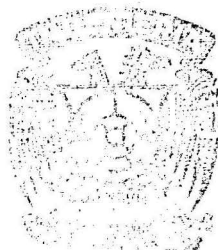


T-198

Universidad Nacional Autónoma de México
FACULTAD DE INGENIERIA



CIMENTACION DE DOS CENTROS
UNIVERSITARIOS EN SUELOS
COMPRESIBLES

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

ODILAN ROSAS JUAREZ

MEXICO, D. F.

1977



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pag.
PROLOGO.....	I
CAPITULO I ANTECEDENTES	
1.1 Control de los niveles piezométricos.....	5
1.2 Estabilidad del cajón.....	6
1.3 Estanquidad del cajón.....	7
1.4 Selección de la profundidad de desplante.....	7
1.5 Diseño de la subestructura.....	8
1.6 Predictibilidad del comportamiento.....	10
CAPITULO II CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS ARCILLO- SOS COMPRESIBLES (VALLE DE MEXICO)	
2.1 Origen de las arcillas del Valle de México.....	11
2.2 Propiedades de las arcillas del Valle de México...	13
CAPITULO III CENTRO UNIVERSITARIO EN VALLE DE ARA- GON ESTADO DE MEXICO	
3.1 Introducción.....	17
3.2 Datos del proyecto.....	18
3.3 Exploración de campo.....	20
3.4 Pruebas de laboratorio.....	24
3.5 Estratigrafía y propiedades del subsuelo.....	25
3.6 Análisis de la cimentación.....	31
3.7 Método constructivo.....	33
3.8 Conclusiones.....	35

CAPITULO IV CENTRO UNIVERSITARIO EN IZTACALCO D. F.

4.1	Introducción.....	37
4.2	Datos del proyecto.....	38
4.3	Características generales de la zona.....	39
4.4	Exploración de campo.....	40
4.5	Pruebas de laboratorio.....	42
4.6	Estratigrafía y propiedades del subsuelo.....	43
4.7	Análisis de la cimentación.....	45
4.8	Método constructivo.....	48
4.9	Conclusiones.....	49

CAPITULO V ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS 2 CIMENTACIONES

5.1	Características de los predios.....	51
5.2	Tipos de exploración.....	52
5.3	Pruebas de laboratorio.....	53
5.4	Columnas estratigráficas.....	54
5.5	Procedimiento constructivo.....	55

CAPITULO VI CONCLUSIONES..... 56

APENDICE..... 60

BIBLIOGRAFIA..... 69

P R O L O G O

El estudio de los suelos compresibles de la Cd. de México ha sido tarea ardua para la ingeniería de cimentaciones, - el ingeniero con interés en el área de Mecánica de Suelos, se encuentra constantemente frente a problemas diferentes por la naturaleza del lugar en donde se pretende edificar una estructura. La gran preocupación de resolver con mayor eficiencia y seguridad estos problemas, obliga al especialista a una investigación constante, pues sólo así, se encontrarán nuevos métodos y técnicas más avanzadas que garanticen al máximo la calidad de las estructuras.

El deseo de obtener mayores conocimientos en el campo de las cimentaciones, me ha encauzado al estudio comparativo de dos Centros Universitarios, en cuyos conjuntos de edificios - se efectuaron estudios de Mecánica de Suelos para obtener la solución de cimentación más conveniente. Se pretende además - que pueda servir de consulta a modo de introducción para los compañeros estudiantes del área de Mecánica de Suelos.

El estudio se inicia con una breve explicación de las -- necesidades de crear los Centros Universitarios, en seguida - se describen cada uno de los pasos que se siguieron en los -- estudios correspondientes, se complementa con croquis de localización y gráficas de resultados de laboratorio, posteriormente se tratan las características afines y diferentes de -- los dos estudios.

Se anexa un apéndice cuya importancia es la de conocer - más a fondo el tipo de suelo que se encuentra en la zona del lago del Valle de México.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

A N T E C E D E N T E S

La Universidad Nacional Autónoma de México, siendo la -- máxima casa de estudios del país se ha dado a la tarea de re-olver el problema de la población escolar que desea hacer -- carrera dentro de sus aulas; para tal efecto las autoridades de la misma han encomendado a la Dirección General de Obras -- de la propia Universidad, el proyecto de los Centros Univer--sitarios denominados, Escuela Nacional de Estudios Profesio--nales (E. N. E. P.).

Los Centros Universitarios, E N E P fueron distribuidos en la periferia del Distrito Federal, con lo cual la Univer--sidad Nacional, además de dar solución al problema de la ----sobre población de la Ciudad Universitaria y de albergar un -- mayor número de aspirantes, se ha preocupado porque estos ---planteles cubran las necesidades de las zonas de población -- más distantes, resolviendo el problema de la pérdida de horas hombre, ocasionado por el transporte durante el traslado de - los centros de población a los centros de estudios.

La ubicación que se ha dado a los Centros Universitarios es como sigue: al noroeste del Distrito Federal encontramos - el Centro Universitario ENEP Cuautitlán, en el Estado de ----México; al sur de Cuautitlán y hacia el noroeste del Distrito Federal se encuentra el Centro Universitario ENEP Sta. Cruz - Acatlán, Estado de México; al norte de la Ciudad de México se encuentra el Centro Universitario ENEP Ixtacala; al oriente - del Distrito Federal encontramos el Centro Universitario ENEP Zaragoza y finalmente al noreste de la Ciudad de México se --

localiza el Centro Universitario ENEP Aragón, Estado de Méx.

Para el presente estudio se ha escogido el Centro Universitario de Aragón en donde se imparten las carreras de Ingeniería Civil, Arquitectura, Ciencias, Economía, Pedagogía y Derecho, todas a nivel licenciatura.

Otro de los planteles que ha preocupado a la Universidad Nacional de México es la Escuela Preparatoria No. 2.

La Preparatoria No. 2, actualmente se encuentra en los antiguos edificios del centro de la Ciudad de México y en él se alojan los locales de Gobierno, Administración y el Centro de Información.

Para la construcción de los nuevos edificios de la Escuela Preparatoria No. 2, fué destinado el predio, propiedad de la Universidad Nacional de México, que se encuentra ubicado al oriente de la Ciudad de México, en Av. Río Churubusco, entre los edificios de la Comisión del Río Balsas y los terrenos propiedad del Departamento del Distrito Federal, en la Delegación de Iztacalco.

La ubicación de la Preparatoria No 2 contempla el descongestionamiento de la zona centro y el fácil acceso al nuevo plantel educativo con la vialidad tan amplia como lo es la Av. Río Churubusco, con sus conexiones de norte a sur; por lo que respecta a los edificios, cuentan con un mayor número de aulas y en consecuencia aumentará la población escolar.

En vista de que tanto el Centro Universitario de Aragón, como la escuela Preparatoria No. 2, se encuentran sobre depósitos de arcilla de origen volcánico del Valle de México, en esta tesis se presentan los estudios para la cimentación de estas dos unidades y se hace una comparación entre ellas.

Tomando en cuenta que el estudio de las dos cimentaciones que se presentan en los capítulos III y IV, se sitúan en terrenos con características similares, es conveniente hacer referencia a los siguientes conceptos relativos a cimentaciones compensadas, ya que como se verá en dichos capítulos, se empleó en ambas este tipo de cimentación.

Según que la carga total impuesta por la estructura ---- sobre el área de cimentación sea mayor, igual o menor que el peso del suelo excavado, la cimentación resultante se llama - parcialmente compensada, totalmente compensada o sobrecompensada respectivamente. En el primer caso, el incremento medio de presión en el área de desplante es positivo, pero inferior a la presión de contacto cimentación - suelo, en el segundo - el incremento medio de presión sobre la superficie de desplante es nulo, y en el tercer caso se tiene, al nivel de desplante, un decremento de presión respecto a la originalmente soportada por el suelo.

Los cajones de cimentación parcialmente compensados representan una alternativa útil cuando el diseño sin compensación da lugar a un factor de seguridad bajo contra falla por capacidad de carga o asentamientos excesivos.

Las cimentaciones totalmente compensadas o sobrecompensadas resultan generalmente, de la necesidad de espacio subterráneo útil.

El diseño y la construcción de cajones de cimentación de cualquiera de los tres tipos mencionados plantea problemas --

cuantitativamente semejantes, cuya solución requiere en primer término un conocimiento detallado del perfil estratigráfico, de las condiciones piezométricas y de las propiedades mecánicas del subsuelo hasta una profundidad a la que los incrementos de esfuerzos debidos a la construcción de la estructura - de que se trate sean insignificantes, esto es, pequeño en --- comparación tanto con los esfuerzos iniciales actuantes en el subsuelo como en la presión de contacto al nivel de desplante

Otros de los aspectos críticos de los cajones de cimentación son: el control de los niveles piezométricos durante - la construcción, la estabilidad del fondo y de las paredes de la excavación, las expansiones inmediatas producidas por la - excavación, la estanquidad del cajón y la elección de la profundidad de desplante, es decir, la magnitud del incremento - neto de presión al nivel del contacto cimentación - suelo.

ESTUDIOS PRELIMINARES DE MECANICA DE SUELOS
PARA LAS CIMENTACIONES EN CAJON

Como mencionamos anteriormente deberá investigarse la -- secuela estratigráfica, la heterogeneidad de los mantos, la -- compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante.

A continuación describimos los trabajos que se requirieron para el presente estudio.

CONTROL DE LOS NIVELES PIEZOMETRICOS

Cuando el desplante de la cimentación es más bajo que el nivel freático, la excavación en seco exige abatir los niveles piezométricos iniciales, en los suelos compresibles no -- siempre requiere bombeo previo. En efecto las descargas mismas debidas a la excavación pueden ser suficientes para hacer que a corto plazo el decremento de presión de poro u en todo elemento de suelo bajo el fondo de la excavación sea mayor -- que el requerido para mantenerla seca. La condición es que en todo elemento de suelo bajo el fondo de la excavación se cumpla la desigualdad, $B\Delta\sigma_3 + A\Delta\sigma_1 > \gamma_w \Delta h$, en que A y B son los coeficientes de presión de poro en descarga; $\Delta\sigma_3$ el cambio de esfuerzo principal menor; $\Delta\sigma_1$ el cambio de esfuerzo desviador γ_w el peso volumétrico y, Δh la diferencia de elevación entre el nivel freático y el fondo de la excavación. ref. 5, en ese caso lo único que hará falta será mantener dicha condición -- durante el tiempo que dure la excavación, para la cual se -- requerirá modificar la tendencia natural del flujo de agua a concurrir hacia la excavación, mediante un sistema de bombeo

profundo que invierta la dirección de las filtraciones en las zonas próximas a los taludes y al fondo de la excavación, --- forzándolas a ocurrir hacia el interior de la masa del suelo.

ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

El movimiento de las paredes hacia la excavación puede evitarse estudiando con cuidado su factor de seguridad contra falla por cortante. La geometría de los taludes debe ser tal que no exceda los esfuerzos cortantes admisibles o, en caso contrario, ha de diseñarse un troquelamiento apropiado para la estabilización del borde de la excavación.

En excavaciones sin apuntalamiento, las deformaciones de los taludes generalmente son aceptables cuando el factor de seguridad es al menos 1.5, siempre que este factor de seguridad sea estimado a partir de un conocimiento apropiado de la resistencia no drenada del suelo y de un análisis exhaustivo de los posibles mecanismos de falla de la excavación por cortante, siempre existirán expansiones inmediatas por descarga tanto en el fondo como alrededor de la excavación.

Esas expansiones tienen importancia en vista de que:

- a) generalmente son no uniformes;
- b) se recuperan a largo plazo al ser aplicada la carga de la estructura, sumándose a los asentamientos, y
- c) pueden causar daños a estructuras vecinas.

ESTANQUIDAD DEL CAJON

La parte de la cimentación que quedará debajo del nivel freático debe protegerse contra filtraciones, al menos cuando, como es usual, el cálculo de la compensación se hace considerando el peso volumétrico total de la masa del suelo.

Ya que la mampostería de concreto normalmente no es impermeable y en vista de que, cuando se logra que su impermeabilidad sea baja, la presencia de juntas y fisuras inevitablemente produciría filtraciones, es necesario tomar medidas especialmente dirigidas a evitar la acumulación de agua en el interior del cajón.

Esto puede conseguirse de dos maneras; mediante la combinación de juntas con sellos flexibles y bombeo limitado o mediante la impermeabilización del cajón con membranas.

SELECCION DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

El diseño de cimentaciones en terreno compresible generalmente resulta gobernada por la magnitud de los asentamientos que pueden tolerarse sin poner en peligro la estabilidad o el buen funcionamiento de la propia estructura o de estructuras e instalaciones próximas.

En cimentaciones compensadas, la variable independiente a controlar es el incremento neto de presión, o la profundidad de desplante.

En el caso de estructuras altas, los dos límites más importantes son: el máximo asentamiento medio y el máximo desplome tolerables. El primero de dichos valores está dado por la -

diferencia de elevación permisible entre ciertas porciones de la estructura y sus alrededores, o por la flexibilidad de las conexiones de servicios (agua, drenaje, etc.) o por la magnitud de los asentamientos que no causan daño a estructuras vecinas.

En cuanto al máximo desplome, la consideración dominante en edificios altos es la percepción humana. El desplome, comienza a ser perceptible cuando es próximo a $1/250$, en tanto que los daños estructurales se comienzan a presentar sólo --- cuando ϕ se aproxima a $1/150$. Más generalmente, puede decidirse que si el corrimiento de la resultante de cargas debido al desplome es insignificante, el desplome permisible es una función de la altura de la estructura, por ejemplo de la forma:

$$\phi = 1/(a + bh)$$

En que h es la altura del edificio y a , b son constantes apropiadas. Puede verse que, si $a = 100$, $b = 3$ y h está en m. la ecuación da $\phi = 1/100$ para $h = 0$, que es aproximadamente el valor a partir del cual los desniveles de pisos comienzan a notarse, y $\phi h \leq 0.33$ m. para toda h , lo que concuerda aproximadamente con los valores tolerables empíricos, ref. 5

DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Hay muy diversos métodos en uso para calcular los cajones de cimentación. La estructura de apoyo (losa o cascarón) comúnmente se diseña como piso invertido. Para cajones con losa de poco espesor a menudo se emplea el diseño de losa plana y, para los de mayor espesor, suele usarse un sistema de vigas T. En este último caso generalmente es más fácil ---

alojar las trabes debajo de la losa, ya que puede colarse en zanjas sin cimbra ni troquelamiento.

Con frecuencia se usan en la Ciudad de México cajones de cimentación sobre cascarones cilíndricos delgados que se diseñan estructuralmente con los esfuerzos de membrana, omitiendo la flexión.

La distribución de presiones de contacto en la base del cajón depende de la rigidez de la estructura. Si ésta es muy rígida, la presión será menor al centro que en los extremos; si es suficientemente flexible como para adaptarse al perfil de asentamientos, la presión será relativamente uniforme. Si, independientemente de la rigidez del cajón en su conjunto, la losa es muy flexible, se deformará hacia arriba entre columnas, con el siguiente alivio de reacciones sobre ellas. Para fines de diseño estructural, se supone una distribución uniforme de presiones, ya que esta hipótesis da lugar a momentos y cortantes conservadores en las secciones críticas.

Para comparar las ventajas relativas de las losas planas y los cascarones como sistema de apoyo del cajón de cimentación supóngase que el cajón está formado por celdas. En los cascarones, los momentos transversales son tan pequeños que pueden despreciarse, con lo que se obtienen espesores pequeños en comparación con los que resultarían para una losa.

El acero principal de refuerzo para flexión longitudinal de los cascarones se coloca sólo en la clave. Lo anterior y la geometría hacen que los volúmenes de material necesario para una misma rigidez sean menores en los cascarones que en las losas. Sin embargo los cascarones requieren trabes de borde y tímpanos reforzados para tomar los coccos. En general el ahorro de materiales entre una y otra solución es de alrededor de 30 %. ref. 5

PREDICTIBILIDAD DEL COMPORTAMIENTO

Hay tres aspectos principales del comportamiento de un cajón de cimentación sobre suelos compresibles cuya predicción tiene importancia práctica:

- a) La magnitud de las deformaciones inmediatas debidas a remoción o a imposición de carga en el subsuelo.
- b) La magnitud final de las deformaciones a largo plazo producidas por el ajuste del suelo a las nuevas condiciones exteriores de carga.
- c) La evolución de las deformaciones a largo plazo.

El hundimiento se atribuye principalmente al fenómeno de consolidación de la arcilla compresible ocasionado por la explotación del agua del subsuelo.

C A P I T U L O II

CARACTERISTICAS DE SUELOS ARCILLOSOS COMPRESIBLES

- 2.1 - Origen de las arcillas del Valle de México.
- 2.2 - Propiedades de las arcillas del Valle de México.

Las dos cimentaciones que serán estudiadas en este trabajo están ubicadas sobre los depósitos de arcilla de alta -- compresibilidad y baja resistencia al corte, característicos del Valle de México. Por esta razón, se considera importante presentar el origen y las propiedades de estos suelos.

2.1 - ORIGEN DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO

Desde el punto de vista de nuestro estudio sólo mencionaremos las estratos superiores de la llamada formación clásica aluvial, que se depositó durante y después del cierre de la cuenca y cuyo espesor total alcanza 500 m. aproximadamente esta última formación se acumuló como resultado de la actividad volcánica más reciente ocurrida en el Valle; está constituida por más de 400 m. de materiales granulares aluviales y por los depósitos superficiales de formación lacustre, principalmente arcilloso, con intercalaciones delgadas de pómez, arena negra y vidrio volcánico. En estas arcillas lacustres a profundidad variable entre 20 y 30 m. se presenta un notable horizonte de desecación que constituye la llamada primera --- capa dura bajo la Ciudad de México; en ciertos sitios esa --- capa es esencialmente granular (arenas finas), mientras que en otros predominan los limos.

La Ciudad de México se encuentra dividida tradicional--- mente en tres zonas, denominadas, del lago, de transición y - de lomas.

La zona del lago se caracteriza por tener un subsuelo -- con grandes espesores de arcilla lacustres de origen volcá---

nico, muy compresibles, de baja resistencia al corte y de --- contenido de agua alto. La estratigrafía en general, es muy - regular, aunque cada estrato suele ser de espesor variable.

El subsuelo de la zona de lomas (faldas de las serranías y lomeríos del Oeste y Suroeste de la cuenca), está formado por materiales de origen volcánico, particularmente abanicos y corrientes lávicas, y suelos producto de la meteorización de los primeros. Esta zona se distingue de la de transición por ser sus materiales de mayor resistencia al corte y de menor compresibilidad. En ella se presentan, además de los problemas de su propia naturaleza, otros generados por el --- hombre, tales como minas.

La zona de transición, localizada entre las dos antes -- descritas, es errática en estratigrafía y, por lo mismo, en - propiedades mecánicas. Está constituida por estratos de suelo arcilloso del mismo origen de los de la zona del lago, pero - de menor espesor y sin orden estratigráfico bien definido, -- intercalados con depósitos casi siempre lenticulares de sue-- los aluviales. En esa zona las propiedades mecánicas exhiben variaciones importantes tanto en dirección horizontal como la profundidad.

2.2 - PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO

México se localiza sobre un enorme graben, cortado a su vez por una falla, y que otro tanto ocurre con la planicie -- del antiguo lago de Texcoco.

En la zona del lago aparecen generalmente cinco estratos principales, denominados, a partir de la superficie del terreno, manto superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos.

MANTO SUPERFICIAL

El espesor de la costra superficial, producto de la desecación de los depósitos lacustres, existen rellenos artificiales y reatos de cimentaciones precoloniales, coloniales y recientes, notándose en mayor abundancia en la zona céntrica, dentro de la denominada antigua traza de la ciudad, alcanzando en ocasiones espesores hasta de 10 m., en algunos casos -- los suelos naturales de la superficie han sido explotados para emplearlos en la fabricación de tabiques, y sustituidos -- posteriormente por rellenos heterogéneos, generalmente colocados a volteo y, por tanto en estado suelto.

Su espesor es de unos cuantos centímetros en el actual -- Vaso de Texcoco y de varios decímetros en la zona céntrica.

A pesar de la irregularidad en espesor y propiedades de los suelos que forman el manto superficial, éste es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillo-

sa superior, excepto en aquellos sitios donde existen rellenos en estado muy suelto.

FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR

El espesor de esta capa aumenta de poniente a oriente o sea hacia el Vaso de Texcoco. En el área céntrica de la Ciudad existen puntos donde el espesor se incrementa debido a la ausencia de la primera capa dura o a un reducido espesor de la misma que practicamente convierte las formaciones arcillosas superior e inferior en un solo manto compresible, se ha comprobado mediante sondeos que en el Vaso de Texcoco, el espesor y la compacidad del estrato resistente que corresponde a la primera capa dura del área urbana, son muy bajos.

El contenido de agua medio en las cercanías de la zona de transición es menor de 150 % en cambio en áreas virgenes poco o nada afectadas por sobrecargas y bombos intensos, el contenido medio de agua es mayor de 400 %. El contenido medio de agua de toda la formación arcillosa superior es de 270 % - aproximadamente.

Según estudios recientes realizados en el Valle de Texcoco, el contenido de agua de las arcillas calculado por los procedimientos usuales de secado en horno, se ve afectada por presencia de sales disueltas en el agua intersticial, ya que el peso de dichas sales se computa como parte del peso de los sólidos, lo que resulta es una subestimación apreciable del contenido de agua. Esta consideración debe tomarse en cuenta al determinar el contenido de agua y otras propiedades índices en suelos del área mencionada. ref. 9

PRIMERA CAPA DURA

Puede suponerse que esta capa es de forma cóncava con -- mayor profundidad hacia el Vaso de Texcoco. En esta capa predominan suelos de los grupos: SM arenas limosas, SC arenas arcillosas y ML limos inorgánicos o arcillas poco plásticas.

La resistencia a la penetración es alta, es decir los -- suelos granulares se encuentran en estado compacto a muy compacto y los suelos cohesivos son de consistencia dura.

El contenido de agua medio general de la primera capa -- dura es de 50 %.

FORMACION ARCILLOSA INFERIOR

En esta formación generalmente se observan lentes com--- pactos de vidrio volcánico y de suelos limosos interestrati--- ficados con la arcilla. Su contenido medio de agua varía de - 100 a 200 % siendo el promedio pesado 170 %. Puede notarse -- que el contenido de agua de la formación arcillosa inferior - es mucho menos que el de la formación arcillosa superior, en la primera es de 170 % mientras que en la segunda es de 270 %

DEPOSITOS PROFUNDOS

Estos depósitos son los más profundos de los que inte--- resan desde el punto de vista de la ingeniería de cimentacio--- nes. Generalmente están constituidas por suelos arenosos, ---

finos de estado muy compacto, que en ocasiones contienen lentes delgadas de arcilla. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad, y se han explotado para abastecimiento de agua de la Ciudad.

La formación cóncava de la superficie de los depósitos profundos es parecida a la primera capa dura.

MANTO FREÁTICO

En la mayor parte del área urbana, en la zona del lago, el manto freático se encuentra a una profundidad media de dos metros con variaciones pequeñas.

En la zona de lomas debido a la elevación de la superficie del terreno, el manto freático generalmente se encuentra a profundidades mayores que las usuales para el desplante de cimentaciones.

En la zona de transición, debido a su estratigrafía irregular, la profundidad del manto freático es irregular, y a veces aparecen "Mantos colgados" confinados por capas impermeables .

Desde el punto de vista de la composición del subsuelo se considera el territorio del D. F. dividido en zonas de alta compresibilidad y de baja compresibilidad.

Como puede verse en los incisos anteriores, el subsuelo de la Ciudad de México está formado, en la zona del lago, por potentes mantos de suelos arcillosos, por lo que se considera conveniente describir las características que presentan las arcillas, lo cual se realiza en el apéndice I.

C A P I T U L O I I I

CENTRO UNIVERSITARIO VALLE DE ARAGON EDO. DE MEX.

- 3.1 - Introducción
- 3.2 - Datos del proyecto
- 3.3 - Exploración de campo
- 3.4 - Pruebas de laboratorio
- 3.5 - Estratigrafía y propiedades del subsuelo
- 3.6 - Análisis de la cimentación
- 3.7 - Método constructivo
- 3.8 - Conclusiones

3.1 - INTRODUCCION

En el presente capítulo se presenta el estudio de mecánica de suelos que se efectuó para la determinación de la cimentación más conveniente de las estructuras que forman el Centro Universitario E N E P Aragón.

El estudio se inicia haciendo un reconocimiento del predio, para proponer los puntos de exploración en los cuales se realizaron los sondeos. Una vez obtenidas las muestras de suelo, se procedió a la determinación de sus características y propiedades en el laboratorio, obteniendo a la vez la estratigrafía del terreno, las láminas que se presentan corresponden a los sondeos efectuados, en ellas observamos gráficamente la estratigrafía del terreno, el tipo de suelo observado, la variación del contenido natural de agua, la resistencia a la penetración estandar, así como el tipo de herramienta empleada, se adjuntan igualmente algunas gráficas de consolidación.

Finalmente se concluye el estudio, dando las recomendaciones sobre el tipo de cimentación más adecuado y el método constructivo a seguir.

3.2 - DATOS DEL PROYECTO

El predio en estudio se localiza al noroeste de la Ciudad de México y al norte del Aeropuerto Internacional Benito Juárez, tal como se indica en la fig. 3.1, en este sitio se reporta una profundidad de la primera capa dura mayor de 30 m. ref. 5, esta zona corresponde al lago de Texcoco, sus colindancias son; al norte la colonia Impulsora Estado de México; al sur el fraccionamiento Bosques de Aragón; al oriente con el lago de Texcoco y; al poniente con el mismo fraccionamiento de Bosques de Aragón, a un kilómetro hacia el poniente se localiza la avenida Central del Estado de México, que es la vía de acceso al centro de estudios.

El Centro Universitario Valle de Aragón tiene una extensión de 32 hectáreas y se ha proyectado como un conjunto de diez edificios de dos y tres niveles, distribuidos de la siguiente forma:

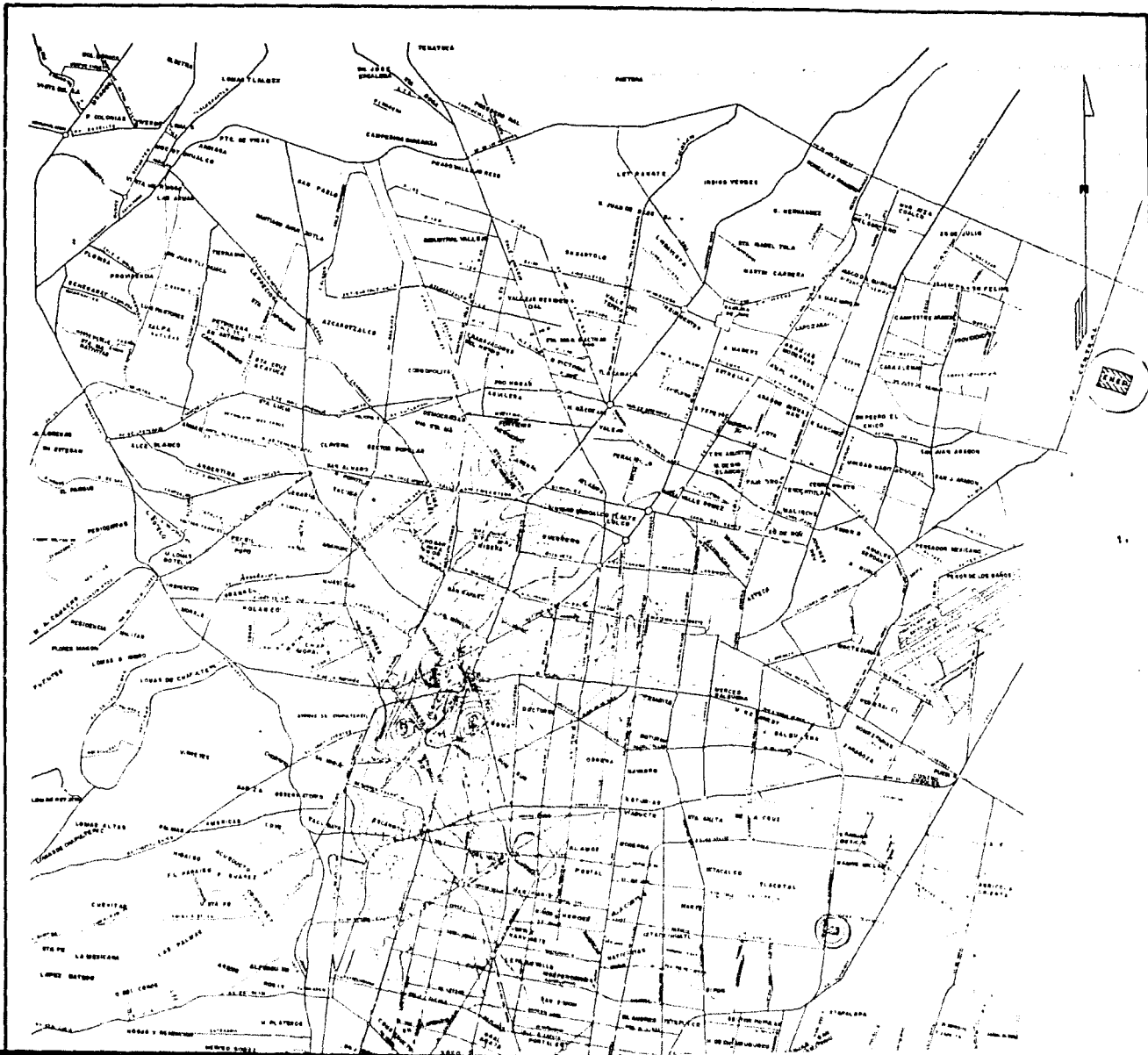
Ocho edificios de aulas de tres niveles cada uno con seis aulas por nivel, cada aula para sesenta alumnos; un edificio de dos niveles para la Unidad Académica; un edificio similar al de la Unidad Académica destinado para los talleres y finalmente, un edificio de dos niveles para el mantenimiento del conjunto.

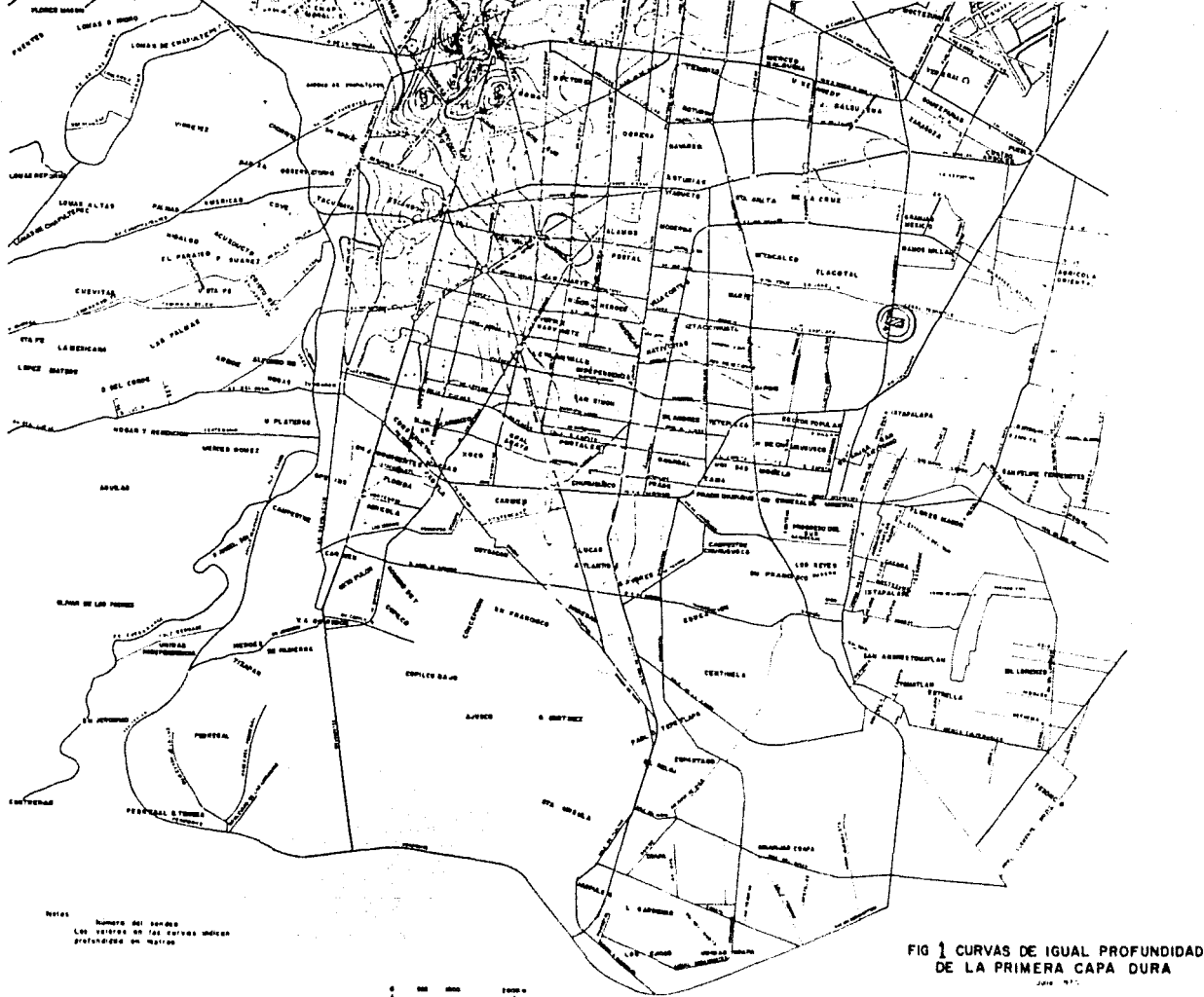
Entre cada dos edificios de aulas existe un cuerpo de escaleras con puentes o pasillos de acceso a los mismos.

Los edificios de aulas son de forma rectangular de las siguientes dimensiones, 56.20 m. por 12.96 m., y el de la Unidad Académica es de forma cuadrangular de 37.80 m. por 37.80 m.

A PARTIR
DE ESTA PÁGINA

FALLA
DE
ORIGEN





NOTAS
 Numero del sondeo
 Los valores en las curvas indican
 profundidad en metros

FIG 1 CURVAS DE IGUAL PROFUNDIDAD
 DE LA PRIMERA CAPA DURA

JUNIO 1957

El conjunto cuenta además con tres estacionamientos ---- para automóviles y un patio de maniobras adjunto a la Unidad de mantenimiento; en la parte oriente del conjunto se localizan seis canchas de basquetbol, seis canchas de Voleibol, dos campos de futbol soccer, un campo de futbol americano y un -- montículo para tiro con arco. fig. 3.2

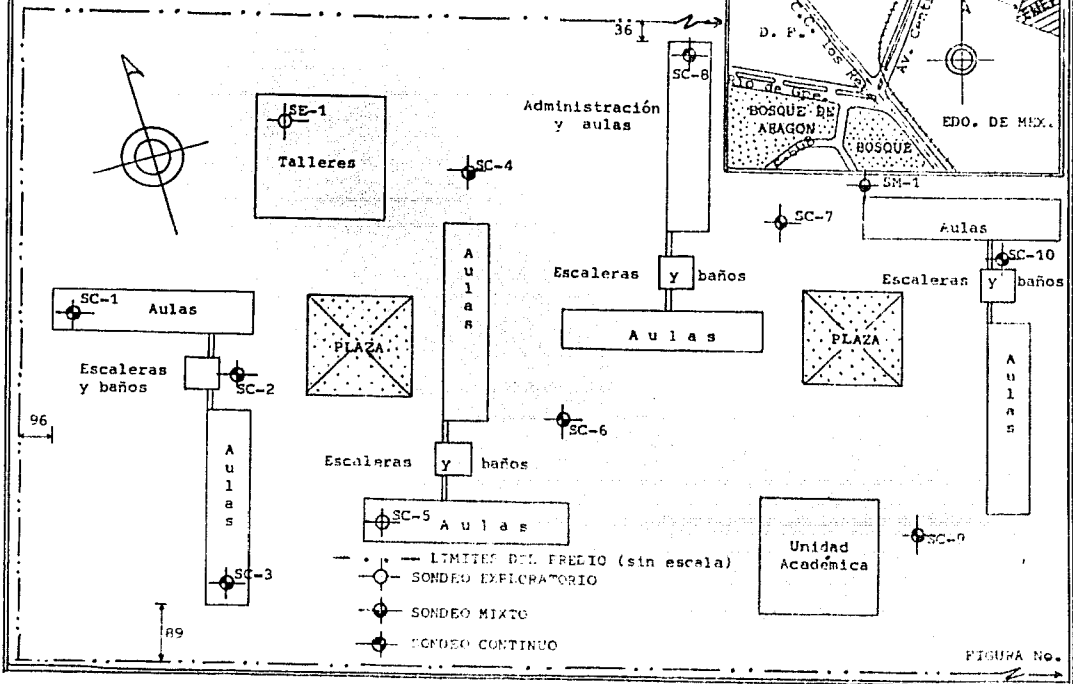
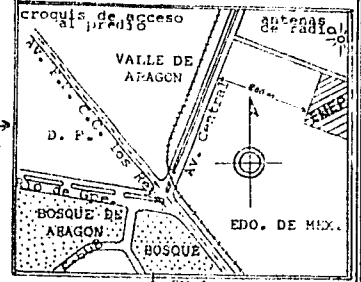
La estructuración se hizo mediante columnas, traveses y -- losas de concreto armado. Las columnas son de sección rectangular de 0.35 m. por 0.60 m., las traveses de apoyo también de sección rectangular de diferentes dimensiones, una de $h=0.50$ m. por $b=0.90$ m. y otra de $h=0.50$ m. por $b=1.60$, estas dos -- traveses corren a lo largo de su correspondiente eje longitudinal, la primera de menor dimensión se apoya sobre el eje de -- columnas cuya separación es más corta, 3.10 m. de centro a -- centro de columna y, la otra de mayor dimensión se apoya so-- bre el eje cuya separación es de 6.20m. de centro a centro de columnas. Las losas son planas o reticulares en tableros de -- 12.20 m. por 6.20 m., armado con nervaduras, dentro de las -- cuales se alojan tensores de acero, lo que hace que dichas lo-- sas puedan considerarse como planas postensadas.

De acuerdo con el análisis de la estructura, las cargas que se transmiten al terreno, sin incluir el peso de la cimentación, se distribuye en cuatro tipos de columnas denominadas C1, C2, C3 y C4, cada una con las cargas siguientes:

Columna	Carga (ton.)
C-1	55.4
C-2	74.1
C-3	80.1
C-4	134.5

CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

OBRA: E. N. E. P. CENTRO UNIVERSITARIO. VALLE DE ARAGON. ESTADO DE MEXICO.



- - - - - LÍMITES DEL FREIO (sin escala)
- SONDEO EXPLICATORIO
- ⊕ SONDEO MIXTO
- ⊙ SONDEO CONTINUO

FIGURA No. 1

En el caso de la Unidad Académica se utilizaron columnas de concreto armado y columnas metálicas, las dimensiones de las de concreto son: 0.60 por 0.40 m., las perimetrales y, de 0.35 por 0.80 m. las interiores, las columnas metálicas todas son de 0.20 por 0.20 m., las cargas transmitidas al terreno se muestran en la fig. 3.3 vista en planta.

3.3 - EXPLORACION DE CAMPO

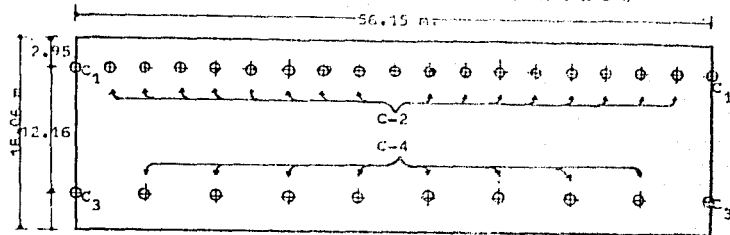
Como habíamos mencionado anteriormente, la ubicación de la E N E P Aragón, se encuentra dentro de la zona del lago -- de Texcoco, en donde es característica la presencia de potentes mantos de suelos altamente compresibles, con elevados --- contenidos de agua y baja resistencia al esfuerzo cortante.

Para poder definir las características del subsuelo en el sitio del proyecto, se llevó a cabo la realización de un programa de exploración, consistente en los siguientes sondeos; un sondeo exploratorio, un sondeo mixto y diez sondeos -- complementarios.

El sondeo exploratorio denominado SE - 1, alcanzó una -- profundidad de 40 m., en él se empleó la herramienta de penetración estándar, obteniéndose muestras representativas alteradas y, se pudo medir la resistencia de los suelos atravesados. véase fig. 3.4 cols. 4 y 5.

En los primeros 50 cm. de profundidad se encontró la arcilla contaminada con materia orgánica, a los 3.15 m. la arcilla se encuentra mezclada con pequeñas cantidades de arena en una capa de 10 cm., entre los 4.00 y 5.00 m. la arcilla está mezclada con arena y materia orgánica, hasta los 35.00 m. de

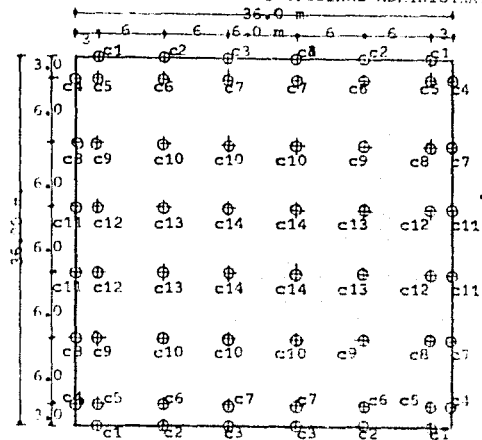
CARGAS EN COLUMNAS Y MUROS



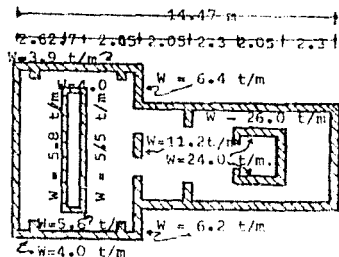
OBRA: E. N. E. P.
CENTRO UNIVERSITARIO
VALLE DE ARAGON

COLUMNA	CARGA(ton)
C-1	55.4
C-2	74.1
C-3	80.1
C-4	134.5

EDIFICIO PARA AULAS Y OFICINAS ADMINISTRATIVAS



COLUMNA	CARGA (ton)
C 1	45.3
C 2	50.7
C 3	46.5
C 4	17.0
C 5	8.2
C 6	20.8
C 7	18.0
C 8	16.5
C 9	19.8
C 10	53.3
C 11	49.8
C 12	16.6
C 13	142.2
C 14	100.2



ESCALEPAS Y BAÑOS

ACOTACIONES EN m.
ESCALA 1:200

EDIFICIO PARA UNIDAD ACADÉMICA O TALLERES

FIGURA No 3.3

OBRA E. N. E. P.
 LOCALIZACION VALLE DE ARAGON
 TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE-1
 COTA _____
 N.A.F. 0.50 m.

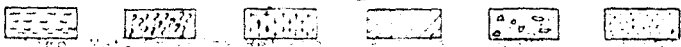
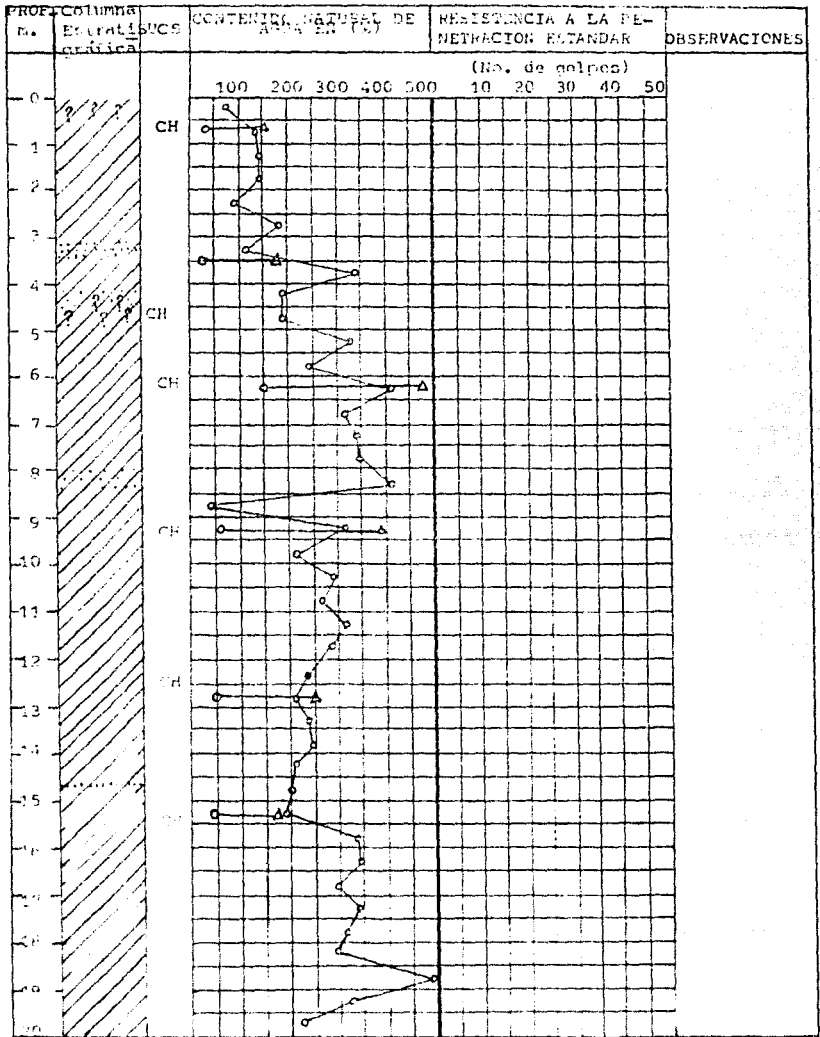
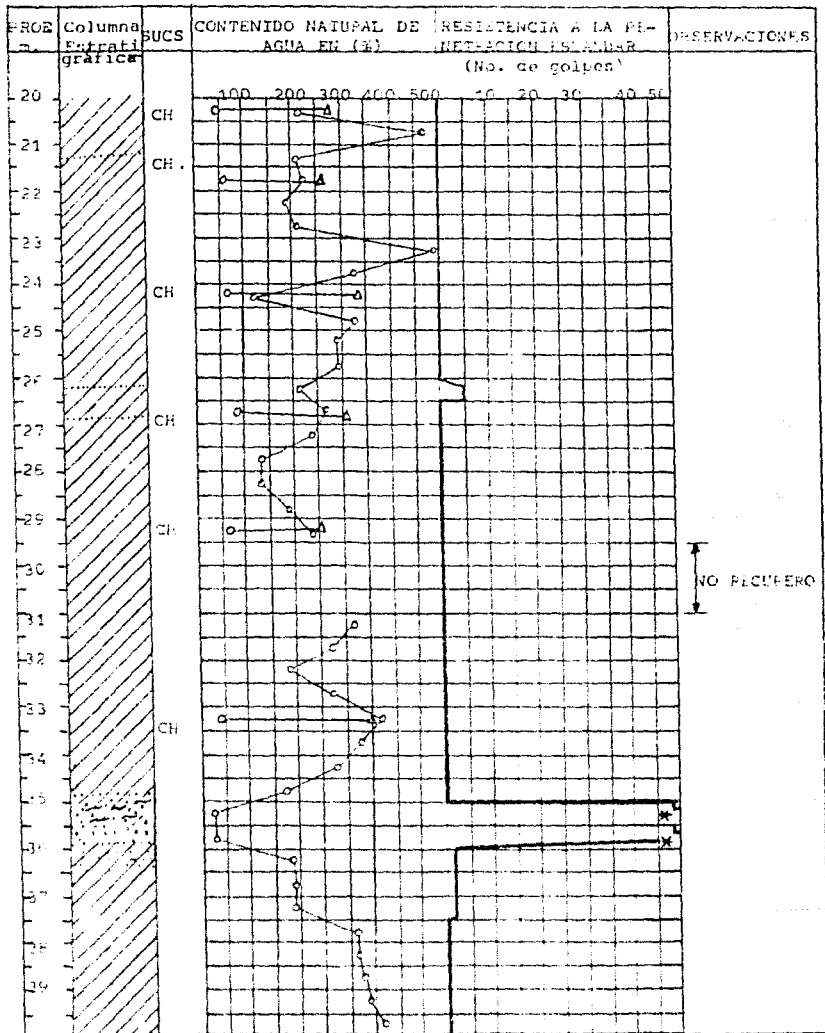


Fig. 3.4

OBRA E. N. E. P.
 LOCALIZACION VALLE DE ARAGON
 TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE-1
 COTA _____
 N.A.F. 0.50 m.



Lito



Mat. Carbonifera



Acilina



Acilina



Acilina

*At. de los tubos

Fig. 3.4

0 > 200 golpes

profundidad la arcilla se encuentra inalterada, entre los --- 35.00 y 36.00 m. se encuentra una capa limo-arenosa, de aquí y hasta los 40.00 m. que alcanzó este sondeo se encontró pura arcilla.

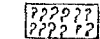
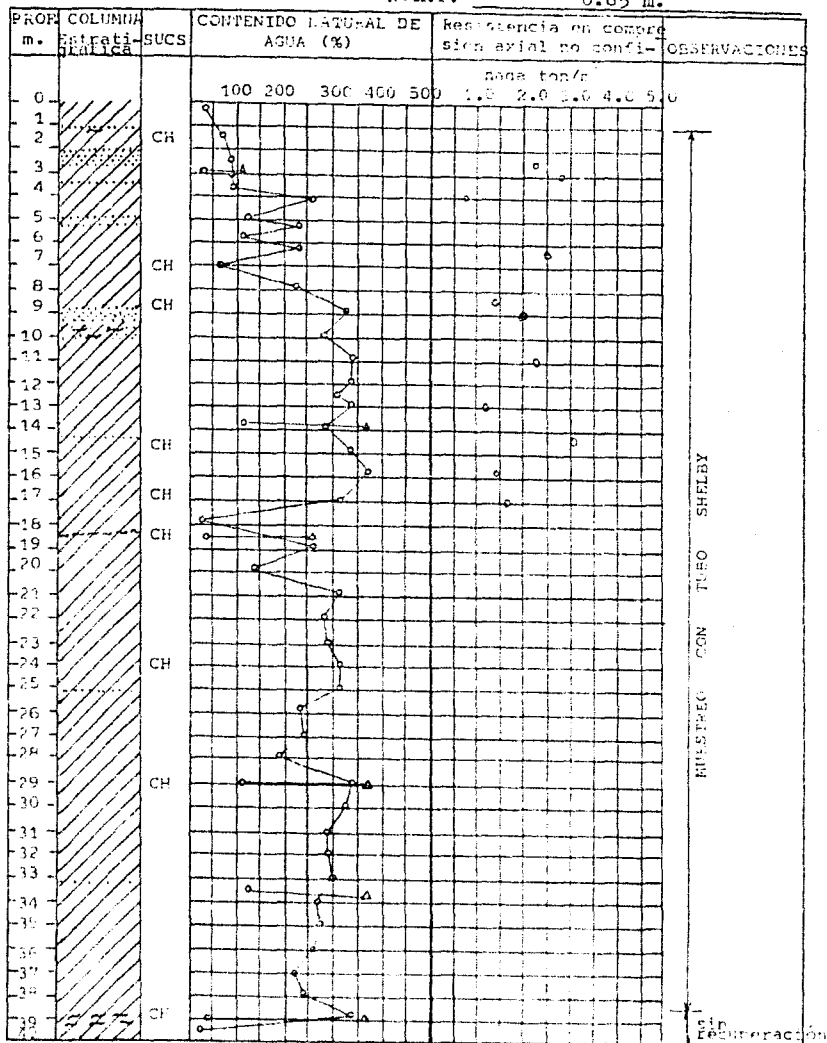
El contenido natural de agua en %, varía desde un 50 % - en la capa limo-arenosa, hasta un 500 % entre los 19.00 y --- 23.00 m. de profundidad.

En la capa limo-arenosa el avance se tuvo que hacer con tricónica y, en esta zona la resistencia a la penetración --- estándar fue de 50 golpes.

En el sondeo mixto, denominado SM - 1 fig. 3-5, cuya --- profundidad alcanzada fue igual que la anterior, de 40.00 m. el procedimiento mixto de avance que se siguió fue la combinación del muestreo inalterado, en los primeros 8.00 m. de --- profundidad, empleando el sistema de hincado a presión de tubos de pared delgada, de cuatro pulgadas de diámetro, (tubos Shelby), obteniéndose en esta forma muestras inalteradas y - continuas, la exploración se continuó posteriormente con un - muestreo representativo, alternando el procedimiento anterior con el hincado a presión de tubo muestreador de dimensiones - estándar (herramienta de penetración estándar), con este --- segundo procedimiento se obtuvieron muestras de tipo alterado de los materiales explorados.

Por medio de este sondeo mixto se pudo observar que; --- hasta los 2.10 m. existe una capa de 0.60 m. de espesor, de - arena mezclada entre la arcilla, de los 8.90 m. y hasta los - 10.00 m. de profundidad la capa es arenosa con pequeñas cantidades de limo, éste último material lo volvemos a encontrar - entre la arcilla a los 19.00 m. de profundidad y, después de los 39.00 m. se encuentra una pequeña capa de aproximadamente

OBRA E. N. E. P.
 LOCALIZACION VALLE DE ARAGON
 TIPO DE SONDEO MIXTO, SM - 1
 COTA N.A.F.
0.65 m.



limo

Materia orgánica hollada

arcilla

grava

arena

0.10 m. de limo.

El contenido natural de agua varía de 40 % en la capa -- arenosa, a 370 % entre los 39.00 m. de profundidad.

Según las pruebas de laboratorio, con los diferentes --- muestreos, se vió que la resistencia a la compresión axial no confinada, varía de 0.80 ton/m^2 (muestra sacada de los 2.0 m de profundidad), a 3.10 ton/m^2 (muestra obtenida a los 7.50 m. de profundidad).

A continuación se realizaron diez sondeos complementa--- rios, a cinco metros de profundidad cada uno, a los que se --- les denominó, SC-1, SC-2, SC-3, , SC-10, en estas exploraciones se empleó únicamente el procedimiento de hincado a presión de tubos de pared delgada (tubo Shelby), obteniéndose muestras inalteradas.

En el sondeo SC-1, se observa que la arcilla contiene -- materia orgánica y un poco de arena, así mismo se encuentra - el limo en pequeñas proporciones.

En el sondeo SC-3 y en el SC-9, se registró el mínimo -- peso volumétrico húmedo y corresponde a 1.17 ton/m^3 , de muestras obtenidas a los 3.5 m. y a los 2.5 m. de profundidad respectivamente, el máximo peso volumétrico húmedo se registró - en el sondeo SC-2 y corresponde a 1.72 ton/m^3 .

El peso volumétrico húmedo en promedio es de 1.28 ton/m^3 .

En general el contenido natural de agua es igual al de -- los sondeos SE-1 y SM-1, lo mismo ocurre con la resistencia - a la compresión axial no confinada, como lo podemos observar en las gráficas de las figuras 3.6 a y b.

OBRA E. N. E. P.
 LOCALIZACION VALLE DE ARAGON
 TIPO DE SONDEO CONTINUO, SC -1
 COTA _____
 N.A.P. 0.70 m.

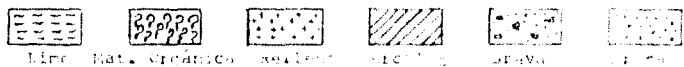
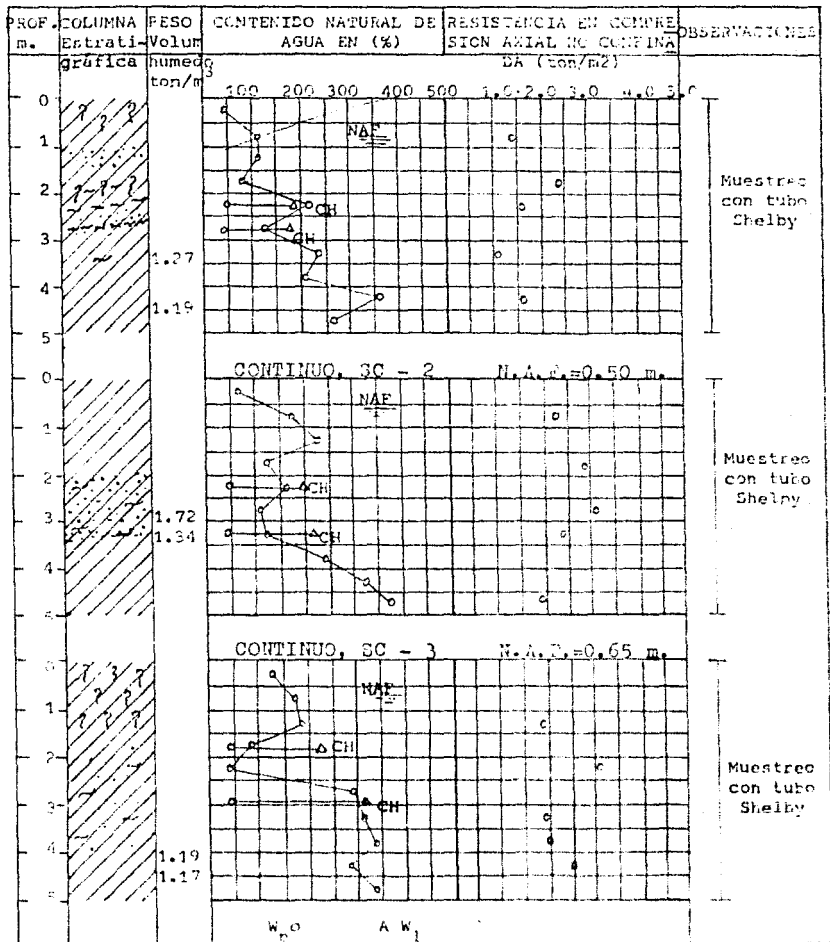


Fig. 3.6 a

OBRA E. N. E. P.

LOCALIZACION VALLE DE ARAGON

TIPO DE SONDEO CONTINUO, SC - 5

COTA _____

N.A.F. 0.55 m.

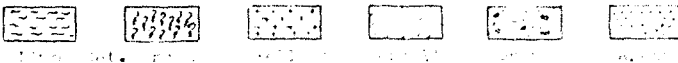
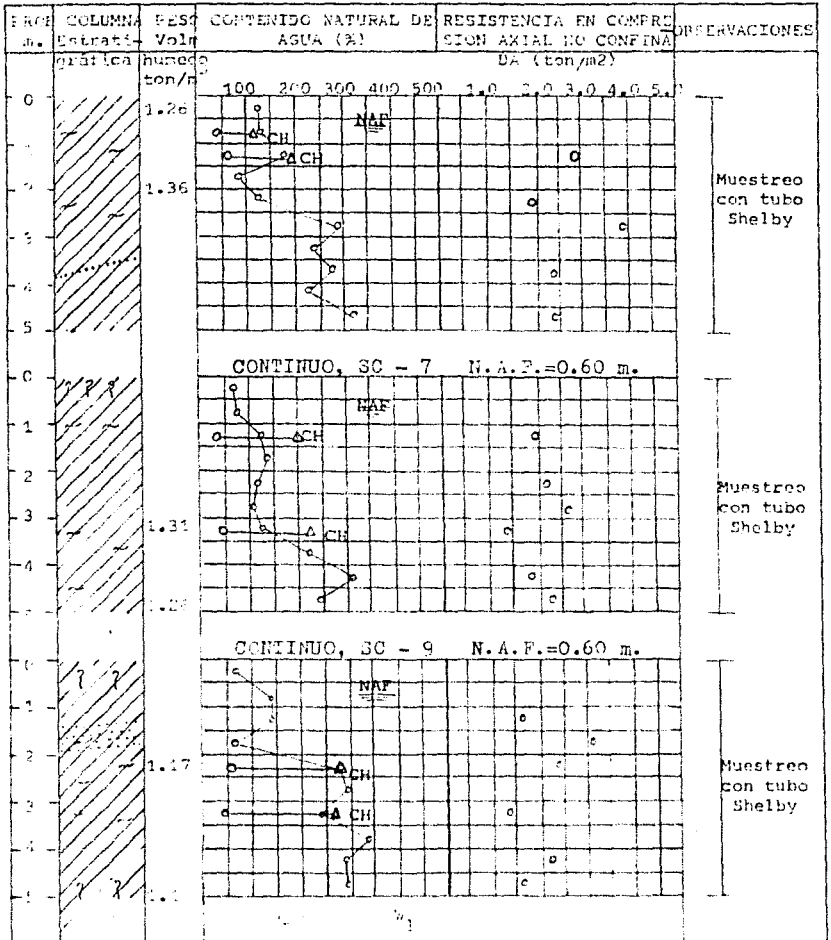


Fig. 3.0 b

A continuación se enlistan los sondeos y sus respectivas profundidades en las que se localizó el nivel freático, con respecto al terreno natural.

SE-1 = 0.50 m.

SM-1 = 0.65 m.

SC-1 = 0.70 m.

SC-2 = 0.50 m.

SC-3 = 0.65 m.

SC-4 = 0.50 m.

SC-5 = 0.55 m.

SC-6 = 0.60 m.

SC-7 = 0.60 m.

SC-8 = 0.65 m.

SC-9 = 0.60 m.

SC-10 = 0.60 m.

Del cuadro anterior obtenemos el promedio general del nivel freático, N. F. = 0.59 m.

3.4 - PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas en los sondeos ejecutados fueron sometidos a ensayos de laboratorio para determinar sus propiedades, tales como; el contenido natural de agua y su clasificación de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, como también se determinó la resistencia a la penetración estándar.

Los resultados que arrojaron las pruebas de laboratorio muestran que; el contenido natural de agua en % es muy variable y no uniforme como podemos apreciar en el sondeo exploratorio SE-1 y en el sondeo mixto SM-1.

Dentro de la tabla del S. U. C. S., a través de toda la columna estratigráfica explorada se determinó que todo el suelo es del tipo CH, arcillas francas.

La resistencia a la penetración estándar se realizó con avance de tricónica y entre los 35.00 y 36.00 m. de profundidad se aplicaron un total de 50 golpes, de acuerdo al sondeo exploratorio SE-1. ver fig. 3.4 col. 5.

Por otra parte, en las muestras inalteradas, además de los ensayos mencionados, se realizaron pruebas de compresión axial no confinada, para determinar su resistencia al esfuerzo cortante. Según el sondeo mixto SM-1 se determinó que ésta está comprendida entre 0.8 y 3.1 ton/m² y en los diez sondeos continuos SC se ve que la resistencia es más variable, desde 0.60 ton/m² en el SC-10 hasta 3.9 ton/m² en el SC-4, éstos fueron registrados a una profundidad de cinco metros, ver figs. 3.6 a, b, c, col. 5.

Pruebas de consolidación unidimensional, para conocer su compresibilidad, se efectuaron pruebas de consolidación a las muestras inalteradas obtenidas a diferentes profundidades que van desde los 4.00 m. hasta los 31.00 m., los resultados obtenidos fueron los siguientes: fig. 3.7 a, b, c, d.

Los ensayos de consolidación unidimensional, ejecutados en probetas procedentes de estas capas, indican que para el rango de presiones de trabajo, de este proyecto, se obtienen valores del coeficiente de compresibilidad volumétrica, (m_v) del orden de 0.02 m²/ton. en promedio. Si se tiene en cuenta que el valor medio estadístico de dicho coeficiente, es del orden de 0.01 m²/ton. para las arcillas del Valle de México, fácilmente se comprenderá que en el sitio estudiado, aun para pequeños incrementos de presión aplicados, se producirán --- asentamientos importantes.

3.5 - ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

De acuerdo con la información reunida en las etapas de exploración y ensayos de laboratorio efectuados, podemos describir la estratigrafía del subsuelo en la forma siguiente:

Superficialmente y hasta los dos metros de profundidad se encuentra un estrato de arcilla con materia orgánica de color gris oscuro, de consistencia muy blanda y alta compresibilidad, con un contenido de agua o humedad natural de 130 % en promedio, su límite líquido se encuentra entre 80 y 100 % y el límite plástico es de 40 a 60 %, la resistencia en --- compresión simple es de 1.0 a 2.0 ton/m².

En seguida de los 2 a los 35 m. se detecta un estrato --

PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA: E. N. E. P. SONDEO MIXTO No. 1 LOCALIZACION VALLE DE ARAGON

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	W (%)	e_0	Sr (%)
24	22.00-23.00	320	7.81	100

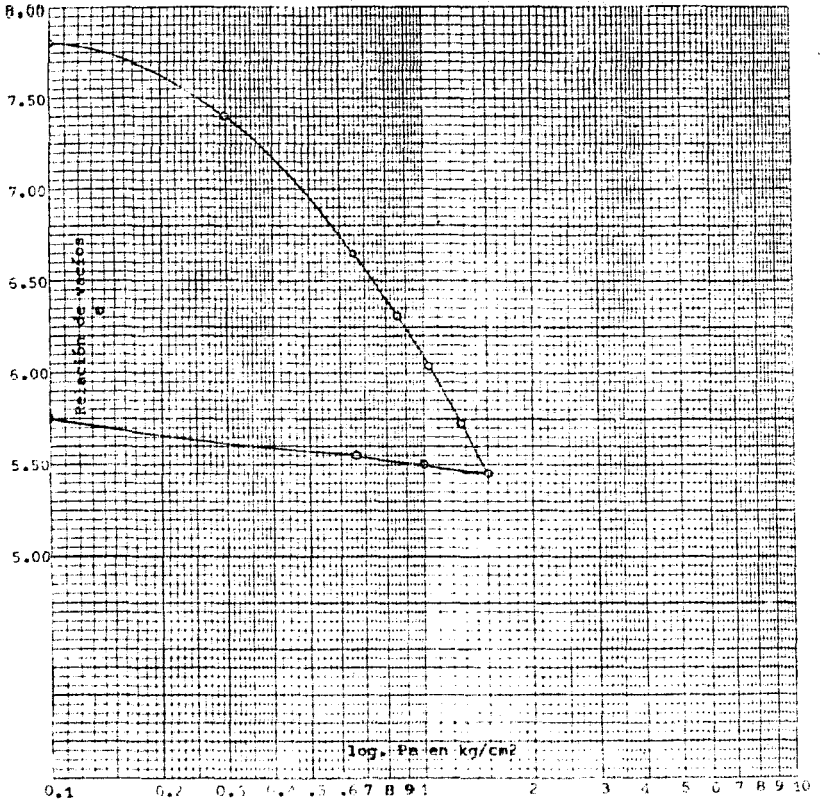


FIGURA No. 3.7 a

PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA: E. N. E. P. SONDEO MIXTO No. 1 LOCALIZACION VALLE DE ARAGON

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	W (%)	e_o	Sr (%)
6	4.00-5.00	436	10.13	100

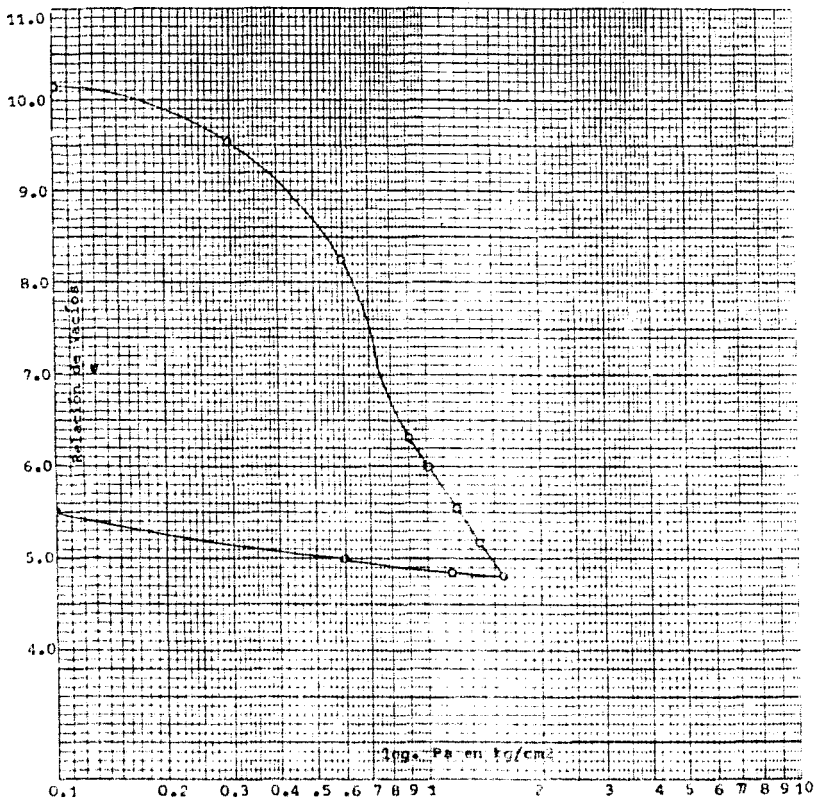


FIGURA No. 3.7

PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA: E. N. E. P. SONDEO MIXTO No. 1 LOCALIZACION VALLE DE ARAGON

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	W (%)	e_0	Sr (%)
1R	16.00-17.00	443	11.45	100

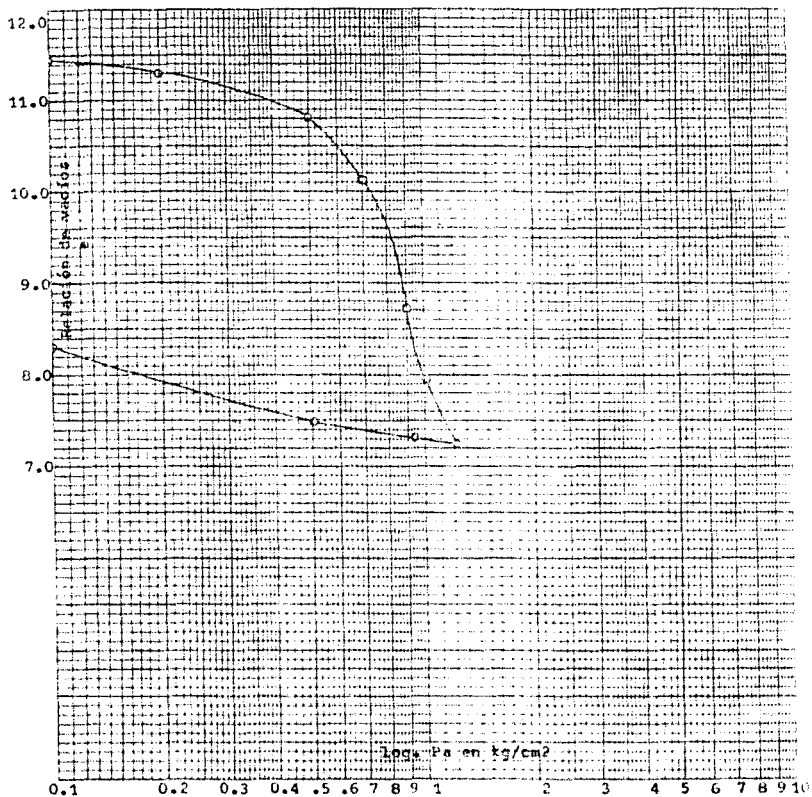


FIGURA No. 3.7 c

más de arcilla, que es la formación arcillosa superior, ref. 5, el color de la misma es de un gris más oscuro, igualmente de consistencia muy blanda y contenido de agua medio de 250 %, la humedad natural en esta capa es de 50 a 100 %, el límite líquido es de 70 % y su límite plástico es de 40 %, la resistencia a la compresión simple varía de 2.00 a 10.00 ton/m². Dentro de la formación se localizan intercalaciones de arena limosa entre los 8.75 y 9.25 m., ver fig. 3.5 col. 2 con un contenido medio de agua de 60 % y, entre 25.75 y 26.00 m. de profundidad existe una capa de limo y arena con un contenido de agua de 75 %.

Subyacente al estrato anterior, entre los 35.00 y los 36.00 m. se localiza un estrato de arena limosa compacta, con un contenido de agua medio de 30 %, y un espesor del orden de un metro.

A continuación y hasta los 40.00 m., se tiene parte de la formación arcillosa inferior, ref. 5, de consistencia muy blanda y con un contenido de agua medio de 250 %. El límite líquido se encuentra entre 100 y 150 %, el límite plástico es de 30 a 50 %, la resistencia a la compresión simple se encuentra entre 0.20 y 0.60 ton/m².

ANÁLISIS DE HUNDIMIENTO

Se realizó el cálculo de hundimiento que ocurrirá a largo plazo bajo las estructuras, aplicando un programa de computadora que determina, en primer lugar, la distribución de esfuerzos según la teoría de BOUSSINESQ. Esta teoría supone una masa de suelo homogénea, elástica e isotrópica que se extiende infinitamente por debajo de la superficie de la masa.

Y, en segundo lugar los asentamientos, teniendo en cuenta las curvas de compresibilidad del subsuelo.

Los análisis se hicieron al centro y a los extremos de cada edificio y en aquellos puntos donde se presentan mayores concentraciones de carga como son, las escaleras y los apoyos de los puentes.

Los resultados se encuentran concentrados en la fig. 3.8 obsérvese que los asentamientos máximos son del orden de 30 - cm.

En lo referente a los asentamientos diferenciales, se -- observa que la distorsión angular es en algunos casos ligeramente mayor que los permisibles, sin embargo, la rigidez de -- la cimentación producirá una redistribución de esfuerzos que hará que se reduzcan estos movimientos diferenciales con lo -- cual quedan satisfechos los requisitos a éste respecto.

De acuerdo al análisis de hundimiento se ha encontrado -- que el incremento de presión vertical que puede dejarse es el siguiente:

Aulas, Administración y Aulas;	0.7 ton/m ²
Unidad Académica;	0.5 ton/m ²

En las escaleras no se dejó incremento de presión, con -- el objeto de tener posibilidad de corregir cualquier movimien -- to diferencial imprevisto, mediante la colocación de lastre -- en su cimentación.

ASENTAMIENTOS PROBABLES

CBRA: E. N. E. I.
CENTRO UNIVERSITARIO
VALLE DE ARAGON

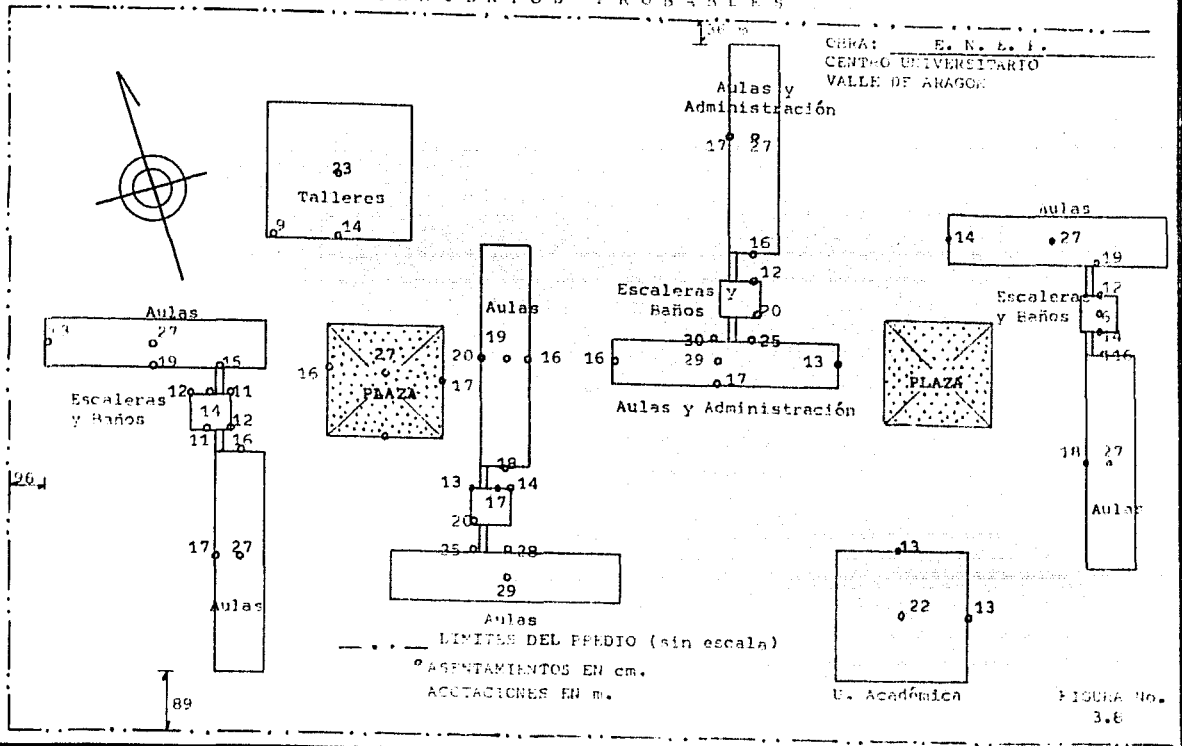


FIGURA No. 3.6

REVISION DE LA CAPACIDAD DE CARGA

La evaluación de la capacidad de carga última del terreno se hizo utilizando la expresión de Skempton (1).

$$q_u = cN_c + \gamma D$$

En donde:

c = cohesión del suelo

N_c = factor de capacidad de carga que depende de la relación D/B.

D = profundidad de desplante de la cimentación

B = ancho de la cimentación

γ = peso volumétrico del suelo

El valor de la cohesión se determinó de las pruebas de compresión no confinada realizadas en el laboratorio y se obtuvo que la capacidad de carga última más desfavorable es de 7.9 ton/m².

Dado que el incremento neto de carga tiene como máximo un valor de 0.7 ton/m², el factor de seguridad mínimo resulta de 11.

(1) - Skempton A. W. - "The Bearing Capacity of Clays" Building Research Congress, Londres, 1951.

EXPANSIONES ELASTICAS

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar las excavaciones que alojarán los cunicarones, se empleó el criterio de Steinbrenner (2) y los módulos de elasticidad en expansión, obtenida de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con los de otros semejantes, determinados en condiciones dinámicas. (3).

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo una esquina de una área rectangular cargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$AD = q \frac{B}{E} (1-u^2) F_1 + (1-u-2u^2) F_2$$

En donde:

q = carga uniforme superficial

B = ancho del área cargada

F_1 y F_2 = coeficiente que depende de D/B y L/B

D = espesor del estrato considerado

L = longitud del área cargada

E = modulo de elasticidad del suelo

u = relación de Poisson del suelo

De acuerdo con las expresiones anteriores se obtuvo que las expansiones elásticas máximas son de 7 cm. para excavaciones de 18.00 por 18.00 m.

- (2) - Steinbrenner - Tafeln Zur Stzungsberechnung. Die Stra-
sse, 1934.
- (3) - Resendiz D. et al. - "The elastic proprieties of saturated
Clays from field and laboratory measurements" - Memorias del III congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ing. de Fundaciones, Vol. 1, Caracas, jul. 1967.

EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS

En la práctica actual de la ingeniería se considera por lo general dos tipos de elementos de soporte: rígidos y flexibles. Los primeros son denominados genéricamente muros y los segundos tablestacas.

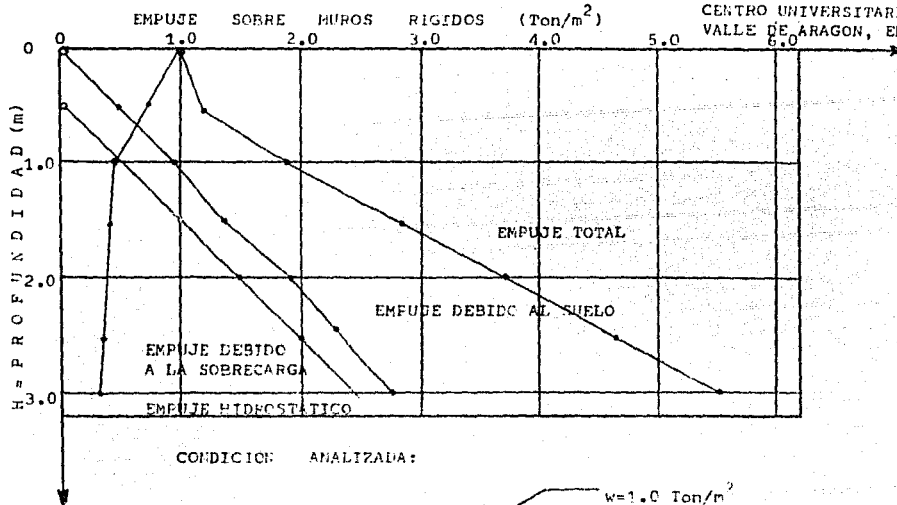
Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles de suelo en ambos lados se llama muro de retención. La tierra que produce el mayor nivel se llama relleno y es el elemento generador de presión. Las tablestacas ancladas son elementos de retención del suelo, generalmente usadas en fronteras con agua.

Para obtener el empuje que produce el suelo sobre los elementos de soporte se calculó el empuje del suelo en reposo sobre el muro.

Los empujes sobre los muros perimetrales de la cimentación se calcularon suponiendo un coeficiente de presión de tierra en reposo de 0.67; $W = 1.00 \text{ ton/m}^2$, $H = 3$. Los resultados se muestran en la figura 3.9; esta gráfica de empujes contra profundidad nos determina la profundidad ideal a la cual se desplanta el muro para la carga o empuje total que ha de presentarse, la línea de empuje total es la suma de los empujes debidos a la sobrecarga, al suelo y al empuje hidrostático.

OBRA: E. N. E. P.

CENTRO UNIVERSITARIO
VALLE DE ARAGON, EDO. MEX.



CONDICIONES ANALIZADAS:

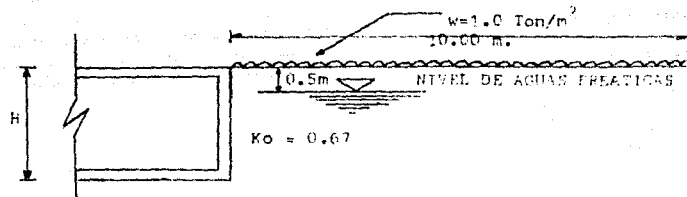


FIGURA No. 3.9

3.6 - ANALISIS DE LA CIMENTACION

La capacidad de carga y la compresibilidad del subsuelo en la zona del lago hacen conveniente el empleo de losas de cimentación. Generalmente se recurre en esos casos a cajones de cimentación para compensar parcial o totalmente el peso de los edificios.

Como señalamos anteriormente, las cargas sin incluir el peso de la cimentación de las diversas estructuras que forman el conjunto son las que se muestran en la fig. 3.3 y, en forma aproximada el peso unitario para las estructuras de tres niveles es de 3.00 ton/m² y para las estructuras de dos niveles es de 2.00 ton/m².

Dado que el peso de las estructuras es mayor que el incremento de presión vertical máximo permisible, la cimentación deberá contemplar la compensación de la carga excedente, es decir se empleará un cajón hueco (cascarón) de cimentación, formado por muros de contención, contratrabes y bóvedas invertidas en un área de 18.00 por 56.15 m. (mayor al área de la estructura). La profundidad de desplante es de 2.40 m; como podemos ver se ha usado una cimentación de sección compensada y se espera de acuerdo a los estudios de mecánica de suelos que los hundimientos máximos que ocurrirán serán del orden de 30 cm.

Se excluyó la alternativa de los pilotes de fricción en vista de que los depósitos de arcilla tienen un espesor muy grande y, para tener asentamientos tolerables, los pilotes --

tendrían que ser de gran longitud y por tanto, de costo elevado.

Considerando el peso del cajón de cimentación se tiene que el peso total de las estructuras en estudio son:

Aulas, Administración y Aulas.	Wt = 4.1 ton/m ²
Escaleras.	Wt = 4.3 ton/m ²
Unidad Académica.	Wt = 3.1 ton/m ²

Tomando en cuenta las limitaciones del incremento de presión vertical, se tiene que, para cumplirlas las profundidades de desplante de los cascarones de cimentación deberán ser las siguientes:

Aulas, Administración y Aulas.	D = 2.4 m.
Unidad Académica.	D = 1.9 m.
Escaleras.	D = 3.0 m.

3.7 - METODO CONSTRUCTIVO

Debido a los problemas de diversos tipos que presenta -- el terreno en estudio, se hizo necesario establecer ciertos -- lincamientos para la construcción de las cimentaciones; éstas -- se pueden considerar en la siguiente forma:

El hecho de que la sustitución del peso del suelo por -- cargas de la estructura, que constituye el principio básico -- de las cimentaciones compensadas, no puede realizarse instan-- taneamente, plantea problemas de la estabilidad y de deforma-- ción en las paredes y en el fondo de la excavación.

Si la estimación analítica de la expansión indica que -- ésta es excesiva en algún punto dentro o fuera del área de -- trabajo, la excavación deberá realizarse por partes, en cada -- una de las cuales se colocará, en seguida, la porción de ---- cimentación correspondiente.

En éste caso, habrá que programar cuidadosamente la se-- cuencia de avance en las diferentes etapas de la construcción -- tratando de hacer la excavación y los colados cada uno en --- forma simétrica dentro del área de la cimentación, y reduciend -- do al mínimo el tiempo transcurrido entre ambas etapas con el -- fin de minimizar los asentamientos diferenciales durante y -- después de la construcción, particularmente los que pueden -- producir una rotación de la estructura.

Previendo que se presentarían expansiones elásticas y -- habiendo hecho el cálculo de las mismas, en un área de 16.00 -- por 18.00 m. se consideró que la expansión resultante sería -- de 7 cm. siendo todavía tolerables por tanto la excavación no

podría excederse del área antes mencionada.

Debido a que el nivel freático se encuentra superficialmente, a 0.60 m., se hace necesario abatir dicho nivel, para tal efecto se pensó en la construcción de un sistema de drenes, estos se alojarán al centro de cada uno de los tímpanos en el lecho bajo de la plantilla, en forma de zanjas a todo el ancho de la cimentación del edificio, de forma semicircular de 0.20 m. de radio, una vez hecha la zanja será rellena con grava de 1/2" a 1 1/2" la cual funcionará como filtro, la pendiente de 0.01 % que tendrá el arrastre de la zanja será dirigida hacia un cárcamo, lugar donde ha de concentrarse el agua para después ser bombeada hacia el exterior de la zona de construcción.

Antes de efectuar la excavación se colocarán pozos de nivelación a la profundidad de desplante, estos deberán tener referencia en puntos fijos, tales como banquetas o postes y se observarán una vez al día.

Debido a que no puede garantizarse la estabilidad de los taludes, por encontrarse saturado el terreno, la excavación se excederá un metro por lado de lo que señala la estructura de cimentación. Los taludes recomendables serán de 0.50 m. horizontal por 1.00 m. vertical.

3.8 - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con el objeto de definir los tipos de cimentación adecuada para las estructuras que forman el Centro Universitario - que la Universidad Nacional Autónoma de México proyecta construir en Valle de Aragón, Estado de México, se efectuó un estudio de mecánica de suelos consistente en muestreo y exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

El subsuelo del predio en estudio está formado por potentes depósitos de arcilla muy compresible los cuales continúan por abajo de la máxima profundidad explorada, que fue de 40 m. El nivel freático se detectó a 0.6 m. de profundidad en la fecha en que se realizaron los sondeos.

El tipo de cimentación que se considera más conveniente es aquel que compense parcialmente el peso total de las estructuras. El incremento de presión vertical que deberá dejarse en los edificios de aulas y oficinas administrativas es de 0.7 ton/m²; en los cuerpos de talleres y unidad académica dicho incremento será de 0.5 ton/m².

El cuerpo de escaleras deberá dejarse totalmente compensado (incremento de presión vertical igual a cero) con el objeto de poder corregir en él cualquier movimiento diferencial no previsto que pudiera presentarse en los edificios de aulas.

De acuerdo al estudio realizado se puede establecer las siguientes recomendaciones:

Los edificios de aulas y oficinas administrativas y au--

las se cimentarán empleando un cajón hueco formado por muros de contención, contratraveses y bóvedas invertidas desplantadas a una profundidad media de 2.4 m.

En los cuerpos de escaleras se usará una cimentación del mismo tipo desplantada a una profundidad media de 3.00 m.

Los talleres y la unidad académica deberá cimentarse empleando también un cajón (muros de contención, contratraveses y bóvedas invertidas) desplantado a una profundidad media de -- 1.90 m.

Es conveniente impermeabilizar las cimentaciones para -- evitar infiltraciones de agua freática; se recomienda emplear algún tipo de membrana flexible que impida el paso del agua -- y que pueda deformarse sin sufrir agrietamientos.

Deberán instalarse referencias de nivelación para registrar los movimientos verticales que se produzcan. Estas referencias se instalarán antes de la excavación y se nivelarán -- tres veces por semana durante la excavación y el colado de la cimentación; terminada la cimentación, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán -- mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente, estas nivelaciones se llevarán a cabo cada dos meses por un periodo mínimo de dos años.

C A P I T U L O I V

CENTRO UNIVERSITARIO IZTACALCO D. F. PREPARATORIA No 2

- 4.1 - Introducción
- 4.2 - Datos del proyecto
- 4.3 - Características generales de la zona
- 4.4 - Exploración de campo
- 4.5 - Pruebas de laboratorio
- 4.6 - Estratigrafía y propiedades del subsuelo
- 4.7 - Análisis de la cimentación
- 4.8 - Método constructivo
- 4.9 - Conclusiones

4.1 - INTRODUCCION

El presente capítulo contempla el estudio de mecánica de suelos efectuado en el predio destinado para la Escuela Preparatoria No. 2 .

El estudio consiste en una compilación de datos observados en las estructuras vecinas y en la obtención de muestras extraídas del subsuelo, las cuales fueron sometidas al laboratorio.

El proceso que se siguió consistió en la obtención de muestras en el campo, las muestras fueron sometidas a ensayos de laboratorio, se determinaron las propiedades del subsuelo y se formó la columna estratigráfica. De acuerdo con los resultados se hizo un análisis de la cimentación y finalmente se propone el metodo constructivo a seguir.

Se anexa el croquis de localización del predio, en él podemos observar los puntos donde se realizaron los sondeos, así como; la distribución de los edificios.

Se anexa también las gráficas de las pruebas de consolidación y las gráficas de curvas de deformación unitaria - esfuerzo, finalmente se muestra la columna estratigráfica del subsuelo.

4.2 - DATOS DEL PROYECTO

La Universidad Nacional de México, por conducto de su -- Dirección General de Obras, encomendó la realización del estudio de mecánica de suelos para el proyecto de la cimentación de los edificios que albergarán la Escuela Preparatoria No 2.

El proyecto considera la construcción de diez edificios en un predio de 28,634 m², ubicado al oriente de la Ciudad de México, en la Av. Río CHurubusco, Delegación de Iztacalco.

El planteamiento arquitectónico está resuelto en cuatro grupos de edificios, tres de ellos cuentan con tres alas cada uno, y un cuerpo de escaleras al centro de cada grupo, la distribución es como sigue:

- 1.- Gobierno, Administración y Centro de Información
- 2.- Deportes a cubierto
- 3.- Humanidades e Idiomas
- 4.- Ciencias y Actividades Artísticas

Los dos primeros edificios son de forma rectangular, con dimensiones de 54.00 por 14.00 m. y 45.00 por 25.00 m. respectivamente.

Por lo que se refiere a los edificios 3 y 4, se han resuelto a base de módulos con forma de estrella, constando de planta baja y dos niveles. fig. 4.1

La estructuración de los edificios es por medio de columnas y trabes precoladas, formando marcos de 10.0 o 13.0 m. de claro, la separación entre columnas en su eje longitudinal es de tres metros y la carga aproximada que se transmite al terreno es de 60 toneladas por columna.

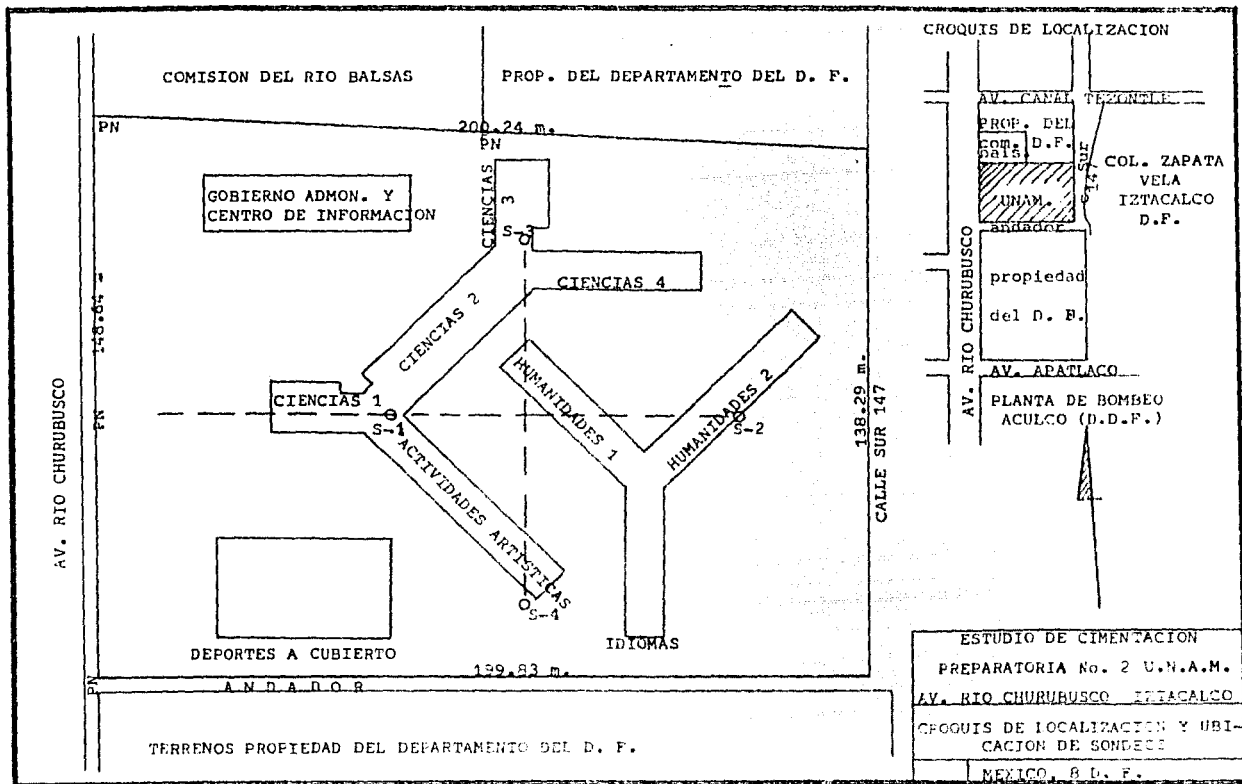


FIGURA No. 4.1

4.3 - CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA

La escuela preparatoria No 2 colinda; por el norte con el edificio de la comisión del río Balsas y con los terrenos del Departamento del Distrito Federal en un tramo de 200.24 m al sur con 199.83 m. con los terrenos del D. D. F. separados por un andador de 1.50 m. de ancho, al oriente con 138.29 m. con la calle Sur 147, y al poniente con 148.64 m. con la Av. Río Churubusco, por cuyo lado se tiene el acceso al plantel.

El predio se caracteriza por estar en una zona perfectamente drenada, que cuenta con todos los servicios de urbanización (agua potable, drenaje, pavimentación, etc. etc.), - por tanto no presenta problemas de inundación, el terreno es de apariencia firme y el área puede considerarse plana en toda su extensión.

Las estructuras vecinas de importancia son escasas, las más sobresalientes son las estructuras de los edificios de la comisión del río Balsas, que son a base de columnas, traveses y losas de concreto armado, con fachadas de estructuras precoladas, la edificación es reciente y en sus pocos años de servicio no se han presentado asentamientos perceptibles, la estructura en sí tampoco presenta fallas ocasionadas por el comportamiento del terreno.

Otras estructuras que se pueden observar son los edificios habitacionales del INFONAVIT Iztacalco que se encuentra a escasos 500 m. aproximadamente del predio en estudio y que fueron cimentados en un suelo con iguales características, -- estas edificaciones son más recientes que la anterior y aún no se han presentado fallas debidas al terreno.

4.4 - EXPLORACION DE CAMPO

El proyecto se ubica al oriente de la Ciudad de México, dentro de la zona del lago de Texcoco, en la que es característica la presencia de potentes mantos de suelos altamente -- compresibles, de origen volcánico, con elevados contenidos de agua y baja resistencia al esfuerzo cortante, la ubicación -- del predio se indica en la fig. 3.1; de acuerdo con la ref. 5 la primera capa dura se encuentra a una profundidad del orden de 36 m.

Para poder definir las características del subsuelo en -- el sitio del proyecto, se llevó a cabo la realización de un -- programa de exploración, consistente en la ejecución de dos -- sondeos con profundidades de 46.00 y 35.00 m., y dos sondeos complementarios con profundidad de 4.00 m. cada uno.

En la fig. 4.1 podemos ver la ubicación de los sondeos -- estos se distribuyen en forma de cruz.

Los sondeos profundos se localizan al oriente y poniente del predio a una distancia de 90.00 m. de separación entre -- uno y otro. Los sondeos complementarios se localizan en línea perpendicular a los primeros, con una separación de 95.00 m. entre sí.

Los sondeos están localizados al centro del núcleo de -- edificios o en algún punto extremo de alguno de ellos.

Para la ejecución de los sondeos profundos denominados S-1 y S-2, se siguió un procedimiento mixto de avance.

En los primeros 8.00 m. de profundidad se empleó el sis-

tema de hincado a presión de tubos de pared delgada, de cuatro pulgadas de diámetro, obteniéndose en esta forma, muestras inalteradas y continuas. La exploración se continuó posteriormente alternando el procedimiento anterior con el hincado a percusión de un tubo muesteador de dimensiones estándar. Con este segundo procedimiento se obtuvieron muestras de tipo alterado, aunque representativas de los materiales explorados.

A partir de la profundidad de 42.00 m. en el sondeo S-1 se continuó la exploración empleando únicamente el procedimiento de percusión, debido a las características de los materiales penetrados, que a esta profundidad constituyen la capa dura y por tanto son más resistentes.

Los sondeos S-3 y S-4, ejecutados hasta 4.00 m. como ya fue mencionado, se siguió el procedimiento de hincado a presión de tubos de pared delgada con obtención de muestras inalteradas.

El nivel de aguas freáticas en la época en que se realizó el estudio, se detectó a una profundidad del orden de tres metros.

4.5 - PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas en los sondeos ejecutados fueron sometidas en el laboratorio a los ensayos requeridos para — determinar propiedades índices, tales como, límites de plasticidad, análisis granulométrico, densidad de sólidos, etc. — además del contenido de agua natural.

Por otra parte, en las muestras inalteradas se ejecutaron pruebas de resistencia al esfuerzo cortante del tipo de — compresión simple, así como de consolidación unidimensional.

Los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio — son los siguientes:

El suelo en general se encuentra dentro del tipo CH, arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas, de acuerdo con la tabla del SUCS, el contenido de agua natural — aumenta con la profundidad, a los 3.00 m. es de 40 - 80 %, — mientras que a los 35.00 m. es de 100 - 150 %, el límite líquido en promedio es de 90 - 130 % y el límite plástico es de — 40 - 60 % en promedio.

La resistencia a la compresión simple a los 3.00 m. de — profundidad es de 10 - 20 ton/m² y disminuye con la profundidad hasta 2 - 10 ton/m². El coeficiente de compresibilidad es de 0.02 m²/ton en promedio.

El resultado de la carga de preconsolidación calculada — varía de 9 a 12 ton/m².

A continuación se presentan las gráficas de consolidación y las curvas Deformación Unitaria - Esfuerzo.

PRUEBA DE CONSOLIDACION

ESTUDIO : CIMENTACION PREPARATORIA No.2 U.N.A.M. SONDEO: 1

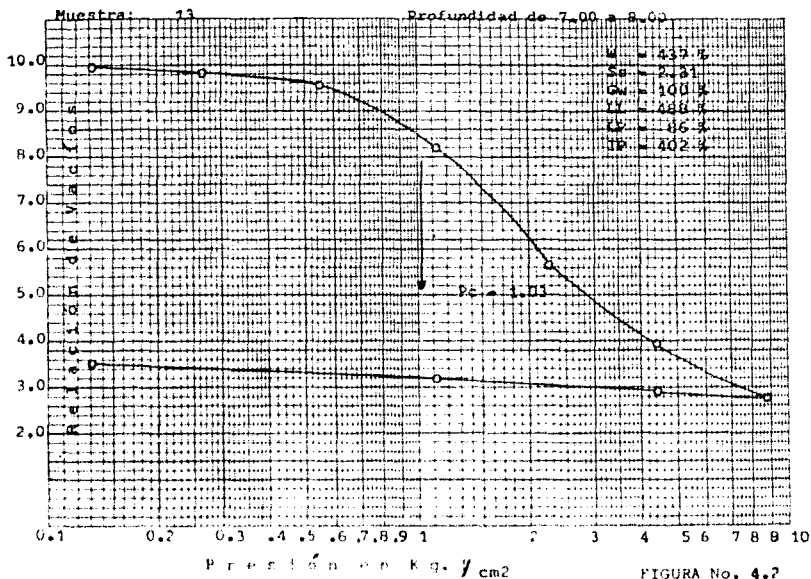
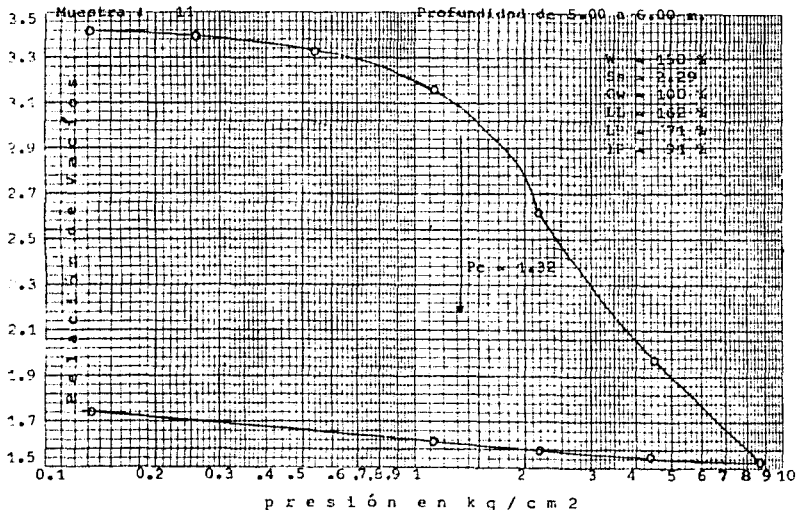


FIGURA No. 4.7

PRUEBA DE CONSOLIDACION

ESTUDIO : CIMENTACION PREPARATORIA No 2 U.N.A.M. SONDEO: 2

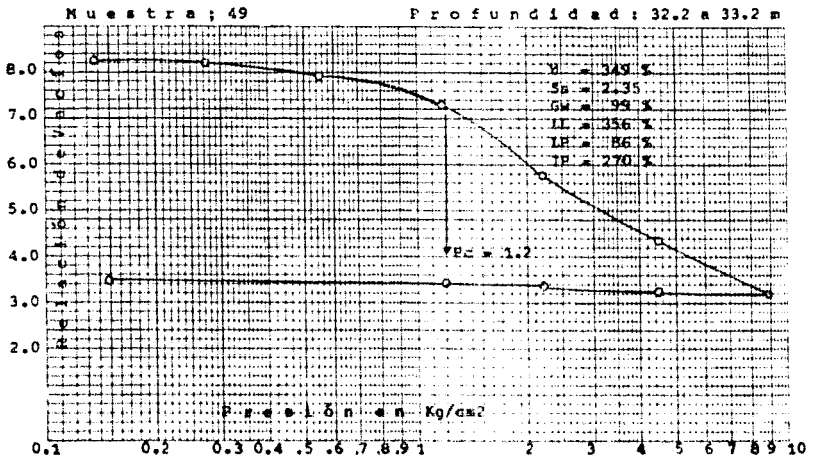
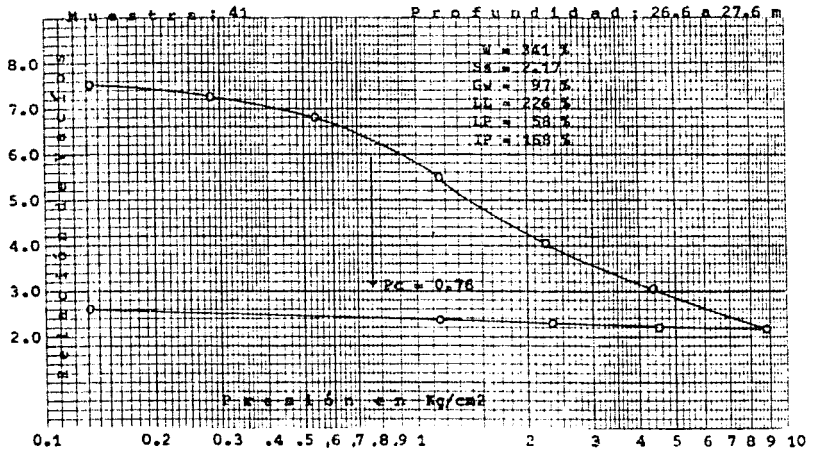
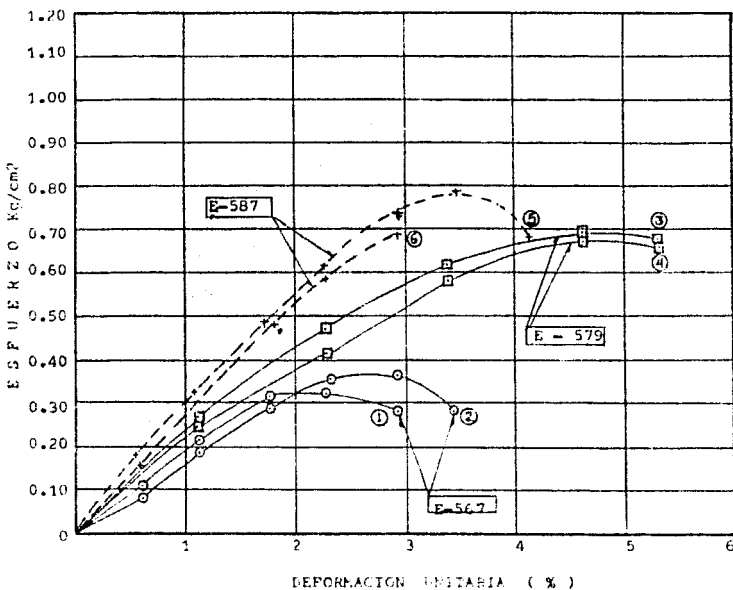


FIGURA No. 4.4

SONDEO 1

ENSAYE.	PROF. (m)	$\gamma_m(T/m^3)$	W %	L.P. %	LL %	Ss	Gw
567	26.20-27.20	1.128	473.0	54.5	454.0	2.26	99.0
579	26.60-27.60	1.135	417.1	58.0	226.0	2.17	97.0
587	32.20-33.20	1.990	286.0	86.0	356.0	2.35	99.0

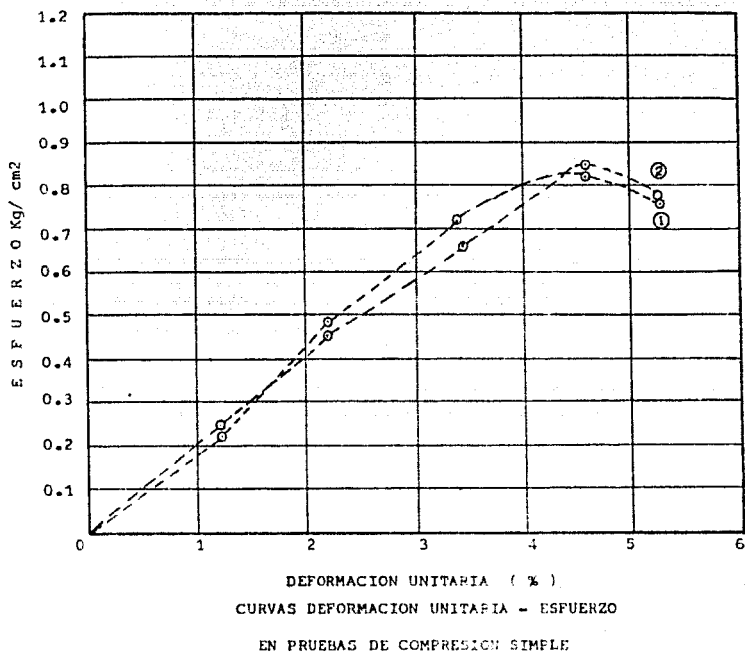


DEFORMACION UNITARIA (%)
 CURVAS DEFORMACION UNITARIA - ESFUERZO
 EN PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE

ESTUDIO DE CIMENTACION
 PREPARATORIA No. 2 UNAM
 AV. RIO DE CHUBUENCO MEXICO 6 D.F.

SONDEO 3

ENSAYE	PROF. (m)	γ_m (T/m ³)	W %	LL %	L.P. %	Ss	Gw
721	2.0 - 3.0	1.281	146.7				



ESTUDIO DE CIMENTACION
 PREPARATORIA No. 2 UNAM
 AV. RIO CHURUBUSCO MEXICO, R. F. M.

FIGURA No. 4.6

4.6 - ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

Analizando la información reunida en las etapas de exploración y de laboratorio, puede describirse la estratigrafía del subsuelo en la forma siguiente:

Superficialmente se encontró un relleno de aproximadamente 50 cm, constituido por cascajo, que funciona a manera de terracería para la circulación de vehículos. A continuación y hasta una profundidad de 3.00 m. aproximadamente, se aprecia un estrato de arcilla café obscuro, de alta compresibilidad, de poco firme a muy firme, clasificado dentro del SUCS como CH. ref. 4, cuya humedad natural varía de 50 a 100 %. El límite líquido es de 70 % y el límite plástico de 40 %, por lo que respecta a su resistencia en ensayos de compresión simple, se obtuvieron valores de 2 a 10 ton/m².

Subyaciendo al estrato anterior, aparece un estrato de arena pumítica y fósiles, a una profundidad variable entre 2 y 3 m. siendo de un espesor del orden de 50 cm.

A continuación apareció el primer manto compresible, con un espesor aproximado de 39.00 m. se encuentra constituido por una arcilla de alta compresibilidad, muy blanda a blanda, con algunos lentes de arena y fósiles. En los primeros 3.00 m de este estrato la humedad natural varía de 100 a 200 %, pero a continuación asciende a valores de 200 y 500 %. El límite líquido en los primeros 3.00 m. es del orden de 100 a 150 % y el límite plástico de 30 a 50.

En el resto del estrato se observa que el límite líquido alcanza valores de 100 hasta 500 %, mientras que el límite

plástico es del orden de 50 a 100 %. Las probetas ensayadas en compresión simple registraron resistencias de 2 a 6 ton/m² observándose que entre los 5 y los 10 m. de profundidad se registraron los valores más bajos.

La carga de preconsolidación calculada varía entre 9 y 12 ton/m², con relación de vacíos entre 8 y 12.

Los ensayos de consolidación unidimensional, ejecutados en probetas procedentes de este manto, indican que para el rango de presiones de trabajo en este proyecto se obtienen valores del coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v), del orden de 0.02 m²/ton. en promedio.

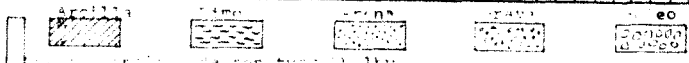
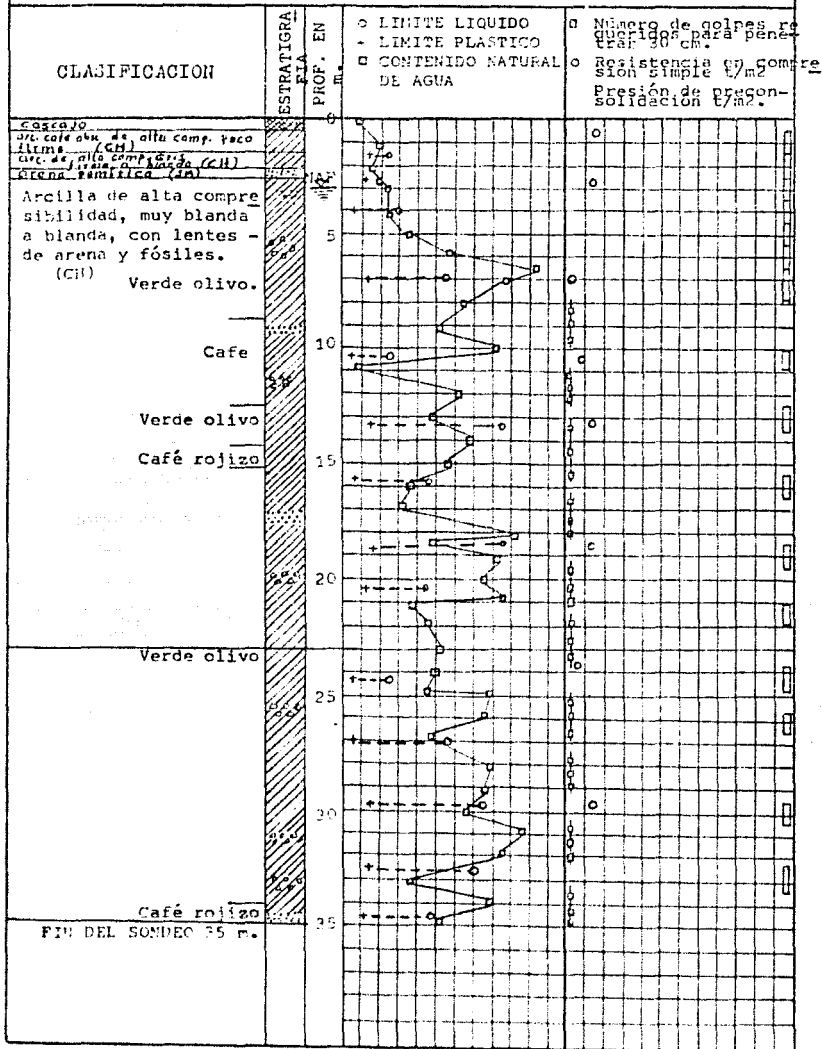
Continuando con la descripción de la estratigrafía, tenemos que a partir de los 42 m. se detectó la capa resistente con un espesor cercano a un metro, constituida por un limo arenoso, de baja compresibilidad, de color gris verdoso, duro clasificado dentro del SUCS como ML, ref. 4, que en la prueba de penetración estandar registró más de 50 golpes. El contenido natural de agua varía de 20 a 40 %; el límite líquido es de 50 % y el límite plástico de 30 %.

A continuación se detectó el segundo manto compresible, constituido por arcilla de alta compresibilidad, blanda a firme, de color verde olivo, con fósiles, clasificado dentro del SUCS como CH. ref. 4. El contenido natural de agua es del orden de 40 % al inicio del manto y aumenta con la profundidad, de tal manera que a los 46 m. en que fue suspendido el sondeo la humedad determinada es del orden de 150 %. En la determinación del límite líquido se observan valores de 60 a 120 %, en tanto que el límite plástico está entre 20 y 40 %. Por lo que respecta a la consistencia de este estrato en la prueba de penetración estandar se registraron 12 golpes en la parte superior, reduciéndose a 4 golpes en la última parte explorada.

Estudio: CIMENTACION PREPARATORIA No 2 U N A M

AV. RIO CHURUBUJCO

Sondeo: S - 2

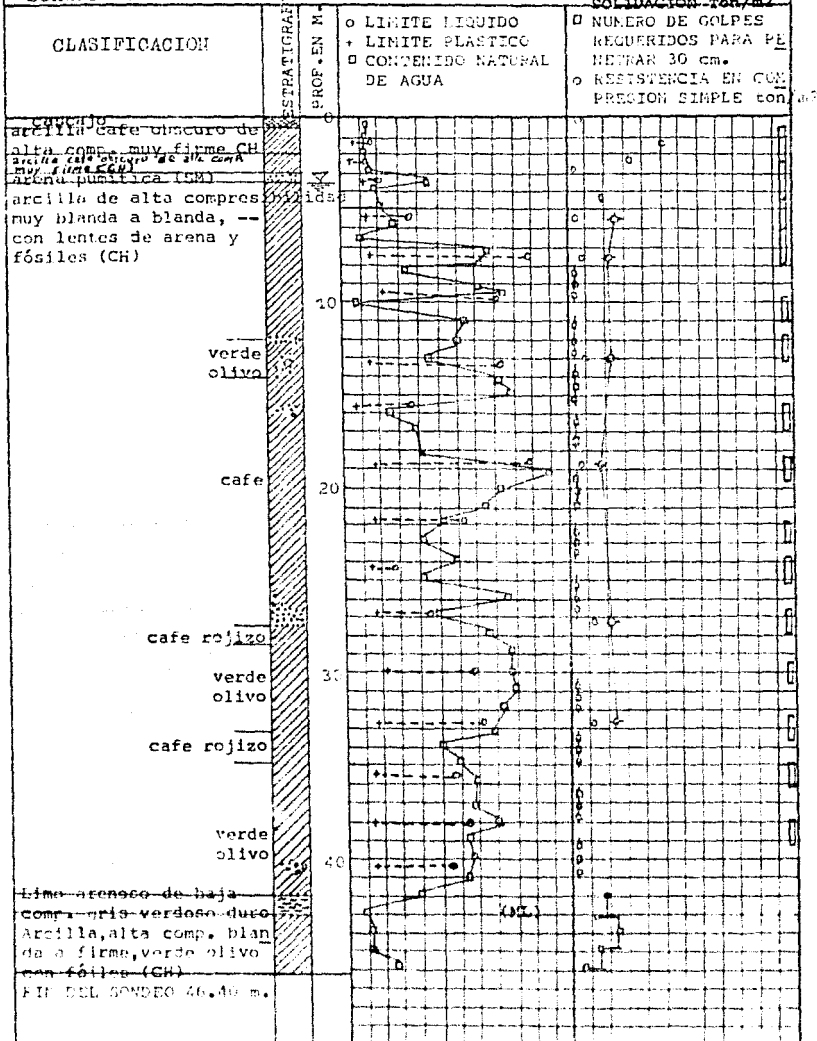


Estudio: CIMENTACION PREPARATORIA No 2 U N A M

AV. RIO CHURUBUSCO

Sondeo: S - 1

PREISION DE PRECON-SOLIDACION Ton/m²



4.7 - ANALISIS DE LA CIMENTACION

De acuerdo con los sondeos y ensayos de laboratorio efectuados, se pueden derivar las siguientes recomendaciones de carácter práctico:

No obstante que el área en estudio es relativamente extensa, no se aprecian diferencias importantes en las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen el subsuelo. Cuando menos, esto se aprecia al comparar los dos sondeos profundos efectuados distantes entre sí 90.00 m.

Dado lo extenso de las edificaciones, la alta compresibilidad de los depósitos y su gran espesor (42 m.) se infiere que el principal problema que deberá afrontarse para garantizar un correcto funcionamiento de las cimentaciones, está relacionado precisamente con el adecuado control de los hundimientos, limitando su magnitud a valores que, a nuestro juicio, no deberán exceder de unos 25 cm. de asentamiento total.

Según cálculos efectuados, el asentamiento total que puede ocurrir bajo el centro de cualquiera de las unidades en proyecto, bajo un incremento de presión de 1 ton/m², es del orden de 50 cm. Esto significa que en teoría no debiera permitirse un incremento de presión superior a 0.50 ton/m², en caso de utilizar una cimentación por contacto directo, la cual a nuestro juicio, es la indicada para el caso que nos ocupa, ya que dado el fuerte espesor de los mantos compresibles, no es lógico pensar en otro tipo de solución, como pudiera ser el empleo de pilotes de fricción, cuyo costo en

este caso resultará prohibitivo.

Tomando en cuenta lo expuesto en el inciso anterior así como las deformaciones de carácter elástico y por recompre---
 sión de la expansión del suelo, por efecto de la descarga ---
 producida durante las excavaciones, se considera que el dise-
 ño de las cimentaciones de las diversas edificaciones, correg-
 pondientes a las unidades de enseñanza, se llevarán a efecto
 siguiendo el principio de compensación de masas, de tal mane-
 ra que el incremento de presión aplicado al subsuelo resulte
 prácticamente nulo. Es decir, que el peso del material a ex-
 cavar sea aproximadamente igual al de la estructura por cons-
 truir.

Si tomamos en cuenta que el peso volumétrico representa-
 tivo del terreno (1.50 ton/m³), y los datos de carga que --
 fueron proporcionados, esta condición podrá lograrse con una
 excavación de aproximadamente 3.30 m. la cual podrá afinarse
 una vez que se precisen las cargas que actuarán al nivel de -
 cimentación, incluyendo el peso de la misma, según la tabla -
 que se presenta a continuación.

Presión trans- mitida, ton/m ²	profundidad de excavación, en m.
3.00	2.0
3.75	2.5
4.50	3.0
5.25	3.5

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

Para el diseño de los muros perimetrales deberá conside-
 rarse que el empuje horizontal de tierras seguirá un patrón -

triangular, siendo la presión nula en la superficie e incrementándose a razón de 1.2 ton/m², por metro de profundidad. - Es decir, que las presiones sobre el muro a las profundidades de 1, 2 y 3 m. serán respectivamente, de 1.2, 2.4 y 3.6 ton/m²

Se considera que si la cimentación se diseña de acuerdo con los lineamientos propuestos, los asentamientos totales no excederán de unos 20 cm. y los diferenciales de 10 y 3 cm. -- entre el centro y las orillas del eje mayor y menor, de cada unidad, respectivamente.

Se advierte que en los análisis de asentamientos, únicamente se tomaron en cuenta las sobrecargas debidas al peso de las diferentes estructuras. En caso de existir algunas áreas que deban terraplenarse, se recomienda tratar de evitar en lo posible dichos terraplenes, ya que su influencia en los hundimientos pueden ser muy importantes.

4.8 - METODO CONSTRUCTIVO

Adicionalmente a las recomendaciones del proyecto, formuladas en los incisos anteriores, deberán tomarse muy en cuenta los siguientes lineamientos durante la fase de construcción.

Con el fin de reducir a límites permisibles la expansión debida a la descarga del terreno por la excavación, se recomienda que esta se realice por partes, según módulos o unidades de excavación que no deberán exceder de 15 por 15 m., esto significa que podrá realizarse la excavación en todo lo ancho de las edificaciones, pero limitando su longitud a una dimensión análoga. Desde luego que podrán atacarse diversos frentes simultaneamente, con tal de que estos estén debidamente alternados, dejando áreas sin excavar de por medio, las cuales se llevarán a efecto una vez que la cimentación contigua vaya siendo concluida y de preferencia que gravite sobre ella parte de la carga del edificio, o bien, un cierto lastre

Aún cuando todo parece indicar que el fondo de la excavación podrá quedar al mismo nivel o ligeramente arriba que el freático, es pertinente prevenir el inconveniente que representa la presencia de agua encharcada en el fondo de la excavación, en la disminución sensible en la resistencia del suelo, por lo cual deberá evitarse que dichos encharcamientos ocurran, encauzando debidamente las posibles filtraciones

hacia pozos colectores, de donde serán bombeadas dichas aguas.

Se recomienda tomar las debidas precauciones para que la cimentación resulte lo más impermeable posible, en caso de -- que parte de ella resulte sumergida.

El talud de las excavaciones deberá aproximarse a 0.50 - horizontal por 1.0. vertical.

Finalmente se hace énfasis en la necesidad de llevar a -- cabo un cuidadoso control de nivelaciones con el fin de conocer con toda precisión el comportamiento real de las cimentaciones y poder decidir, en caso necesario, las medidas que -- eventualmente pudieran considerarse pertinentes. Dichas nivelaciones deberán efectuarse sobre puntos de control instalados previamente a las excavaciones y tendrán una periodicidad de 2 veces por semana desde el inicio de los trabajos hasta -- concluir la cimentación; a partir de entonces podrán espaciarse a cada mes, hasta completar dos años.

En la fig. 4.1, se presenta la ubicación del número mínimo de referencias que a nuestro juicio debieran colocarse.

4.9 - CONCLUSIONES

Para definir la cimentación más adecuada para las estructuras que forman la preparatoria No. 2, se efectuó el estudio de mecánica de suelos, consistiendo en la exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

El subsuelo del predio está formado por potentes depósitos de arcilla muy compresible, los cuales continúan por debajo de la máxima profundidad explorada, que fue de 46 m.

El tipo de cimentación que se consideró más conveniente es el de compensación del peso de la estructura, usando un cajón hueco formado por muros de contención y contratrabes, en áreas mayores a las de la estructura, la profundidad de desplante se hará de 1.80 m.

Aún cuando la cimentación queda por arriba del nivel freático, se recomienda la impermeabilización de los muros de contención para evitar filtraciones hacia los cajones.

Deberán instalarse referencias de nivelación para registrar los movimientos verticales de la estructura, siguiendo los lineamientos que se señalan en el capítulo anterior.

C A P I T U L O V

ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS DOS CIMENTACIONES

- 5.1 - Características de los predios
- 5.2 - Tipos de exploración
- 5.3 - Pruebas de laboratorio
- 5.4 - Columnas estratigráficas
- 5.5 - Procedimiento constructivo

5.1 - CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS

La distancia que separa a los dos centros educativos, -- Valle de Aragón e Iztacalco, es aproximadamente de 12 Km.

El primero se caracteriza por estar cerca del Lago de -- Texcoco y que debido a la impermeabilidad de sus capas, en -- épocas de lluvia suele ser una zona no drenada, dando por resultado la aparición de encharcamientos superficiales, debido a la escasa o casi nula urbanización. La zona no cuenta con -- estructuras de importancia que sirvan de referencia para predecir el comportamiento del subsuelo.

El subsuelo de Iztacalco, se localiza en una zona totalmente drenada, por lo que le da al terreno la apariencia de -- compacto, no es inundable, se encuentra totalmente urbanizado y lo rodean pocas estructuras de concreto.

El subsuelo de Aragón puede considerarse como parte del Lago de Texcoco ya que se mantienen separados por una serie -- de cortinas o bordos, en cambio el de Iztacalco que corresponde también a la zona del lago, ya ha sido secado en forma natural a través del tiempo o bien por medios artificiales, como lo es el abatimiento del nivel freático por medio de los -- pozos profundos, (planta de bombeo de Aculco).

5.2 - TIPOS DE EXPLORACION

La exploración de campo realizada en Valle de Aragón --- consistió en una serie de sondeos denominados:

SE-1 el cual alcanzó una profundidad de 40 m. en él se empleó la herramienta de penetración estandar.

SM-1 con igual profundidad y se empleó el sistema de hincado a presión de tubos de pared delgada de 4 pulgadas de --- diámetro (tubos Shelby) para obtener muestras inalteradas, -- alternando el procedimiento con el hincado a presión de tubo muestreador de dimensión estandar (herramienta de penetración estandar), obteniéndose muestras alteradas.

Diez sondeos complementarios, SC-1, SC-2, SC-10 En todos ellos se empleó unicamente el hincado a presión de - tubos de pared delgada, para obtener muestras inalteradas.

En el predio de Iztacalco la exploración consistió tam-- bién en sondeos en menor número que en Aragón ya que el pre-- dio es menor en extensión, dos sondeos profundos de 46 y 35 m y otros dos sondeos complementarios que alcanzaron una profun-- didad de 4 m. cada uno, en los sondeos profundos se siguió el procedimiento mixto de avance con hincado a presión de tubos de pared delgada de 4 pulgadas de diámetro, obteniendo mues-- tras inalteradas, el procedimiento fue alternado con el hin-- cado a presión de tubo muestreador de dimensión estandar para obtener muestras alteradas.

En los sondeos complementarios se utilizó el hincado a - presión de tubos de pared delgada para obtener muestras inal-- teradas.

5.3 - PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras extraídas del subsuelo del Centro Universitario de Aragón fueron sometidas a las siguientes pruebas o ensayos de laboratorio en especímenes inalterados: prueba de compresión no confinada (compresión simple) y pruebas de consolidación; además se determinó su clasificación dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el contenido de agua natural, el peso volumétrico húmedo y los límites de plasticidad.

En el sitio se determinó la resistencia a la penetración estándar y se recuperaron muestras representativas para clasificar los distintos tipos de suelos encontrados en el sondeo.

Las muestras extraídas del predio de Iztacalco se sometieron a las mismas pruebas de resistencia que las de Aragón y en ambos casos se obtuvo la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

En las pruebas de consolidación unidimensional se obtuvieron las características de compresibilidad y el valor del coeficiente de compresibilidad volumétrica, observándose que en ambos predios fue igual, del orden de 0.02 m²/ton en promedio. El valor de la carga de preconsolidación varía mucho entre uno y otro predio; esto se debe a la diferencia en la historia de cargas del subsuelo como ya se mencionó en los capítulos correspondientes.

5.4 - COLUMNAS ESTRATIGRAFICAS

La columna estratigráfica de Valle de Aragón se presenta como a continuación se describe:

Superficialmente y hasta los dos metros de profundidad - la arcilla se mezcla con materia orgánica de color gris obscuro, de los 2 a los 35 m. se detecta un estrato de arcilla - correspondiente a la formación arcillosa superior de igual -- color que la anterior, dentro de esta formación se localizan intercalaciones de arena limosa y capas de arena y de limo.

Subyacente al estrato anterior entre los 35 y 36 m. existe un estrato de arena limosa compacta, después de los 36 m. y hasta los 40 m. de exploración se encontró parte de la formación arcillosa inferior.

El subsuelo en Iztacalco presenta la siguiente columna - estratigráfica:

Superficialmente se encontró una capa aproximadamente de 0.50 m. de relleno, constituido por cascajo, en seguida, hasta los 3 m. de profundidad se aprecia un estrato de arcilla - café obscuro, seguido de un estrato de arcilla gris de aproximadamente 1.0 m. de espesor. En seguida se encuentra un estrato de arena pumítica y fósiles de un espesor del orden de --- 0.50m. A continuación apareció el primer manto compresible -- con espesor aproximado de 39 m. constituido con algunas lentes de arena y fósiles. A partir de los 42 m. se detectó la - capa resistente con un espesor de 1.0 m. de material limo arenoso de color gris obscuro, después se detectó el segundo manto compresible de arcilla verde olivo, con fósiles.

5.5 - PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Después de haber obtenido los resultados del estudio correspondiente a mecánica de suelos en cada uno de los conjuntos del presente estudio, vemos que las características del subsuelo corresponden todas ellas a un mismo tipo de terreno, en consecuencia resulta fácil entender que el procedimiento constructivo sea parecido en ambas unidades. Como vemos a continuación, las recomendaciones para obtener mejores resultados durante el procedimiento constructivo en los dos conjuntos coinciden los siguientes aspectos.

Las excavaciones solo varían en el área de trabajo debido a que estas son mayores en Aragón, es decir, las excavaciones serán ejecutadas por partes y en forma alternada para evitar expansiones elásticas, en Aragón las áreas a excavar son de 18 por 18 m. mientras que en Iztacalco las áreas se reducen a 15 por 15 m. abarcando en los dos casos el ancho total de la superficie de cimentación.

Los dos conjuntos requieren puntos de nivelación los que serán localizados en lugares fijos que sirvan de base para observar el comportamiento de las estructuras, durante y después de la construcción de la cimentación.

Otra característica en que coincide el procedimiento constructivo, es la impermeabilización de los muros de la cimentación a fin de evitar las filtraciones hacia los cajones.

El talud más recomendable para las excavaciones de los dos conjuntos es de .5 horizontal por 1.0 vertical.

Para abatir el nivel freático, en Aragón fué necesario la construcción de drenes, localizados al centro de cada tímpano, con filtro de grava y con pendiente hacia un cárcamo, lugar donde será concentrada el agua para ser achicada posteriormente.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES GENERALES

El presente capítulo resume los resultados de los estudios a que se refiere este trabajo, tomando en cuenta que únicamente nos hemos referido a suelos de la zona del Valle de México y en específico a suelos de la zona del lago, es decir suelos compresibles.

En primer lugar se tiene que toda la zona del lago está formada por material arcilloso de origen volcánico, la estratigrafía es muy regular aunque los estratos varían de espesor

Aún cuando sabemos que los dos estudios se encuentran distantes, aproximadamente 12 Km. entre sí, los dos corresponden a la zona del lago, la profundidad de las capas arcillosas es variable y el contenido de mineral arcilloso en cada una de estas capas es diferente, así mismo el nivel freático varía considerablemente debido al tiempo de secamiento entre uno y otro predio.

El terreno de Valle de Aragón puede considerarse virgen puesto que no existen rellenos ni abatimientos del nivel freático. En consecuencia el camino de acceso al predio, presentó grandes dificultades por la alta compresibilidad, para el mejoramiento del terreno se conformó una terracería con relleno de tezontle en espesores de más de un metro, la capa de arcilla en esta zona es mayor a los 40. m. y se encuentra totalmente saturada, en épocas de lluvias el nivel freático suele rebasar la superficie del terreno natural.

La cimentación del conjunto de edificios es por compensación parcial del peso total de las estructuras para poder dejar un incremento de presión vertical.

Debido a la falta de puntos fijos donde se pudieran localizar los bancos de nivel se hizo necesario la construcción de mojoneras de concreto para poder observar el comportamiento de las estructuras.

El predio de la preparatoria No. 2, tiene una capa de arcilla compresible mayor a los 46 m. sin embargo el terreno no se encuentra saturado y el nivel freático está a tres metros de profundidad, por lo tanto no se presentaron problemas de encharcamiento durante la excavación.

La cimentación que se escogió para estas estructuras fue la de compensación total del peso de la estructura por medio de cajones huecos.

Los bancos de nivel fueron localizados en postes de luz y en guarniciones.

HUNDIMIENTOS

En Valle de Aragón, se utilizó el procedimiento de compensación parcial, aceptando incrementos netos de presión de 0.7 ton/m² y de 0.5 ton/m², en los edificios de aulas y en la Unidad Académica, debido a la diferencia de áreas que existe entre ellos. Se determinó que en estos valores, los hundimientos tanto totales como diferenciales serían tolerables para las estructuras (véase el cap. III).

En la unidad de Iztacalco, el hundimiento total bajo el

centro de las unidades resulta del orden de 0.50 m., para un incremento neto de presión de 1.0 ton/m². Por esta razón, se decidió emplear una cimentación totalmente compensada, de --- tal manera que el peso del material a excavar fuera aproximadamente igual al de la estructura por construir.

La diferencia entre los dos estudios es pequeña, ya que los incrementos de presión en Valle de Aragón son bajos.

Las profundidades de excavación en ambos estudios son --- muy parecidos, tal como puede verse en la siguiente tabla.

Prof. de desplante en m.	Peso unitario medio de la estructura en ton/m ²	
	Valle de Aragón	Iztacalco
2.00	3.10	3.00
2.50	4.10	3.75
3.00	4.30	4.50
3.50	-	5.25

En esta tabla están consignadas las profundidades de --- desplante correspondientes a diferentes pesos unitarios medios de las estructuras, para los dos estudios.

CAPACIDAD DE CARGA POR RESISTENCIA AL CORTE

La capacidad de carga última por resistencia al corte del terreno resulta extraordinariamente baja en ambos estudios, 8 ton/m² en Valle de Aragón y 12 ton/m² en Iztacalco. Si se emplea el factor de seguridad de 3 como es usual en mecánica de suelos, la capacidad de carga admisible resulta obviamente también muy baja. Esto debe tomarse en cuenta -- muy especialmente en el caso de zapatas aisladas o corridas.

De lo anterior se concluye que, por lo que respecta al diseño de las dos cimentaciones, el tipo de las mismas (procedimiento de compensación), y profundidad de desplante son análogas en ambos casos.

Se determinó también que tanto los hundimientos totales como los diferenciales serían tolerables para las estructuras de Valle de Aragón y para las de Iztacalco.

A P E N D I C E

CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GENERALES DE LAS ARCILLAS

GEOLOGIA GENERAL DE LAS ARCILLAS

Las arcillas pueden producirse por diferentes procedimientos:

- 1) Hidrólisis e hidratación de un silicato (silicato alcalino + agua --- silicato aluminico hidratado + hidroxido alcalino).
- 2) Disolución de una caliza u otra roca que contenga impurezas arcillosas relativamente insolubles que quedan como -- residuos.
- 3) Acción de los agentes atmosféricos sobre los esquistos --- (rocas sedimentarias ricas en arcilla).
- 4) Sustitución de una roca por arcilla invasora y arrastre de los componentes de aquella en parte o en su totalidad por el agua.
- 5) Depósitos de arcilla arrastrada por agua en cavidades o -- venas.

La acción de los agentes atmosféricos y otros procesos -- afines pueden operar en todos los casos arriba indicados y -- evidentemente han predominado en la formación de la arcilla -- durante las épocas geológicas.

Algunos yacimientos, como los de la bentonita, representan una alteración en gran escala, posterior al depósito de --

capas estratificadas.

Los minerales del grupo de la montmorillonita se ha formado por descomposición superficial de rocas por los agentes atmosféricos. Por procesos hidrotermales a baja temperatura, por la alteración de polvo volcánico en capas estratificadas y por la acción de las aguas circulantes de origen desconocido a lo largo de fracturas y vetas.

CARACTERISTICAS

Las arcillas se caracterizan por su gran variedad de --- colores y por su textura extremada de grano fino.

En el caso de la montmorillonita el color es un carácter muy destacado de la pizarra y puede ser indicador de las condiciones ambientales. Las pizarras negras son generalmente -- ricas en materia orgánica y se han formado en aguas estanca-- das, como cuencas y lagunas marítimas cerradas por las barras en las que prevalecen condiciones reductoras y el oxígeno es escaso. Los colores verdes significan que hubo un ambiente -- reductor durante la depositación y la presencia de illita o - glauconita conteniendo hierro ferroso. Los colores grises indican un ambiente aerado donde el oxígeno llegó al fondo de las bacterias eliminando el exceso de desechos orgánicos. Finalmente la coloración roja indica condiciones fuertemente -- oxidantes en un ambiente continental con un contenido de hierro férrico.

El color de la bentonita es también variable, siendo --- quizá el más frecuente el amarillo o verde amarillento, otra de las características de la bentonita es que aumenta varias veces su volumen al hincharse en contacto con el agua y se --

contrae al secarse, muestra a menudo una serie de fracturas complicadas y características en forma de sierra.

PROPIEDADES

La arcilla tiene una exfoliación basal perfecta de brillo generalmente terroso mate, a menudo con diversos colores, debido a las impurezas. Generalmente untoso y plástico.

La propiedad principal que tiene la arcilla destinada a artículos cerámicos es la de ser fácilmente moldeable cuando húmeda y después de ser calentada y expulsada parte del agua combinada, la de convertirse en una sustancia dura y permanente.

La montmorillonita, es un mineral de la arcilla dominante en la bentonita que tiene propiedades muy variables como, aumentar de volumen varias veces cuando es sumergida en agua, pero también existe un tipo que se hincha poco o nada.

La arcilla se encoge notablemente al secarse, pero tiene suficiente cohesión para mantenerse junta hasta que se forman grietas que liberan la tensión. Cuando son mojadas de nuevo la arcilla se suaviza y se hincha en un lodo bastante homogéneo, las grietas pueden cerrarse y desaparecer.

La mayoría de las arcillas se vuelven plásticas cuando se mezclan en proporciones variables de agua. La plasticidad puede definirse como la capacidad del material para sufrir una deformación permanente en cualquier dirección sin romperse, sometido a un esfuerzo superior a su límite de elasticidad. Las propiedades que definen la plasticidad de una arcilla son el tipo de mineral de arcilla, el tamaño y forma de -

la partícula, la materia orgánica, las sales solubles y los iones absorbidos y la cantidad y tipo de minerales no arcillosos.

La plasticidad y la resistencia primaria están estrechamente relacionadas y son muy afectadas por las mismas variantes. La resistencia en seco depende de la proporción de partículas finas presentes, la forma de diversas partículas, el grado de hidratación de la fracción coloidal, el método de formación del material y la duración del secamiento.

La presencia de una pequeña cantidad de montmorillonita, que es de tamaño muy fino y altamente hidratada, incrementa la resistencia en seco.

Encogimiento - Encogimiento del secado y de cochura son propiedades importantes de la arcilla empleada en la fabricación de productos arcillosos. El encogimiento es la pérdida de volumen de una arcilla cuando se seca o cuando se cuece. El encogimiento del secado depende del contenido de agua, el carácter de los minerales de arcilla y el tamaño de partículas de los constituyentes. El encogimiento del secado es grande en la mayoría de las arcillas muy plásticas, y tienden a producir agrietamiento y torcedura.

El cuadro siguiente, tomado de Krumbin y Sloss (1957, pag. 195) ilustra las principales propiedades de las arcillas más importantes y su distribución. pag. 64.

PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS

	GRUPO DE LA CAOLINITA	GRUPO DE LA ILLITA	GRUPO DE LA CLORITA	GRUPO DE LA MONTMORILLO- NITA
TAMAÑO(micras)	4.0-0.3	0.3-0.1	0.3-0.1	0.2-0.02
CAMBIO IONICO	LIGERO	MODERADO	MODERADO	INTENSO
ABSORCION DE - AGUA	LIGERO	MODERADA	MODERADA	MUY INTENSA
IMPERMEABILIDAD	GRANDE	MODERADA	MODERADA	PEQUEÑA
PLASTICIDAD	POCA	MODERADA	MODERADA	GRANDE
DISTRIBUCION - DE SUELOS	PEDALFER- LATERISTA	PEDOCAL	IRREGULAR	PEDOCAL
DISTRIBUCION - EN SEDIMENTOS	COMUN	ABUNDANTE	COMUN	COMUN

CONCEPTO

ARCILLA (término petrográfico) está constituida por --- cierto número de minerales en proporciones variables. Arcilla se nombra a un material de grano fino, terroso que se hace -- plástico al ser mezclado con el agua.

Se ha informado sobre muchos minerales arcillosos comu-- nes que se han encontrado en los cuerpos hidrotermales que -- son de gran tamaño, 30 m. de diámetro, y estan compuestos --- esencialmente por un solo mineral de arcilla.

Los principales tipos de minerales arcillosos que se encuentran en los sedimentos son: illita, montmorillonita y caolinita, cada uno de los cuales puede resultar del intemperismo de muchos tipos de roca.

Aunque una arcilla puede estar formada por un único mineral, por lo general hay varios mezclados con otros minerales tales como feldespatos, cuarzo, carbonatos y micas.

El término lodo, se aplica a materiales argiláceos no consolidados, en general, mientras que el de la arcilla se aplica particularmente a aquellos que son de un grano fino uniforme, muchas arcillas son características plásticas y compuestas, en su mayor parte, de minerales arcillosos.

Los equivalentes consolidados de la arcilla y lodo son la lodolita y arcillita.

Bentonita - Este término se aplicó primeramente a una determinada arcilla plástica muy coloidal.

Investigaciones posteriores han demostrado que se ha formado in situ por alteración de las cenizas volcánicas; por esta razón el concepto de bentonit ha sido modificado por los Geólogos para designar los materiales arcillosos, coloidales y plásticos compuestos principalmente por minerales arcillosos de montmorillonita y productos de alteración de cenizas volcánicas in situ.

Caolinita - Deriva del caolín, que es una corrupción de la palabra China Kauling, que significa sellado alto, que es el nombre de una colina cerca de Jaucho Fa de donde se extrae este mineral.

En sí el término arcilla debe restringirse a los materiales que son plásticos cuando están húmedos.

CLASIFICACION

Las técnicas de rayos X han demostrado que están constituidas predominantemente, por un grupo de substancias cristalinas denominadas minerales de la arcilla, y que son en esencia, silicatos aluminicos hidratados. En algunos de ellos el aluminio está parcialmente substituído por magnesio o hierro y los alcalis y alcalinotérreos pueden estar presentes como - constituyentes esenciales.

Composición de los minerales arcillosos - Los recientes estudios de MILLOT (1949), GRIM, DIETZ y BRADLEY (1949), VAN HOUTEN (1953) y otros, sugieren que la composición de los minerales de arcilla dará una valiosa clave para el ambiente de depósitos de los sedimentos. La literatura sobre los minerales arcillosos, especialmente los de los suelos, es vasta y - en los años recientes se ha puesto considerable atención tanto en los depósitos de los sedimentos antiguos como en los recentes. El problema sin embargo, es complejo y apenas se ha iniciado la aplicación de esta técnica. El conocimiento actual ha sido resumido en forma efectiva por GRIM (1953).

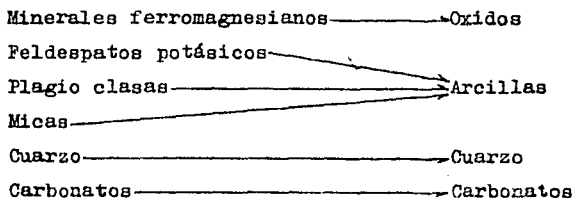
A continuación se presenta una tabla de tamaños de sue-- los arcillosos.

ESCALA DE TAMAÑO DE WENTWORTH
MODIFICADA

	Límite de las clases (mm)	
Limo grueso	1/16	
Limo mediano	1/32	
Limo fino	1/64	(aprox. 16 micrones)
Limo muy fino	1/128	(" 8 ")
Tamaño de arcilla gruesa	1/256	(" 4 ")
Tamaño de arcilla mediana	1/512	(" 2 ")
Tamaño de arcilla fina	1/1024	(" 1 micrón)
Tamaño de arcilla muy fina	1/2048	(" 1/2 ")
	1/4096	(" 1/4 ")

Muchos de los feldespatos están nublados por la descomposición de la arcilla, así formada está distribuida irregularmente a través de toda la roca. Algunos feldespatos pueden estar enturbiados por la alteración de la arcilla que hace difícil su determinación. Entre los minerales arcillosos relictos está la illita o mica hidratada. De los minerales autigénicos, los más abundantes en los sedimentos arcillosos, son la calsita y la dolomita, ópalo y calcedonia, piritita, glauconita, clorita e illita. Los dos últimos son productos de la alteración diagenética de arcillas detríticas.

ILUSTRACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE MINERALES Y
SUS RESPECTIVOS PRODUCTOS DE INTEMPERISMO



Al observar los productos del intemperismo químico en la figura anterior, resulta interesante ver que casi todos los minerales se transformarán en arcillas al intemperizarse.

Esto explica en parte la gran abundancia de este tipo de sedimentos en las rocas terrígenas y al mismo tiempo la mayor abundancia de las lutitas en la columna sedimentaria de la corteza terrestre, ya que estas rocas son en realidad arcillas consolidadas.

Las clasificaciones antiguas de las arcillas se han basado en el origen (criterio geológico), la composición química (punto de vista químico), o en los usos (clasificación tecnológica). Ries ha reunido clasificaciones típicas, en la primera clasificación encontramos arcillas residuales, lacustres glaciales, sedimentarias, etc. y con arreglo al criterio químico hay arcillas silíceas, arcillas ricas en alúmina, arcillas magnesíferas, etc.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Cornelius S. Hurlbut Jr.
Suelos Arcillosos "Manual de Mineralogía de Dana"
Editorial Reverte, S. A.
2a. Edición.
- 2.- Dumbar Carlos O., John Rodgers.
"Principios de Estratigrafía"
Editorial Continental S. A.
3a. Edición en inglés, 1958
- 3.- Howel Williams, Turner Francis J., Gilbert Charles M.
Petrografía "Introducción al estudio de las Rocas en
secciones delgadas". Editorial Continental S.A.
1a. Edición en Español, 1968
- 4.- Juárez Badillo, Rico Rodríguez.
Mecánica de Suelos.
Tomos I y II, Editorial Limusa.
- 5.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A. C.
"V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos"
México, 1970
- 6.- Marsal, R. J. y Graue R.
"El subsuelo del lago de Texcoco", Volumen Carrillo.
Publicación de la S. H. C. P.
México, D. F. Edición 1969.
- 7.- Marsal y Mazari.
"El Subsuelo de la Cd. de México".
U. N. A. M.
- 8.- Pearl Richard M.
Geología, Editorial Continental S. A.
1a. Edición, 1971
- 9.- Zeevaert Leonardo.
"Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions"
U. N. A. M.
- 10.- Charleston Santiago.
Sedimentología, Apuntes.