se desplaza dentro de la masa arcillosa, es decir del grado de permeabilidad que presente el subsuelo.

En cuanto a la magnitud de los asentamientos, es probable que el contenido de arena fina solo afecte a la masa de suelo, en los asentamientos correspondientes a la consolidación secundaria; comportándose en esta fase como una - arena suelta con adición de partículas de forma laminar, lo cual aumentaría su compresibilidad. Tomando en cuenta lo anterior y considerando que el -- contenido de arena fina es poco, podemos esperar que la influencia de la misma en la magnitud de los asentamientos sea despreciable.

5.3.C Características de las relaciones esfuerzo - deformación.

Las relaciones esfuerzo - deformación de los suelos son muy complejas como -

para poder definir las por constantes como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson. Las curvas esfuerzo - deformación, comunmente no presentan un comportamiento lineal, y ni siquiera son independientes de la historia de los esfuerzos. La presión lateral interfiere directamente en la configuración de las curvas y las resistencias máximas de los materiales. Muchas veces, las características esfuerzo - deformación de los suelos también dependen del tiempo, a veces por el fenómeno de la consolidación, y otras, por tendencias al creep; deformación bajo esfuerzos constantes. Aunque muchas veces, es difícil consolidar todas las diversas complejidades que intervienen en el comportamiento de los suelos en problemas prácticos, el conocimiento de las relaciones esfuerzo - deformación del suelo bajo varias condiciones bien definidas, permite la elaboración de procedimientos prácticos para diseñar y predecir el funcionamiento de los cimientos reales.

La relación esfuerzo - deformación de un suelo real puede investigarse mediante pruebas de corte directo. Sin embargo, se puede obtener mejor control de varias condiciones de la prueba, ejecutando la llamada prueba de comprensión triaxial.

La mayor parte de los suelos finos naturales contienen cantidades apreciables de agua; muchos están casi o completamente saturados. Por lo tanto, la resistencia de los materiales saturados es una cuestión de considerable importancia práctica.

Las relaciones esfuerzo - deformación para limos y arcillas normalmente con solididades de baja a moderada sensibilidad, tanto en pruebas lentas como en las pruebas rápidas, son semejantes a las mostradas en la figura 5.4.

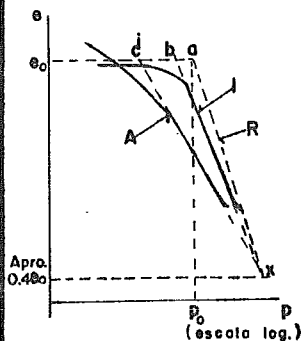


FIG. 5.2 Curvas típicas e -log p para muestras inalteradas (I) y remoldeadas (A) de arcilla normalmente consolidada de baja sensibilidad.

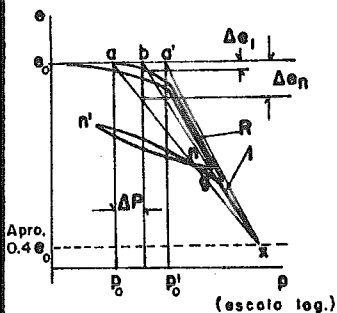


FIG. 5.3 Curva e -log p (I) para una muestra inalterada de arcilla preconsolidada y reconstrucción de la relación de campo (R).

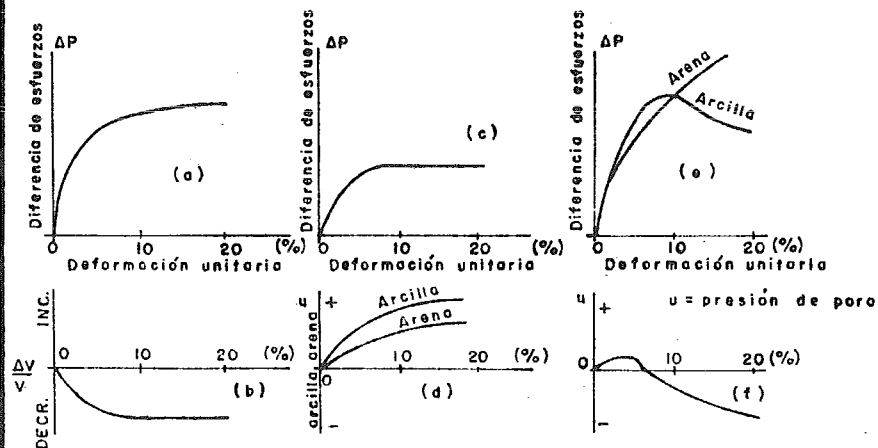


FIG. 5.4 Relaciones esfuerzo-deformación para limos y arcillas normalmente consolidadas, de baja a moderada sensibilidad tanto en pruebas Rápidas como en Lentas: (a, b, c, d). Relaciones para arcillas preconsolidadas: (e, f).

Las relaciones para arcillas preconsolidadas se muestran en la misma figura 5.4 antes mencionada. En las pruebas rápidas de las arcillas normalmente consolidadas, se desarrollan presiones de poro positivas, mientras que las arcillas preconsolidadas tienen a dilatarse y a desarrollar presiones de poro negativas. La línea de ruptura para los limos y arcillas normalmente consolidados, se puede expresar en función de los esfuerzos efectivos, por medio de la ecuación:

$$S = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi \quad (5 - 1)$$

Las arcillas preconsolidadas, pueden tener una resistencia al esfuerzo cortante significativa, aun en las pruebas lentas en las cuales la presión de cámara (P_3) sea cero. Como aproximación tosca, la línea de ruptura correspondiente a presiones de cámara menores que la carga de preconsolidación - puede expresarse como:

$$S = c + \bar{\sigma} \tan \phi = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (5 - 2)$$

en la que, para una arcilla dada, se encuentra (ϕ) es aproximadamente constante, pero se ha encontrado que (c) depende de la carga de preconsolidación.

En la mayor parte de los problemas reales las ecuaciones (5 - 1) y (5 - 2), tiene poca aplicación directa, porque la presión de poro u no puede valorarse fácilmente. Por lo cual, es más conveniente efectuar pruebas de tal manera, que se incorpore la influencia de la presión de poro en los resultados.

5.4 Propiedades del subsuelo en estudio

A continuación se presentan las propiedades del subsuelo en estudio, obte-

nidas de los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas, así como de la exploración de campo realizada.

Dicha información se presenta por cruce.

5.4.A Paso Inferior Km. 21 + 840

Para conocer las condiciones del subsuelo en este cruce se realizaron los sondeos mixtos, SM-1 y SM-2 que se llevaron hasta 13.6 y 18.0 m. de profundidad respectivamente. Además se realizó un pozo a cielo abierto, PCA-1, hasta una profundidad de 2.5 m.

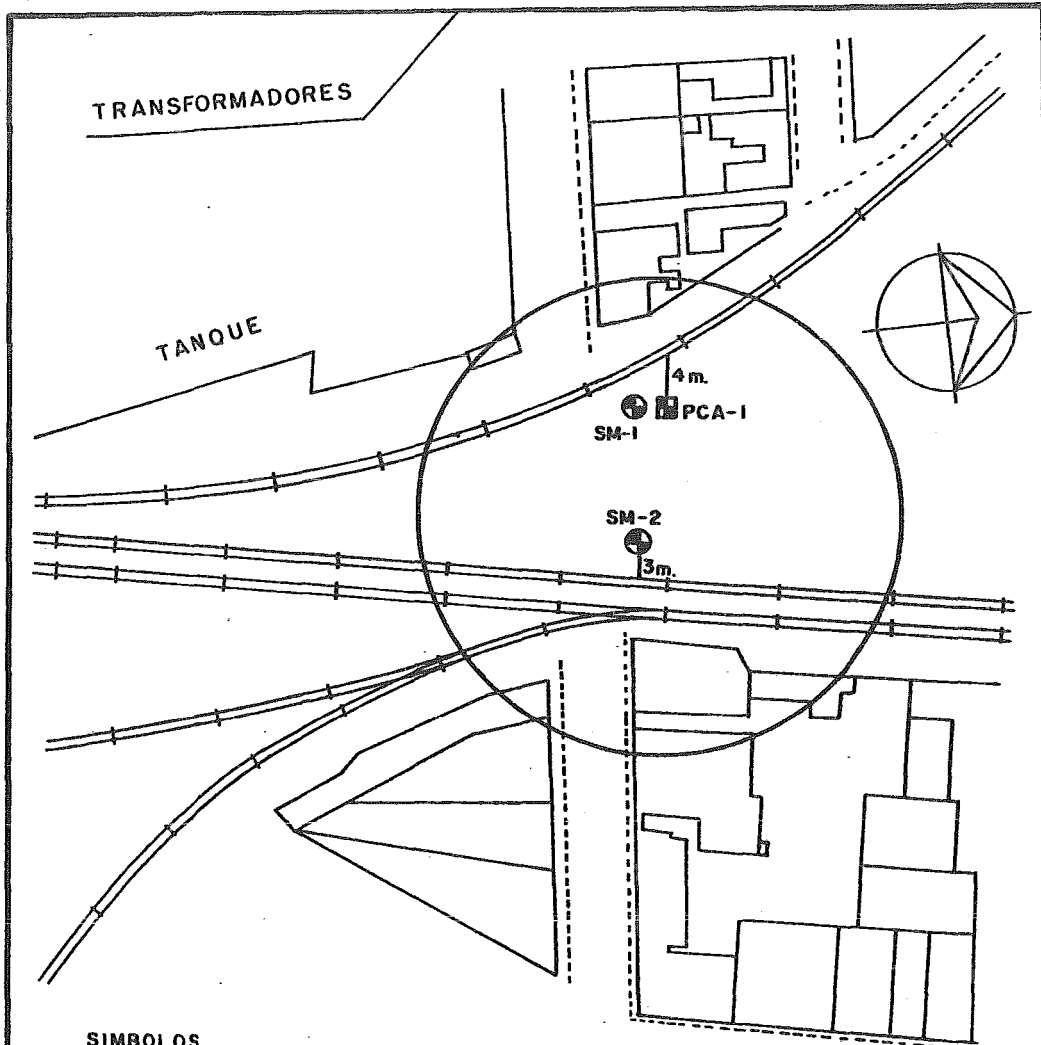
En la figura 5.5 se muestra la localización del cruce, de los sondeos y del pozo a cielo abierto.

En las figuras 5.6 y 5.7 se muestra la distribución con la profundidad del número de golpes y de los contenidos naturales de agua. En la figura 5-8 se muestra el perfil estratigráfico obtenido en el pozo a cielo abierto.



De toda la información anteriormente mencionada, se obtuvo la estratigrafía y propiedades siguientes:

Superficialmente existe una capa de relleno de 1.5 m; de 1.5 m. hasta 3.50 m., se tiene un estrato de arcilla con arena. El número de golpes promedio de esta capa es de 10, el contenido de agua varía con la profundidad entre 10 y 70%, el L.L. oscila entre el 30% y el 50% y el L.P. Tiene valores de entre el 20% y el 40%. Se determinó en el laboratorio mediante una prueba Triaxial rápida que $c = 8 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 13^\circ$.

Subyaciendo al estrato anterior y hasta 14 m. de profundidad se encontró -



SIMBOLOS

-  Pozo a cielo abierto.
-  Sondeo mixto.

UNAM ÉNEP ACATLAN	
TESIS PROFESIONAL	
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	
P.I. KM. 21+840	
LOCALIZACION DE SONDEOS	
MEXICO	1985
Figura:5.5	

SIMBOLOGIA

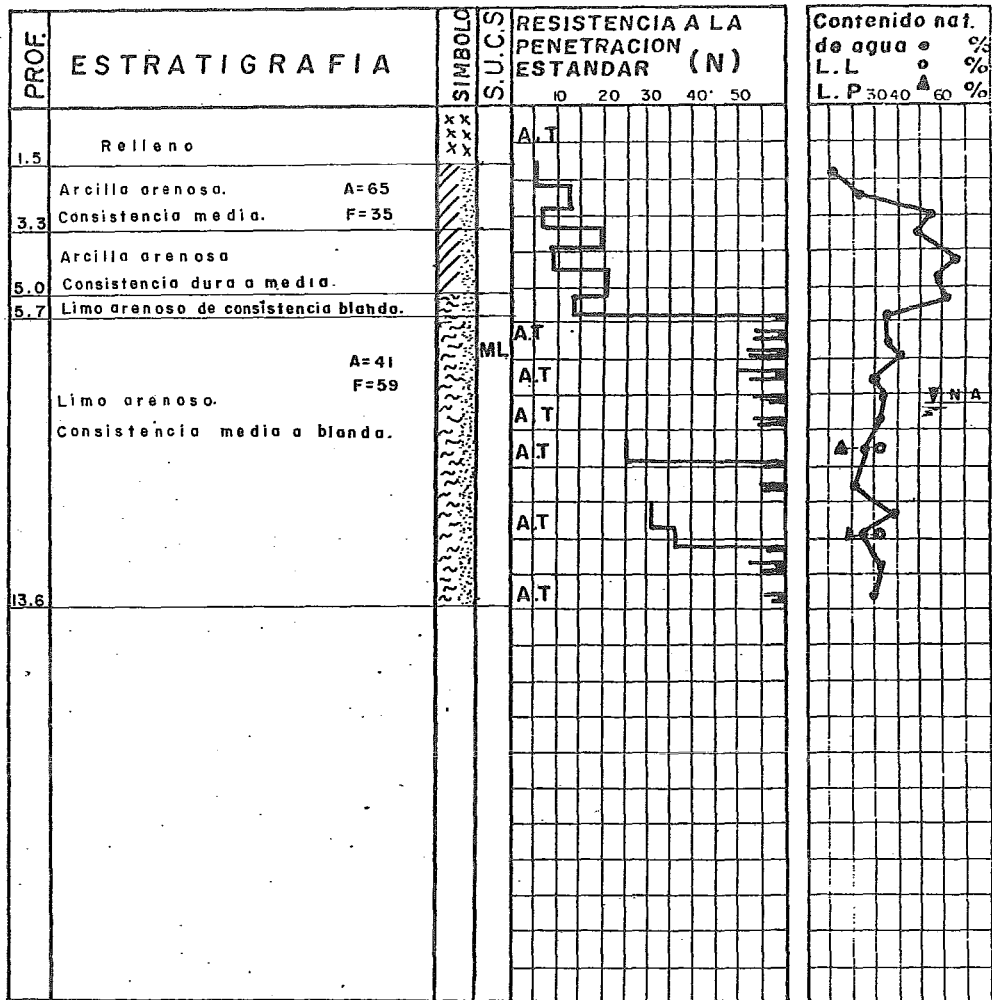
ARCILLA ARENA RELLENO

LIMO GRAVA A=ARENA(%) F=FINOS(%)

A.T = AVANCE CON TRICONICA

T.S = TUBO SHELBY

Mayor de 60 golpes



OBRA: F.C. MEXICO - QUERETARO TRAMO: LECHERIA-CUAUTITLAN

LOCALIZACION: KM. 21 + 840

SONDEO: SM-1 N.A.F.: 8.20m

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Acotación: m.

Figura: 5.6

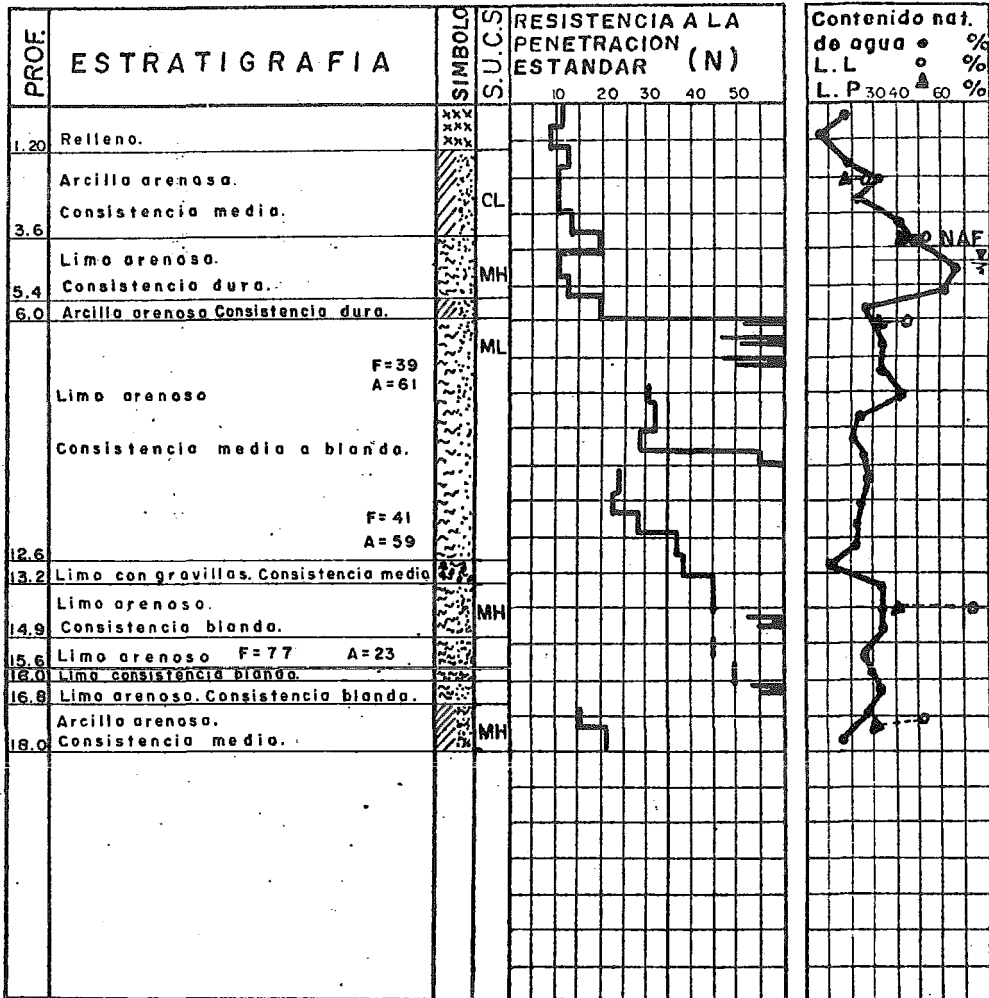
SIMBOLOGIA

ARCILLA
 ARENA
 RELLENO
 LIMO
 GRAVA
 A=ARENA(%) F=FINOS(%)

A.T = AVANCE CON TRICONICA

T.S = TUBO SHELBY

Mayor de 60 golpes

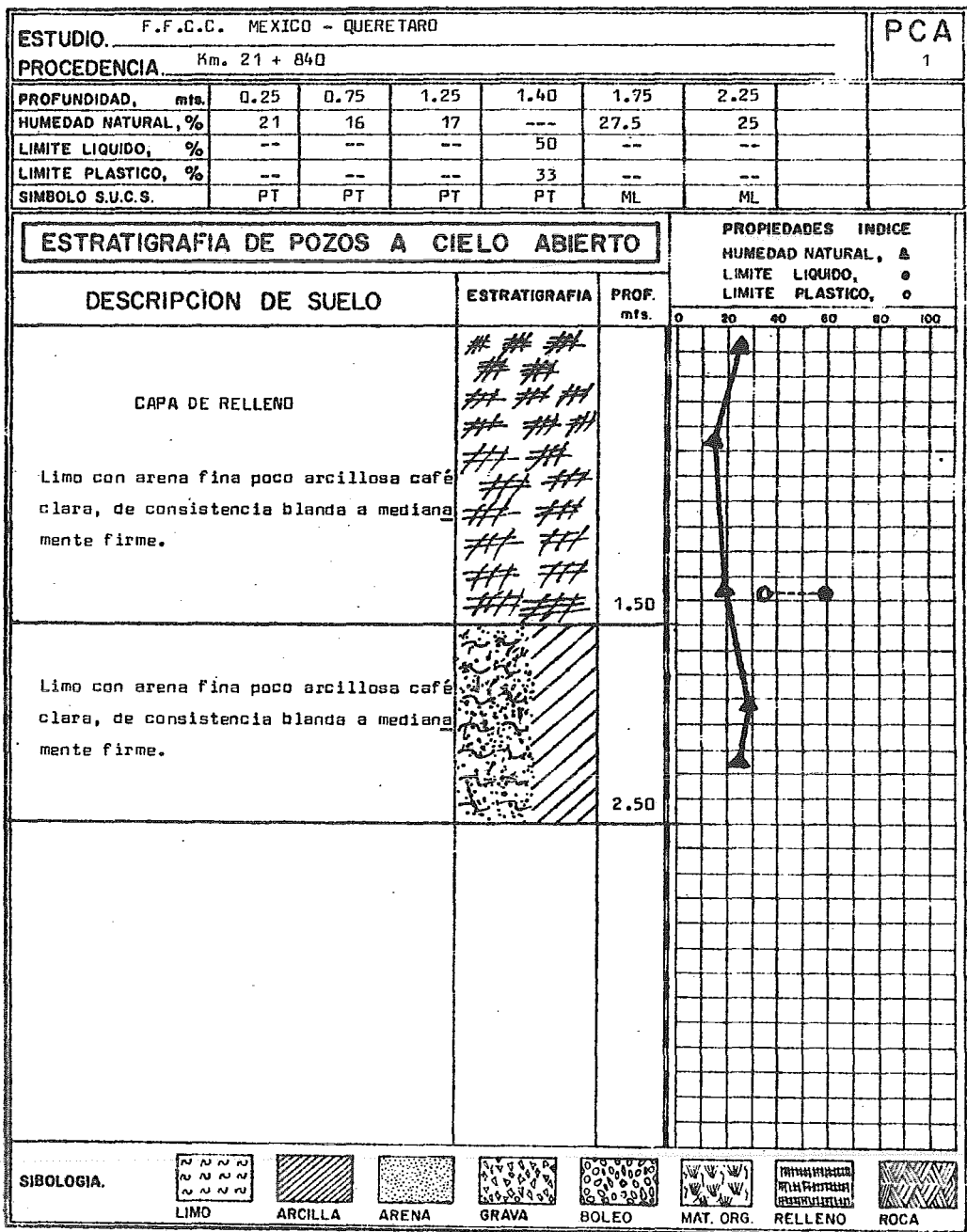


OBRA: F.C. MEXICO - QUERETARO **TRAMO:** LECHERIA-CUAUTITLAN
LOCALIZACION: KM 21+840
SONDEO: SM-2 **N.A.F.:** 4.3 m.

Acotación: m.
 Figura: 5.7

PERFIL ESTRATIGRAFICO

FIGURA No. 5.8



un estrato limo arenoso compacto con una humedad media del 30%; L.L. promedio de 45% y un L.P. promedio de 30%.

Debajo del estrato anterior se presentan arenas y limos intercalados, con un contenido de agua promedio de 35%.

El peso volumétrico húmedo promedio es de 1.79 ton/m³ y el peso volumétrico seco promedio es de 1.78 ton/m³.

El nivel de aguas freáticas se localizó a una profundidad de 4.30 m.

5.4.B. Paso Inferior Km. 23 + 638.

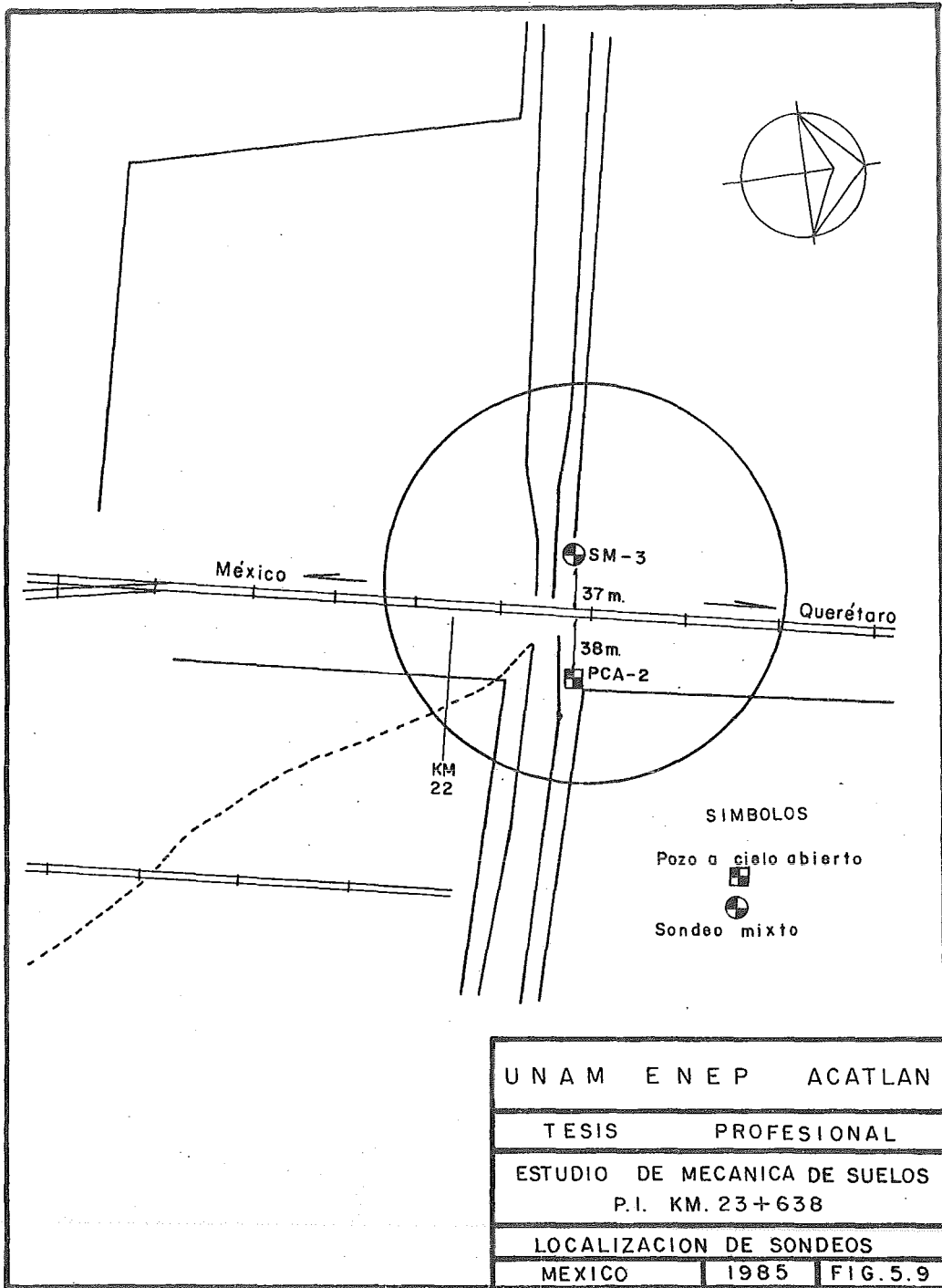
Para conocer las propiedades de los materiales del subsuelo en este sitio, se llevó a cabo el sondeo mixto SM-3 y el pozo a cielo abierto PCA - 2 que se llevaron hasta 20.0 y 2.5 m. de profundidad respectivamente.

En la figura 5.9 se muestra la localización del cruce, del sondeo mixto SM-3 y del pozo a cielo abierto PCA-2.

La distribución con la profundidad del número de golpes obtenido durante las pruebas de penetración estándar y los contenidos naturales de agua determinados en el laboratorio se presentan en la figura 5.10. El perfil -estratigráfico del PCA - 2 se muestra en la figura 5.11.

De acuerdo con los resultados de los trabajos antes mencionados la estratigrafía y propiedades del sitio, se describen a continuación:

La superficie del terreno natural está cubierto por una mezcla de materiales finos y gruesos. es decir, arcilla, limo, y gravillas. Su espesor va--



SIMBOLOGIA

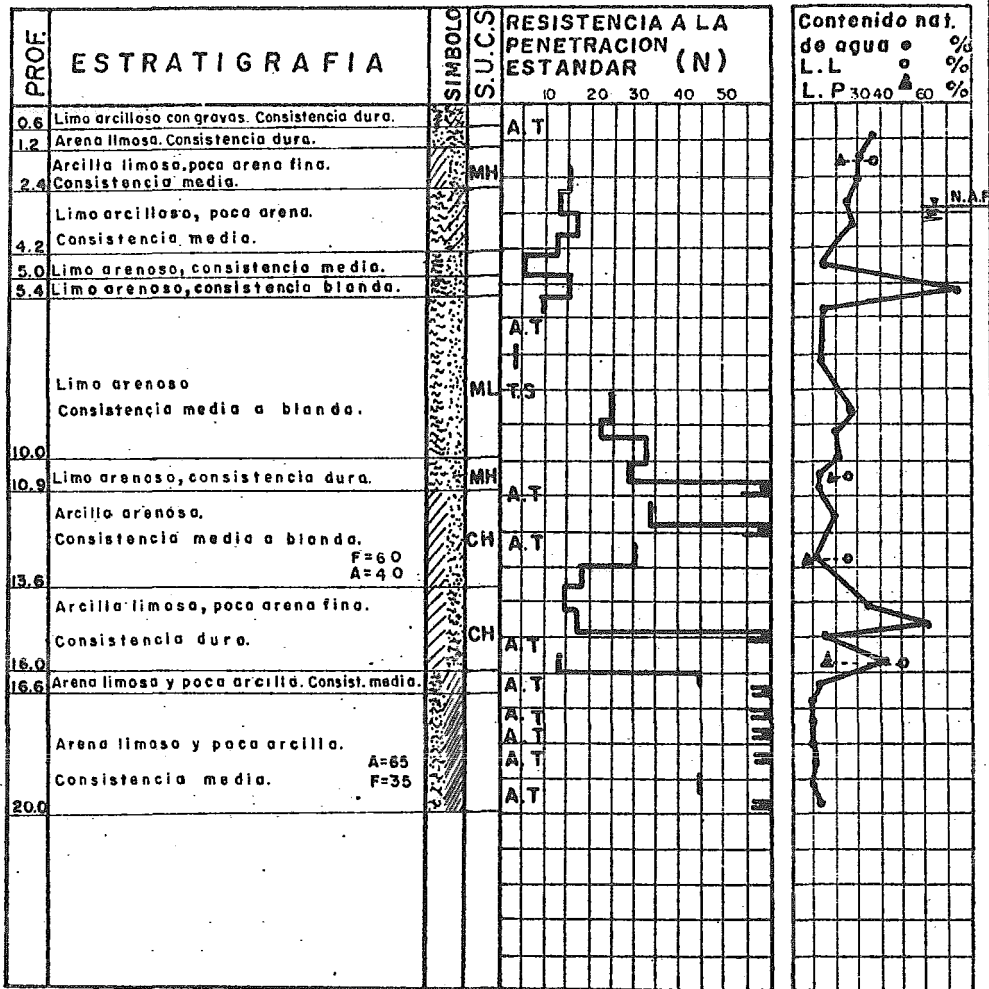
ARCILLA ARENA RELLENO

LIMO GRAVA A=ARENA(%) F=FINOS(%)

A. T = AVANCE CON TRICONICA

T. S = TUBO SHELBY

Mayor de 60 golpes



OBRA: F. C. MEXICO - QUERETARO TRAMO: LECHERIA-CUAUTITLAN

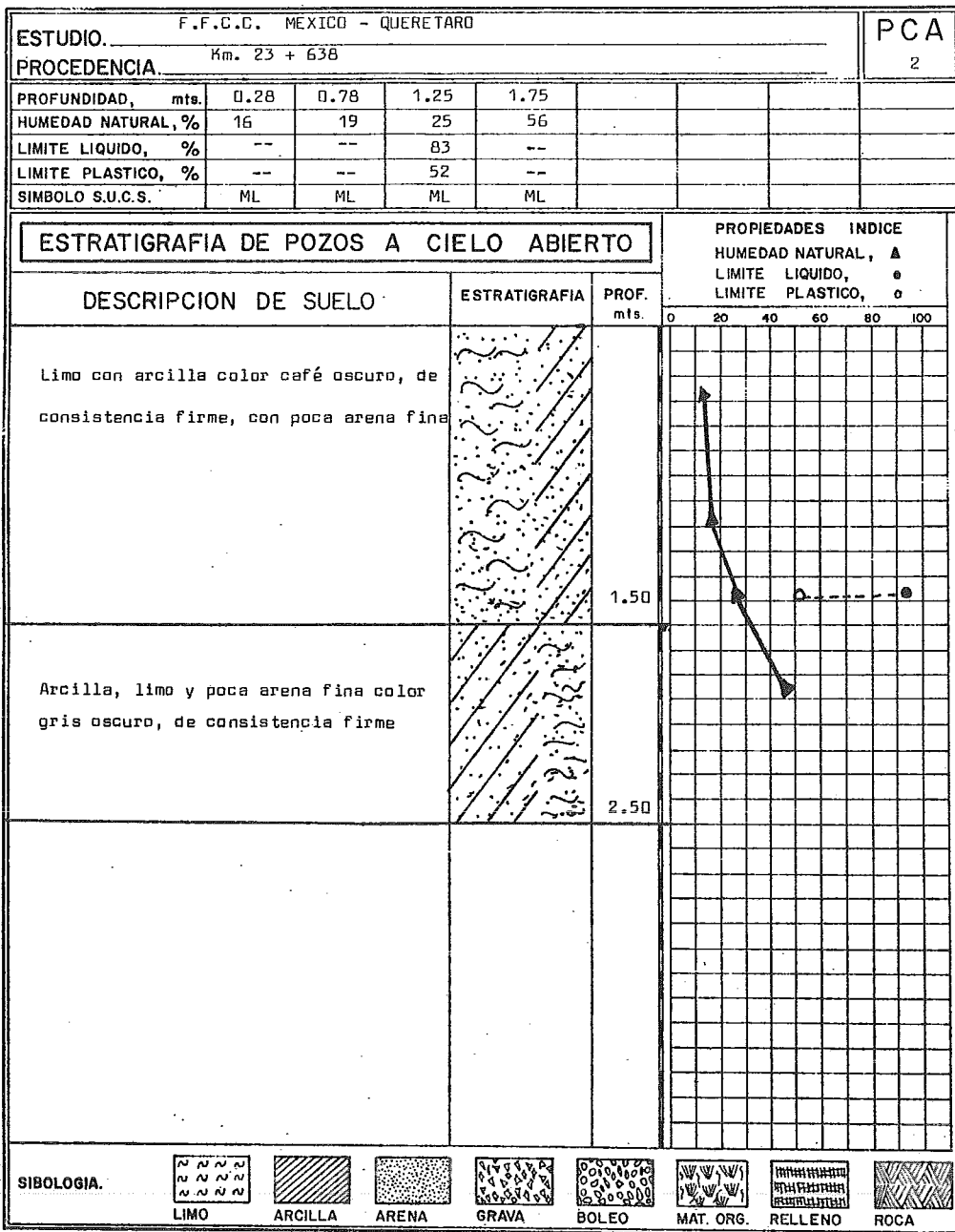
LOCALIZACION: KM. 23+638

SONDEO: SM-3 N.A.F.: 2.9 m.

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Acotación: m.

Figura: 5.10



ría entre 0.6 m. y 1.20 m. siendo heterogéneo e irregular en sus propiedades.

De 1.20 a 2.40 m. de profundidad se encontró un estrato de arcilla, limosa, de consistencia media, con poca arena fina; su contenido natural de agua es igual al 60%. Su peso volumétrico húmedo es igual a 1.26 ton/m³, se determinó mediante una prueba triaxial rápida una cohesión de 25.5 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 5.50°.

Subyaciendo al estrato anterior y hasta la profundidad explorada de 20.0 m., se encontraron depósitos limo-arenosos y arena limosa, cuya compactación varía con la profundidad de mediana a muy compacta. Se encontró también un estrato de arcilla arenosa, de consistencia dura entre 13.6 y 16 m. de profundidad. El número de golpes obtenidos de la prueba de penetración estándar crece con la profundidad. Excepto en el estrato de arcilla en el cual dicho número disminuye localmente, su contenido natural de agua promedio es de 30%, y su peso volumétrico es igual a 1.80 ton/m³.

El nivel de aguas freáticas se encontró a 2.9 m. de profundidad.

5.4.C Paso Inferior Km. 24 + 822.

Con objeto de conocer la estratigrafía y propiedades del subsuelo en este lugar, se realizaron dos sondeos mixtos; el SM-4 y SM-5 que se llevaron hasta una profundidad de 15.30 m. y 14.80 m. de profundidad respectivamente.

De igual forma que en los anteriores cruces, se realizó un pozo a cielo abierto, el PCA - 3.

En la figura 5.12 se muestra la localización del cruce, de los sondeos mixtos y del pozo a cielo abierto.

Los resultados de la prueba de penetración estándar y de las determinaciones de las propiedades índice de los materiales se presentan en los perfiles estratigráficos de las figuras 5.13, 5.14. La estratigrafía del P.C.A. 3 se puede ver en la figura 5.15.

La estratigrafía y propiedades del sitio se describen a continuación.

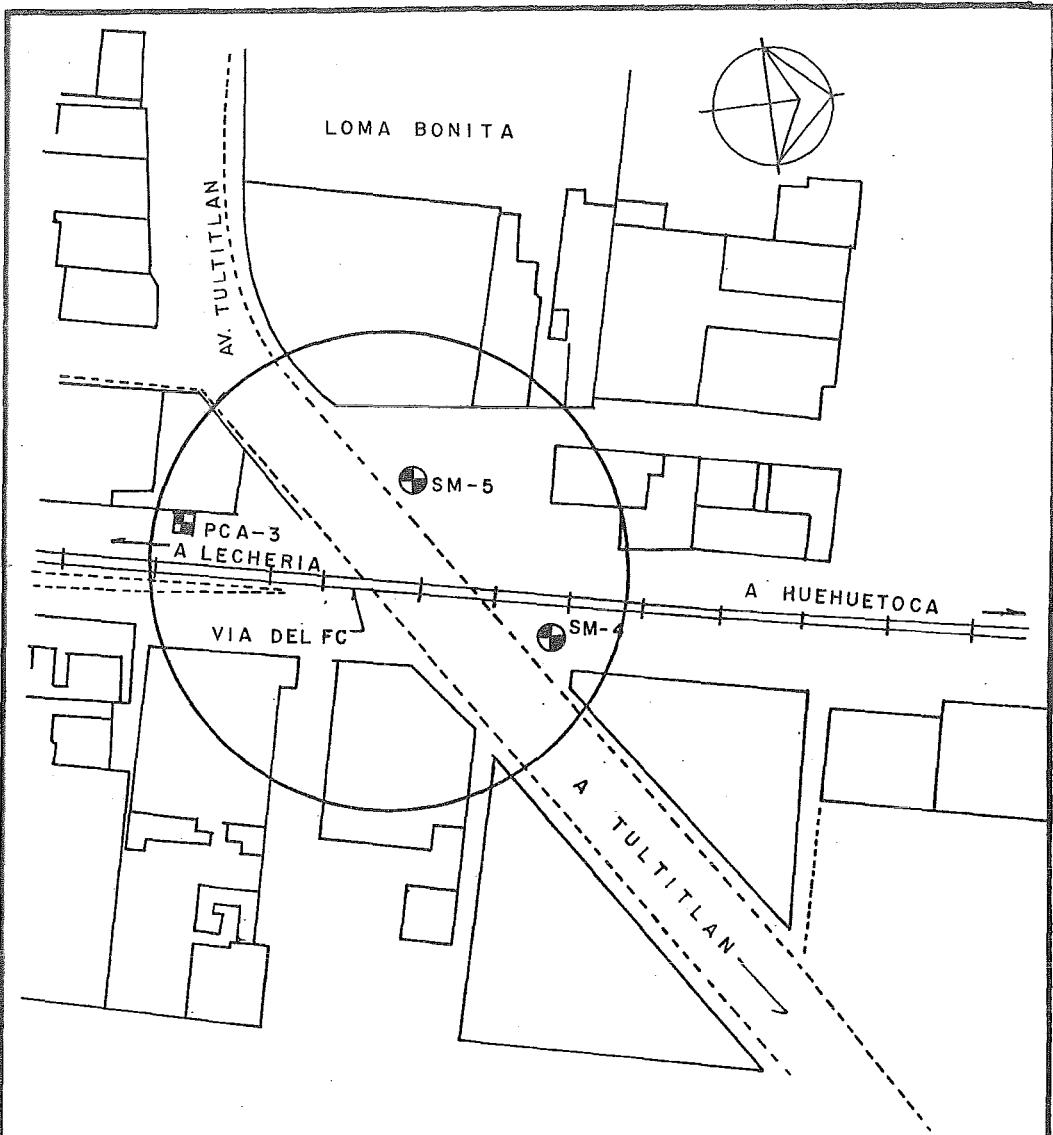
A partir de la superficie del terreno natural y hasta la profundidad explorada de 15.30 m., se localizó un depósito de material limo - arenoso, de - compacidad suelta hasta la profundidad de 6.0 m. y muy compacta hasta los - 15.30 m..

El contenido natural de agua varía entre el 30% y 200% en los primeros 3.0 m. de profundidad a un valor del 26% en los 4 m. siguientes, posteriormente, permanece prácticamente constante, hasta la profundidad explorada, con un - valor del 30%.

El peso volumétrico húmedo promedio es igual a 1.81 ton/m³. El número de - golpes en la prueba de penetración estándar es de 5 en los primeros 6.0 m. de profundidad; 40 en los siguientes 2.0 m. y mayor de 50 hasta los 13.50 m. disminuye a 30 golpes de 13.50 a 15.30 m.

En las pruebas triaxiales rápidas se determinaron cohesiones entre 3 y 10 - ton/m² y ángulos de fricción interna entre 13° y 29°.

El nivel de aguas freáticas se localiza a una profundidad de 8.10 m.



SIMBOLOS

- ⊕ SONDEOS MIXTOS
- ▣ POZO A CIELO ABIERTO

UNAM EN EP ACATLAN		
TESIS		PROFESIONAL
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS P.I. KM. 24+822		
LOCALIZACION DE SONDEOS		
MEXICO	1985	FIG.5.12

SIMBOLOGIA

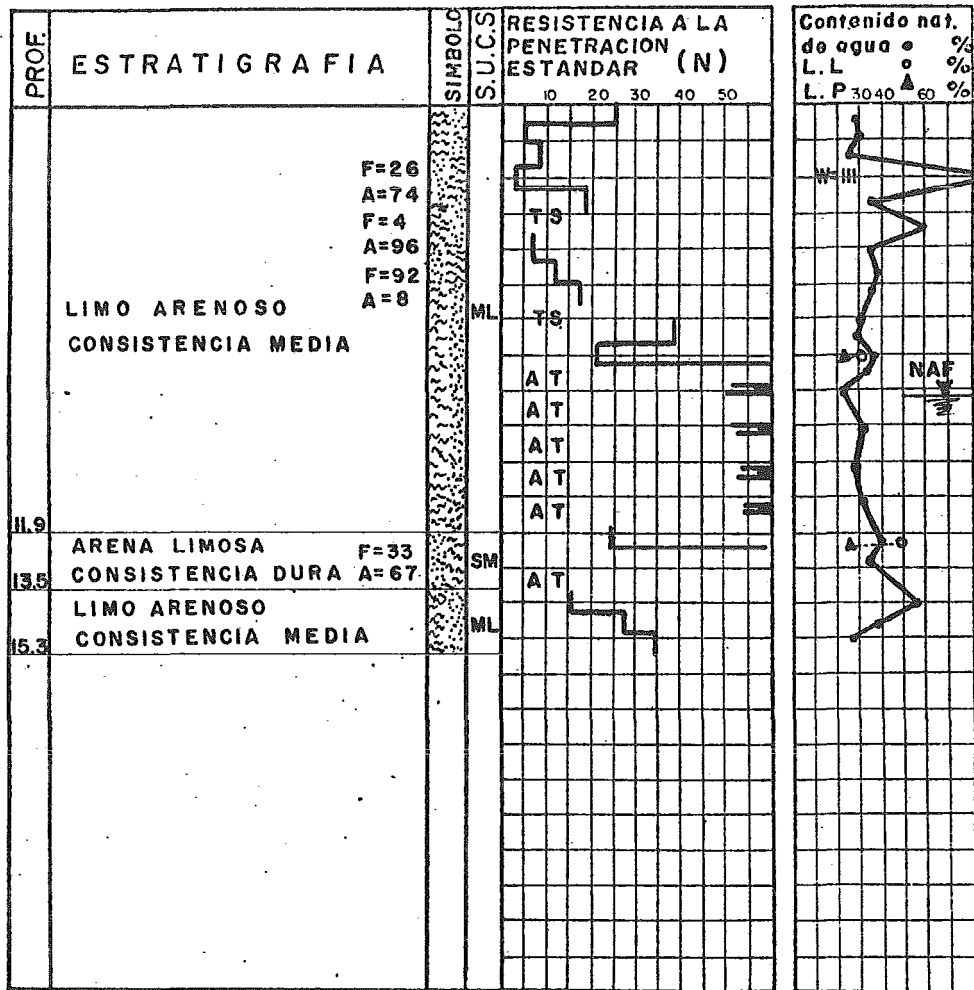
ARCILLA ARENA RELLENO

LIMO GRAVA A=ARENA(%) F=FINOS(%)

A.T = AVANCE CON TRICONICA

T.S = TUBO SHELBY

Mayor de 60 golpes



OBRA: F. C. MEXICO - QUERETARO TRAMO: LECHERIA-CUAUTITLAN

LOCALIZACION: KM 24 + 822

SONDEO: SM-4 N.A.F.: 8.10m.

Acotación: m.

Figura: 5.13

PERFIL ESTRATIGRAFICO

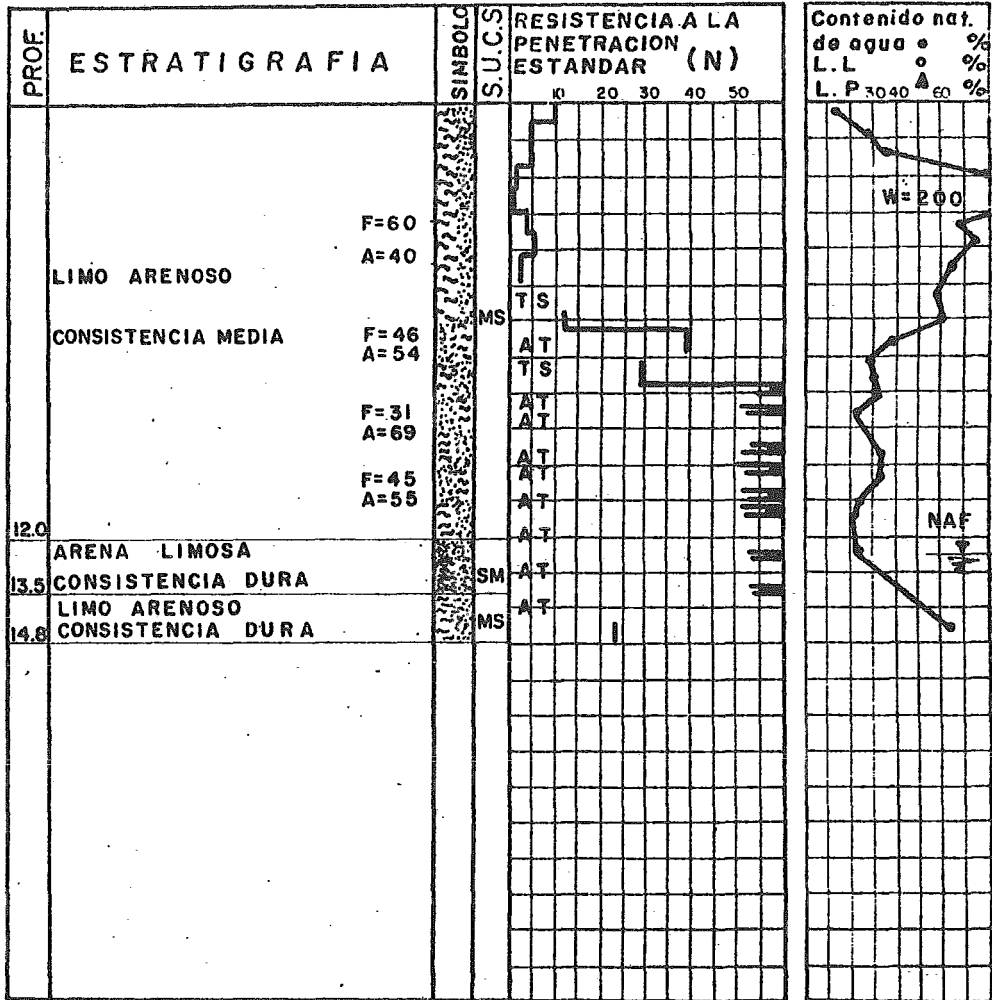
SIMBOLOGIA

ARCILLA
 ARENA
 RELLENO
 LIMO
 GRAVA
 A=ARENA(%) F=FINOS(%)

A.T = AVANCE CON TRICONICA

T.S = TUBO SHELBY

Mayor de 60 golpes



OBRA: F.C. MEXICO - QUERETARO TRAMO: LECHERIA - CUAUTITLAN

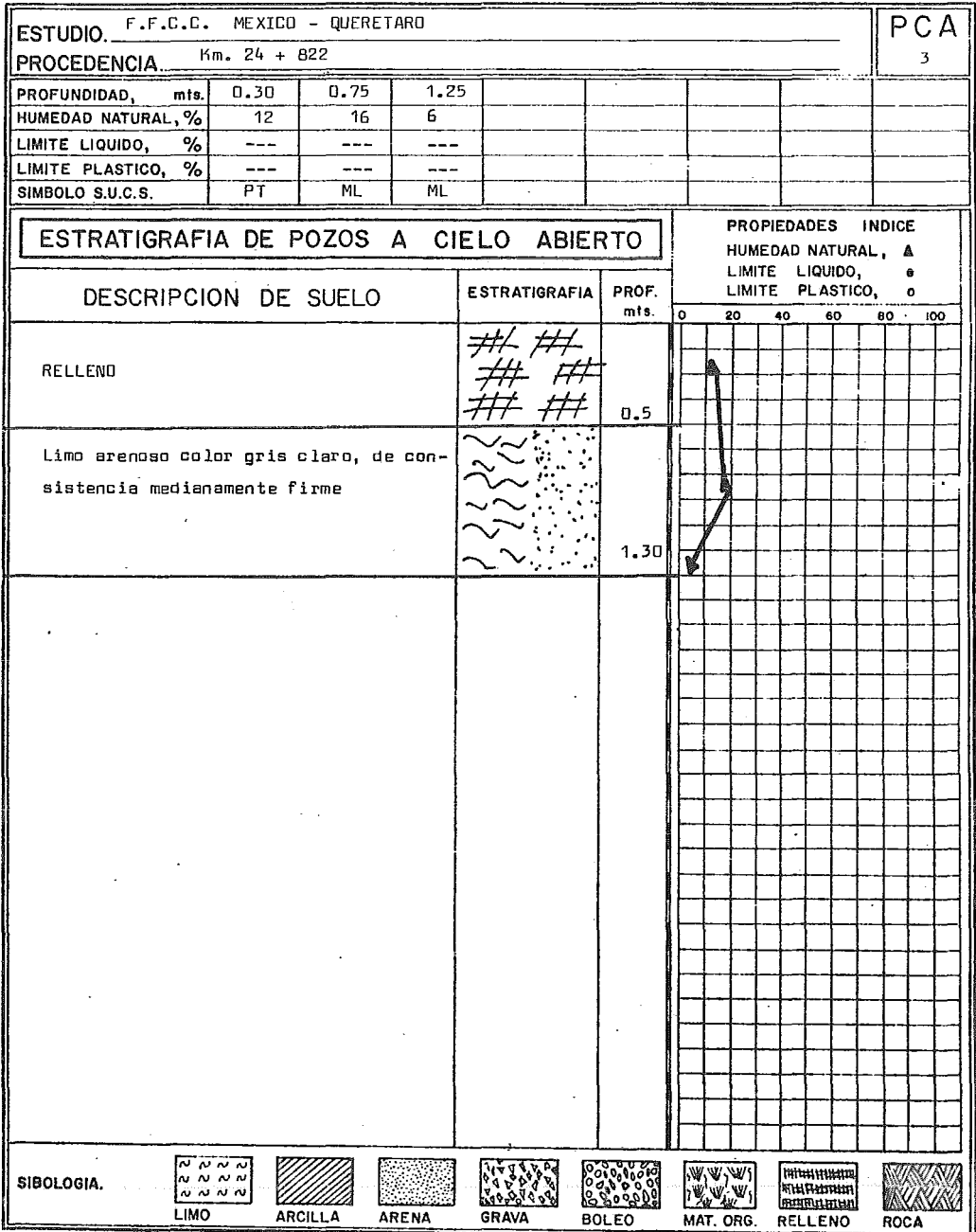
LOCALIZACION: KM. 24+822

SONDEO: SM-5 N.A.F.: 12.5m

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Acotación: m.

Figura: 5.14



5.4.D Paso Inferior Km. 25 + 890

En este sitio se realizó el sondeo mixto SM - 6, hasta 15.55 m. y el pozo a cielo abierto PCA - 4 a 2.5 m. de profundidad.

En la figura 5.16 se muestra la localización del cruce, del SM - 6 y del PCA - 4.

La distribución con la profundidad tanto del número de golpes como del contenido natural de agua se presenta en la figura 5.17. La estratigrafía del P.C.A. se muestra en la figura 5.18.

La estratigrafía en el sitio es la siguiente:

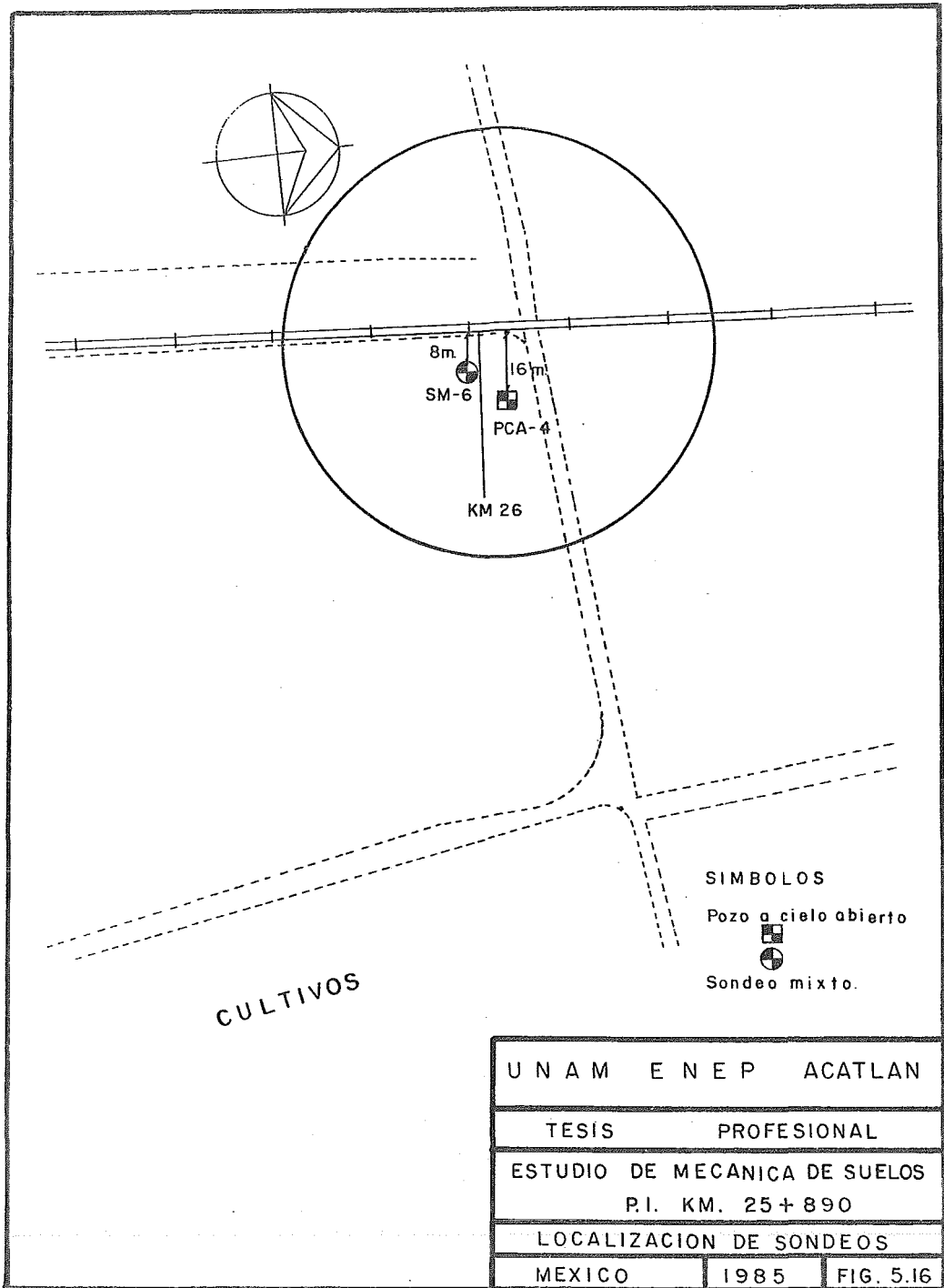
Superficialmente existe material de relleno de 1.5 m de espesor compuesto de material para construcción (cascajo).

De 1.5 a 5.0 m. de profundidad se encuentra un estrato de arcilla, de consistencia blanda a media, con poca arena fina. También se presentan intercalados dos subestratos de arena limo arcillosa de compactidad suelta.

El contenido natural de agua en este estrato es del 30% y el peso volumétrico promedio es igual a 1.50 ton/m³.

Abajo del estrato anterior y hasta la profundidad de 10.30 m. existe un depósito limo areno arcilloso de consistencia media, con número de golpes en la prueba de penetración estándar creciente con la profundidad; de 10 a 50.

El contenido natural de agua promedio es del 45%, su peso volumétrico promedio es igual a 1.75 ton/m³.

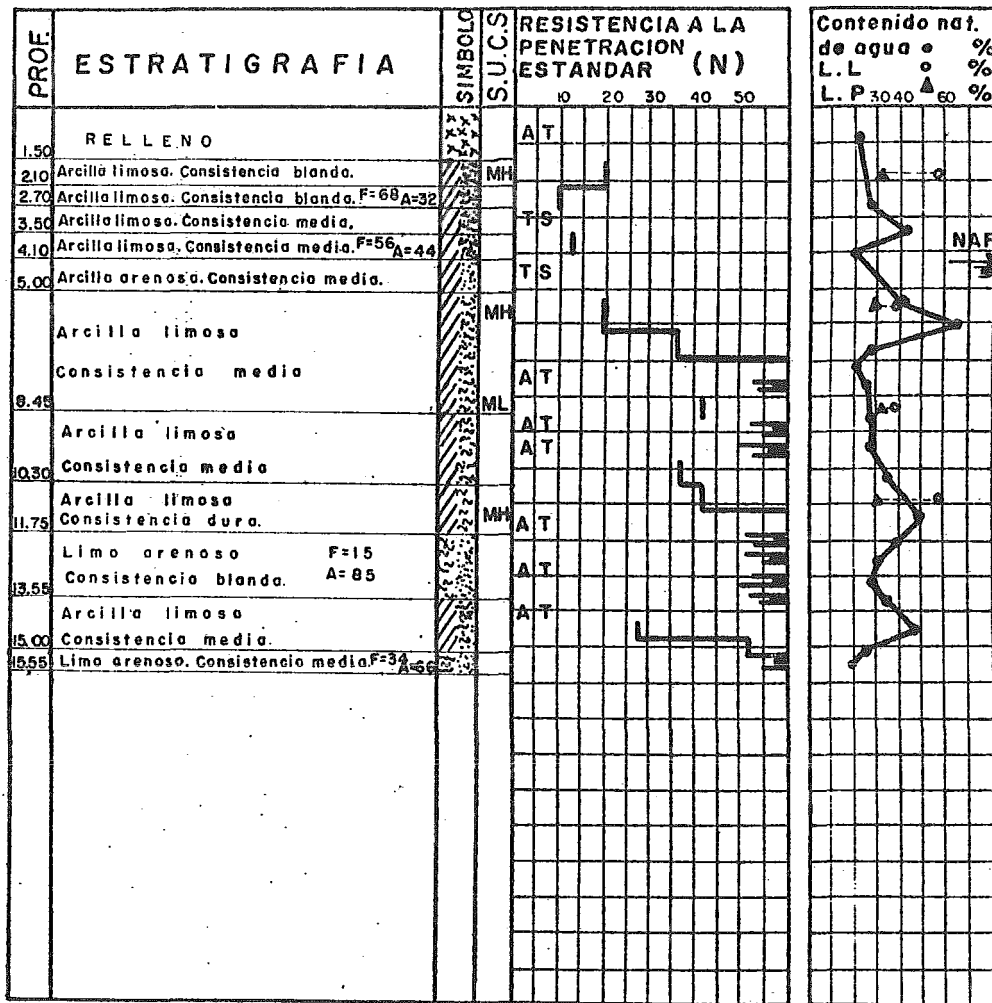


SIMBOLOGIA

ARCILLA
 ARENA
 RELLENO
 LIMO
 GRAVA
 A = ARENA(%) F = FINOS(%)

A. T = AVANCE CON TRICONICA
 T. S = TUBO SHELBY

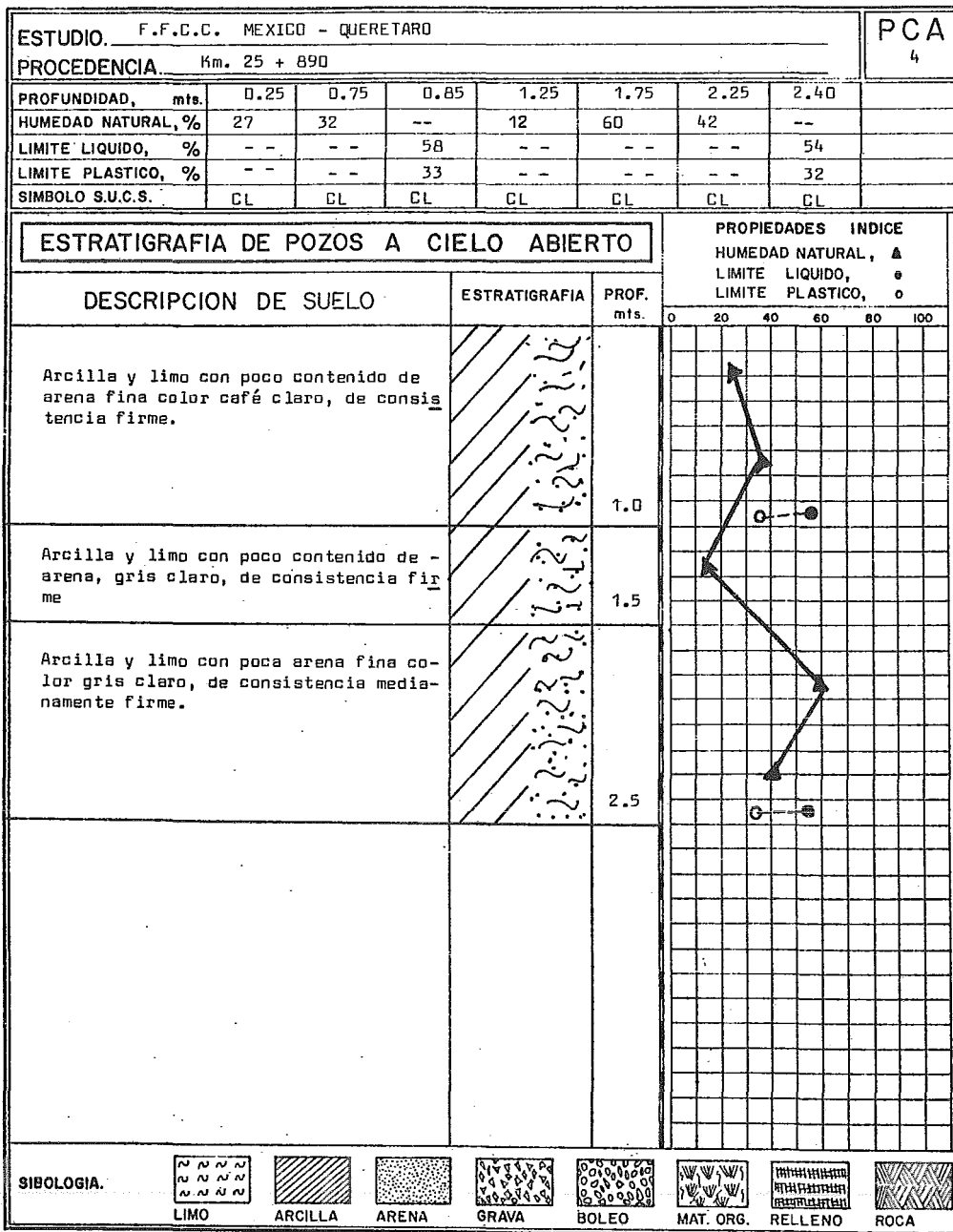
Mayor de 60 golpes



OBRA: F.C. MEXICO - QUERETARO TRAMO: LECHERIA-CUAUTITLAN
LOCALIZACION: KM. 25 + 890
SONDEO: SM-6 N.A.F.: 4.30m

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Acotación: m.
 Figura: 5.17



De 10.30 a 11.75 se localiza un estrato de arcilla, de consistencia dura, con poco limo. El número de golpes promedio es mayor de 50. El contenido natural de agua promedio es del 60% y el peso volumétrico promedio del estrato es igual a 1.62 ton/m³.

De 11.75 a 15.55 se encuentra un depósito de arena fina, muy compactada; e intercalado un estrato limo arcillo arenoso, color café claro y de consistencia media. El contenido de agua promedio es del 30% y el peso volumétrico promedio del estrato es igual a 1.87 ton/m³.

El nivel de aguas freáticas se localizó a 4.3 m. de profundidad.

5.4.E Paso Inferior Km. 26 + 920

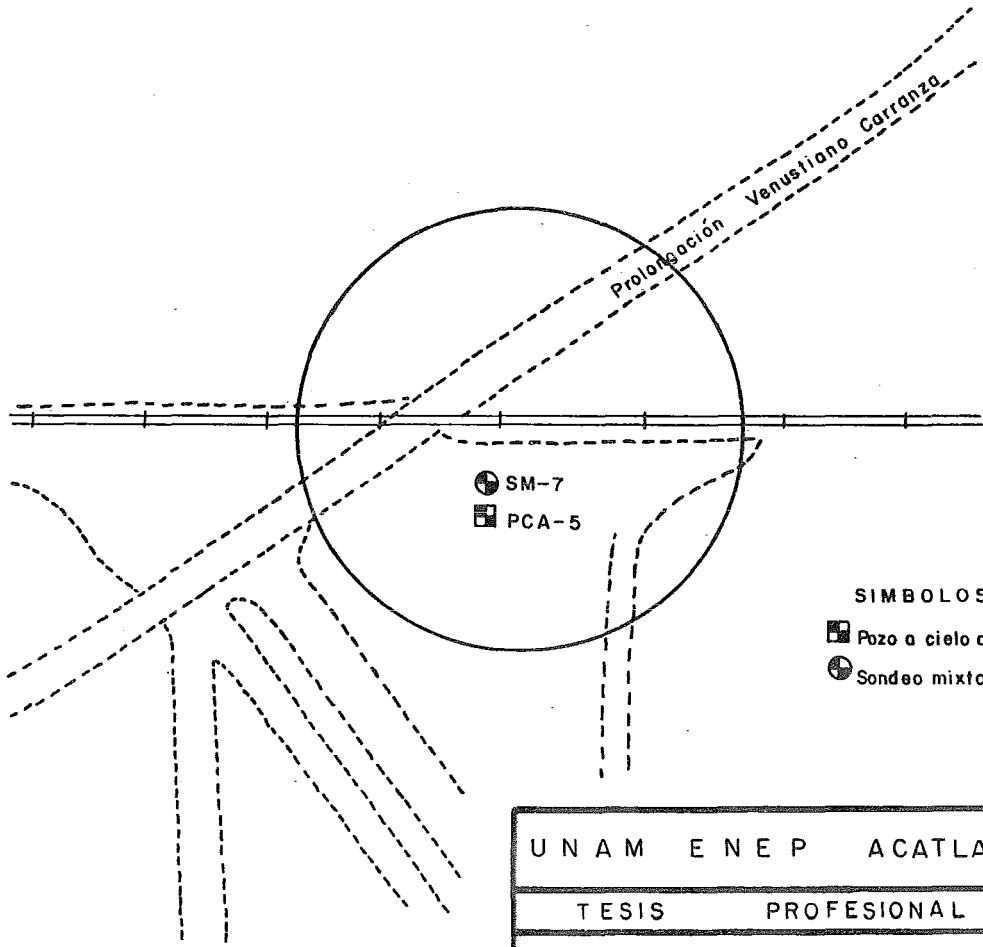
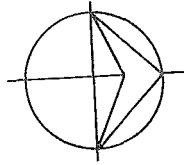
En este cruce se llevó a cabo el sondeo SM - 7 y el pozo a cielo abierto - PCA - 5, el sondeo se llevo hasta 9.2 m. de profundidad y al PCA - 5 hasta 2.50 m.

En la figura 5.19 se puede ver la localización del cruce, del sondeo mixto y del pozo a cielo abierto.

En la figura 5.20 se muestra la variación con la profundidad del número de golpes y del contenido natural de agua. En la figura 5.21 se presenta el perfil correspondiente al PCA - 5.

Los resultados de las pruebas de laboratorio se presentan en el capítulo - IV de este trabajo.

La estratigrafía en el sitio es la siguiente.



SM-7
PCA-5

SIMBOLOS
□ Pozo a cielo abie
● Sondeo mixto



UNAM ENEP ACATLAN	
TESIS PROFESIONAL	
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS P. I. KM. 26+920	
LOCALIZACION DE SONDEOS	
MEXICO	1985 FIG. 5.19


SIMBOLOGIA

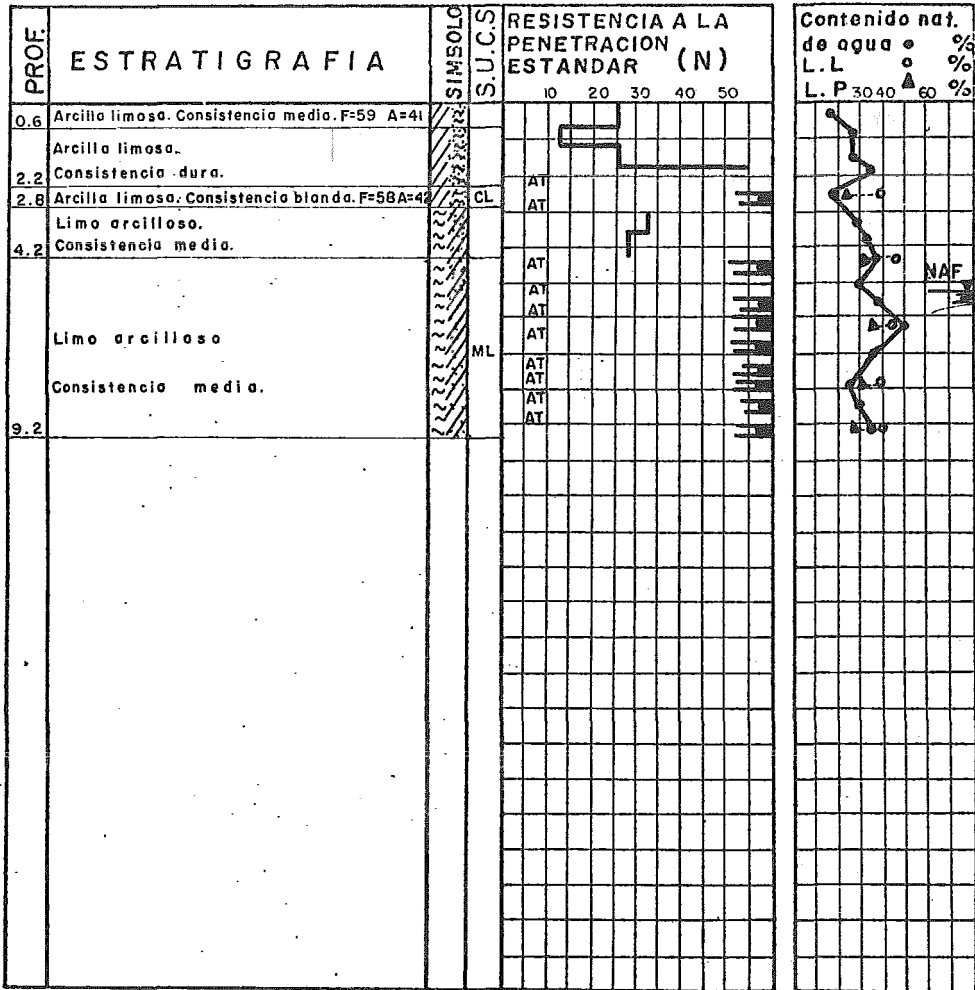
 ARCILLA
  ARENA
  RELLENO

A.T = AVANCE CONTRICONICA

T.S = TUBO SHELBY

 LIMO
  GRAVA
 A = ARENA(%) F = FINOS(%)

 Mayor de 60 golpes



OBRA: F.C. MEXICO - QUERETARO TRAMO: LECHERIA-CUAUTILAN

LOCALIZACION: KM. 26+920

SONDEO: SM-7 N.A.F: 5.30m.

Acotación: m.

Figura: 5.29

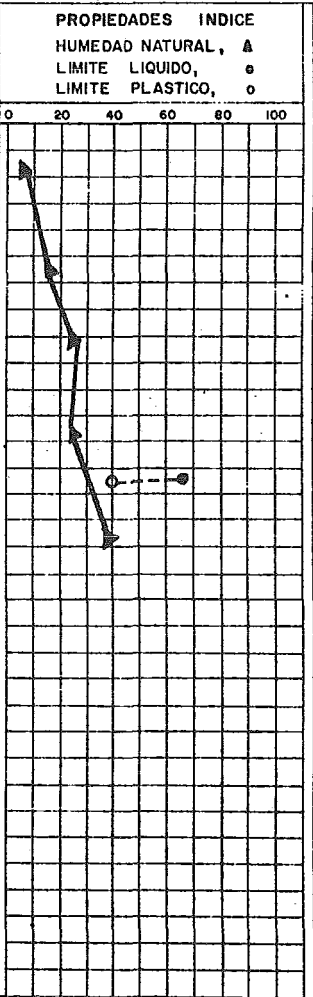
PERFIL ESTRATIGRAFICO

FIGURA No. 5.21

ESTUDIO. F.F.C.C. MEXICO - QUERETARO							PCA 5
PROCEDECENCIA. Km. 26 + 920							
PROFUNDIDAD, mts.	0.20	0.55	1.00	1.45	1.62	1.82	
HUMEDAD NATURAL, %	9	15	22	25	--	33	
LIMITE LIQUIDO, %	--	--	--	--	64	--	
LIMITE PLASTICO, %	--	--	--	--	40	--	
SIMBOLO S.U.C.S.	SM	ML	ML	ML	ML	ML	

ESTRATIGRAFIA DE POZOS A CIELO ABIERTO

DESCRIPCION DE SUELO	ESTRATIGRAFIA	PROF. mts.
Arena media y fina, poco limo café claro, y de consistencia muy firme.		0.5
Limo arcilloso y poca arena fina de color café oscuro, y de consistencia firme a muy firme.		2.5



SIBOLOGIA.

LIMO	ARCILLA	ARENA	GRAVA	BOLEO	MAT. ORG.	RELLENO	ROCA

Superficialmente se encuentra un estrato arcillo limo arenoso, de consistencia media a dura. Su espesor es de 2.20 m. El contenido natural de agua y el peso volumétrico promedio son del 25% y 1.44 ton/m³, respectivamente. Se determinó mediante una prueba triaxial rápida, una cohesión - - igual a 10.7 ton/m² y un ángulo de fricción interna 15°.

Bajo el estrato anterior y hasta la profundidad de 4.20 m. existe un estrato de limo arcillo arenoso, de consistencia media a blanda. El contenido natural de agua crece con la profundidad, de 20% a 35% y el peso volumétrico promedio es igual a 1.73 ton/m³.

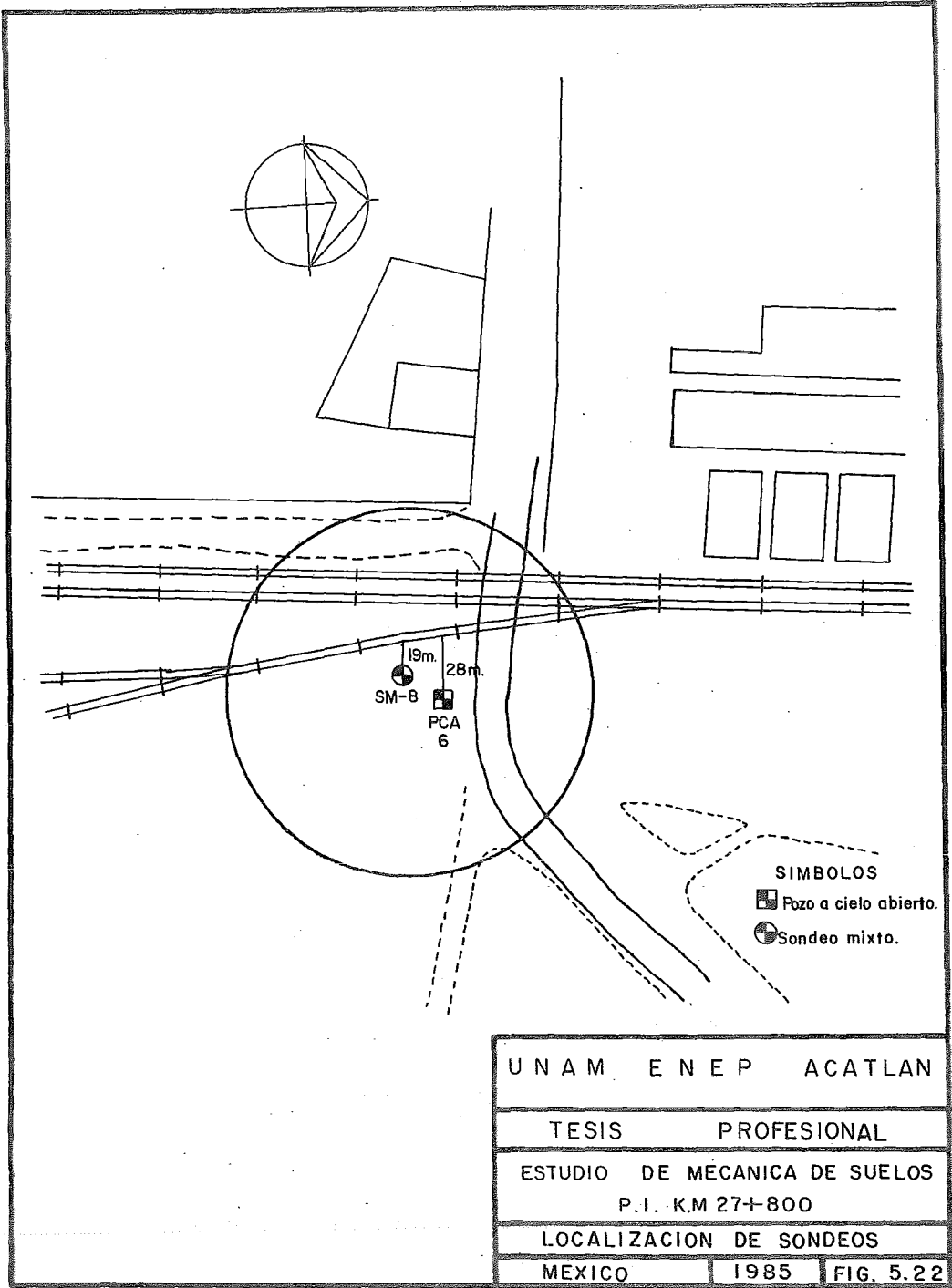
Subyaciendo a este estrato y hasta la profundidad explorada de 9.30 m., se encuentra un manto de limo arcilloso, el peso volumétrico promedio es igual a 1.73 ton/m³.

Subyaciendo a este estrato y hasta la profundidad explorada de 9.30 m., se encuentra un manto de limo arcilloso, de consistencia media con poca arena fina. El número de golpes en la prueba de penetración estándar es superior a 50. El contenido natural de agua promedio es igual al 30%. El peso volumétrico promedio es de 1.84 ton/m³. El N.A.F. Se localizó a una profundidad de 5.30 m.

5.4.F Paso Inferior Km. 27 + 800

En este sitio se realizó el sondeo mixto SM - 8 hasta 12.30 m. de profundidad y un pozo a cielo abierto, PCA - 6 hasta 2.5 m.

En la figura 5.22 se muestra la localización del cruce, sondeo y pozo.



UNAM ENEP ACATLAN		
TESIS PROFESIONAL		
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS P.I. K.M 27+800		
LOCALIZACION DE SONDEOS		
MEXICO	1985	FIG. 5.22

Las variaciones con la profundidad, del número de golpes obtenidos mediante la prueba de penetración estándar y los contenidos de agua, se muestran en la figura 5.23; en la figura 5.24 se presenta el perfil estratigráfico del PCA - 6.

De acuerdo con la información obtenida tanto en campo como en el laboratorio, la estratigrafía y propiedades en el sitio del cruce es la siguiente:

A partir de la superficie del terreno natural y hasta la profundidad de -- 4.20 m., se encuentra un estrato de arcilla de consistencia dura, con arena y poco limo, que contiene un pequeño estrato de limo de consistencia dura, con un espesor de 0.60 m. El número de golpes en la prueba de penetración estándar varía de 30 a 12. El contenido natural de agua promedio -- en el estrato arcilloso es del 35%. El peso volumétrico es igual a 1.60 - ton/m³. Mediante una prueba triaxial rápida se determinó una cohesión de 20 ton/m² y un ángulo de fricción interna igual a 18°.

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la profundidad explorada, 12.30 m.; se encuentra un depósito limo arenoso de consistencia media. También con-- tiene un estrato arcilloso de consistencia media, color gris y dos pequeños subestratos de arena fina. El número de golpes varía de 5 a mayor de 50. El contenido de agua varía del 75% al 130%, entre las profundidades de 4.20 y 5.0 m., posteriormente disminuye a un valor del 40% en los siguientes - - 1.70 m. En la capa inferior de 5.6 m. el contenido natural de agua varía - del 75% al 40%.

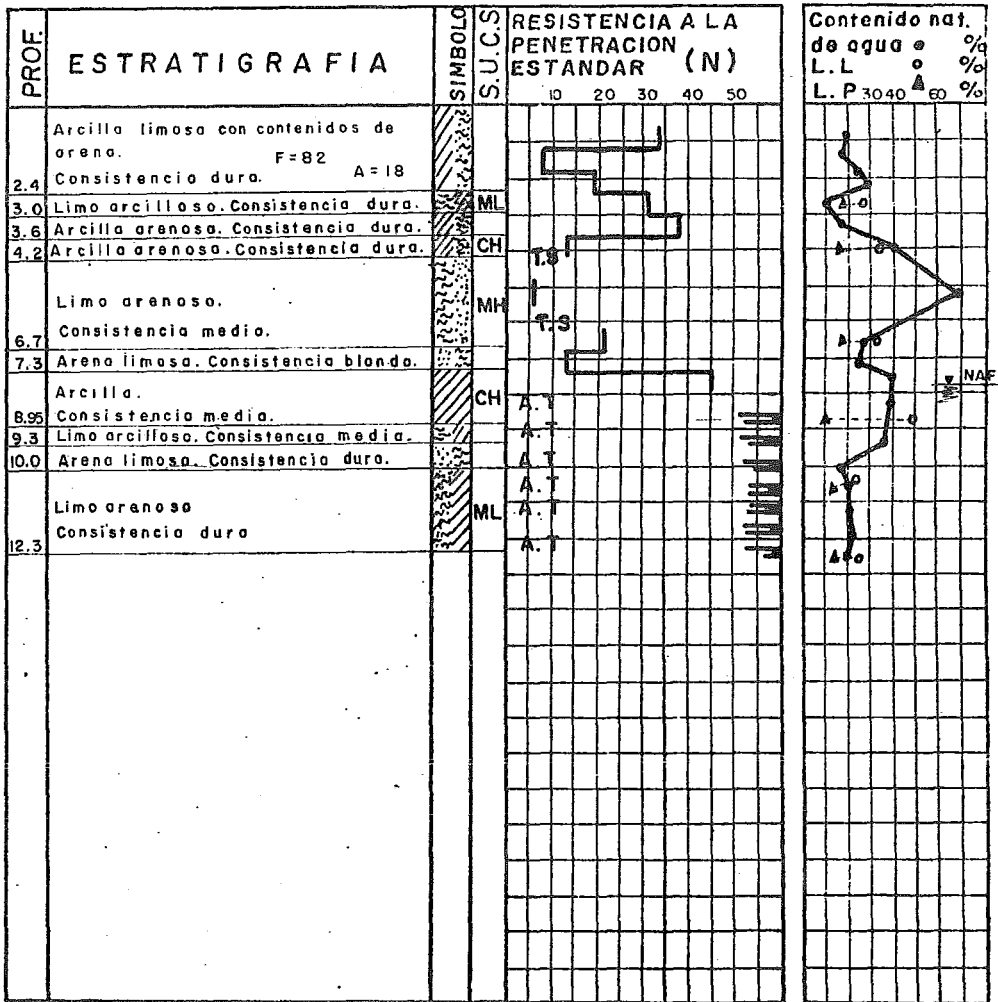
El peso volumétrico promedio del depósito limo arenoso es igual a 1.50 ton/ m³. El nivel freático se encontró a 7.8 m. de profundidad. Se llevaron

SIMBOLOGIA

ARCILLA
 ARENA
 RELLENO
 LIMO
 GRAVA
 A=ARENA(%) F=FINOS(%)

A.T = AVANCE CON TRICONICA
 T.S = TUBO SHELBY

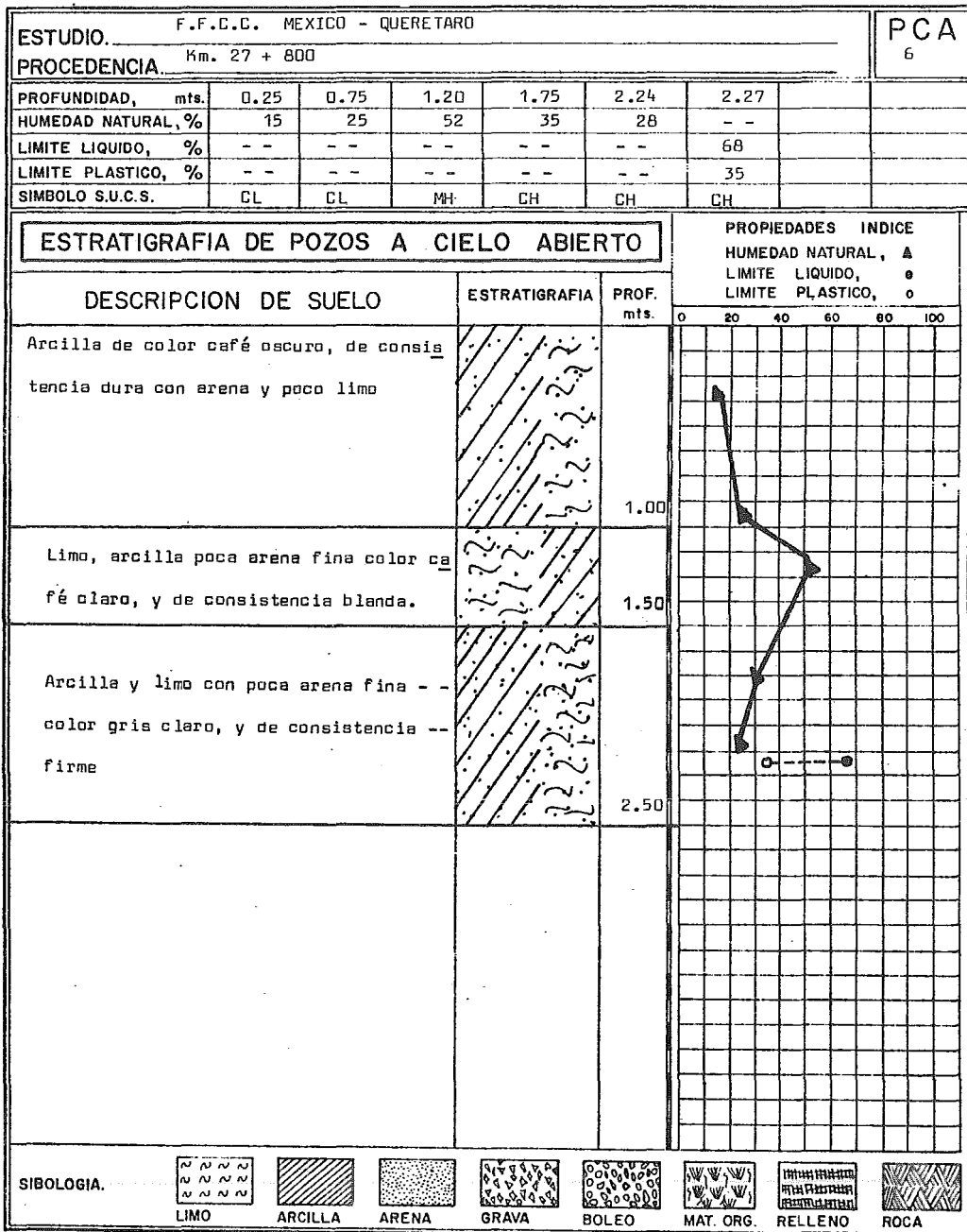
Mayor de 60 golpes



OBRA: F.C. MEXICO - QUERETARO **TRAMO:** LECHERIA - CUAUTITLAN
LOCALIZACION: KM. 27 + 800
SONDEO: SM-8 **N.A.F.:** 7.8m

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Acotación: m.
 Figura: 5.23



a cabo dos pruebas triaxiales rápidas a 4.5 m. y 5.7 m. de profundidad; - las cohesiones correspondientes obtenidas son 3.3 ton/m² y 5.0 ton/m², los ángulos de fricción interna 30° y 18° respectivamente.

CAPITULO VI

ACCIONES, COMBINACIONES DE ACCIONES, FACTORES DE CARGA Y
RESISTENCIA.

6.1 Definiciones

Estado límite.- Se entiende por estado límite a la etapa del comportamiento del subsuelo, a partir del cuál, la estructura que sostiene ó partes de - - ella, deja de cumplir con alguna función para la que fué proyectada.

Existen dos tipos de estado límite:

Los de falla y los de servicio; los primeros a su vez se subdividen en estado límite de falla frágil y estados límite de falla dúctil.

Los estados límites de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga del subsuelo, o bien al hecho de que el suelo de cimentación sin agotar su capacidad de carga, experimenta movimientos verticales - en tal forma que la estructura que soporta deja de cumplir con las funciones para las que fué diseñada.

Los estados límite corresponden a falla dúctil cuando la capacidad de carga del suelo de cimentación se mantiene para deformaciones apreciablemente mayores que las existentes al alcanzar el estado límite.

Los estados límite corresponden a falla frágil cuando la capacidad de carga del suelo de cimentación, se reduce bruscamente al alcanzar el estado límite.

Los estados límite de servicio, tienen lugar cuando el suelo de cimentación presenta deformaciones que afectan al funcionamiento correcto de la estruc-

tura que soporta, pero no su capacidad de carga.

6.1.A Acciones

En el diseño de una cimentación, se deben considerar el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir - en forma simultanea.

Las acciones se clasifican en tres categorías de acuerdo con el tiempo en - que actúan sobre una estructura con su máxima intensidad:

1) Acciones permanentes. Son las que actúan en forma continua sobre una estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo, en esta categoría se incluyen:

- a) La carga muerta.
- b) El empuje estático de tierras y líquidos de carácter permanente.

2) Acciones variables. Son aquellas que actúan sobre una estructura con una intensidad variable con el tiempo, esta categoría comprende:

- a) La carga viva.
- b) Los efectos de maquinaria y equipo, incluyendo cuando sean significativos, las acciones dinámicas tales como vibraciones de maquinaria, impacto y frenaje.

De acuerdo con la combinación de acciones para la cual se este diseñando, - cada acción variable se tomará con tres niveles posibles de intensidad:

- a) Intensidad media. Cuyo valor nominal se sumará al de las acciones -- permanentes, para estimar efectos a largo plazo.

b) Intensidad instantánea, cuyo valor nominal se empleará para combinaciones que incluyan acciones permanentes y accidentales.

c) Intensidad máxima, cuyo valor nominal se empleará en combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes.

3) Acciones accidentales. Para fines de diseño de una cimentación podemos considerar a los movimientos telúricos como la acción accidental más importante.

6.1.8 Combinaciones de acciones.

Para evaluar la seguridad de una cimentación, deberá de considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir en forma simultánea.

Se consideran dos categorías de combinaciones:

1) Combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables.

Se tomará en cuenta todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorables se tomará con una intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien, todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efecto a largo plazo.

Para este tipo de combinación deberá revisarse todos los posibles estados límite, tanto de falla como de servicio.

Entran en este tipo de combinaciones, la carga muerta más carga viva. Se empleará en este caso la intensidad máxima de la carga viva, considerándola

uniformemente repartida sobre toda el área.

Cuando se tomen en cuenta distribuciones más desfavorables de la carga viva, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea.

2) Combinaciones que incluyan acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación todas las acciones se tomarán con sus intensidades nominales y sus efectos deberán multiplicarse por los valores de carga apropiados.

6.1.C Factores de carga.

El factor de carga F_c se determinará de la siguiente forma:

1) Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables se tomará $F_c = 1.4$ excepto cuando la estructura que soporte el suelo de cimentación este destinado a contener personas o equipo sumamente valioso, en tal caso el factor de carga será de 1.5.

2) Para combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental, además de las acciones permanentes y variables, se tomará $F_c = 1.1$.

3) Para acciones cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura se tomarán $F_c = 0.9$.

4) Para revisión de estados límites de servicio se tomará en todos los casos $F_c = 1$.

6.1.0 Factores de resistencia.

Los factores de resistencia de la capacidad de carga del suelo de cimentación, serán los siguientes para todos los estados límites de falla:

1) 0.35 para la capacidad de carga de la base de las zapatas de cualquier tipo, desplantadas en zonas con suelos compresibles de espesor menor que 3.00 m., las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5.00 m. de profundidad en zonas de suelos compresibles con espesores mayores de 3.00 m. y los pilotes ó pilas apoyadas en un estrato resistente.

2) 0.7 para otros casos.

En la capacidad de carga de la base de las cimentaciones, los factores de resistencia afectarán sólo a la capacidad de carga neta.

6.2 Criterios de diseño.

La capacidad de carga y movimientos verticales del suelo de cimentación - así como la estabilidad de taludes, se calcularán utilizando métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación, se calculará a partir de la resistencia media del estrato más débil que gobierne el mecanismo de falla más probable.

En el diseño de la cimentación se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la subestructura.

1) De servicio; movimiento vertical medio con respecto al nivel del terreno circundante, inclinación media y deformación diferencial.

Se considerarán el componente inmediato, el diferido y la combinación de ambos en cada uno de estos movimientos. El valor esperado de cada uno de estos eventos deberá ser suficientemente pequeño para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura, a sus instalaciones, a los elementos no estructurales, a los acabados, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Los límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación se pueden ver en la tabla 6.1.

TABLA 6.1 LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION. *

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)

<u>Concepto</u>	<u>Límite</u>
Valor medio en el promedio	30 cm
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana

b) Inclinación media

<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	$100/(100 + 3 h) \times$ ciento	h=altura de la construcción
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variable que se limita</u>	<u>Límite</u>
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocado o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, - piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar -- los acabados o estos se encuentran desligados -- de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto -- con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

* Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 265 -- del Reglamento del D.D.F.

- 2) De falla:
- A) Flotación
 - B) Falla local
 - C) Falla general del suelo bajo la cimentación ó bajo elementos de la misma.

Cada uno de estos estados límite de falla deberán evaluarse para las condiciones más críticas durante la construcción, para instantes inmediatamente posteriores a la puesta en servicio de la estructura y para tiempos del -- orden de la vida útil de la misma.

La seguridad de la cimentación contra los estados límites de falla se evaluarán en terminos de la capacidad de carga neta.

En el diseño de la cimentación se considerarán las combinaciones de acciones mencionadas en el párrafo 6.1.2 de este capítulo, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos de consolidación regional, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de cimentación, y todas las otras acciones localizadas en la propia cimentación y su vecindad.

En el diseño y ejecución de las excavaciones se consideran los siguientes estados límite:

- 1) De servicios: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos

para no causar daño a las construcciones e instalaciones adyacentes. Además la recuperación por descarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferidos intolerables en las estructuras que se desplanten en el sitio.

2) De falla: Colapso de las paredes de excavación, falla de la cimentación, de las construcciones adyacentes y falla del fondo de la excavación.

En el análisis de estabilidad, se tomarán en cuenta las combinaciones de acciones mencionada en el párrafo 6.1.2 de este capítulo.

Además se considerará una sobrecarga uniforme mínima de 1.5 ton., en la vía pública y zonas, proximas a la excavación, con factor de carga unitario.

Los otros factores de carga serán los mismos que se mencionan en el párrafo 6.1.3. El factor de resistencia será de 0.7.

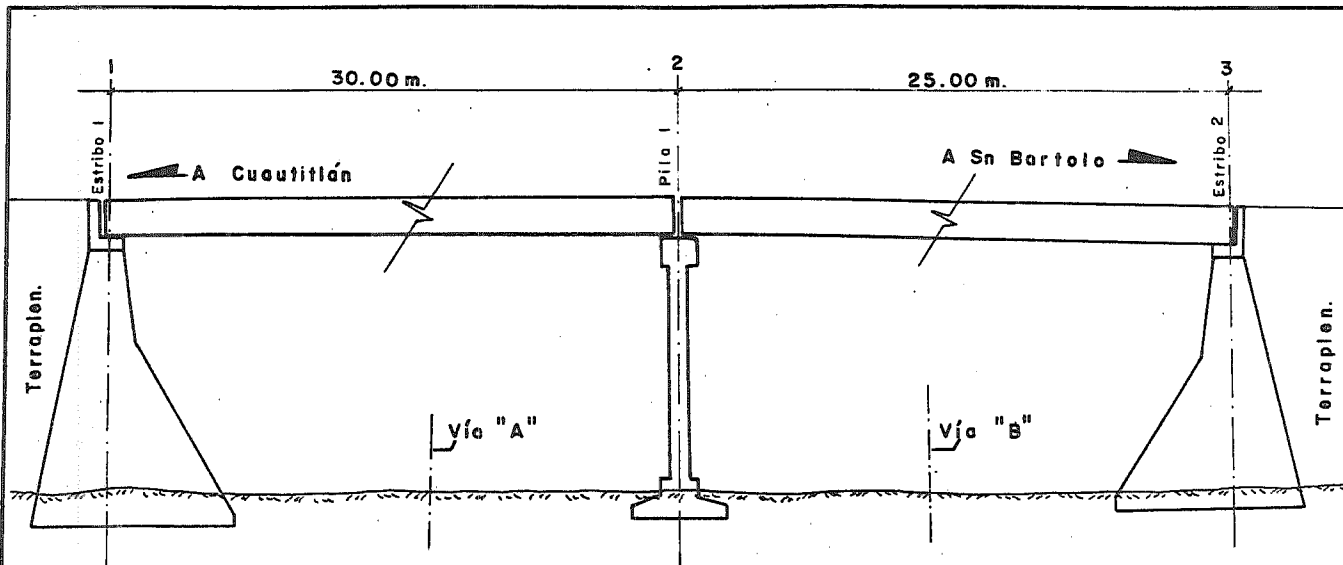
6.3 Análisis de cargas de proyecto.

Una estructura tipo con la cuál, se pretende resolver los pasos inferiores, se puede ver en la figura 6.1 y esta constituida por:

Superestructura.- Formada por dos tramos de la losa de concreto reforzado sobre trabes prefabricada de concreto presforzado. El tramo 1-2 de 30.00 m. de claro; el tramo 2-3- de 25.00 m. de claro. Su ancho total es de 9.80 m., el ancho de calzada es de 7.00 m., para carga viva de HS-20.

Subestructura.- Formada por dos estribos de mampostería de tercera clase con mortero de cemento 1:5 y una pila de concreto reforzado.

Las acciones y combinaciones de acciones que esta estructura transmitirá al terreno, así como los factores de carga y resistencia utilizados en es-



ANTEPROYECTO DE PASO INFERIOR

UNAM	ENEP ACATLAN
TESIS PROFESIONAL	
Cortés Amezquita Mario	
González Galindo Jorge	
México 1985	Fig. 6.1

ESCALA 1:200

Excepto donde se indique.

te trabajo, se presentan a continuación:

6.3.A Acciones consideradas.

1) Pila

a) Carga muerta de superestructura de 30.00 m.

$$W_a = 213.40 \text{ ton.}$$

b) Carga muerta de superestructura de 25.00 m.

$$W_b = 186.60 \text{ ton.}$$

c) Carga muerta total

$$W_{MT} = 213.40 + 186.60 = 400.00 \text{ ton}$$

Con la finalidad de evitar excentricidad de las cargas con respecto al eje de la pila, se determinó que la junta de construcción se corriera 3.00 cm. con respecto al eje de la pila y hacia el lado del claro de 25.00 m.

d) Carga viva.

$$C_v = 75.00 \text{ ton.}$$

e) Peso propio de la pila.

$$W_p = 215.00 \text{ ton}$$

f) Frenaje

$$F_L = 2.89 \text{ ton}$$

g) Fricción

$$F = 20.00 \text{ ton}$$

h) Viento sobre la estructura

$$V_{EL} = 3.8 \text{ ton}$$

i) Viento sobre la carga viva
VCVL = 1.69 ton

j) Sísmo
S = 53.80 ton

k) Peso de tierra
PT = 42.30 ton

2) Estribos

a) PE = .860.00 ton/estribo

6.3.8 Combinaciones de acciones.

En la determinación de las características geométricas de la cimentación de berán considerarse las combinaciones de acciones siguientes:

1) En la que se incluyen las acciones permanentes más variables con inten sidades máximas.

2) Se tomarán en cuenta las acciones permanentes más variables con inten sidad instantánea más la acción accidental más desfavorable. Para los cr ces estudiados se consideró al sísmo como la acción accidental más desfavorable. Se utilizó un coeficiente sísmico igual a 0.10.

Tomando en cuenta lo anterior se tienen los siguientes datos:

	PILA	ESTRIBOS
	Sobrecarga en ton	Sobrecarga en ton
1era. combinación	743	1,388
2 da. combinación	797	1,442

Para el cálculo de movimientos verticales se considerará la tercera combinación, la cuál es:

3) Suma de acciones permanentes más variables; ambas con intensidad media con la cuál se tiene:

3era. combinación	738	1,383
-------------------	-----	-------

6.3.C Factores de carga utilizados.

Con el objeto de tomar en cuenta la incertidumbre en la determinación de las acciones, se usará un factor de carga (F_c) igual a 1.4, para la primera combinación de acciones y de 1.1 para la segunda combinación antes mencionada.

Para el cálculo de asentamientos el factor de carga será de 1.0.

6.3.D Factor de resistencia utilizado.

Para tomar en cuenta la incertidumbre en la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos involucrados en los cálculos, se usará un factor de resistencia igual a 0.35

C A P I T U L O VII

Criterios de cálculo

En este capítulo se exponen los factores que se deben tomar en cuenta para determinar el tipo de cimentación óptimo, así como los criterios usados para la determinación de la capacidad de carga admisible de los cimientos y los movimientos verticales de la estructura.

7.1 Alternativas de cimentación.

En el estudio de la cimentación de una estructura, suelen presentarse varias alternativas, entre las cuales se tiene que elegir la más conveniente. Es decir; aquel tipo de cimentación que además de proporcionar un buen comportamiento a la estructura, sea de fácil realización y economía. Por lo que, en su elección es necesario el conocimiento de aspectos técnicos, procedimientos constructivos y económicos. Estos aspectos están estrechamente relacionados entre sí y pueden operar inapropiadamente si uno se desliga del otro.

Los factores principalmente que se deben tomar en cuenta al elegir el tipo de cimentación más apropiado, son los siguientes:

- A) Características de la estructura
- a) Tipo de estructura (rígida o flexible)
- b) Magnitud, tipo y distribución de las descargas
- c) Dimensiones y formas
- d) Estructuración

- e) Sensibilidad
- f) Destino y requisitos de funcionamiento

- B) Condiciones del subsuelo
 - a) Estratigrafía
 - b) Propiedades mecánicas; Principalmente resistencia y compresibilidad
 - c) Propiedades índice
 - d) Profundidad y variaciones del nivel de aguas freáticas
 - e) Estado de esfuerzos

- C) Factores ambientales

Existen además otros factores que no se encuentran contenidos en los dos - grupos anteriores y que son reunidos dentro de los factores ambientales. - Entre estos hay algunos que pueden valuar se analíticamente a partir de me di ciones y teorías existentes, y otros que deben estimarse con buen crite ri o ingenieril, permitiénd o tomar las medidas preventivas pertinentes. - Dichas medidas pueden ser: Modificaciones al proyecto, obras de protección adecuadas e incluso desechar el predio elegido.

Dentro de los factores ambientales podemos mencionar:

- a) Sismicidad
- b) Acción del viento
- c) Hundimiento regional
- d) Discontinuidades naturales o artificiales
- e) Construcciones e instalaciones vecinas
- f) Inestabilidad de laderos naturales o cortes artificiales
- g) Acción del agua en proyectos localizados en zonas de inundación

En cuanto a su seguridad, la cimentación tiene que cumplir con los siguientes requisitos básicos de estabilidad, los cuales son:

- a) Tener suficiente seguridad contra fallas por resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo
- b) No debe sufrir asentamientos o emergencias más allá de los valores tolerables por la estructura y obras colindantes.
- c) Protección adecuada contra probables agentes externos que puedan comprometer su comportamiento.

Una vez establecidos los requisitos que debe llenar una cimentación, los pasos a seguir en su elección y análisis son los siguientes:

- A) Interpretación de los datos obtenidos. Es aquí, cuando debe realizarse una interpretación conjunta de los datos de proyecto y de los datos obtenidos de la investigación del subsuelo. Esto debe hacerse detenidamente, identificando las condiciones que determinan el tipo de cimentación -- por elegir, desechando las alternativas de cimentación obviamente inadecuadas.

Esta es una fase preliminar en la elección del tipo de cimentación, ya que solo se han considerado en forma objetiva las condiciones que impone el -- proyecto y las características del subsuelo, quedando como segunda fase el análisis de capacidad de carga y deformaciones. Eligiéndose a partir de -- dichos análisis el tipo de cimentación definitivo a utilizar.

- B) Análisis de la capacidad de carga ó estado límite de falla.

Es en este paso cuando debe determinarse la capacidad de carga del conjun-

to cimentación - suelo, cuidando que los esfuerzos inducidos al subsuelo - no exedan la resistencia de éste.

La capacidad de carga debe ser afectada por un factor de reducción (factor de seguridad), el cual cubrirá todas las incertidumbres referentes a las -- propiedades de los suelos, magnitud de las cargas actuantes, a la teoría - específica de capacidad de carga empleada y a los problemas de desviacio-- nes en la construcción.

C) Revisión por deformaciones o estado límite de servicio.

Las alternativas de cimentación seguras contra falla por resistencia al es fuerzo cortante del suelo, no necesariamente lo son en cuanto a fallas por deformaciones excesivas del mismo, pues éstas pueden resultar intolerables para la estructura.

Las deformaciones que sufra el suelo pueden afectar las condiciones de ser vicio de la estructura, causar daños a los acabados y a la misma estructu- ra en sí, o afectar obras colindantes.

Es por esto, que las deformaciones quedan restringidas a ciertos valores - llamados tolerables, los cuales evitan que la estructura y obras colindan- tes se dañen y afecten su funcionamiento.

Obviamente, las deformaciones más dañinas son las diferenciales. Las cau- sas de deformación del suelo son muy variadas, siendo frecuente la combina- ción de dos ó más de ellas. Entre estas causas podemos citar:

Peso propio de la estructura

Expansiones generadas por excavaciones

Sismos y vibraciones

Fluctuaciones del N.A.F.

Falta o pérdida de apoyo lateral

Variaciones en las cargas aplicadas al subsuelo de un punto a otro de la cimentación

En la mayoría de los casos no es posible, al menos con la precisión deseada, evaluar el orden de magnitud de las deformaciones, por lo que deben -- aplicarse medidas para evitarlas.

Para esto debe tomarse en cuenta el comportamiento de estructuras en condiciones semejantes, con objeto de predecir la probabilidad de ocurrencia y daños que pudiera ocasionar.

D) Estudio del comportamiento en conjunto.

La elección del tipo de cimentación no sólo debe considerar el comportamiento individual de la obra en estudio, sino la influencia de esta sobre el comportamiento de las obras y estructuras colindantes. Este estudio tiene por objeto, evitar al máximo la influencia de una estructura sobre otra, de manera que el comportamiento sea satisfactorio desde el punto de vista de la estabilidad y funcionamiento de todo el conjunto de instalaciones y estructuras colindantes.

7.1.A Cimentación propuesta.

Tomando en cuenta todos los factores anteriormente mencionados, y además -- considerando la baja compresibilidad de los suelos arcillo - limosos y limo arenosos sobre los que se pretende desplantar las estructuras; se propo

ne utilizar en los apoyos extremos, muros de mampostería o concreto cimen-
tados mediante zapatas rectangulares, en los apoyos intermedios, zapatas -
rectangulares, en ambos casos la profundidad de desplante será superficial.

7.2 Análisis del estado límite de falla.

7.2.A Capacidad de carga última

Se presenta aquí, un resumen de las dos teorías utilizadas para evaluar la
capacidad de carga del terreno, considerando que se estará evaluando un ci-
miento superficial.

Estas teorías son:

- 1) Teoría de Terzaghi
- 2) Teoría de Vésic, A.

1) Teoría de Terzaghi

Esta teoría es adecuada a cimentaciones de tipo superficial, desplantadas
sobre cualquier tipo de terreno. Se aplica con gran confianza hasta el
límite $D_f \leq 2 B$, donde D_f es la profundidad de desplante y B es el an-
cho del cimiento.

+ Suelos cohesivos - friccionantes, $C \neq 0$, $\phi \neq 0$.

- Falla general

$$\text{Zapatas continuas } q_c = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$$

$$\text{Zapatas cuadradas} \quad q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_{\gamma}$$

$$\text{Zapatas circulares} \quad q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_{\gamma}$$

- Falla local

$$\text{zapatas continuas} \quad q'_c = C' N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_{\gamma}$$

$$\text{zapatas cuadradas} \quad q'_c = 1.3 C' N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_{\gamma}$$

$$\text{zapatas circulares} \quad q'_c = 1.3 C' N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.6 \gamma R N'_{\gamma}$$

+ Suelos cohesivos, $\phi = 0$, $C \neq 0$.

- Falla general

$$\text{zapatas continuas} \quad q_c = (5.14) C + (\gamma) D_f$$

$$\text{zapatas cuadradas y circulares} \quad q_c = (1.3) (5.14) C + (\gamma) D_f$$

- Falla local

$$\text{zapatas continuas} \quad q'_c = 5.14 C' + (\gamma) D_f$$

$$\text{zapatas cuadradas y circulares} \quad q'_c = (1.3) (5.14) C' + (\gamma) D_f$$

Donde:

q_c = capacidad de carga última en falla general (ton/ m2)

q'_c = capacidad de carga última en falla local (ton/m2)

N_c, N_q, N_{γ} y N'_c, N'_q, N'_{γ} : factores de capacidad de carga en falla general y local respectivamente. (Adim)

C = cohesión del suelo (ton/m2)

γ = peso volúmetrico del suelo (ton/m3)

C' = cohesión del suelo reducida por falla local; $C' = \frac{2}{3} C$ (ton/m2)

D_f = profundidad de desplante del cimiento (m)

B = Ancho del cimiento (m)

R = Radio del cimiento (m)

Los valores de N_c , N_q , N_{ψ} , N'_c , N'_q , y N'_{ψ} , se determinan a partir de la figura 7.1; en función del ángulo de fricción interna ϕ .

2) Teoría de Vésic, A.

La evaluación del estado límite de falla, involucra los siguientes aspectos:

- A) Falla local o general por cortante del suelo bajo zapatas.
- B) Falla por volteo
- C) Falla por extracción
- D) Falla por deslizamiento horizontal
- E) Falla por licuación
- F) Falla por otros mecanismos

A continuación, se explica en forma breve, en que consiste cada uno de los aspectos anteriores.

- A) Falla local o general por cortante del suelo bajo zapatas.

La revisión de la seguridad contra este tipo de fallas consistirá en verificar el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{Q F_c}{A} \leq P_v + \left(\frac{B}{2} N_{\psi} + \bar{P}_v (N_q - 1) + C N_c \right) F_T$$

Donde:

Q_c = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus respectivos factores de carga, (ton.)

A = Area de la zapata, (m²)

P_v = Presión vertical total actuante a la profundidad de desplante ($\frac{1}{2} D_f$) alrededor de la zapata, (ton/m²)

\bar{P}_v = Presión vertical efectiva a la misma profundidad, (ton/m²)

γ = Peso volumétrico del suelo, (ton/m³)

D_f = Profundidad mínima de desplante, (m)

B = Ancho de la zapata, supuesto menor que $L/5$, siendo L la longitud de la misma, (m)

N_q = Coeficiente de capacidad de carga, obtenido de la tabla 7.1

N_{ϕ} = Coeficiente de capacidad de carga, obtenido de la tabla 7.1

N_c = Coeficiente de capacidad de carga, obtenido de la tabla 7.1

En caso de tratarse de un suelo puramente cohesivo ($\phi = 0$) se obtiene de la figura 7.2

C = Cohesión del suelo, (ton/m²)

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo

F_r = Factor de resistencia

Para verificar la desigualdad anteriormente propuesta, se tomará en cuenta lo siguiente:

TABLA 7.1 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

\emptyset	N_c	N_q	N_y
1	5.35	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03
10	8.35	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22
33	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	78.03
39	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	130.22
42	93.91	85.38	155.55
43	105.11	99.02	186.54
44	118.37	115.31	224.64
45	138.88	134.88	271.76
46	152.10	158.51	330.35
47	173.64	187.21	403.67
48	199.26	222.31	496.01
49	229.93	265.51	613.16
50	266.89	319.07	762.89

a) Parámetros de resistencia

Los parámetros c y ϕ serán los proporcionados por una prueba de resistencia que se considere más representativa de las condiciones de carga y drenaje - que tendrá el suelo en estudio.

En suelos arenosos ($c = 0$), el valor de ϕ se evaluará tomando en cuenta la compacidad relativa del material.

En suelos cohesivos ($\phi = 0$), se adoptará para la cohesión el valor medio de esta propiedad para el material localizado hasta una profundidad igual al - ancho de la base de la zapata.

En suelos estratificados, se procederá como sigue:

En suelos arcillosos saturados, la revisión podrá efectuarse suponiendo superficies de falla cilíndricas. En el caso de suelo con cohesión y fricción superyaciendo un estrato débil localizado a una profundidad h debajo - de una zapata de ancho B (fig. 7.3), se procederá como sigue:

Si $\frac{h}{B} > 3.5$, puede ignorarse el estrato de material débil al revisar el estado límite de falla.

Si $3.5 > \frac{h}{B} > 1.5$, se revisará la falla local ó general por cortante, para una - zapata ficticia con misma carga total que la real, pero con ancho $(B + h)$ - y supuesta desplantada directamente sobre el mismo material débil. Si $\frac{h}{B} < 1.5$, se procederá a la misma verificación suponiendo que la zapata ficticia tiene un ancho igual a:

$$B (1 + 2/3 (h/B)^2)$$

Para suelos sueltos cuya compacidad relativa (C_r) sea menor del 70% o blandos cuya resistencia a la compresión simple sea menor de 5 ton/m², los parámetros C y ϕ del material a considerar deberán modificarse como sigue:

$$C^* = 0.67 C$$

$$\phi^* = \tan^{-1} (K \tan \phi)$$

donde, para arenas: $K = 0.67 + C_r - 0.75 C_r^2$ si $0 < C_r < 0.70$

$$K = .1 \text{ si } C_r > 0.70$$

para otros suelos: $K = 0.67$

b) Forma de la zapata

Si no se cumple la condición geométrica $B < L/5$

los coeficientes N_c , N_q y N_{ϕ} , se deberán multiplicar por los factores de forma respectivos a_c , a_q y a_{ϕ} indicados en la tabla 7.2

En el caso del coeficiente N_{c_s} , se aplicará lo indicado en la figura 7.2.

Factor de capacidad de carga

suelos cohesivos

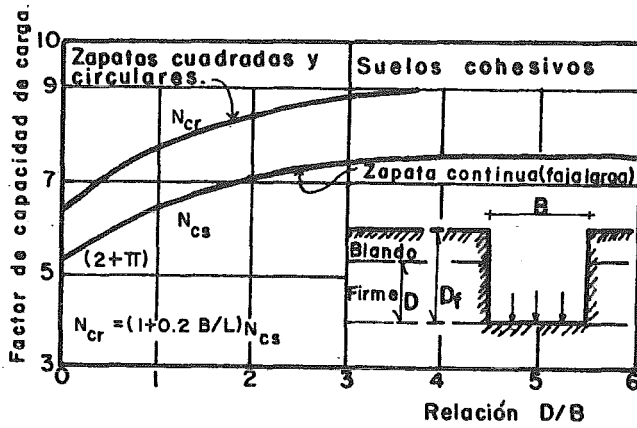


FIG. 7.2

Tabla 7.2. Factores de forma

Forma de la base	a_c	a_q	a_{ϕ}
Rectangular	$1 + (B/L) (N_q / N_c)$	$1 + (B/L) \tan \phi$	$1 - 0.4(B/L)$
Circular o cuadrada	$1 + (N_q / N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.60

c) Posición del N.A.F.

Se deberá considerar al N.A.F. en la posición más alta prevista durante la vida útil de la estructura. Los valores del peso volumétrico del suelo a considerar dependerá de la profundidad del N.A.F. así definido y del ancho B de la cimentación (fig. 7.4)

Si $0 < Z < B$

el peso volumétrico se considerará igual a:

$$\psi^* = \psi' + (Z/B) (\psi_m - \psi')$$

donde:

ψ' = peso volumétrico sumergido, (ton/m³)

ψ_m = peso volumétrico total correspondiente al contenido de agua mínimo del suelo arriba del N.A.F.

Si $Z > B$ $\psi^* = \psi_m$

Si $Z < 0$ (N.A.F arriba de la profundidad de desplante)

$$\psi^* = \psi'$$

d) Excentricidad de la carga

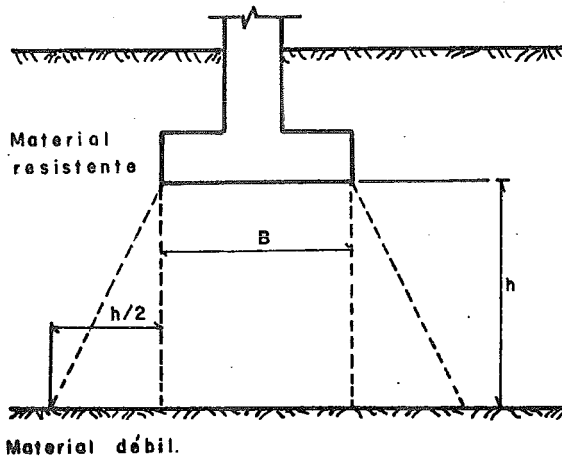


FIG. 7.3

Presencia de un estrato débil

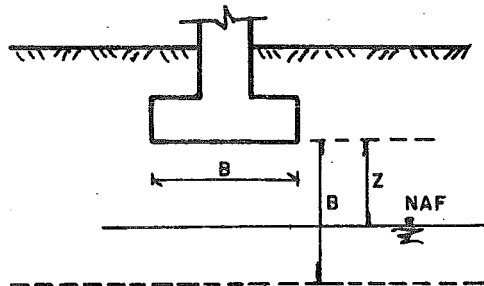


FIG. 7.4

Posición del nivel freático

Si la resultante de las cargas que se aplican a una zapata rectangular, -- presenta una excentricidad transversal e_B (fig. 7.5) y/o longitudinal e_L respecto al centro de la misma, el ancho y largo de la cimentación se considerarán respectivamente iguales a:

$$B' = B - 2 e_B$$

$$L' = L - 2 e_L$$

e) Inclinación de la carga

Si la resultante de las sollicitaciones que actúan sobre una zapata presenta una oblicuidad α respecto a la vertical (fig. 7.6), los factores de carga N_q por una parte y N_c y N_q por otra se multiplicarán por los coeficientes de reducción definidos en las tablas 7.3 y 7.4 respectivamente, en función de \emptyset .

Tabla 7.3 Coeficientes de reducción por inclinación de carga respecto a la vertical (aplicables al factor N_q)

\emptyset (°)	Inclinación						
	0	5	10	15	20	30	40
20	1	0.86	0.70	0.49	0	0	0
30	1	0.86	0.70	0.57	0.40	0	0
40	1	0.85	0.68	0.55	0.44	0.18	0

Tabla 7.4 Coeficientes de reducción por inclinación de carga respecto a la vertical (aplicable a los factores N_c^* y N_q)

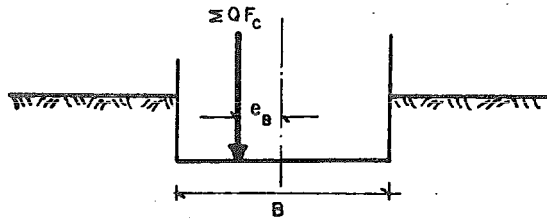


FIG. 7.5 Cimentación con carga excéntrica

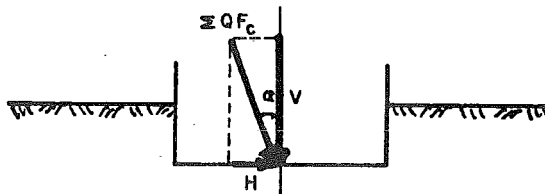


FIG. 7.6 Cimentación con carga inclinada

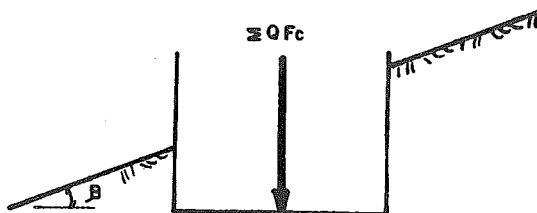


FIG. 7.7 Cimentación en talud

Inclinación

θ ($^{\circ}$)	0	5	10	15	20	30	40
20	1	0.88	0.73	0.58	0.33	0	0
30	1	0.86	0.71	0.56	0.43	0.15	0.05
40	1	0.82	0.66	0.52	0.39	0.22	0.05

* Para $\theta = 0$ el factor de corrección de N_c se tomará igual a: $0.5 - 0.5 (1 - H/AC)^{1/2}$, siempre que no exista posibilidad de deslizamiento horizontal.

donde:

H = Componente horizontal de la carga, (ton).

A = Area de la zapata, (m²)

C = Cohesión del material, (ton/m²)

F) Inclinación de la superficie del terreno (cimentación desplantada en talud homogéneo)

Si una zapata queda desplantada a poca profundidad en un talud homogéneo - (fig. 7.7) que presenta una inclinación θ respecto a la horizontal, los factores de carga N_d por una parte N_c y N_q por otra se multiplicarán, por los coeficientes de reducción indicados en las tablas 7.5 y 7.6 respectivamente. La influencia de la profundidad de desplante deberá evaluarse en este caso analizando mecanismos de falla que tomen en cuenta la presencia del talud. Por otra parte, se revisará la estabilidad general del talud.

Tabla 7.5 Coeficientes de reducción por inclinación del terreno. (aplicables al factor N_q)

θ ($^\circ$)	Inclinación θ ($^\circ$)			
	10	20	30	40
10	0.58	0	0	0
20	0.85	0.59	0	0
30	0.89	0.79	0.58	0
40	0.91	0.82	0.70	0.54

Tabla 7.6 Coeficiente de reducción por inclinación del terreno (aplicables a los factores N_c y N_q)

θ ($^\circ$)	Inclinación θ ($^\circ$)			
	10	20	30	40
10	0.45	0	0	0
20	0.80	0.40	0	0
30	0.85	0.70	0.35	0
40	0.90	0.80	0.60	0.30

g) Influencia de otros factores

En suelos homogéneos, podrá despreciarse la influencia del estado de rugosidad y de la forma de la base de la zapata, la presencia de cimentaciones adyacentes desplantadas al mismo nivel, y otros efectos secundarios. A -- juicio del proyectista, estos efectos podrán tomarse en cuenta en la selec

ción del factor de resistencia F_r .

B) Falla por volteo.

Se verificará que ninguna combinación de acciones tenga una resultante que salga del polígono de sustentación de la zapata. El margen de seguridad - contra volteo deberá ser amplio. Para zapatas rectangulares, cuadradas o circulares se respetará la regla tradicional consistente en verificar que la resultante no salga del tercio central.

C) Falla por extracción

Se considerará que las fuerzas de extracción sostenidas están contrarrestadas exclusivamente por el peso de la zapata más el suelo descansando directamente sobre ella afectado de un factor de resistencia no mayor de 0.7. - En caso de fuerzas transitorias se podrá considerar además el peso de una cuña de suelo, cuyas dimensiones se estimarán de acuerdo con el tipo del - mismo, afectado de un factor de resistencia no mayor de 0.8.

D) Fallas por deslizamiento horizontal

Se debe de cumplir, para todas las combinaciones de acciones que tengan -- una resultante inclinada con componente vertical V y componente horizontal H , la siguiente condición:

$$H \leq (v \tan \delta + CA) F_T$$

donde:

$\tan \delta$ = coeficiente de fricción zapata - suelo

C = adherencia suelo - zapata

A = Area de la zapata

F_r = Factor de reducción igual a 0.6

Además se deberá verificar que la capacidad por corte del suelo para estas condiciones, sea adecuada.

E) Existencia de oquedades, grietas y suelos muy heterogéneos.

En este caso se revisarán todas las superficies de falla potencialmente -- críticas, recurriendo a un método de análisis límite. Los factores de resistencia en estos análisis se definirán conservadoramente. Además, debe tomarse en cuenta que los materiales del subsuelo, pueden sufrir una degradación en sus propiedades con el tiempo.

F) Falla por licuación

No es recomendable cimentar una estructura sobre zapatas aisladas en limos no plásticos o en arenas finas sueltas saturadas susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o deformaciones volumétricas importantes bajo acciones dinámicas.

G) Otros mecanismos

Dependiendo del tipo de acciones actuantes se deberá considerar otros mecanismos posibles de falla no incluidos en los incisos anteriores.

7.2.B. Capacidad de carga admisible

Los valores obtenidos con las expresiones anteriores, corresponden a la ca

capacidad de carga última o de falla, por lo que deben afectarse de factores de seguridad, para obtener la capacidad de carga admisible, q_a .

7.2.C. Factor de reducción

Los valores del factor de seguridad a utilizar en cada caso pueden variar, según la importancia de la obra y del número y magnitud de las incertidumbres que se tengan. Conforme el estudio de dichas incertidumbres sea más detallado, el factor de seguridad será menor. Esto indica la importancia de llevar a cabo un buen estudio de todas las variables que pueden afectar a la cimentación durante su vida útil, repercutiendo esto en un ahorro en su costo.

En general los factores de seguridad se utilizan como protección contra:

- a) Variaciones naturales en la resistencia del suelo.
- b) Dudas en la exactitud o validez de los métodos empíricos o teóricos empleados para calcular la capacidad de carga
- c) Variaciones en la distribución y magnitud de las cargas actuantes
- d) Errores constructivos
- e) Errores en la extracción de muestras
- f) Errores en el laboratorio

Bajo la acción de cargas estáticas, muertas y vivas, cuando se cuenta con información suficiente y confiable del subsuelo, se suele aplicar un fac--

tor de seguridad de tres.

7.3 Análisis del estado límite de servicio

Se entiende por asentamiento de una estructura a la deformación vertical - que experimente el subsuelo bajo la misma.

Debido a la complejidad de las propiedades mecánicas de los suelos y la heterogeneidad derivada de su estratificación, se tiene que el asentamiento de una estructura solo pueda evaluarse en una forma aproximada, sin embargo los resultados, nos permiten tener una idea de los factores que determinan la magnitud y distribución de los mismos, lo cual nos permitirá, en la mayoría de los casos desechar el sitio elegido, cambiar el tipo de cimentación, aumentar o disminuir la profundidad de desplante, cambiar el proyecto estructural, disminuir la presión de contacto, etc. Todo esto está encaminado a lograr un buen comportamiento del conjunto cimentación - suelo.

Los asentamientos pueden ser de dos tipos; inmediatos (elásticos) o diferidos (debidos al fenómeno de consolidación), estos últimos, se subdividen a su vez en asentamientos debidos a la consolidación primaria y asentamientos debidos a la consolidación secundaria. De esta forma, el asentamiento total que puede sufrir una estructura será:

$$H_T = H_e + H_p + H_s$$

donde:

H_T = Asentamiento total

H_e = Asentamiento total inmediato

H_p = Asentamiento por consolidación primaria

Hs = Asentamiento por consolidación secundaria

Dependiendo del tipo y características (inherentes o adquiridas) del suelo, uno o dos de estos asentamientos es más importante que el o los restantes; así por ejemplo, en una arcilla normalmente consolidada, el asentamiento - por consolidación será el más importante y en una arena, el asentamiento - elástico será el preponderante.

7.3.A Asentamientos inmediatos

El asentamiento inmediato ó elástico corresponde a la deformación que sufre el suelo en el instante mismo de aplicar la carga, debido a la deformación elástica de sus sólidos.

Para calcular este tipo de asentamientos, se utiliza el criterio propuesto por Steinbrenner. De acuerdo con este criterio el asentamiento vertical P_D bajo una esquina de un área rectangular cargada colocada en la superficie de una capa de espesor D está dado por:

$$P_D = \frac{q \cdot B}{E} \left[(1-\mu^2) F_1 + (1-\mu-2\mu^2) F_2 \right]$$

Donde:

P_D = Asentamiento en la esquina del área cargada (m)

q = Carga uniformemente repartida en el área (ton/m²)

B = Ancho del área cargada (m)

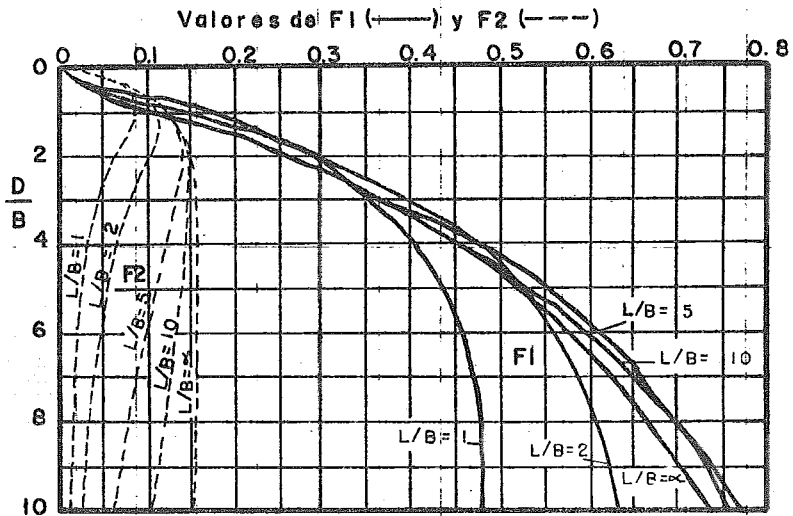
E = Módulo de Young del estrato de espesor D (ton/m²)

μ = Relación de Poisson (Adim)

F_1 y F_2 = Factores que dependen de las relaciones D/B y L/B, (ver fig. 7.8)

D = Espesor del estrato (m)

FIGURA: 7.9



FACTORES DE INFLUENCIA. (Steinbrenner)

L = Largo del área cargada (m)

7.3.B Asentamientos diferidos

Son los debidos a la consolidación del suelo. El cálculo del hundimiento (H) de un estrato de suelo compresible, de espesor H se hace con la fórmula

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

Donde:

H = Asentamiento por compresión primaria, (m)

e = Cambio en la relación de vacíos (adim)

e_0 = Relación de vacíos inicial (m)

H = Espesor del estrato (m)

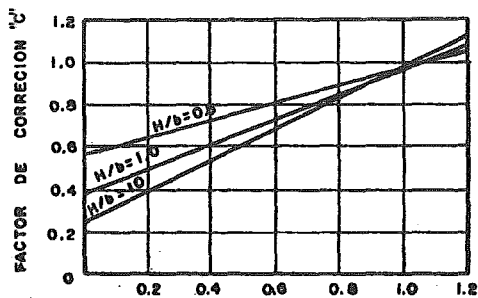
Si la masa de suelo en el sitio de interés se encuentra formada por varios estratos compresibles, el asentamiento total que sufrirá una estructura, será igual a la suma de los asentamientos de cada estrato.

En suelos arcillosos, Skemton y Bjerrum proponen factores de corrección (C) al asentamiento calculado, los cuales son función de la relación espesor del estrato - ancho de la cimentación y del estado de consolidación de la arcilla. El asentamiento corregido ($4H_C$) es el siguiente:

$$4H_C = C4H$$

donde C puede obtenerse de la figura 7.9.

En arcillas normalmente consolidadas, el asentamiento por consolidación -- primaria puede calcularse con base en correlaciones del límite líquido (LL) y el índice de compresibilidad (C_c):



b = ANCHO DEL CIMIENTO
 h = ESPESOR DEL ESTRAYO

$$\Delta H_c = CAH$$

muy pre
consolida-
da. preconsolida-
da. normalmente
Consolidada Muy sensible
o blanda

COEFICIENTE DE PRESION DE PORO

Fig. 7.9 FACTORES DE CORRECCION DE ASENTAMIENTOS

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$

utilizando la fórmula:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log. \left[\frac{(P_c + \Delta P)}{P_c} \right]$$

Donde:

P_c = Presión de consolidación

ΔP = Incremento de presión

Para algunos suelos, principalmente los que contienen materia orgánica, es importante tomar en cuenta las deformaciones diferidas que se presentan a esfuerzos efectivos constantes (compresión secundaria). Dependiendo de la duración de la prueba, las curvas e vs p pueden incluir una parte significativa de la compresión secundaria; sin embargo, si ésta es importante, es conveniente calcular separadamente ambas deformaciones, usando una curva e vs p que incluya únicamente compresión por consolidación primaria. -- Los asentamientos por compresión secundaria se calculan entonces como:

$$\Delta H_{sec} = C_{\alpha} H \log_{10} (T_s/T_p)$$

donde:

ΔH_{sec} = Asentamiento por compresión secundaria.

C_{α} = Coeficiente de compresión secundaria

H = Altura inicial del estrato compresible

T_s = Tiempo de vida útil de la estructura

T_p = Tiempo de terminación de consolidación primaria

El coeficiente C_{α} que representa la relación de decremento de altura -- del espécimen respecto a su altura inicial para un ciclo logarítmico en es cala de tiempo después de la consolidación primaria, se determina a partir

de curvas de asentamiento - tiempo de laboratorio.

La evolución de los asentamientos con el tiempo, se evalúan de acuerdo con la teoría de consolidación unidimensional de K, Terzaghi. A continuación se presentan los pasos a seguir en el cálculo de asentamientos por consolidación:

- a) Diagrama de presiones efectivas
- b) Cálculo del incremento de presión por la sobrecarga impuesta, utilizan do la carta de Newmark, las gráficas de Fadum u otro procedimiento.
- c) Suma de diagramas obtenidos en a y b
- d) División del subsuelo en estratos de iguales propiedades
- e) Determinación de la presión efectiva inicial, P_0 , al centro de cada estrato, así como el incremento de presión media, Δp ; provocado por la sobrecarga.
- f) Para cada estrato, determinar el cambio en la relación de vacíos, Δe para el incremento de presión, ΔP , a partir de las curvas e - $\log P$.
- g) Aplicación de la fórmula que nos determina el asentamiento (ΔH)

7.3.C Expansiones

La excavación de un terreno induce una descarga neta y provoca la expansión del suelo subyacente, lo cual hace que el plano horizontal a la profundidad de la excavación se deforme hacia arriba

Las expansiones pueden ser de dos tipos

1) A corto plazo

2) A largo plazo

1) Expansiones a corto plazo

Este tipo de expansiones se conoce también como elásticas y se presentan - conforme avanza la excavación. Tienen importancia debido a que pueden pro- vocar daños a las construcciones vecinas y a la propia estructura, al cons- truirse esta sobre el terreno expandido.

Para conocer la magnitud de la expansión elástica se aplica la teoría de - Steinbrenner. El orden de magnitud de las expansiones permite establecer las etapas de excavación y procedimiento que las limiten a valores tolera- ble.

2) Expansiones a largo plazo

Las expansiones a largo plazo se desarrollan a lo largo del tiempo. Este fenómeno es inverso a la consolidación; implica un incremento en la rela- ción de vacíos y contenido de agua, debido a la acción de una descarga de larga duración en un suelo de baja permeabilidad.

Este tipo de expansiones ocurren inmediatamente después de las elásticas, cuando la excavación permanece abierta durante un período de tiempo muy - largo o también, en cimentaciones en las que el peso del suelo excavado es mayor que el peso de la estructura, siendo la diferencia de pesos lo que, provoca la expansión del subsuelo.

Para cuantificar estas expansiones se recurre a la teoría de la consolidación de Terzaghi, resumida anteriormente.

C A P I T U L O V I I I
E S T R U C T U R A S D E C R U C E

En este capítulo se presentan los resultados de los cálculos efectuados para evaluar los estados límite de falla y servicio, en cada una de las estructuras que forman los cruces del tramo en estudio. Se hace mención también de los parámetros utilizados en dichos cálculos.

8.1 Paso Inferior Km. 21 + 840

8.1.A Capacidad de carga.

Se determinó la capacidad de carga admisible para cimientos de ancho $B = 4.00$ m., se consideró una profundidad de desplante variable; de 2.00 m. a 3.50 m. En el cálculo se usó una cohesión igual 8 ton/m²., un ángulo de fricción interna de 13° y un peso volumétrico de 1.62 ton/m³.

Se considerarán las dos primeras combinaciones de acciones, antes mencionadas (ver capítulo VI).

Las capacidades de carga admisible que resultaron según las teorías de Terzaghi, K y Vésic, A., se muestran en la tabla 8.1.

8.1.B Movimientos verticales.

Se analizó el estado límite de servicio, considerando las expansiones y asentamientos elásticos como los más importantes, debidos a la excavación y a la imposición de cargas respectivamente. De igual forma se calcularon los asentamientos que se producirán por la colocación del terraplén de acceso. Se consideró la tercera combinación de acciones mencionada en el capítulo VI.

Se uso un módulo de Young igual a 700 ton/m² y relación de Poisson de 0.3.
Se utilizarón los criterios expuestos en el capítulo VII. En la tabla 8.1
se muestran los resultados.

TABLA B.1

RESULTADOS Km. 21 + 840

TIPO DE CIMIENTO	D _f (m)	capacidad de carga admisible (ton/m ²)		Asentamientos (cm)		expansiones (cm)
		Terzaghi, K.	Vesic, A.	Pilas	Estribos	
Superficial, a base de zapatas corridas. B = 4.00 m. L = 12.00 m.	2.00	36.80	37.42	2.39	4.48	1.11
	2.50	37.90	39.05	2.18	4.10	1.16
	3.00	39.16	40.71	2.04	3.83	1.19
	3.50	40.40	42.37	1.77	3.32	1.19
Asentamientos del terraplén	Inicio del terraplén 0.15 cm.					Paramento del muro 2.47 cm.

8.2 Paso Inferior Km. 23 + 638

8.2.A Capacidad de carga.

Se evaluó el estado límite de falla considerando las dos primeras combinaciones mencionadas en el capítulo VI. Se consideró una cimentación rectangular somera con una profundidad de desplante variable; de 2.00 m. a 3.50 m. En el cálculo se usó una cohesión igual a 7 ton/m², un ángulo de fricción interna de 15° y un peso volumétrico igual a 1.26 ton/m³.

En la tabla 8.2 se presentan los resultados obtenidos, según las teorías de Terzaghi, K. y Vésic, A.

8.2.B Movimientos verticales.

Considerando la tercera combinación de acciones mencionadas en el capítulo VI, se determinaron los movimientos verticales debidos a la imposición de acciones debidas a el apoyo de la estructura así como los que se originarán por el terraplén de acceso. Se uso un módulo de Young igual a 800 ton/m², y una relación de Poisson igual a 0.3., evaluándose también las expansiones debidas a las excavaciones.

En la tabla 8.2 se muestran los resultados, basados en los criterios expuestos en el capítulo VII.

TABLA 8.2

Resultados Km. 23 + 638

tipo de cimiento	Df (m)	capacidad de carga admisible (ton/m ²)		Asentamientos (cm)		Expansiones (cm)
		Terzaghi, K.	Vésic, A.	Pilas	estribos	
Superficie, a base de zapatas corridas B = 4.00 m. L = 12.00 m.	2.00	37.87	36.43	1.47	2.70	0.15
	2.15	39.07	37.75	1.15	2.15	0.17
	3.00	40.27	39.00	0.80	1.51	0.18
	3.50	41.47	40.40	0.50	0.90	0.20
Asentamiento del terraplén	Inicio del terraplén 0.13 cm.					Paramento del muro 2.16 cm.

8.3 Paso Inferior Km. 24 + 822.

8.3.A Capacidad de carga.

Usando los criterios de cálculo expuestos en el capítulo VII se evaluaron las capacidades de carga admisibles para cimientos rectangulares desplantados superficialmente, para lo cual se consideró una profundidad de desplanté variable; de 2.00 m. a 3.50 m. En las determinaciones se considerarán las dos primeras combinaciones de acciones mencionadas en el capítulo VI.

Se uso una cohesión de 5.7 ton/m², un ángulo de fricción interna de 17° y un peso volumétrico de 1.47 ton/m³.

En la tabla 8.3 se presentan los resultados obtenidos.

8.3.B Movimientos verticales.

Utilizando los criterios expuestos en el capítulo VII, se determinaron los asentamientos elásticos debidos al peso de la estructura y terraplén de -- acceso, así como las expansiones ocasionadas por las excavaciones. En la tabla 8.3 se muestran los resultados obtenidos. Se usó un módulo de Young igual a 600 ton/m² y una relación de Poisson igual a 0.3.

TABLA 8.3

RESULTADOS Km. 24 + 822

Tipo de cimentación	D _f (m)	Capacidad de carga admisible (ton/m ²)		Asentamientos (cm)		Expansiones (cm)
		Terzaghi, K	Vésic, A.	Pilas	Estribos	
Superficial, a base de zapatas corridas. B = 4.00 m. L = 12.00 m.	2.00	36.34	36.60	4.09	7.67	1.63
	2.50	38.07	38.39	4.13	7.74	1.97
	3.00	39.77	40.15	4.00	7.99	2.24
	3.50	41.50	41.94	4.07	7.63	2.52
Asentamientos del Terraplén	Inicio del terraplén 0.17 cm				Paramento del muro 2.88 cm.	

8.4 Paso Inferior Km. 25 + 890

8.4.A Capacidad de carga.

Se calculó la capacidad de carga admisible para cimientos rectangulares des plantados entre la profundidad de 2.00 m. y 3.50 m., utilizando lo expuesto en el capítulo VII. En el cálculo se usó una cohesión de 10.0 ton/m²., un peso volumétrico de 1.67 ton/ m³ y un ángulo de fricción interna de 15°.

Los resultados obtenidos, considerando las dos primeras combinaciones de -- acciones se presentan en la tabla 8.4.

8.4.B Movimientos verticales.

Utilizando los criterios expuestos en los capítulos VI y VII, se determinaron los movimientos verticales que se producirán debido a la construcción + de la estructura y del terraplén de acceso, así como las expansiones debi-- das a las excavaciones. Para el cálculo se consideró un módulo de Young -- igual a 300 ton/m² y una relación de Poisson igual a 0.3. Los resultados -- pueden verse en la tabla 8.4.

TABLA 8.4

Resultados

Km. 25 + 890

tipo de cimiento	D _f (m)	Capacidad de carga admisible (ton/cm ²)		Asentamientos (cm)		Expansiones (cm)
		Terzaghi, K	Vésic, A.	Pilas	estribos	
Superficial, a base de zapatas corridas B = 4.00 m. L = 10.00 m.	2.00	53.00	49.61	3.20	6.31	1.10
	2.50	54.60	51.35	2.60	5.00	1.35
	3.00	56.19	53.14	1.90	3.57	1.45
	3.50	57.76	54.85	1.08	2.03	1.86
Asentamiento del Terraplén	Inicio del terraplén 0.34 cm.					Paramento del muro 5.77 cm.

8.5 Paso Inferior Km. 26 + 920.

8.5.A Capacidad de carga.

Se determinó la capacidad de carga admisible para un cimiento rectangular de ancho $B = 3.50$ m., desplantado superficialmente a diferentes profundidades; de 1.00 m. a 1.50 m. Se uso una cohesión igual a 10.7 ton/m²., un ángulo de fricción interna de 15° y un peso volumétrico de 1.44 ton/m³.

Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 8.5. Dichos resultados estan basados en las teorías expuestas en los capítulos VI y VII.

8.5.B Movimientos verticales.

Se determinaron los asentamientos totales que se producirán tanto por la estructura como por el terraplén de acceso. Se determinó también las expansiones debidas a las excavaciones.

En los cálculos se consideró un módulo de Young de $1,200$ ton/m² y una relación de Poissón de 0.30 . Se consideró la tercera combinación de acciones mencionada en el capítulo VI. Los resultados pueden verse en la tabla 8.5. Se utilizarón los criterios de cálculo expuestos en el capítulo VII.

TABLA 8.5

Resultados Km. 26 + 920

tipo de cimiento	D _f (m)	Capacidad de carga (ton/m ²)		Asentamiento (cm)		Expansiones (cm)
		Terzaghi, K	Vésic, A.	P i l a s	Estribos	
Superficial, a base de zapatas corridas B = 3.50 m. L = 12.00 m.						
	1.00	55.06	52.06	1.65	3.09	0.28
	1.50	56.96	53.61	1.51	2.84	0.40
Asentamientos del Terraplén	Inicio del terra- plén 0.09 cm.					Paramento del terraplén 1.44 cm.

8.6 Paso Inferior Km. 27 + 800

8.6.A Capacidad de carga.

Para conocer la capacidad de carga admisible se usarón los criterios presentados en el capítulo VII. Se consideraron las dos primeras combinaciones de acciones mencionados en el capítulo VI. Se calculó la capacidad de carga para un cimiento rectangular de ancho $B = 4.00$ m., desplantado a diversas profundidades; de 2.00 m. a 3.50 m. Se consideró una cohesión igual a 6. ton/ m², un ángulo de fricción interna de 18° y un peso volumétrico igual a 1.60 ton/m³. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 8.6.

8.6.B Movimientos verticales.

Se consideró la tercera combinación de acciones mencionadas en el capítulo VI, evaluándose los asentamientos debidos a la estructura y al terraplén de acceso, así como las expansiones debidas a las excavaciones. Se utilizarón los criterios expuestos en el capítulo VII. Se consideró un módulo de Young de 1,600 ton/m² y una relación de Poisson igual a 0.3.

En la tabla 8.6 se muestran los resultados.

TABLA 8.6

Resultados

Km. 27 + 800

tipo de cimiento	D _f (m)	Capacidad de carga admisible (ton/m ²)		Asentamientos (cm)		Expansiones (cm)
		Terzaghi, K	Vésic, A.	P i l a s	Estribos	
Superficial, a base de zapatas corridas B = 4.00 m L = 12.00 m	2.00	46.76	40.25	1.46	2.74	0.61
	2.50	49.00	42.27	1.48	2.75	0.73
	3.00	51.24	44.29	1.51	2.83	0.87
	3.50	53.48	46.31	1.55	2.90	1.00
Asentamientos del terraplén	Inicio del terraplén 0.06 cm.					Paramento del muro 1.08 cm.

C O N C L U S I O N E S

En todo estudio de mecánica de suelos, se deben de dar las conclusiones y recomendaciones para llevar a cabo el diseño y la construcción de la cimentación de una estructura, los cuales son de mucha utilidad para el ingeniero estructurista y constructor, orientando y facilitando su trabajo. Dichas conclusiones y recomendaciones, no son más que un resumen de los puntos más importantes a considerar en el diseño estructural de la cimentación, así como de los procedimientos constructivos adecuados, señalando además la secuencia de aplicación de los mismos.

Dependiendo del tipo de proyecto, las conclusiones que deben proporcionarse son entre otras:

- a) Tipo de cimentación
- b) Profundidad de desplante
- c) Capacidad de carga admisible
- d) Orden de magnitud de las deformaciones diferenciales y totales que pueden ocurrir.
- e) Profundidad del N.A.F.
- f) Otras según el caso

Para el diseño estructural de la cimentación dependiendo del tipo de ésta será necesario proporcionar algunas recomendaciones de diseño, tales como:

- a) Distribución de presiones en el contacto cimentación - suelo
- b) Magnitud de los empujes y distribución de las presiones de tierra en

los muros de retención.

c) Peso volumétrico del suelo por excavar, en el caso de cajones de cimentación.

d) Todos los datos que se juzguen necesarios para facilitar y lograr el buen diseño de la cimentación.

Dependiéndolo de las características de la cimentación, de las construcciones colindantes y de las propiedades del subsuelo, deben darse además algunas recomendaciones de construcción, que pueden ser entre otras:

a) Cuando sea necesario el realizar excavaciones, deberán considerarse - los siguientes aspectos: Talud permisible de las paredes de la excavación, condición de agua subterránea, deformación a corto y largo plazo del piso de la excavación, la presencia de construcciones e instalaciones colindantes, etc., estos aspectos nos servirán para recomendar el método de excavación más adecuado abarcando etapas, avance, equipo, duración, profundidad, etc.

b) Procedimiento para abatir el N.A.F., cuando sea necesario, especificando número de pozos, profundidad de abatimiento, duración, etc.

c) Tipo y características de los buenos materiales para la construcción - de rellenos y terraplenes, grado de compactación, espesor de las capas compactadas, equipo, etc.

d) Otras que se ameriten, según el caso.

A continuación se dan las conclusiones y recomendaciones referentes al es-

tudio de mecánica de suelos en cuestión.

a) Para conocer las propiedades de los materiales del subsuelo, en cada uno de los cruces de la vía férrea, se llevaron a cabo sondeos mixtos y pozos a cielo abierto.

b) Las muestras obtenidas durante los trabajos de campo, se sometieron a ensayos de laboratorio.

c) Todos los pasos inferiores se pueden resolver usando muros de contención para el terraplén de acceso, del paso carretero superior. Los muros se apoyarán en zapatas rectangulares desplantadas cerca de la superficie del terreno natural.

Los apoyos intermedios, podrán ser a base de columnas apoyadas en zapatas rectangulares desplantadas superficialmente.

d) Para cada cruce se determinaron las capacidades de carga admisibles, los movimientos verticales de las estructuras y terraplenes de acceso.

e) Para cada cruce se elaboró un resumen de los resultados obtenidos, -- mismos que se presentan en las tablas 8.1 a 8.6 del capítulo VIII

f) Se recomienda que los cimientos se dimensionen de tal forma que se ocupe prácticamente toda la capacidad de carga admisible proporcionada por la teoría de Vésic, A.

g) Se estima que los asentamientos calculados, ocurrirán durante las construcciones del paso inferior.

h) Se recomienda que las excavaciones que alojarán los cimientos, se lleven a cabo con taludes verticales, excepto en las zonas en donde exista material de relleno superficial, en cuyo caso los taludes deberán ser 1.5:1.

j) Se recomienda proteger el fondo de las excavaciones con concreto de -- baja resistencia, con objeto de no incrementar las deformaciones, por de--- terioro del material de desplante.

j) Es conveniente que las excavaciones queden abiertas solo el tiempo es- trictamente necesario con objeto de no modificar las propiedades de los ma- teriales por efecto de intemperismo.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Vésic, A.S. "Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales" Instituto de Ingeniería. U.N.A.M., Pub. 308, 1973.
- 2.- Juárez Badillo - Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos" tomos I y II, -- edit. Limusa, S.A., México, D.F., 1976.
- 3.- Rico R,A. y Del Castillo M.H., "La Ingeniería de Suelos en Vías Terrestres". Tomo II, edit. Limusa, S.A., México, D.F., 1977.
- 4.- Sowers B.G. y Sowers F,G., "Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones" Edit. Limusa, S.A., México, D.F., 1975.
- 5.- Terzaghi K. y Peck R.B., "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" edit. El Ateneo, S.A., Barcelona España, 1976.
- 6.- Exploración y muestreo en suelos para proyecto de cimentaciones (primera parte), "Especificaciones Generales para Proyecto de Obras" Pemex, México, D.F., 1975.
- 7.- Comisión Federal de Electricidad. "Manual de Diseño de Obras Civiles" - tomo: Geotécnia Instituto de Investigaciones Eléctricas. México, D.F. 1981.
- 8.- Tachebotarioff. "Foundations, Retaining and Eart Structures". edit. Mc Graw Hill., United States of America., 1973.
- 9.- Leonardo Zeevaert. "Foundation Engineering for Difficult subsuelo Conditions". edit. Krieger., United States of America., 1979.
- 10.- Ralph B. Peck. "Ingeniería de Cimentaciones" edit, Limusa. México, 1982