



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS DE DEFORMACIONES
EN SUELOS**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A N :
OLIVIA SANTA MARIA ESPINOZA
SERGIO VILLAR TORRES



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PREFACIO

En términos generales, esta tesis tiene como finalidad dar una idea de lo que sucede en el subsuelo al serle aplicada una carga diferente a la que anteriormente soportaba, es decir, a su propio peso. Dicha carga puede ser menor o mayor en su caso, dependiendo del tipo de cimentación que se requiera y el comportamiento que esta presentará en el futuro al funcionar el conjunto en sí, esto es, el edificio y la cimentación.

El arte de las cimentaciones tuvo su origen en la antigüedad. Apareció al acumularse la experiencia, pero sin ayudarse de la ciencia, hasta que a principios de la década de los veinte y gracias a un esfuerzo científico conjunto se empezaron a determinar las leyes físicas que rigen el comportamiento de los materiales del subsuelo en que se apoyan las cimentaciones. Este nuevo campo de la investigación, es conocido con el nombre de Geotecnia y permite conocer el comportamiento mecánico de los suelos, de los macizos rocosos, su combinación a fin de dominar el comportamiento mencionado y lograr que las obras de ingeniería que en ellas intervengan resulten económicas, seguras y funcionales simultáneamente.

CONTENIDO

Prefacio	4
Contenido	5
I INTRODUCCION	7
Hundimiento general del Valle de México	7
Arcillas de la Ciudad de México	16
II CAUSAS DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL	18
Peso propio	20
Recompresión al volver a cargar un terreno expandido	22
Saturación del terreno, que puede causar colapso o expansión	22
Sismo y vibración, cuando generan licuación y densificación	25
Fallas de techos de cavernas o minas	26
Contracción de arcillas por secado	27
Falta o pérdida de apoyo lateral	28
Erosión del suelo: socavación y tubificación	29
Extracción de agua: bombeo profundo de acuífe- ros o en construcciones cercanas	36
III DEFORMACIONES EN SUELOS	38
Compresibilidad de suelos	43
Expansión de suelos	47
Expansiones por descarga del terreno	50

Arcillas expansivas	51
Cimentaciones en suelos expansivos	56
IV DESPLAZAMIENTO DE ESTRUCTURAS DEBIDO A DEFORMACIONES DE LOS SUELOS	58
Zapatas	63
Cajón de cimentación	65
Pilotes	66
V EJEMPLO DE CALCULO DE DEFORMACIONES	73
Diagrama de esfuerzos totales y efectivos	83
Análisis de compensación (cajón de cimentación)	84
Capacidad de carga	87
Hundimientos	94
Expansiones	98
Análisis de compensación (pilotes)	102
Capacidad de carga	104
Hundimientos	112
Perfil estratigráfico	116
VI CONCLUSIONES	123
VII BIBLIOGRAFIA	126

I INTRODUCCION

HUNDIMIENTO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO

Antiguamente el Valle de México era una cuenca cerrada hasta 1789, año en que se abrió el tajo de Nochistongo.- Hacia el norte está limitado por las Sierras de Tepetzotlán, Tezontlalpan y Pachuca, al este por los llanos de Apan y la Sierra Nevada, al sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco, y al oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

La superficie total del Valle de México es del orden de 7,160 km², de los cuales 3,080 km² corresponden a zona francamente montañosa y 2,050 km² al fondo del Valle; las primeras tienen altitudes superiores a 200 m y las segundas se encuentran comprendidas dentro los 0 y 50 m; la altura más baja sobre el nivel del mar es de 2,240 m, aproximadamente.

Actualmente el Valle de México cuenta, además del tajo de Nochistongo, con dos túneles en Tequisquiác que lo comunican a la cuenca del río Moctezuma.

El Distrito Federal, cabecera política de la República Mexicana, ocupa una superficie de 1,480 km² en la región

suroeste del Valle, sobre la cual se levanta la Ciudad de México; parte está desplantada en las estribaciones de la Sierra de las Cruces y otra sobre el fondo del ex lago de Texcoco y a este hecho se deben los problemas de cimentación que en la Ciudad se presentan.

Todo el Valle de México se caracteriza en general por la muy intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado y según levantamientos efectuados han permitido subdividir el gran número de volcanes y depósitos del mismo origen en tres períodos distintos, los cuales son el Terciario Medio, el Plioceno y el Pleistoceno, de acuerdo con el orden de aparición estratigráfica y con el grado de erosión sufrida.

Los esfuerzos tectónicos que se ejercieron abrieron grietas por las que fluyeron lavas y se formaron grandes aparatos volcánicos. El contenido petrográfico de los materiales desplazados hacia la superficie es muy variado, encontrándose andesita basáltica, andesitas francas con anfíbolos y piroxenas, dacitas y lutitas.

La Sierra de Xochitepec, ubicada al oeste de Xochimilco y al pie del Ajusco, se compone enteramente de depósitos típicos del Terciario Medio. Afloramientos de esta especie aparecen en la parte inferior de las Sierras que limitan la cuenca al este y al oeste, así como también en el núcleo de la

Sierra de Guadalupe; se estima que su espesor es mayor de 1,500 m, siendo visible unos 800 m en las bases del Iztaccíhuatl y -- del Ajusco. Parece que la actividad volcánica decreció a fines del Mioceno y fue seguida por un período de erosión intensa que regularizó el relieve abrupto del terreno.

Tanto en la región de Pachuca como en la Sierra -- de Guadalupe, se inicia en el Plioceno una nueva etapa de actividad volcánica caracterizada por la emisión de grandes masas -- de lavas ácidas, dacíticas y riolíticas, localizadas hoy en la cima de las Sierras, particularmente en el Cerro del Chiquihuite; a continuación aparecen los derrames andesíticos de las Sierras Nevada y de las Cruces, cubiertos posteriormente por las -- lavas de la serie andesítica del Iztaccíhuatl y del Ajusco. También pertenecen a este grupo pliocénico, los restos visibles de volcanes compuestos de andesitas oscuras, como los cerros del -- Peñón de los Baños, El Tigre y las prominencias al sureste de -- la Sierra de Guadalupe.

Al extinguirse estos volcanes, la actividad se manifiesta en la parte septentrional de la cuenca, en donde notentes derrames de andesitas basálticas, del Plioceno Superior, interrumpen toda conexión directa con el norte, al mismo tiempo -- se producen fuertes emisiones de nubes ardientes, cuyos testigos son los depósitos de "piedra cantera" que aparecen rodeando al cerro de El Guajolote, al norte del Santuario de los Remedios.

Hacia el Plioceno Superior, en el que predominaba un clima semiárido, se depositan en los flancos poniente y oriente de la cuenca, extensos abanicos aluviales integrados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos, producto de la destrucción de los complejos volcánicos del Terciario Medio y Superior, denominado formación Tarango. La característica principal de la formación Tarango es la ausencia de lava.

El clima húmedo y frío y la formación de grandes glaciares en el Iztaccíhuatl y el Popocatepetl, causaron la destrucción de gran parte de los depósitos de la formación Tarango, labrando profundas barrancas y los dos valles principales que desaguan, por el sur, en el río Amacuzac. Uno de estos valles, el occidental, tenía sus cabeceras en Pachuca y pasaba por el lugar hoy ocupado por la Ciudad de México hasta llegar a Guernavaca, al oeste de la Sierra de El Tepozteco; el segundo, recorría el pie de la Sierra Nevada atravesando Chalco y Amecameca hasta alcanzar la cuenca del Alto Amacuzac en Cuautla.

Contemporáneamente se iniciaron las erupciones volcánicas en el norte de la cuenca que cubrieron los valles con gruesas capas de basalto y pómez. Poco a poco la actividad volcánica se desplazó hacia el sur y se crearon los cerros de la Estrella, Chiconautla y Chimalhuacán, hasta que sobrevinieron las efusiones lávicas del Chichinautzin, las cuales llegaron a tener un espesor de 2,000 m, que cerraron el drenaje ha-

cia el sur transformando el Valle de México en una cuenca cerrada. A consecuencia de esa obstrucción, los depósitos fluviales se acumularon en las barrancas rápidamente regularizando la topografía abrupta que se había generado por la erosión. A continuación ocurre una intensa depositación de cenizas volcánicas - transportadas por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de las regiones bajas, a este período se le llamó Tacubaya. Las últimas manifestaciones de vulcanismo son la del Xitle, al pie del Ajusco, que apareció hace 2400 años aproximadamente, y la erupción del Popocatepetl en 1920.

Parte de la Ciudad está asentada en las faldas de la serranía de las Cruces, formadas por terrenos compactos, arenolimosos con alto contenido de grava unas veces, y otras, por tobas pumíticas bien cementadas; al sur, actualmente urbanizado, se encuentra el derrame basáltico de El Pedregal, esta zona que por su altitud relativa se denominará Zona de Lomas, presenta condiciones generalmente favorables para cimentar estructuras, la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen arcillas compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin embargo debido a la explotación de minas de grava y arena, muchos predios están por encima de galerías a diferentes profundidades y su localización puede resultar difícil, porque muchas de ellas, a causa de derrumbes, están parcialmente tapadas. Otro problema que puede ser característico de esta zona, es la existencia de depósitos eólicos de

arena fina y uniforme, hacia el norte de la ciudad, particularmente en las laderas de la Sierra de Guadalupe.

Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, se presenta una Zona de Transición, en general, se tienen el forma superficial los depósitos arcillosos o limosos orgánicos cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresible, y de espesores variables intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, los cuales descansan sobre mantos de grava y arena.

Los problemas de capacidad de carga y asentamientos diferenciales pueden llegar a ser muy críticos, especialmente cuando se trata de construcciones extensas sometidas a condiciones de carga muy diferentes. Las fronteras interiores de la zona de transición, se han fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construída sobre el fondo del lago de Texcoco, que para distinguirlo, se le denominará Zone del Lago la cual exhibe los siguientes estratos principales:

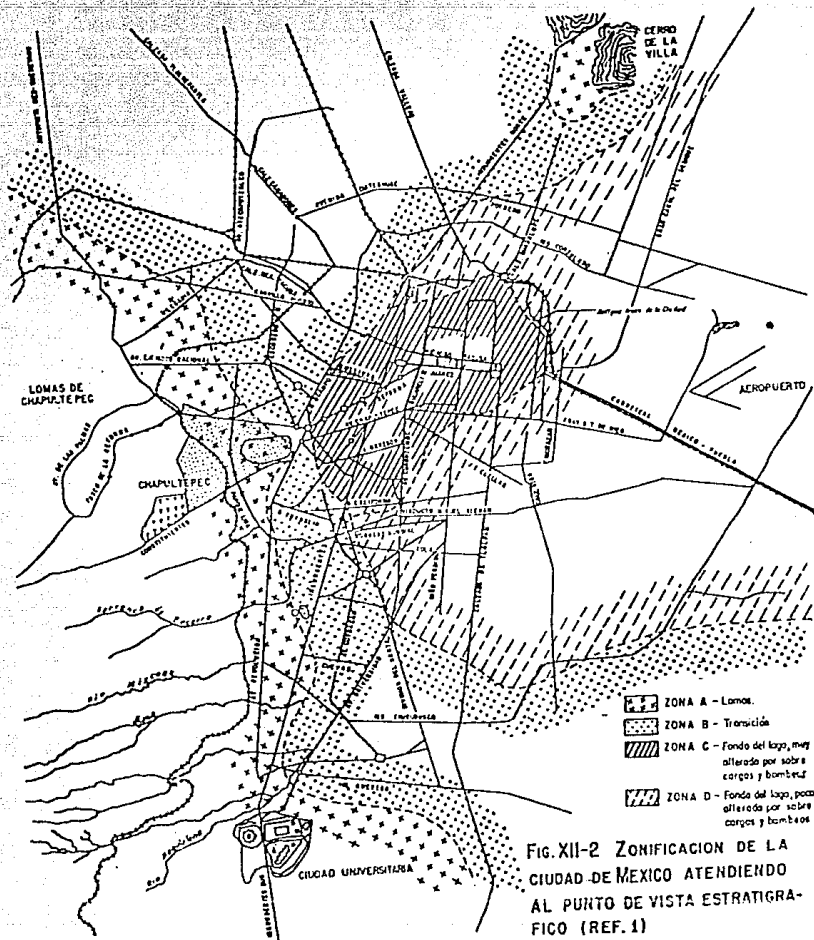
- 1.- Depósitos areno-arcillosos, con abundancia de restos arqueológicos, o bien depósitos areno-limosos, en algunas ocasiones es factible encontrar rellenos artificiales que en algunos puntos de la ciudad llegan a tener una profundidad de 10 m.
- 2.- Arcillas volcánicas que son altamente compresibles, de -

variados colores y consistencias comprendidas entre blanda y media, dichas arcillas tienen pequeñas capas o lentes de arena; su profundidad oscila entre los 15 y 32 m, en el centro de la ciudad.

- 3.- La primera capa dura, de unos 3 m de espesor, constituida por suelos arcillosos o limo-arenoso, compactos y rígidos, se encuentra a 33 m bajo la superficie, aproximadamente, en algunos puntos de la ciudad.
- 4.- Arcillas volcánicas de características semejantes a las de la formación superior, aunque más comprimidas y resistentes; tienen un espesor comprendido en los 4 y 14 m.
- 5.- Depósitos de arena y grava separados por estratos de limo o arcillas arenosas.

El corte estratigráfico antes mencionado es característico del área urbanizada, pero puede sufrir variaciones importantes. Entre las causas principales deben citarse a la historia de las cargas aplicadas en la superficie del terreno, principalmente, en la zona ocupada por los monumentos Aztecas y de la Colonia. Un caso excepcional es el del Palacio Nacional, en donde la formación arcillosa superior se ha comprimido al grado de medir un espesor de 20 m. Debido a esto se ha dividido la Zona del lago en:

- A) La antigua traza de la Ciudad.
- B) El área urbana que no ha experimentado cambios sensibles debido a que las cargas en la superficie han sido moderadas o nulas.



ARCILLAS DE LA CIUDAD DE
MEXICO

Los materiales que forman la corteza arcillosa del subsuelo se caracterizan por su extraordinaria compresibilidad. El espesor de la formación varía de 15 a 40 m en la zona más densamente poblada de la ciudad, no es sorprendente que cargas relativamente moderadas causen asentamientos totales que se cuentan por decenas de centímetros, y en algunos casos superan el metro.

Por esta razón, la determinación de las propiedades que permitan predecir los asentamientos o hundimientos de una construcción y su evolución con el transcurso del tiempo, es de gran importancia para el ingeniero que diseña cimentaciones en la ciudad.

El comportamiento de los depósitos lacustres de la ciudad es semejante al registrado en otras formaciones compresibles de origen marino o glacial.

En general las causas de preconsolidación de las arcillas resultan del mismo orden de magnitud que las presiones efectivas, las que a su vez, no siempre coinciden con los esfuerzos producidos por el peso propio del terreno. El bombeo de agua subterránea ha provocado fuertes pérdidas de presión en

los estratos inferiores, responsables del hundimiento general de la ciudad y de un aumento considerable en las cargas de pre-consolidación en las arcillas afectadas.

El Dr. Nabor Carrillo demostró que la pérdida de presión en el agua que satura a la corteza arcillosa, es la causa principal del hundimiento de la ciudad; así mismo existen otras dos causas también importantes. Una es la instalación de colectores y atarjeas del sistema que evacúa las aguas negras de la población; y la otra es la sobrecarga de la formación arcillosa del subsuelo con edificios y otro tipo de construcciones.

El análisis de la influencia de cargas superficiales, como edificios, rellenos para nivelación de calles, pavimentos y banquetas, etc., es sumamente complejo. Una idea de las sobrecargas pueden obtenerse de la altura media de los inmuebles y de la construcción.

El edificio usual desde la época hispana al siglo pasado, era de 2 y 3 pisos en la zona céntrica de la capital. De acuerdo con el Reglamento de Construcción en vigor, la presión máxima admisible en cimientos es de 5 ton/m^2 y es sabido que una sobrecarga de tal magnitud causa asentamientos muy importantes; de ahí la tendencia a reducirla por medio de la compensación total o parcial del peso del edificio con excavaciones o transfiriendo las cargas a estratos profundos mediante pilotes.

II CAUSAS DE DESPLAZAMIENTO

VERTICAL

Un diseño cuantitativo exitoso de cimentaciones - en condiciones difíciles del subsuelo, se basa en la mejor comprensión posible del comportamiento mecánico que presentan los suelos en el sitio, relacionado a su vez con las condiciones ambientales tales como los hundimientos del terreno y temblores fuertes. El conocimiento de las condiciones estratigráficas e hidrométricas del subsuelo, junto con propiedades bien determinadas de esfuerzo-deformación-tiempo y parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de especímenes inalterados del suelo, es vital para el diseño de cimentaciones.

La cimentación de una estructura, como todas las partes de ésta, debe tener una solución ingenieril, esto es, debe ser segura, económica y funcional; y para que sea segura, debe cumplir con:

- Ser segura contra fallas por resistencia al corte del suelo de apoyo.
- No causar deformaciones, emersiones o asentamientos de magnitud superior a la tolerable por la estructura y obras colindantes.
- Localizarse en forma tal que quede protegida contra la acción de agentes externos.

Estas tres condiciones deben de satisfacerse aun-

que sean independientes entre sí.

La mayoría de las fallas de cimentación se deben a asentamientos excesivos los cuales son provocados por el peso de las estructuras que soportan. Son menos frecuentes las fallas por resistencia al corte del suelo, ya que para llenar este requisito usualmente se aplican amplios márgenes de seguridad.

Las principales causas de asentamientos de estructuras son las que se enumeran a continuación:

- Peso propio.
- Recompresión al volver a cargar un terreno expandido.
- Saturación del terreno, que puede causar colapso o expansión.
- Sismo y vibración, cuando generan el fenómeno de licuación y densificación.
- Fallas en los techos de las cavernas o minas.
- Contracción de las arcillas a causa del secado .
- Falta o pérdida de apoyo lateral.
- Erosión del subsuelo: socavación y tubificación.
- Extracción de agua del subsuelo: bombeo profundo de acuíferos o en construcciones cercanas.
- Asentamientos de construcciones o sobre cargas vecinas.
- Acción química y degradación de materia orgánica.
- Remoldeo de arcillas.
- Hundimiento regional.

- Otras causas.

En ocasiones no es posible determinar la magnitud de la deformación e incluso es difícil predecir su posibilidad de ocurrencia y los posibles daños que pudiera ocasionar. A continuación se dará una breve descripción de algunos de los puntos anteriormente descritos.

PESO PROPIO

El reglamento de construcción del D.P., tiende a determinar las cargas que actúan en una estructura, que es desplantada en una zona determinada; para el diseño de dicha estructura es necesario considerar todas las acciones que se supone van a actuar sobre ella, durante su vida útil. Las acciones se pueden clasificar según la duración con que actúan sobre la estructura:

— a) Acciones permanentes

Son aquéllas que obran en forma continua sobre la estructura y tanto su localización como magnitud no se modifican con el tiempo. Entre las acciones permanente se pueden considerar:

- Carga muerta. Incluye el peso propio de la estructura así como el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todo aque-

llo que conserve una posición fija en la construcción.

- Empuje estático de tierras y líquido.

b) Acciones variables

- Carga viva. Se debe a la operación y uso de la construcción, incluye, todo aquello que no tenga una posición fija y definitiva dentro de la misma; entran así en la carga viva el peso y las cargas debidos a muebles, mercancías, equipos y personas.

- Efectos por cambios de temperatura y contracción.

- Efectos de operación de maquinaria y equipo, los cuales originan acciones dinámicas que merecen ser consideradas en algunos casos.

c) Acciones accidentales

Las acciones accidentales se caracterizan porque se desconoce el momento en el que van a actuar en la estructura y su intensidad puede ser superior a cualquier valor conocido. Entre las principales acciones accidentales se pueden mencionar a las siguientes:

- Efectos por sismo.

- Efectos por viento.

Se han mencionado las principales, sin embargo en algunos casos pueden ocurrir otro tipo de acciones accidentales, como explosiones, incendios, etc.

RECOMPRESION AL VOLVER A CARGAR UN TERRENO EXPANDIDO

Cuando se tiene una construcción sobre determinado tipo de terreno, al paso del tiempo éste sufre una consolidación; si posteriormente se decide demoler dicha construcción, - es decir, quitarle el peso que tenía, el terreno tiende a recuperar en parte su posición original por medio de una expansión.

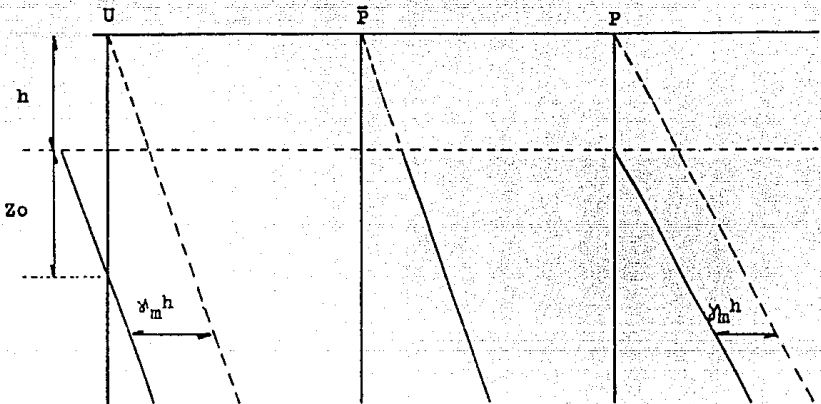
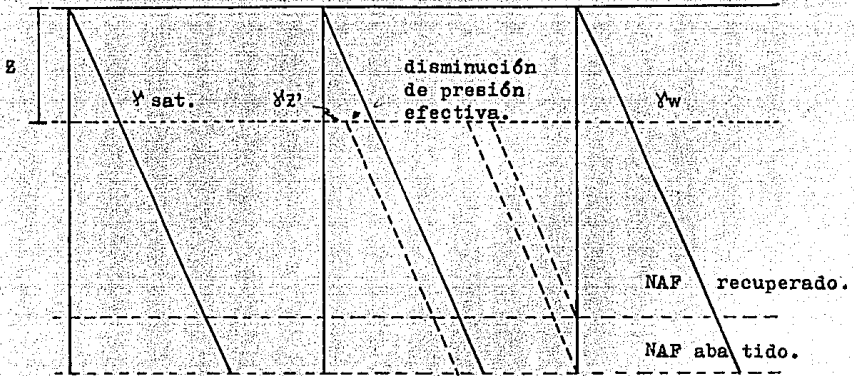
Por tanto si dicho terreno se vuelve a cargar por medio de una construcción, éste nuevamente se consolida presentándose de esta manera el fenómeno de la recompresión.

SATURACION DEL TERRENO, QUE PUEDE CAUSAR COLAPSO O EXPANSION

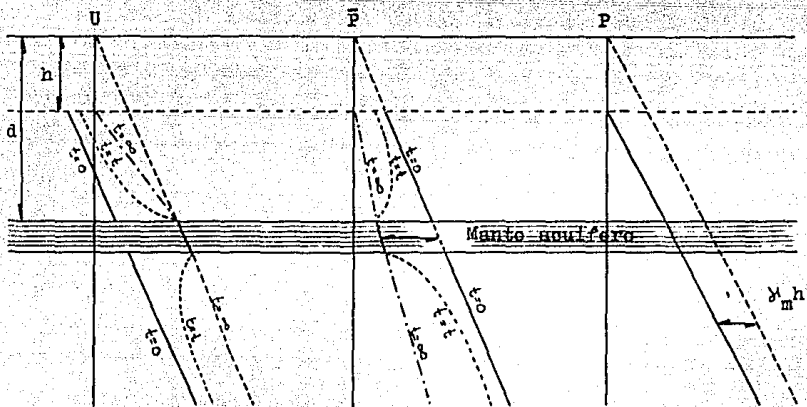
Al tener una excavación para la construcción de - un edificio, apoyado en la arcilla blanda de la Ciudad de México, y si se observan los diagramas de presiones de dos puntos, uno bajo la excavación y otro fuera de ella, se puede observar que a igualdad de profundidad existe una diferencia de presión la cual genera un gradiente hidráulico, "i", que a su vez produce una velocidad en el agua, lo que conduce al flujo de esta, - que va hacia la excavación.

De cualquier forma al producirse una expansión, - disminuye la presión efectiva entre los sólidos del suelo y consecuentemente la resistencia del mismo. La expansión hace que - disminuya la resistencia del suelo, es decir, éste se hace más deformable, más blando y como consecuencia de ello se traduce - en posteriores hundimientos.

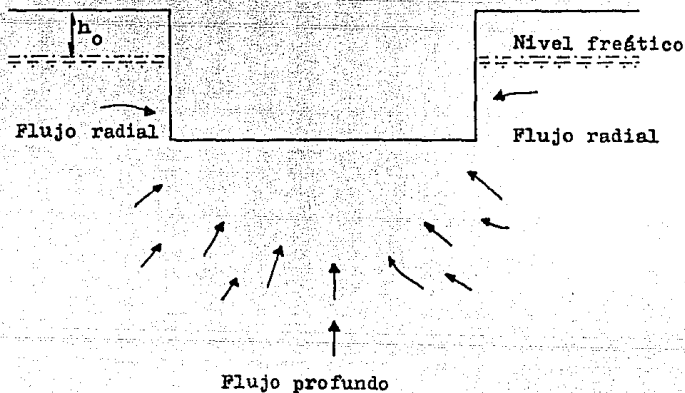
NAP original.



Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.



Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.



Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

SISMO Y VIBRACION, CUANDO GENERAN LICUACION Y DENSIFICACION

El conocimiento del comportamiento dinámico de los suelos es muy importante en zonas subyacidas por depósitos de materiales de alta compresibilidad. La información obtenida del comportamiento sísmico se aplica al diseño dinámico de cimentaciones; dicha información es :

- a) Período de vibración del depósito del suelo
- b) Amplitud de los desplazamientos sísmicos en la masa del subsuelo
- c) Amplitud del esfuerzo cortante inducido en los sedimentos del subsuelo
- e) Espectro de diseño sísmico.

Las estructuras desplazadas en suelos granulares, en particular las arenas de baja compacidad, son susceptibles a sufrir asentamientos por vibración. Esta produce una disminución en la relación de vacíos por el reacomodo de las partículas y puede ser causada por el funcionamiento de maquinaria, tráfico, hincado de pilotes, explosiones y sismo.

Por otra parte el fenómeno de licuación ocurre en ciertos suelos en estado suelto, al tender a disminuir el volumen cuando son sometidos a esfuerzos cortantes: esto es, si el agua que constituye la fase líquida no es expulsada con la debida rapidez, la presión de poro no se disipa y por tanto la resistencia al corte se reduce, llegándose a producir de esta

manera el fenómeno de licuación, caracterizado por los asentamientos súbitos comúnmente de consecuencias catastróficas.

Los suelos susceptibles de licuarse son aquellos en los que los contactos entre los granos son comparativamente escasos, lo que propicia que se pierdan casi totalmente durante el flujo propiamente dicho. Consecuentemente el fenómeno de licuación afecta a los suelos sedimentarios naturales o a los depósitos artificiales que son los que presentan aquel tipo de estructura; el tamaño de sus granos, su uniformidad y la baja velocidad de sedimentación, son todos los factores que se conjugan para formar estructuras muy sueltas. Los materiales en que ha ocurrido el fenómeno son las arcillas saturadas muy sencillas, las arenas secas sueltas y las arenas saturadas, sobre todo las de baja compacidad.

FALLAS DE TECHOS DE CAVERNAS O MINAS

Este problema se presenta generalmente en la zona de lomas y se debe principalmente a la explotación de minas de grava y arena, las cuales con el paso del tiempo han sido tapadas y rellenadas en algunas partes con material arenoso suelto a causa de derrumbes; por dicha razón es un verdadero problema localizar las galerías que se encuentran a diferentes profundidades y sobre las cuales se encuentran construcciones.

CONTRACCION DE ARCILLAS POR SECADO

Si se tiene un trozo de arcilla saturado, se puede aplicar la fórmula de los suelos saturados:

$$\Delta P = \Delta \bar{P} + U$$

$$\text{si } z = 0 \Rightarrow \Delta P = 0$$

$$\therefore \Delta \bar{P} = -U$$

dándole una interpretación física al resultado obtenido, es el que los sólidos trabajan a compresión y el agua trabaja a tensión; tomando el mismo esfuerzo que los sólidos pero de signo contrario. Dicho fenómeno se forma en la superficie del terreno ya que la arcilla en contacto con el agua y el aire empieza a formar tubos capilares, los cuales producen meniscos, y a través de estos sube el agua a tensión.

En terrenos arcillosos expuestos a una fuerte evaporación superficial, es frecuente la aparición de grietas de gran longitud y profundidad. En el Valle de México las características típicas de la región propician tales agrietamientos, que afectan a las construcciones aisladas, fuera de la zona urbanizada, y también en muchas obras de ingeniería que se realizan con diversos fines en terrenos fuera de la ciudad.

Se ha observado sistemáticamente que las grietas aparecen al inicio de la época de lluvias, independientemente de la duración de la época de secas; la profundidad de estas llega mucho más abajo que el nivel freático; todo esto se debe a que cuando la lluvia forma una delgada lámina de agua sobre

el suelo, las tensiones en el agua tienden a disiparse y, por - tanto, las correspondientes compresiones en la fase sólida se - rebajan y, de hecho, pueden llegar a convertirse en tensiones - bajo circunstancias especiales previas al esfuerzo; estas ten- siones son las que producen las grietas.

FALTA O PERDIDA DE APOYO LATERAL

Si se realiza una excavación cerca de una estruc- tura determinada, esta tiende a moverse hacia abajo porque las paredes de la excavación presentan un bufamiento, perdiendo la verticalidad, y como consecuencia de ello se presenta un asenta miento de la estructura. Dicho bufamiento se presenta por falta de apoyo en las paredes que circundan la excavación. Generalmente en las obras se emplea el ademe para garantizar la estabili- dad de las paredes, y este, es de madera o de una combinación - de elementos de madera y acero, y solamente en casos hasta cier to punto excepcionales se justifica construirlos totalmente de acero.

En una excavación de arcilla saturada se observa que al terminar de excavar la plantilla de la misma queda húme- da pero el suelo no pierde su estructura; al transcurrir el --- tiempo, el nivel freático dentro de la excavación trata de recu perarse y como consecuencia de ello el suelo experimenta una ex pansión.

Por otra parte la falla de fondo de la excavación

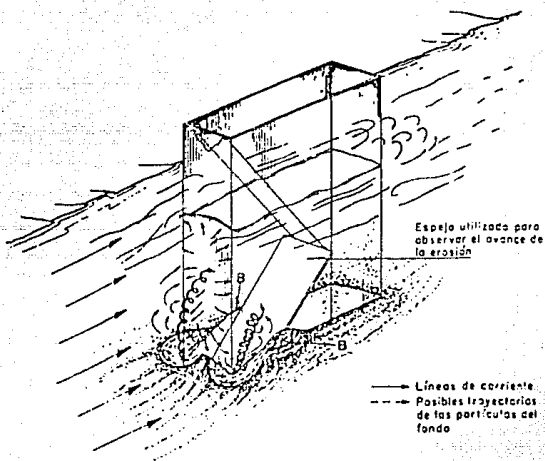
es la más frecuente y peligrosa en excavaciones abiertas en arcillas; en este tipo de fallas ocurre un asentamiento del terreno vecino, acompañado del levantamiento general del fondo de la excavación; lo que sucede es que el material vecino fluye hacia el centro de la excavación, que se levanta correspondientemente.

Las excavaciones para fines de cimentación se realizan lo suficientemente rápidas como para que sean despreciables los cambios de presión neutral dentro de la arcilla, por lo que todos los análisis pueden hacerse con datos provenientes de pruebas triaxiales rápidas.

EROSION DEL SUBSUELO: SOCAVACION Y TUBIFICACION

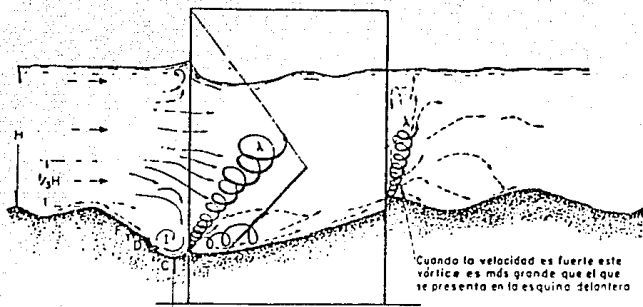
La socavación es un fenómeno que depende de diferentes factores, tales como la configuración geológica y topográfica, así como de las características hidráulicas; consiste en el arrastre de material debido al flujo de agua que existe en la zona.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar la excavación total y las características de ese fenómeno son de fundamental importancia para el diseño de cimentaciones poco profundas, en el caso de puentes y aún de otras estructuras construidas en zonas inundables. Innumerables fallas de puentes han ocurrido cuando la profundidad de desplante de las pilas ha quedado arriba del nivel alcanzado por la socavación normal, más la adicional imputada por los obstáculos que la cimentación representa.



Estado inicial de socavación. En una pila rectangular se inicia en las esquinas debido a dos vórtices de eje vertical que allí se presentan



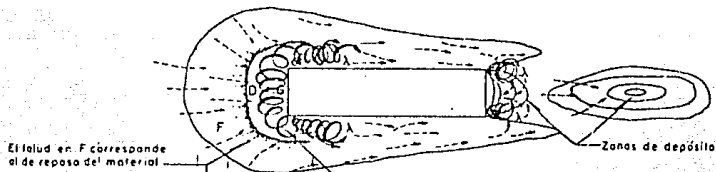


En la zona D se juntan las partículas que vienen de direcciones opuestas. Los granos ahí depositados periódicamente resbalan hasta C.

Lugar en que se produce la sacavación máxima

(λ) Vórtices de eje vertical

— Líneas de corriente
 - - - Posibles trayectorias de las partículas del fondo



Vórtice de eje horizontal

El talud en F corresponde al de reposa del material

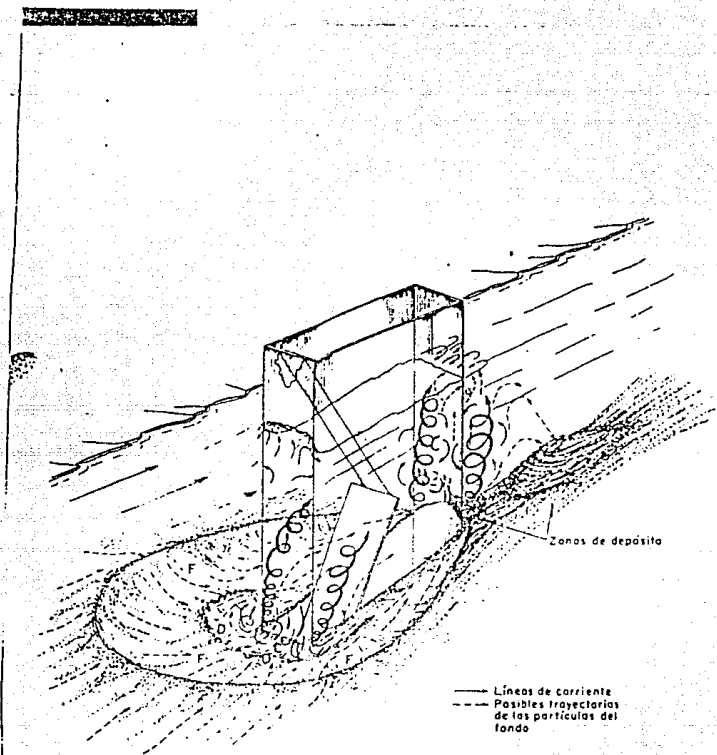
Zonas de depósito

as

— Líneas de corriente
 - - - Trayectorias de las partículas

Derrumbes F periódicos

b) Trayectorias posibles de las partículas

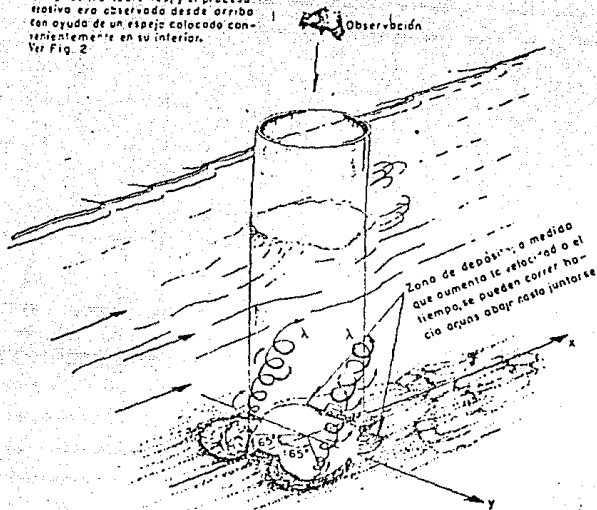


Cuando el fondo es plano y todavía no hay arrastre se forman aguas abajo de la pila dos brazos simétricos de ondulaciones, los cuales se han esquematizado en la Figura 3, de la pila circular.

Estado avanzado de socavación

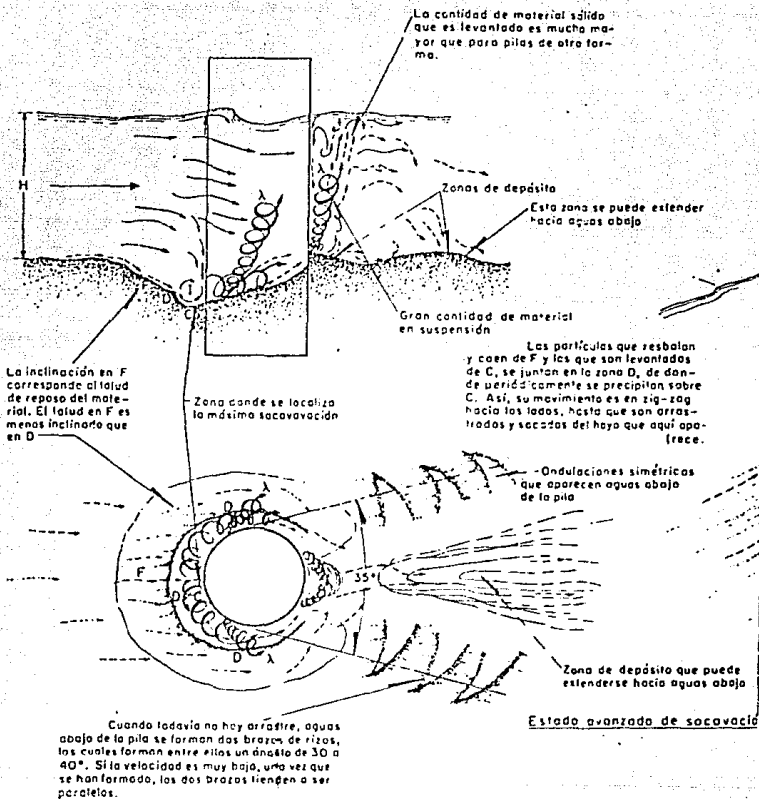
Fig. A₅-1 Socavación en pilas rectangulares

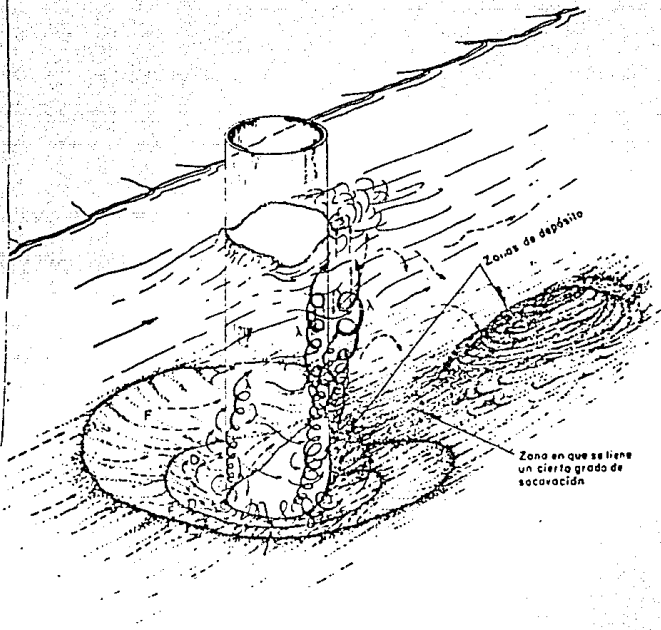
Todos los ensayos se realizaron con pilas transparentes; y el proceso erosivo era observado desde arriba con ayuda de un espejo colocado convenientemente en su interior. Ver Fig. 2.



Estado inicial de socavación

Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a 65° a cada lado respecto a la dirección del flujo (eje x). Los vértices que ahí se presentan, se conservan hasta obtener la erosión máxima.





- Líneas de corriente
- - - - Posibles trayectorias de las partículas
- λ Vértice en eje vertical

Fig. A₇-2 Socavación en pilas circulares

PALEA DE LA GEN.

EXTRACCION DE AGUA DEL SUBSUELO: BOMBEO PROFUNDO DE ACUIFEROS O EN CONSTRUCCIONES CERCANAS

La causa principal del hundimiento de la Ciudad de México es producida principalmente por la extracción de agua del subsuelo, ya que por la altura a la que se encuentra situada es verdaderamente problemático abastecerla en su totalidad y entonces se pensó en solucionar este problema obteniéndola del subsuelo, lo cual ha traído graves consecuencias.

Al perforar un pozo para la extracción de agua, se provoca un flujo en los acuíferos hacia ese pozo y naturalmente, al haber un flujo de agua, existe una pérdida de carga.

Si el suelo es compresible y se disminuye la presión neutral a una profundidad dada, los esfuerzos intergranulares, en ese plano, tienden a aumentar y por lo tanto se inicia un proceso de consolidación. De ahí que al disminuir la presión neutral equivale a sobrecargar el suelo en la misma magnitud.

Este es precisamente el caso de la Ciudad de México, cuyo subsuelo, a excepción del relleno artificial, superficial, todos los materiales se encuentran saturados de agua. Aquí cabe hacer hincapié en la existencia del abatimiento de presión en el agua no manifiesta de inmediato el hundimiento, sino que este se manifiesta a largo plazo.

Para el diseño de una cimentación es muy importante el conocimiento mecánico de las formaciones naturales, es decir de su mecánica, o sea es el conocimiento de sus esfuerzos,

sus deformaciones y viceversa.

Se puede pensar que el problema fundamental que se presenta al colocar el edificio sobre el suelo de apoyo, es el que este último se deforme, y el edificio se hunda, para evitar esto se debe descubrir la causa del hundimiento y esta es, los esfuerzos que aparecen en el suelo de apoyo, con esta idea se podría decir que la solución es muy sencilla de plantear y es el impedir que se produzcan los esfuerzos y para ello se debe pensar en generar con el edificio en el suelo de apoyo, esfuerzos iguales a los que tiene el suelo sin el edificio.

III DEFORMACIONES EN SUELOS

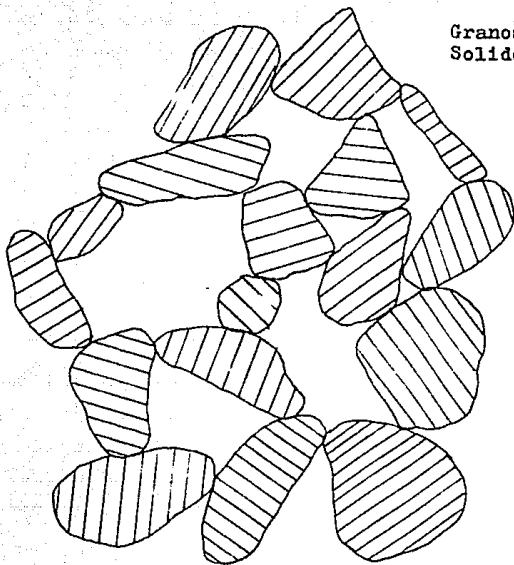
La forma de las partículas minerales de un suelo es de primordial importancia en su comportamiento mecánico. De esta manera, en los granos gruesos del suelo las fuerzas de gravitación predominan notablemente sobre cualesquiera otras que pudieran ejercerse entre las partículas; por ello todos los suelos formados por partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos finos, como consecuencia de la forma de sus minerales y de su tamaño, se ejercen fuerzas diferentes a las gravitatorias; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso alcanza va lores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales.

En la superficie de cada partícula existe carga eléctrica negativa, por lo menos en sus partes planas y la intensidad de dicha carga depende de la composición y estructuración del mismo.

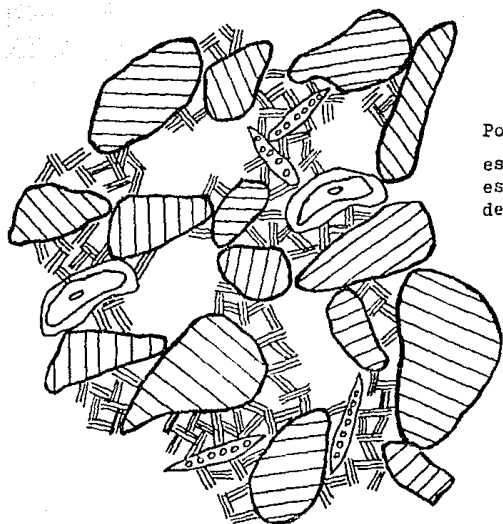
Se denomina estructura de un suelo al arreglo o -disposición que adopten las partículas minerales y juega un papel muy importante en su comportamiento, especialmente en lo -- que se refiere a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

**Granos
Solidos**



**Poros con Agua
Gravitacional**





Poros del
esqueleto
estructural
del suelo

Poros microscópicos
en la arcilla



Minerales de arcilla y coloides



Limo y arena muy fina



Conchas microscópicas y diatomeas

Las arcillas son partículas de suelos finos cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y con sus átomos dispuestos en forma laminar; se puede decir que hay dos tipos de tales láminas, uno de ellos del tipo silíceo y otro del tipo aluminico.

La lámina del tipo silíceo se encuentra formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno arreglándose el conjunto en forma de tetraedro. La unión entre cada dos tetraedros se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno.

Ahora bien, de acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar básicamente en tres grupos, que son:

a) Caolinitas

Las arcillas caoliníticas están formadas por una lámina silíceo y una lámina aluminica superpuestas y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua.

b) Montmorilonitas

Se forman por la superposición de una lámina aluminica en

tre dos láminas silíceas, pero con una unión débil entre sus -
retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su estruc-
tura con facilidad. Estas arcillas en contacto con el agua su-
fren fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas.

c) Iltas

Son producto de la hidratación de las micas y que presen-
tan un arreglo reticular similar al de las montmorilonitas, pe-
ro con la tendencia de formar grumos, por la presencia de iones
de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua y por lo tan
to no son tan expansivas como las arcillas montmoriloníticas.

En general, las arcillas presentan marcada cohe-
sión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una -
carga en su superficie, estando saturadas, se comprimen lenta-
mente. Otra característica interesante, desde el punto de vista
de la construcción, es que la resistencia perdida por el remol-
deo se recupera parcialmente con el tiempo.

Ya se han descrito anteriormente la estructura de
los suelos arcillosos, ahora se procederá a tratar de definir
la naturaleza de la deformación del suelo.

El tipo más habitual de deformación es de natura-
leza elástica o plástica en las inmediaciones del punto de con-
tacto. La fractura y aplastamiento de las partículas puede ser
importante en ciertos casos. Estas deformaciones producen un au

mento en el área de contacto entre las partículas, permitiendo así la aproximación de sus centros.

La deformación general de una masa de suelo será, en parte, el resultado de las deformaciones individuales y, en parte, la consecuencia del deslizamiento relativo entre partículas; por lo tanto, se define que la deformación de una masa de suelo viene controlada por las interacciones entre partículas individuales, especialmente por el deslizamiento entre las mismas.

El proceso de deformación de las arcillas bajo cargas llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también porque éstos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha.

COMPRESIBILIDAD DE SUELOS

Toda masa de suelo al someterla a un incremento de carga se comprime y deforma, pudiendo ocurrir la deformación a corto o a largo plazo, o bien, bajo ambas condiciones.

La deformación a corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga (se denomina deformación o asentamiento elástico inmediato). La deformación a largo plazo es debida a la acción de cargas de larga du-

ración que producen la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose dos componentes: consolidación primaria y consolidación secundaria.

La consolidación primaria consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo; esta transmisión - va acompañada de una disminución volumétrica y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de - las fronteras permeables del estrato. Se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi, el cual empleó un modelo reológico para la representación del fenómeno y en donde todo - el tiempo rige: $\Delta P = \Delta \bar{P} + U$.

La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos una vez que ha ocurrido la consolidación primaria, debido a que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de reacondo de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso podría durar muchos años.

Cuando se carga un terreno no saturado, los esfuerzos se transmiten instantáneamente a los granos y la deformación es casi inmediata. Puede estimarse que el suelo se comporta como un medio pseudo elástico.

En un medio completamente saturado tras una carga rápida, el agua recoge todo el esfuerzo, pero inmediatamente se pone en movimiento de acuerdo con la ley de Darcy y en la transmisión de cargas, los granos sustituyen progresivamente al agua que circula a una velocidad que es función de la permeabilidad del medio. Al cabo de un cierto tiempo todas las cargas se -- transmiten directamente grano a grano, volviendo a tomar el agua intersticial en cada punto la presión inicial que existía -- antes de la puesta en carga del medio. Se dice entonces que el medio está consolidado bajo la acción de fuerzas exteriores, ya consideradas.

El equilibrio final de un medio saturado se produce al cabo de un tiempo que puede variar desde algunos segundos o minutos en medios arenosos o de gravas muy permeables, a varios años o decenas de años en arcillas poco permeables.

Es preciso insistir en un punto muy importante: -- la variación de volumen de los granos de arcilla es prácticamente un problema de flujo de agua y, por consiguiente, toda la -- disminución del volumen de una muestra de arcilla saturada sólo es alcanzable mediante la expulsión de agua; esto pone claramente en evidencia la estrecha relación que existe entre la compresibilidad y la permeabilidad en este tipo de suelo.

La expresión general del asentamiento debido al --

peso aplicado de una cimentación es:

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_p + \Delta H_s$$

donde:

ΔH_t , asentamiento total

ΔH_e , asentamiento elástico

ΔH_p , asentamiento por consolidación primaria

ΔH_s , asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo del tipo y de las características del suelo, inherentes o adquiridas, uno o dos de estos asentamientos es más importante que los restantes. Así, en arenas, gravas y boleos el asentamiento elástico es preponderante.

$$\Delta H_t = \Delta H_e$$

En suelos arcillosos saturados la componente más importante es la de la consolidación primaria, siguiendo la deformación elástica:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e = \Delta H_p$$

donde:

ΔH_e , es despreciable

$$\Delta H_t = \Delta H_p$$

En suelos tales como arcillas muy blandas, orgá-

nicos, micáceos y turbas, la deformación es:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_s$$

En arcillas duras y en rocas, excepto rocas fracturadas con grietas rellenas de arcilla, rige la deformación elástica:

$$\Delta H_t = \Delta H_e$$

Por tanto, se puede concluir que el proceso de consolidación es la disminución de volumen, que tiene lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir en sólo dirección vertical; ésta es la consolidación unidireccional o unidimensional.

EXPANSION DE SUELOS

El fenómeno de expansión de los suelos se manifiesta en un aumento de volumen del suelo, debido a que este aumenta su contenido de humedad, lo que provoca una disminución de los esfuerzos efectivos a que está sujeto. Dicha disminución de esfuerzos efectivos se traduce en un aumento de volumen del suelo.

Un suelo puede aumentar su contenido de agua o de humedad por procesos naturales (lluvias), o artificiales (riego, proximidad de embalses, tuberías rotas), o por un proceso de tremo-ósmosis, en el que hay una transferencia de humedad de una zona caliente a una zona de temperatura inferior debajo de la estructura.

Se ha definido a los suelos expansivos como aquellos materiales arcillosos que presentan hinchamientos grandes al incrementarse su contenido de humedad y contracciones al disminuir éste. Para explicar el fenómeno de expansión en los suelos existen dos tipos de interpretación: una mecánica y otra electroquímica. En la primera se establece que un suelo desecado está en realidad fuertemente comprimido por tensiones capilares; la absorción del agua alivia esas tensiones y se produce el hinchamiento, es un fenómeno típico de descarga.

La segunda establece que los suelos expansivos generalmente contienen una alta proporción de montmorilonita, con cantidades menores de otros minerales arcillosos como ilita, -- caolinita, etc. Cada uno de esos minerales tiene una carga eléctrica, cuyo signo e intensidad crea cierta separación entre partículas de arcilla.

La variación de la carga eléctrica inducida por diversos factores físicos y químicos, alteran la separación entre partículas, produciéndose efectos de cambio de volumen que

podieran ser de expansión o contracción.

En el fenómeno de expansión se suponen dos efectos, uno de forma reversible, ocasionado por el ciclo hidrológico y otro irreversible, que ocurre a largo plazo. En la época de lluvias, se presentan hinchamientos al humedecerse el suelo; gran parte de este hinchamiento se pierde en la época de sequía al perder humedad el suelo y ocurrir asentamientos por ese hecho (fenómeno reversible). El hinchamiento que permanece en el suelo es lo que da lugar a la parte irreversible del fenómeno.

En la práctica los suelos arcillosos más expansivos son los que muestran características de plasticidad, rigidez cerca del límite plástico y una gran resistencia en estado seco. Las expansiones más severas ocurren cuando una arcilla -- que se encuentra en un estado relativamente seco se llega a saturar. Por ello es conveniente establecer correlaciones entre -- el porcentaje de expansión con el contenido inicial de agua, la posición relativa del nivel freático, la carga exterior, el peso volumétrico seco, potencial de succión del suelo y por último las propiedades índice (rigidez en el límite plástico, resistencia en estado seco y plasticidad).

En este tipo de suelos la costra superficial es -- la más susceptible a sufrir cambios volumétricos importantes -- por las correspondientes variaciones en su grado de saturación,

las que a su vez se deben a diferentes factores:

- 1.- Disminución en la humedad del suelo ocasionada por las altas temperaturas de la zona.
- 2.- La intensidad y frecuencia de las lluvias en la región.
- 3.- Espesor del estrato de suelo expansivo.
- 4.- La profundidad y variación del nivel freático.
- 5.- La condición inicial de esfuerzos sobre la masa de suelo.

EXPANSIONES POR DESCARGA DEL TERRENO

En cimentaciones compensadas que requieren de excavación del terreno para alojarlos interesa conocer las expansiones producidas por la descarga del mismo.

Las expansiones pueden ser de dos tipos: a corto plazo y a largo plazo.

- Expansiones a corto plazo

También se denominan elásticas y ocurren inmediatamente a medida que se excava el terreno. Tienen importancia - debido a que pueden ocasionar daños a construcciones vecinas - por desplazamientos escendentes diferenciales, y a la propia es tructura al cargar con su peso al terreno expandido. Su orden - de magnitud permitirá establecer las etapas de excavación y los

procedimientos que las limiten a valores mínimos tolerables.

Para fines prácticos se acepta que la magnitud de los asentamientos por recompresión es del mismo orden que las expansiones experimentadas por el terreno.

- Expansiones a largo plazo

Este fenómeno es el inverso de la consolidación; implica incrementos en la relación de vacíos y contenido de agua, debidos a la acción de una descarga de larga duración de un terreno de baja compresibilidad.

Las expansiones a largo plazo en suelos arcillosos, ocurren a continuación de las elásticas, cuando una excavación ha permanecido abierta un período de tiempo muy largo, o bien, en cimentaciones sobrecompensadas en las que el peso del suelo excavado es mayor que el peso de la construcción, siendo la carga de sobrecompensación la responsable de estas expansiones.

En la mayoría de las obras se recurre a varios artificios para reducir las expansiones a un valor tolerable, como la utilización de lastre, empleo de anclaje o pilotes trabajando a tensión, reduciendo la profundidad de desplante.

ARCILLAS EXPANSIVAS

Como su nombre lo indica, las arcillas expansivas

son aquellos que son susceptibles a sufrir un apreciable aumento de volumen durante la vida útil de una estructura.

Las características de expansividad guardan estrecha relación con la compresibilidad, pudiéndose hacer la afirmación de que las arcillas más expansivas en descarga son también fuertemente compresibles en el proceso de carga de la rama virgen de su curva de compresibilidad. La disminución de los esfuerzos efectivos es uno de los factores que lleva a provocar la expansión, siempre que exista la posibilidad de que el suelo tome agua y transcurra el tiempo necesario para que el fenómeno se desarrolle; existen, sin embargo otros factores, que influyen en la expansividad de las arcillas, aún cuando no varíen las cargas superficiales o aún que aumenten.

Como en el caso de la compresibilidad, se ha encontrado que la expansibilidad depende del tipo de mineral de arcilla que la componga y que esa expansibilidad aumenta en el orden de caolinita, ilita y montmorilonita. Los cationes de absorción juegan un papel muy importante en la expansibilidad (como en la compresibilidad). El Li^+ y el Na^+ son los cationes que producen la expansibilidad mayor, mientras que el Fe^{+++} es de los que producen la expansibilidad menor.

Un caso frecuente en la práctica en donde se tienen problemas involucrados a arcillas expansivas es el de las -

construcciones de mantos superficiales de arcilla que han estado sujetos a períodos largos de evaporación, y como consecuencia el agua cerca de la superficie trabaja a tensión, induciéndose un flujo ascendente. Suponiendo que de no existir la evaporación y el nivel de saturación coincidiera con la superficie del terreno, el efecto de la evaporación hace que en una cierta profundidad, la distribución de presiones no sea la hidrostática sino la correspondiente a un flujo ascendente y que la magnitud de los esfuerzos en el agua sea de tensión.

Si con las condiciones anteriores se construye una estructura, el efecto sobre la arcilla localizada bajo la obra, en el área ocupada por la misma, es el suprimir prácticamente la evaporación. Esto hace que, con el tiempo, el flujo ascendente tiende a resistir las presiones normales correspondientes al caso de no tener evaporación. La anterior provoca que las presiones efectivas disminuyan fuertemente con la consiguiente expansión del material bajo el área cargada.

Esta expansión producirá levantamientos en la edificación, que serán mayores en la zona central de área cargada y menores en la periferia; y en todo esto se ha supuesto que la altura potencial de la ascensión capilar del suelo es mayor que la profundidad del nivel freático bajo la superficie del área cargada.

Las expansiones y compresiones en los ciclos anuales de humedecimiento y de secado pueden causar graves problemas y daños apreciables en las estructuras que se construyan sobre él, llegándose a presentar el fenómeno de fatiga; especialmente en las zapatas y losas poco profundas que son susceptibles a esos cambios.

La magnitud de esas expansiones depende de las cargas actuantes y es obvio que aquéllas serán mayores cuanto menores sean éstas. Por lo general, los levantamientos debidos a expansiones son causa de problemas más serios que los asentamientos convencionales, debido a que son más difíciles de corregir una vez que han ocurrido. A continuación se presentará una tabla en donde se presenta el criterio propuesto por Holtz y Gibbs (Bureau of Reclamation), para la identificación de arcillas expansivas.

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 Kg/cm ²	Límite de contracción	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que una micra
	%	%	%	%
Muy Alto	>30	<10	>32	>37
Alto	20-30	6-12	23-45	18-37
Medio	10-20	8-18	12-34	12-27
Bajo	<10	>13	<20	<17

Entre los métodos más populares y exitosos que se han empleado para reducir a un mínimo los problemas de expansiones, en estructuras ligeras, se pueden mencionar los siguientes:

- 1.- Pueden sobreexcavarse las secciones por excavar y rellenar el espacio generado con material granular en una cantidad suficiente como para impedir la expansión por el peso del relleno.
- 2.- Pueden tomarse precauciones para impedir la variación del contenido de agua en el terreno de soporte. Para ello se han usado, especialmente en canales y estructuras similares, recubrimientos plásticos y asfálticos entre las losas de concreto y el terreno, juntas flexibles impermeables, etc.
- 3.- Puede tratarse al suelo con algún procedimiento que lo haga menos expansivo. El método más general consiste en remoldear el suelo hasta una cierta profundidad y volverlo a colocar compactado a mayor humedad que la original y con un peso volumétrico menor que el que tenía antes en el lugar; el suelo resulta así menos expansivo.

Otros procedimientos comunes para restar expansividad al suelo consiste en la adición de cal o cemento en la proporción conveniente.

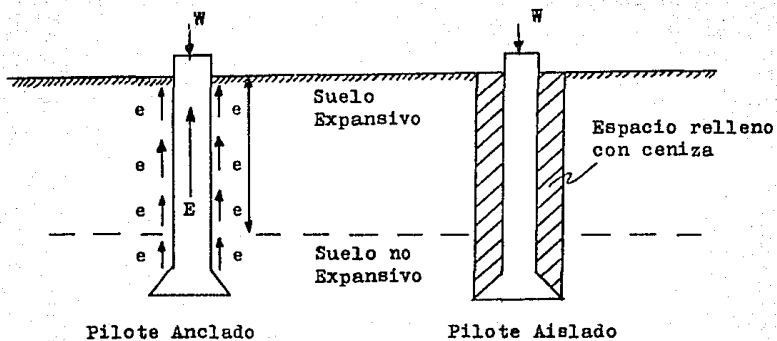
CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS

A continuación se describirán algunas soluciones para cimentar en suelos expansivos:

- Estructura aislada en el suelo-

La solución de este tipo comprende soportes con pilas o pilotes llevados hasta un nivel no expansivo, o anclados de modo que puedan resistir los esfuerzos de expansión.

Los pilotes se llevan hasta un nivel inferior a la zona expansiva y son colados IN SITU. Si se cuelan contra las paredes de la perforación, será necesario anclarlos en la zona no expansiva por medio de una campana, además de reforzarlo adecuadamente para que resista los esfuerzos a que estará sometido por el empuje ascendente del suelo. Se pueden construir también de tal manera que el pilote y las paredes de la perforación quede un espacio vacío que puede ser relleno con ceniza o con otro material compresible; en este caso la campana tiene por objeto repartir la carga del pilote. Como en esta alternativa no se proporciona ningún soporte contra las fuerzas horizontales, será necesario colocar pilotes inclinados en las extremidades de las estructuras para contrarrestar el efecto de dichas fuerzas.



Para este tipo de soluciones es necesario construir el piso de planta baja como una placa separada de la superficie del suelo; con el fin de evitar daños al piso de planta baja se deja un colchón de aire para que este circule libremente.

IV DESPLAZAMIENTO DE ESTRUCTURAS DEBIDO A DEFORMACIONES DE LOS SUELOS

Las referencias históricas relativas a la construcción de la Ciudad de México durante la época de la Colonia, muestran que se tropezó con serias dificultades para cimentar edificios pesados; actualmente varias de esas construcciones exhiben fuertes desplomes debido a excentricidades de cargas y a la clásica deformación de las estructuras alargadas y flexibles.

La construcción del Palacio de las Bellas Artes y el Monumento a la Independencia marcaron nuevos horizontes, al comenzar el presente siglo, ya que se ensayaron el uso de una losa aperaltada como basamento del primero y pilotes de madera en el segundo caso. Posteriormente sobrevino un auge en la construcción de inmuebles y se erigen edificios altos, unos piloteados y otros cimentados por compensación, sobre cajones rígidos de concreto. Las limitaciones impuestas por las características del suelo a las excavaciones de gran profundidad y de comportamiento anormal de estructuras piloteadas, debido fundamentalmente al hundimiento general, propiciaron la combinación de estos dos tipos de cimentación en las modernas estructuras pesadas.

El análisis de la influencia de cargas superficiales, como edificios, rellenos para nivelación de calles, pavi-

mentos y banquetas, es extraordinariamente complejo y una idea aproximada de la sobrecarga puede obtenerse de la altura media de los inmuebles y del tipo de construcción. El edificio usual desde la época hispana al siglo pasado, era de 2 y 3 pisos en la zona céntrica de la capital. De acuerdo con el Reglamento de Construcción en vigor, la presión máxima admisible de cimientos es de 5 ton/m^2 y es sabido que una sobrecarga de tal magnitud - causa asentamientos muy importantes; de ahí la tendencia a reducirla compensando total o parcialmente el peso del edificio - con excavaciones o transfiriendo las cargas a estratos resistentes mediante pilotes.

En un principio se suponía que las expansiones - que se producen al abrir una excavación eran reguladas por una ley inversa a la de consolidación, salvo la deformación inicial que se consideraba despreciable comparada con la total. El -- agrietamiento del fondo y de los taludes así como también los - asentamientos observados en edificios totalmente compensados, - demuestran que esta idea era totalmente errónea y que se requería medir las expansiones.

Se comprobó que las expansiones iniciales son muy importantes, dependiendo su magnitud:

- 1.- De la posición del punto observado respecto al perímetro de la excavación.

2.- De la profundidad.

3.- Y de las dimensiones de la planta.

Se han registrado expansiones totales máximas de 55 cm en el centro y mínimas de 20 cm cerca de los taludes en excavaciones de 18 m de ancho por 60 m de longitud y 6 m de profundidad; corresponden a valores de expansiones iniciales entre 30% y 70% la expansión total. Una vez terminada la excavación y ocurrida la expansión inicial, la evolución del fenómeno es similar a una curva de consolidación.

Es indudable que uno de los factores importantes a tomarse en cuenta, es la acción de las fuerzas de filtración en la masa del suelo cuando se establece el flujo de agua hacia el fondo de la excavación, por el abatimiento del nivel freático. En la Ciudad de México se han medido gradientes de 2, lo que corresponde a fuerzas de volumen de 2 ton/m^3 , de magnitud suficiente para reducir para reducir el agrietamiento observado en el fondo de la excavación; la expansión diferencial en la zona próxima a los taludes produce el agrietamiento de éstos generalmente en una línea paralela a la corona y ubicada a la mitad de la altura.

Para reducir a un mínimo los efectos de la descarga, se han usado varios procedimientos:

- 1.- Construcción de las cimentaciones con excavación parcial en el área, formando zanjas y celdas de superficie reducida.
- 2.- Bombeo bajo el fondo de la excavación, abatiendo el nivel freático antes de empezar los trabajos, con objeto de que la red de flujo no tenga una disposición desfavorable.
- 3.- Aplicación de electro-ósmosis con fines similares al anterior.

El abatimiento del nivel freático por medio del bombeo en un número suficiente de pozos estratégicamente localizados en el predio ha dado excelentes resultados, permitiendo construir cimentaciones a cielo abierto sin mayores restricciones.

En la zona virgen del lago, lo probable es que la excavación se ejecute en suelos cohesivos, mientras que en la parte céntrica de la ciudad, donde ha sido necesario nivelar la superficie con rellenos artificiales, predominan los materiales friccionantes.

Cabe hacer notar cual es la diferencia entre un suelo friccionante y un suelo cohesivo, de esta manera, si la magnitud de rapidez de aplicación de los esfuerzos en la masa de suelos saturados es mayor a aquella con la que fluye el agua

del suelo, el comportamiento del mismo será cohesivo, si sucede lo contrario, el comportamiento mecánico del suelo saturado será friccionante.

Dadas las condiciones de cimentación muy especiales de la ciudad, y la influencia que las fallas tienen en el comportamiento de las construcciones, es necesario conocer con todo detalle la estratigrafía del terreno y la correspondiente variación de la resistencia al esfuerzo cortante.

Como generalmente las cargas que transmite la superestructura son mayores que las que puede soportar el terreno sin deformarse, las cimentaciones tienen por objeto ampliar las superficies que transmiten dichas cargas, o concentrarlas y enviarlas hasta capas de suelo que sean capaces de soportarlas sin fallar.

Los tipos de cimentación más usados en la Ciudad de México, son las siguientes:

- Superficiales.
- Profundas.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación. Y son las que se apoyan sobre las capas superficiales del terreno natural, por ser éste lo suficientemente resis-

tente para soportar las construcciones que se apoyan de esta manera. Posteriormente se procederá a dar una breve descripción de los elementos que constituyen la cimentación superficial.

ZAPATAS

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, que generalmente son cuadrados, rectangulares y raramente circulares, se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de éstas al terreno en una mayor área.

Las zapatas corridas tienen una longitud que supera en mucho al ancho y soportan varias columnas o un muro. Dentro de los problemas que se presentan en la construcción de zapatas son muy variados, ya que estas se pueden construir en los tres diferentes tipos de zonas, esto es: Zona de Lomas, Zona de Transición y Zona del Lago.

A) Zona de Lomas

Dada la constitución de la zona de lomas, la capacidad de carga es muy variable y, en general, elevada. Sin embargo, el factor decisivo para el proyecto de una cimentación es la heterogeneidad de las formaciones y las consiguientes variaciones de su compacidad (densidad relativa). De todo esto se concluye que es necesario realizar sondeos con objeto de determinar el grado de erraticidad o la presencia de soluciones de continuidad del subsuelo.

Otra de las características distintivas de esta -

zona es que el nivel freático se encuentra a gran profundidad, - salvo casos especiales; los problemas de estabilidad en excavaciones para cimentar edificios son mínimos o nulos.

B) Zona de Transición

Esta zona se localiza a lo largo de la ribera del antiguo lago de Texcoco, donde hubo depósitos de cenizas bajo agua-tranquila así como acarreos más o menos gruesos de origen aluvial, muchos de ellos expuestos a largos períodos de secado y a la actuación del intemperismo. Difícil sería predecir las condiciones del subsuelo a partir de un número limitado de exploraciones; su característica fundamental es la erraticidad. Por ello, no es sorprendente que en esta región de la ciudad hayan ocurrido casos notables de edificios afectados por asentamientos diferenciales.

C) Zona del Lago

Los problemas de asentamientos diferenciales se acentúan más en las regiones vírgenes. Los rellenos que se colocan en la superficie para nivelar calles o lotes, dan origen a movimientos inexplicables. Dentro del sector antiguo de la ciudad es frecuente tropezar con dificultades, como las ocasionadas por construcciones antiguas que han consolidado diferencialmente el terreno.

Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de -

la cimentación deben aumentarse, así como disminuir los esfuerzos en el subsuelo, llegándose al empleo de cajones de cimentación.

CAJON DE CIMENTACION

En esta parte no se cataloga la información atendiendo a la zonificación de la ciudad, pues los problemas que plantean las construcciones pesadas tanto en la región del lago como en la de transición, son muy semejantes; no se dispone de datos relativos a cimentaciones formadas por las losas que se hayan construido en los terrenos de lomas.

Son tres diferentes tipos de cimentación que se emplean en la ciudad:

- 1.- El cajón de concreto, constituido por trabes perimetrales e interiores, sobre las que se apoyan las losas de fondo; en algunos casos, el piso de planta baja forma parte integrante de la cimentación, con objeto de absorber momentos de torsión.
- 2.- "Cascarones de concreto", cilíndricos generalmente, soportados a una retícula de vigas en la que inciden las cargas concentradas de la superestructura.
- 3.- Losas continuas, con muros de sostenimiento independientes de la base o ligados monolíticamente a ella.

En general las excavaciones de este tipo de cimentación son profundas y el objeto que se persigue es el de redu-

cir los asentamientos a un mínimo, compensando la carga total - del edificio con la excavación de un volumen considerable de - tierra. Observaciones realizadas en excavaciones a cielo abier- to, demuestran que el suelo se expande a media que se retira el material, para disminuir este efecto, es necesario excavar y - construir la cimentación por partes, o bien, recurrir al bombeo profundo.

El tipo de colapso más común, tanto en zanjas como en colectores para construir una cimentación por partes, es la falla de fondo; las fallas de este tipo no sólo ocasionan re trasos en la obra sino que causan el comportamiento anormal del edificio, por remoldeo parcial del subsuelo.

Las cimentaciones profundas trabajan transmitiendo la carga de la estructura a estratos de suelo más resistentes y menos compresibles o distribuyéndolas por fricción en espesores más o menos grandes de suelo blandos o sueltos.

El análisis de cimentaciones profundas debe ser estudiado en forma razonable, ya que los desplazamientos pueden llegar a ser importantes y darse la situación de que la solución adoptada resulte inútil y a veces perjudicial.

PILOTES

Los elementos que forman las cimentaciones profunu

das se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro y longitud, según sea de sección recta o circular, que son las más comunes.

Los elementos esbeltos, con dimensiones transversales del orden comprendido entre 0.30 m y 1.0 m se denominan pilotes, pero los más comunes son los que se encuentran entre los 0.30 m y 0.60 m de diámetro; los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m pero no excede del doble de ese valor, suelen llamarse pilas.

En general se usan los pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere:

- 1.- Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente.
- 2.- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre el suelo y el pilote.
- 3.- Compactar suelos granulares, con fines de generación de mayor capacidad de carga.
- 4.- Proporcionar el debido anclaje a ciertas estructuras cuando se emplean como tablestacas o resistir las fuerzas laterales que se ejercen sobre ellas (como en el caso de estribos o pilas de un puente).
- 5.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momento de volcadura o cualquier otro efecto que

trate de levantar a la estructura.

- 6.- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavación u otros efectos nocivos.
- 7.- Proteger las estructuras marítimas, tales como muelles, atracaderos, etc., contra el impacto de barcos u otros objetos flotantes.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, - los pilotes se clasifican en: de punta, de fricción y mixtos. - Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente. Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan - contra el suelo que los rodea. Los pilotes mixtos aprovechan a la vez estos dos efectos.

El asentamiento de un grupo de pilotes tiene dos componentes:

- A) La deformación elástica o acortamiento de los pilotes.
- B) El hundimiento debido a la deformación de los estratos de suelo debajo de la punta de los pilotes.

El asentamiento del grupo generalmente es mayor - que el de un pilote aislado sometido a la misma carga que cualquiera de los del grupo, excepto cuando los pilotes se anotan - en roca o en un estrato potente de suelo de muy baja compresión -

bilidad.

La alteración provocada en las arcillas por la penetración de los pilotes es intensa en la vecindad de éstos, manifestándose por la pérdida de elasticidad y el fisuramiento de los materiales. La mínima resistencia a la compresión simple, registrada a las pocas horas del hincado, es del orden de la mitad de la que tenían las arcillas inalteradas. En el interior de un grupo de pilotes espaciados a un metro entre sí, el efecto es aproximadamente el mismo en todos los puntos; a distancias mayores de dos metros, la acción perturbadora de los pilotes es poco importante, por lo que se refiere a la compresibilidad y la resistencia a la compresión de las arcillas. Se ha observado por medio de nivelaciones, que en la región del lago los edificios sustentados por pilotes acusan movimientos relativos a la superficie del terreno muy variables, dependiendo del lugar en que están localizadas dichas estructuras.

El hundimiento general de la ciudad provoca fenómenos de interferencia en las cimentaciones piloteadas. La carga vertical necesaria para desplazar al pilote aumenta con el tiempo, y luego disminuye ligeramente.

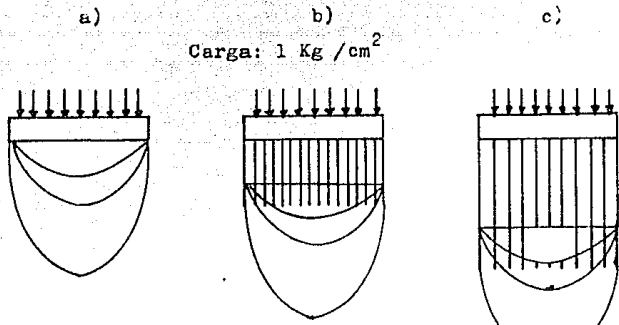
Al clavar pilotes en la zona del lago, se observa que la resistencia a la penetración es pequeña en los primeros 10 m del subsuelo y se incrementa lentamente con la profundidad, hasta alcanzar la primera capa dura. La resistencia de este man

to es muy alta comparada con el resto de la formación arcillosa y operando normalmente no es posible atravesarla con el pilote sin exponerlo a serias averías.

Comprobaciones teóricas y experimentales parecen indicar que cuando los pilotes están espaciados a menos de 1.0m, la arcilla entre ellos debe alcanzar un comportamiento plástico, tras pasar por un estado de falla. En general, cabe distinguir tres zonas alrededor de un pilote:

- A) La parte adyacente, del material alterado por completo.
- B) La región en que los esfuerzos de hincado producen un estado de falla y la arcilla trabaja plásticamente.
- C) La zona exterior en estado elástico.

En la zona de alteración se tienen resistencias a la compresión simple superiores a la obtenida para especímenes remoldeados en el laboratorio; en la región plástica, la resistencia es mayor, del orden de la mitad de la del suelo inalterado.

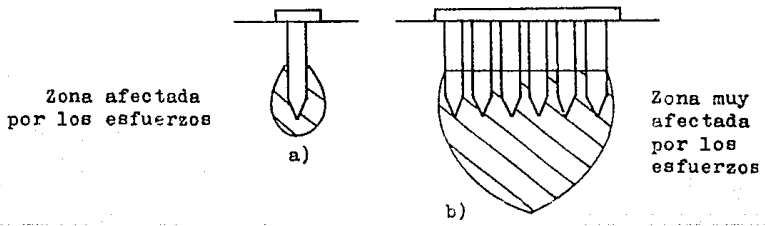


Carga: 1 Kg /cm²

Arcilla compresible y blanda cuya dureza aumenta progresivamente al mismo tiempo que disminuye su compresibilidad al avanzar en profundidad.

Curvas de la tensión vertical en Kg /cm²

Comparación de la distribución de esfuerzos verticales entre: a) Una placa superficial, b) Una placa con pilotes cortos, c) Una placa con pilotes largos.

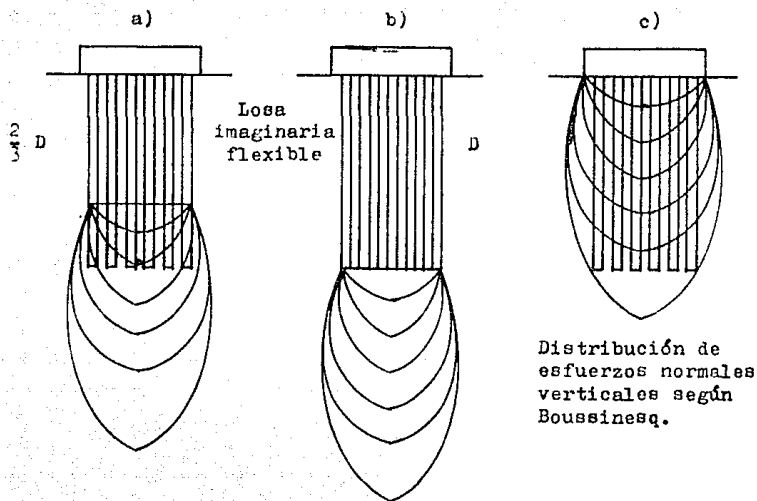


Zona afectada por los esfuerzos

Zona muy afectada por los esfuerzos

Comparación de las zonas sometidas a esfuerzos bajo un pilote único y bajo un grupo de pilotes.

a) Pilote único ; b) Grupo de pilotes.



- a) Pilotes de fricción en arcilla homogénea suave.
- b) Pilotes de fricción en arcilla suave subyacida por arcilla muy dura.
- c) Pilotes de fricción en arena subyacida por arcilla suave.

V EJEMPLO DE CALCULO DE DEFORMACIONES

En un predio de la ciudad de México, el cual ocupa una superficie de 15 m por 30 m, se pretende construir un edificio que constará de estacionamiento, planta baja, 7 plantas tipo y azotea, el cual ocupará toda el área del predio.

Se llevó a cabo un sondeo continuo, denominado - SC-1, bajo el centro del predio, hasta una profundidad de 54.5m, en el cual se determinó el número de golpes en prueba de penetración estándar y se obtuvieron muestras alteradas representativas y muestras inalteradas.

En el laboratorio se realizaron pruebas sobre los especímenes recuperados en el sondeo, estas pruebas fueron: de contenido natural de agua, límites de plasticidad, densidad de sólidos, relación de vacíos, peso volumétrico natural, de resistencia al esfuerzo cortante y de consolidación.

Los resultados de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio, se muestran en el perfil estratigráfico de la figura 1. Los valores obtenidos de las pruebas de consolidación aparecen en las figuras 2 a 7.

El nivel de aguas freáticas se encontró a una profundidad de 2.8 m. Se instalaron 3 piezómetros, en los cuales se obtuvieron las siguientes lecturas:

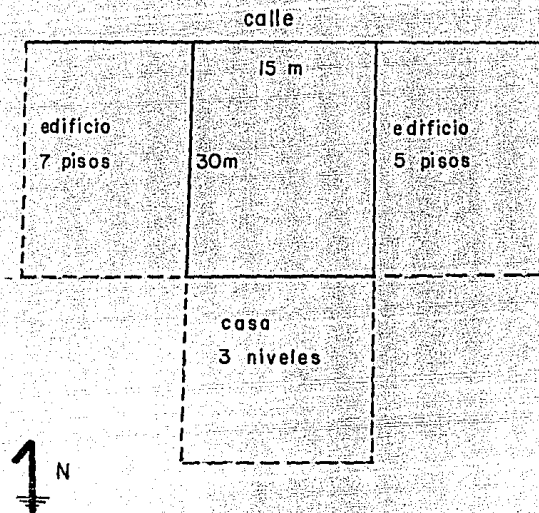
Piezómetro #	Profundidad de instalación (m)	Abatimiento del nivel piezométrico (m)
1	12	0
2	34	3
3	48	2

El predio colinda con la calle en la frontera norte (lado 15 m), con un edificio de 5 pisos en el lado oriente, con una casa de tres niveles en el lado sur y con un edificio de 7 pisos en la frontera occidental.

Para realizar el respectivo análisis de mecánica de suelos, se propondrá que la solución sea de dos tipos:

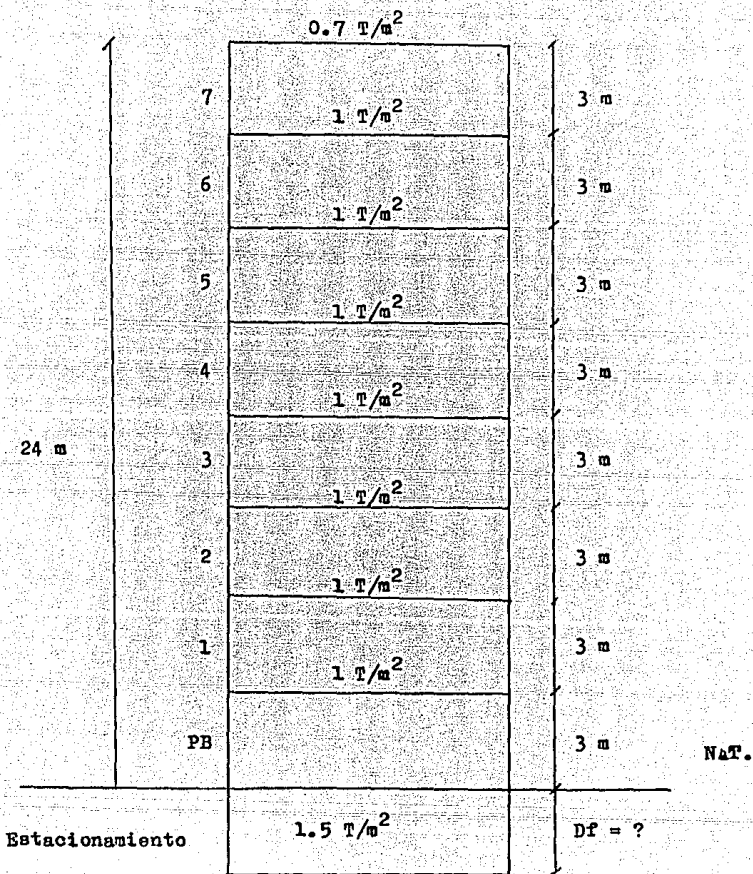
- A) Empleando cimentación compensada, cajón de cimentación.
- B) Empleando cimentación con pilotes de fricción.

Solución

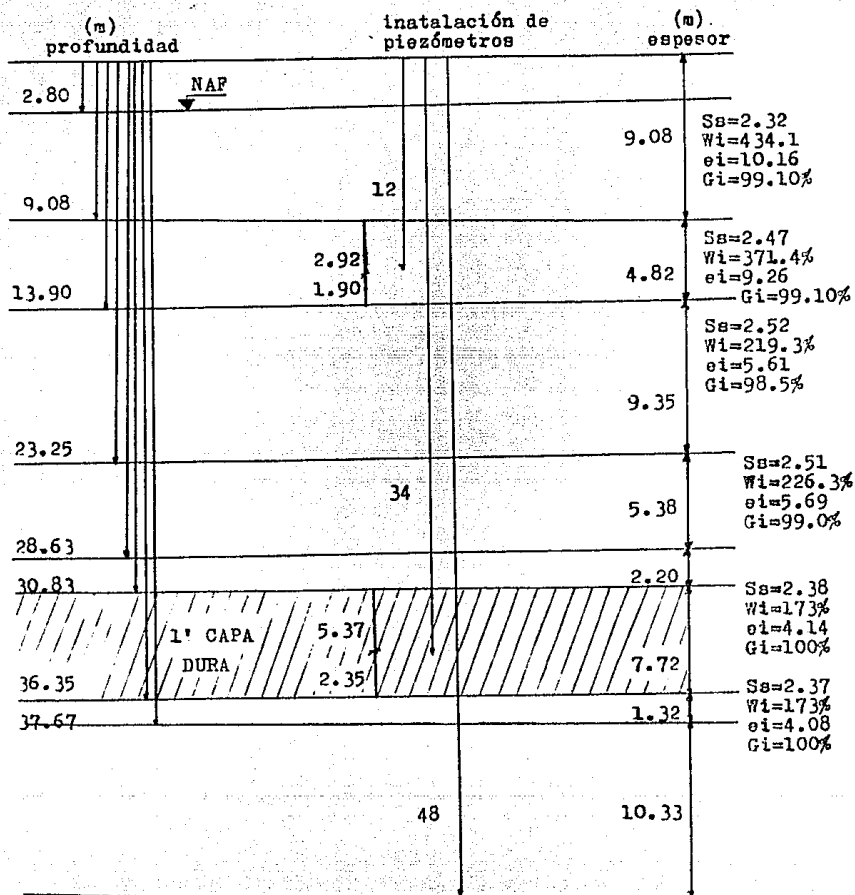


suponiendo que:

- cajón de cimentación 1.5 T/m^2
- piso tipo 1.0 T/m^2
- azotea 0.7 T/m^2

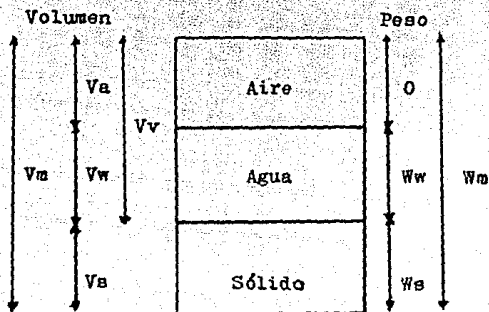


Del sondeo SCI, que se encuentra en la figura 1 - se obtiene el siguiente perfil estratigráfico:

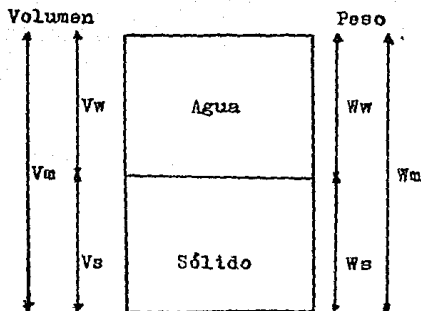


A continuación se procederá al cálculo del peso volumétrico de cada estrato, dependiendo de la estructura del suelo.

- Originalmente la estructura del suelo se conoce como:



- Pero por estar saturado el suelo la estructura cambia a:



ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Para obtener el peso volumétrico es necesario encontrar el valor de γ_m de cada estrato, y para ello se procederá a lo siguiente:

suponiendo que $W_s = 1$

y $W_w = W$

además si se conoce a la densidad de sólidos como

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

despejando V_s , $V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o}$

sustituyendo W_s en esta ecuación

$$V_s = \frac{1}{S_s \gamma_o}$$

si sabemos que $\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$

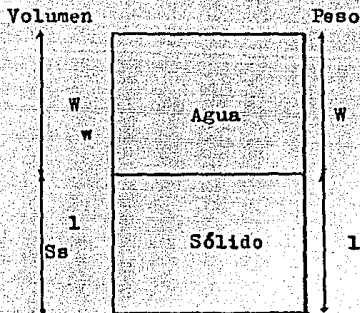
y se despeja el término V_w , nos queda:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w}$$

de acuerdo a la suposición, el término V_w será:

$$V_w = \frac{W}{\gamma_w}$$

Ahora si todos estos términos los juntamos, la nueva estructura será la siguiente:



Si de antemano sabemos que:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

y si se sustituyen los valores que se encuentran en la estructura

$$\begin{aligned} \gamma_m &= \frac{W+l}{\frac{W}{\gamma_w} + \frac{l}{Ss \gamma_o}} \\ &= \frac{l+W}{\frac{W}{\gamma_w} + \frac{l}{Ss \gamma_o}} \\ &= \gamma_w Ss \gamma_o \left(\frac{l+W}{W Ss \gamma_o + \gamma_w} \right) \end{aligned}$$

pero como $\gamma_o = \gamma_w$

entonces nos queda:

$$\gamma_m = \gamma_w S_s \gamma_o \left(\frac{1+W}{\gamma_w(W S_s + 1)} \right)$$

$$\therefore \underline{\underline{\gamma_m = S_s \gamma_o \left(\frac{1+W}{1+W S_s} \right)}}$$

Ahora que ya obtuvimos el valor de la ecuación - para calcular γ_m , se procederá a hacerlo para cada estrato:

- En el caso del primer estrato, como se trata de restos de cimentación γ_m será:

$$\gamma_m = 1.7 \text{ T/m}^3$$

- Para el segundo estrato

$$\begin{aligned} \gamma_m &= 2.32 \times 1 \left(\frac{1 + 4.341}{1 + 4.341 \times 2.32} \right) \\ &= 1.1192 \text{ T/m}^3 \end{aligned}$$

- Para el tercer estrato

$$\begin{aligned} \gamma_m &= 2.47 \times 1 \left(\frac{1 + 3.714}{1 + 3.714 \times 2.47} \right) \\ &= 1.1445 \text{ T/m}^3 \end{aligned}$$

- Para el cuarto estrato

$$\begin{aligned}\delta_m &= 2.52 \times 1 \left(\frac{1 + 2.193}{1 + 2.193 \times 2.52} \right) \\ &= 1.2371 \text{ T/m}^3\end{aligned}$$

- Para el quinto estrato

$$\begin{aligned}\delta_m &= 2.51 \times 1 \left(\frac{1 + 2.263}{1 + 2.263 \times 2.51} \right) \\ &= 1.2260 \text{ T/m}^3\end{aligned}$$

- Para el sexto estrato

$$\begin{aligned}\delta_m &= 2.38 \times 1 \left(\frac{1 + 1.73}{1 + 1.73 \times 2.38} \right) \\ &= 1.2697 \text{ T/m}^3\end{aligned}$$

- Para el séptimo estrato

$$\begin{aligned}\delta_m &= 2.37 \times 1 \left(\frac{1 + 1.73}{1 + 1.73 \times 2.37} \right) \\ &= 1.2686 \text{ T/m}^3\end{aligned}$$

Para el cálculo de los diagramas de esfuerzos efectivos, se tienen las siguientes ecuaciones:

$$P = \delta_m H$$

$$\bar{V} = P - U$$

$$U = \delta_w H$$

Diagrama de esfuerzos totales y efectivos

(m) Prof.	P	U	$\bar{\sigma}$	(m) Espesor
2.80	4.76	NAP	4.76	2.80
9.08	11.7888	6.28	5.5088	6.28
13.90	17.3053	11.1	6.2053	4.82
23.25	28.8718	20.45	8.4218	9.35
28.63	35.4679	25.83	9.6379	5.38
30.83	38.2612	28.03	10.2312	2.20
34.00	42.2860	28.20	14.0860	3.17
36.35	45.2697	30.55	14.7197	2.35
37.67	46.9444	31.87	15.0744	1.32
48.00	60.0493	40.20	19.8493	10.33
50.00	62.5865	42.20	20.3865	2.00

62.5865 T/m²

42.20 T/m²

20.3865 T/m²

Una vez hechos los diagramas de esfuerzos totales y efectivos correspondientes al suelo en estudio, se continuará con el análisis de compensación.

ANÁLISIS DE COMPENSACION

$$\text{Peso de la losa} = 1 \text{ T/m}^2$$

Peso del edificio al nivel de desplante

$$W = (1 \text{ T/m}^2) \times 7 + 0.7 \text{ T/m}^2 + 1.5 \text{ T/m}^2$$

$$W = 9.2 \text{ T/m}^2$$

por ser una cimentación subcompensada

$$W = \bar{V} + U + \nabla_{\text{suelo}} \dots\dots (1)$$

$$\nabla_{\text{suelo}} = \text{sobrecarga de 1 a 3 T/m}^2$$

suponiendo que

$$\nabla_{\text{suelo}} = 1 \text{ T/m}^2$$

ahora sustituyendo valores en la ecuación (1)

$$9.2 = \bar{V} + U + 1$$

$$8.2 = \bar{V} + U$$

por lo tanto la ecuación final será:

$$8.2 = \bar{V} + U$$

Por otra parte es indispensable calcular la profundidad de desplante del cajón de cimentación y para ello se requerirá de los diagramas de esfuerzos efectivos y totales anteriormente calculados.

"Cálculo de la profundidad de desplante"

Haciendo una tabla de los diferentes valores de esfuerzos totales (P) contra las respectivas profundidades:

P (T/m ²)	Prof. (m)
4.7600	2.80
11.7888	9.08
8.2000	x
- 11.7888	9.08
- 4.7600	2.80
<hr/>	<hr/>
7.0288	6.28
8.200	
- 4.760	x
<hr/>	
3.440	

Despejando el valor de x

$$x = \frac{3.44 \times 6.28}{7.0288} = 3.0735$$

$$\text{prof} = 2.8 + 3.0735 = 5.8735$$

$$\therefore \text{prof} \approx 6 \text{ m}$$

Profundidad de desplante

$$\underline{\underline{Df = 6 \text{ m}}}$$

Una vez obtenida la profundidad de desplante es necesario conocer el valor de los esfuerzos efectivos y totales a dicha profundidad y para ello se requerirá nuevamente de los diagramas de esfuerzos.

$\bar{\sigma}$ (T/m ²)	Prof (m)
4.7600	2.80
5.5088	9.08
x	6.00
5.5088	9.08
- 4.7600	- 2.80
0.7488	6.28
x	6.00
	- 2.80
	3.20

Despejando el valor de x

$$x = \frac{3.20 \times 0.7488}{6.28} = 0.3816$$

$$\bar{V} = 4.76 + 0.3816$$

$$\therefore \bar{V} = 5.1416 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{a } 6\text{m} \Rightarrow P &= 8.3416 \text{ T/m}^2 \\ \bar{V} &= 5.1416 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

CAPACIDAD DE CARGA

Para obtener la capacidad de carga se emplearán - dos métodos que son A) Por Skempton y B) Terzaghi

A) Por Skempton

$$\begin{aligned} q_c &= C N_c + \gamma_f D_f \\ \text{si} &= \gamma_f D_f \\ &= 5.146 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

De dicha ecuación se desconocen los valores de C , N_c y se procederá a continuación a calcularlos.

" Cálculo de N_c "

De acuerdo a la teoría de Skempton:

$$\frac{D}{B} = \frac{5}{15} = 0.33$$

Y con la ayuda de la siguiente tabla se obtendrá el valor de N_c para $\frac{D}{B} = 0.33$.

D/B	Nc
0.25	5.60
0.60	5.90
0.33	x
0.60	5.90
- 0.25	- 5.60
<hr/>	<hr/>
0.35	0.30
0.33	
- 0.25	x
<hr/>	
0.08	

Despejando el valor de x:

$$x = \frac{0.08 \times 0.30}{0.35} = 0.06957$$

$$\begin{aligned} Nc &= 5.60 + 0.06957 \\ &= 5.66957 \end{aligned}$$

$$\therefore Nc = 5.67$$

Para complementar la fórmula se necesita obtener el valor de la cohesión y para ello nos ayudaremos con el perfil estratigráfico de la figura 1, en dicha figura existe una sección en donde se encuentran los resultados de la resistencia al corte en compresión simple.

Y a partir de la resistencia al corte en compresión simple se obtiene la cohesión del suelo como se muestra a continuación:

$$q_u = \text{compresión simple}$$

$$q_u = 2C$$

$$C = \text{cohesión del suelo}$$

$$C = \frac{q_u}{2}$$

2

De acuerdo a la ecuación y al sondeo SCI que se encuentra en la figura 1 la cohesión para diferentes profundidades será:

- Para una profundidad de 9.08 m

$$C = \frac{1}{2} \left(\frac{0.27 + 0.36}{2} \right) = 0.1575 \text{ kg/cm}^2$$

- Para una profundidad de 13.90 m

$$C = \frac{1}{2} \left(\frac{0.46 + 0.23 + 0.27 + 0.26 + 0.46 + 0.37 + 0.43}{7} \right) \\ = 0.1771 \text{ kg/cm}^2$$

- Para una profundidad de 23.25 m

$$C = \frac{1}{2} \left(\frac{0.41 + 0.44 + 0.26 + 0.28 + 0.31 + 0.33 + 0.42 + \dots}{2} \right)$$

$$\frac{0.46 + 0.53 + 0.55 + 0.37 + 0.37 + 0.37 + 0.32}{14}$$

$$= 0.1936 \text{ kg/cm}^2$$

- Para una profundidad de 28.63 m

$$c = \frac{1}{2} \left(\frac{0.34 + 0.37 + 0.45 + 0.47 + 0.45 + 0.68 + 0.68}{11} \right.$$

$$\left. \frac{0.57 + 0.65 + 0.83 + 0.87}{11} \right)$$

$$= 0.2891 \text{ kg/cm}^2$$

Hasta ahora se ha obtenido la cohesión por estrato y para obtener la cohesión total del suelo, se hará un promedio.

$$c_t = \frac{1.575 + 1.771 + 1.936 + 2.891}{4} \left[\text{T/m}^2 \right]$$

$$c_t = 2.043 \text{ T/m}^2$$

En la siguiente figura se muestran los diagramas de cohesiones a las diferentes profundidades.

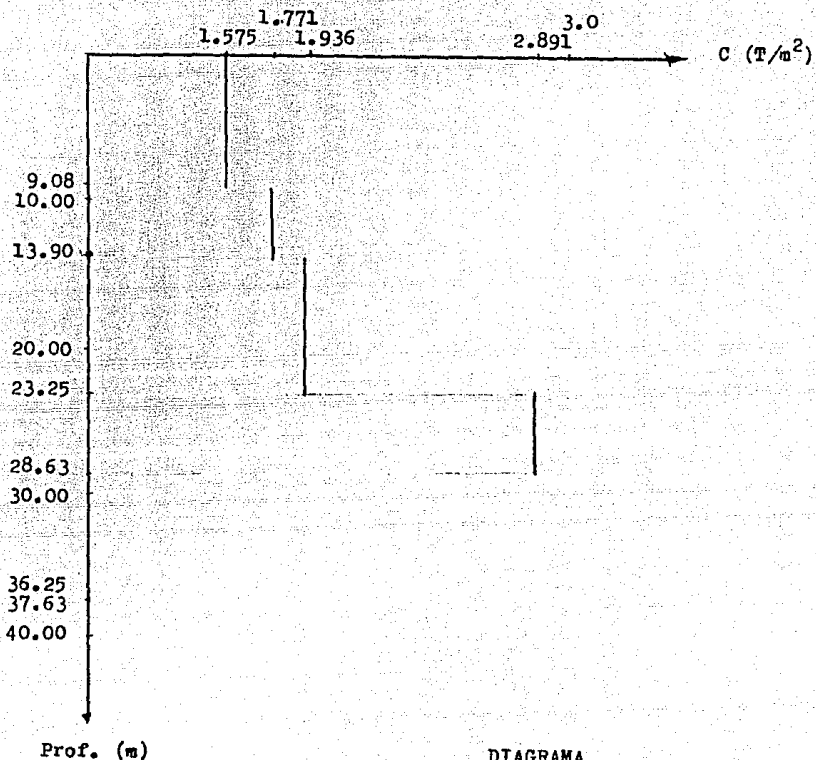


DIAGRAMA
DE
COHESIONES

Con el valor obtenido de la cohesión (C), se puede obtener el valor de la capacidad de carga:

$$C = 2.043 \text{ T/m}^2$$
$$q_u = 2(2.043)$$
$$q_u = 4.086 \text{ T/m}^2$$

Una vez obtenidos todos los valores, se procede a sustituirlos en la ecuación:

$$q_c = C N_c + \gamma$$
$$= 2.043 \times 5.67 + 5.1416$$
$$= 16.7254 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{C N_c}{F.S.} + \gamma$$
$$= \frac{2.043 \times 5.67}{3} + 5.1416$$
$$\approx 9 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad_{tot}} = q_{ad} + U$$

$$q_{ad_{tot}} > W$$

$$\text{si } W = 9.2 \text{ T/m}^2$$

y

$$q_{ad_{tot}} = 9 + 3.2 = 12.2 \text{ T/m}^2$$

y como

$12.2 > 9.2$ por lo tanto se cumple que

$q_{ad, tot} > W$ y por lo consiguiente es correcto.

Como siguiente paso se procederá a calcular la capacidad de carga por medio de la teoría de Terzaghi, tomando en cuenta que el suelo es cohesivo.

B) Por Terzaghi

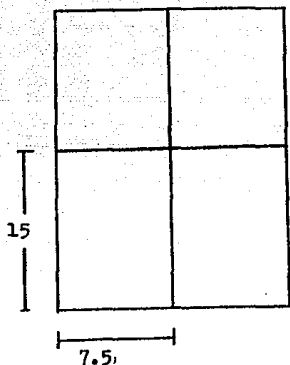
$$\begin{aligned}q_c &= 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \times \frac{B}{L}\right) + \gamma_f D_f \\&= 2.85 \times 4.086 \left(1 + \frac{15}{30}\right) + 5.1416 \\&= 18.5335 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_{ad} &= \frac{q_c}{3} \\&= \frac{18.5335}{3} = 6.1778 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

HUNDIMIENTOS

Para poder calcular los hundimientos que presentará en el futuro la estructura, es necesario calcular los esfuerzos del suelo a diferentes profundidades.

"Cálculo de esfuerzos por Boussinesq"



$$\begin{aligned}x &= 7.5 \text{ m} \\y &= 15 \text{ m} \\z &= \text{variable}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\nabla_{\text{suelo}} &= 1 \text{ T/m}^2 \\ \nabla_{\text{exc}} &= 5.1416 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

Para calcular los esfuerzos de la masa de suelo - se requiere de aplicar las siguientes fórmulas para los diferentes estratos.

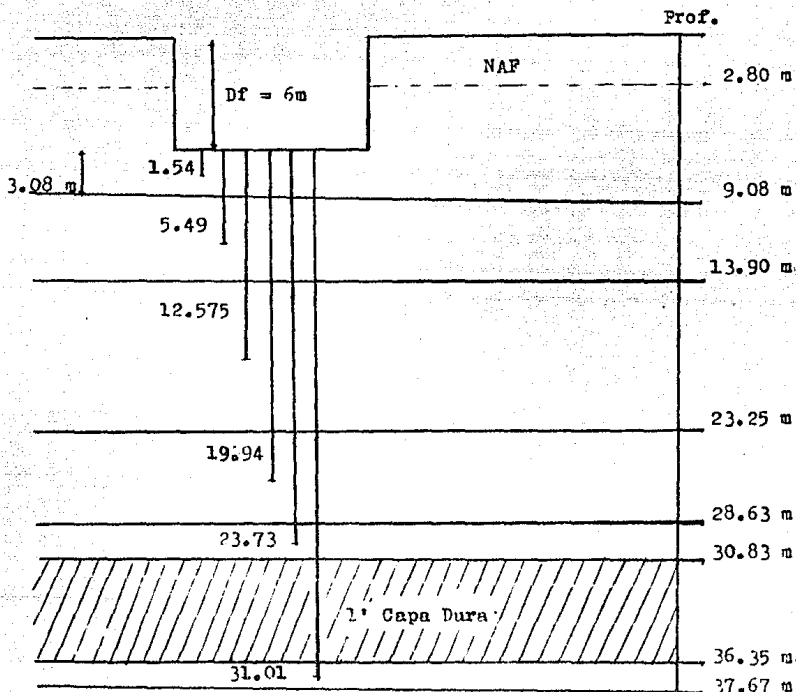
$$\nabla_z = \# \text{ No } 4$$

donde $W = 5.1416 \text{ T/m}^2$

$$W_0 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{(m^2 + n^2 + 1) + m^2 + n^2} \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \text{ang } \text{tg} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{(m^2 + n^2 + 1) - m^2 n^2} \right]$$

$$y \quad m = \frac{x}{z} ; \quad n = \frac{y}{z}$$

Del siguiente perfil se podrá obtener el valor z , de las profundidades respectivas a cada estrato.



Aplicando la fórmula de Boussinesq, para los valores de: $W_0 = 5.1416 \text{ T/m}^2$ y $W_0 = 1 \text{ T/m}^2$, respectivos en la siguiente tabla.

z	W ₀ .W	4(W ₀ .W)	W ₀ .N	4(W ₀ .N)
1.540	1.2806	5.1225	0.2491	0.9963
5.490	1.1474	4.5897	0.2232	0.8927
12.575	0.7319	2.9275	0.1423	0.5694
19.490	0.4429	1.7716	0.0861	0.3446
23.730	0.3491	1.3965	0.0679	0.2716
31.010	0.2317	0.9268	0.0451	0.1803

Expansiones
Hundimientos

"Cálculo de Hundimientos"

Una vez obtenidos los esfuerzos que presenta la masa de suelo y con ayuda de las curvas de consolidación, se hará el cálculo del hundimiento por estrato de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$\Delta H = mv \Delta P H$$

donde:

$$mv = \frac{av}{1 + e_0} \quad \text{y} \quad av = \frac{\Delta P}{\Delta \theta}$$

Con el afán de simplificar operaciones los resultados se presentarán en la siguiente tabla:

Prof (m)	H (m)	Po(T/m ²)	e _o	P1(T/m ²)	e ₁	ΔP(T/m ²)	Δe
9.08	3.08	5.2580	10.01	6.2543	9.99	0.9963	0.02
13.90	4.82	5.8571	9.11	6.7498	9.07	0.8927	0.04
23.25	9.35	7.3136	5.49	7.8830	5.43	0.5694	0.06
28.63	5.38	9.0299	5.47	9.3745	5.45	0.3446	0.02
30.83	2.20	9.9346	3.99	10.2062	3.97	0.2716	0.02

av(m ² /T)	mv(m ² /T)	Δ H
0.0201	0.0018	0.0056
0.0448	0.0044	0.0191
0.1054	0.0162	0.0864
0.0580	0.0090	0.0166
0.0736	0.0148	0.0088

$$\Sigma = 0.1365 \text{ m}$$

H_{perm} = 30 cm en la Ciudad de México

Hundimiento total = 13.65 cm

y como 13.65 cm < 30 cm, por lo tanto es
correcto

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

Donde:

$$\mu = 0.5$$

$$E_s = 700 \text{ T/m}^2$$

De las fórmulas F1 y F2, los parámetros M y N se expresan de la siguiente forma:

$$M = \frac{L}{B} ; \quad N = \frac{H}{B}$$

Sustituyendo los valores en las fórmulas correspondientes nos queda:

$$M = \frac{30}{15} = 0.5$$

$$N = \frac{24.83}{15} = 1.6553$$

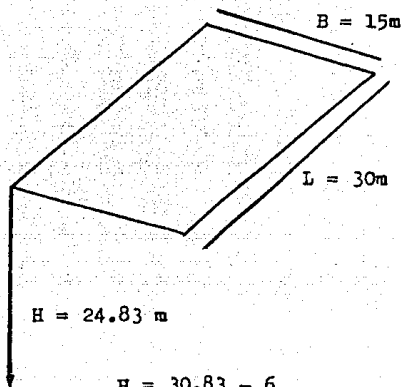
$$F_1 = \frac{1}{\pi} 2 \left[\text{Ln} \left(\frac{(1 + \sqrt{(2)^2 + 1}) \sqrt{(2)^2 + (1.6553)^2}}{2(1 + \sqrt{(2)^2 + (1.6553)^2} + 1)} \right) + \text{Ln} \left(\frac{(2 + \sqrt{(2)^2 + 1}) \sqrt{1 + (1.6553)^2}}{2 + \sqrt{(2)^2 + (1.6553)^2} + 1} \right) \right]$$

$$= 0.2382$$

$$F_2 = \frac{1.6553}{2\pi} \text{ tang}^{-1} \left[\frac{2}{1.722 \sqrt{(2)^2 + (1.6553)^2} + 1} \right]$$

$$= 6.1844$$

La siguiente consideración que se hará en el suelo de apoyo, es la de calcular la expansión que sufrirá el mismo al realizarse la excavación y para dicho cálculo se emplearán las fórmulas de Steinbrenner.



$$H = 24.83 \text{ m}$$

$$H = 30.83 - 6 \\ = 24.83 \text{ m}$$

L = largo

B = ancho

H = espesor

s = desplazamiento en una esquina

Las fórmulas son las siguientes:

$$F1 = \frac{1}{\pi} \left[M \operatorname{Ln} \left(\frac{(H\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} \right) + \operatorname{Ln} \left(\frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}} \right) \right]$$

$$F2 = \frac{N}{2\pi} \operatorname{tang}^{-1} \left[\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}} \right]$$

$$s = 9.2 \times 15 \frac{(1 - (0.5)^2)}{700} \left[0.2485 + \frac{1 - 2(0.5)}{1 - 0.5} \times 6.1844 \right]$$

$$= 0.0352 \text{ m}$$

El valor que se obtuvo es la expansión en una esquina y para obtener la expansión al centro es necesario multiplicarla por 4.

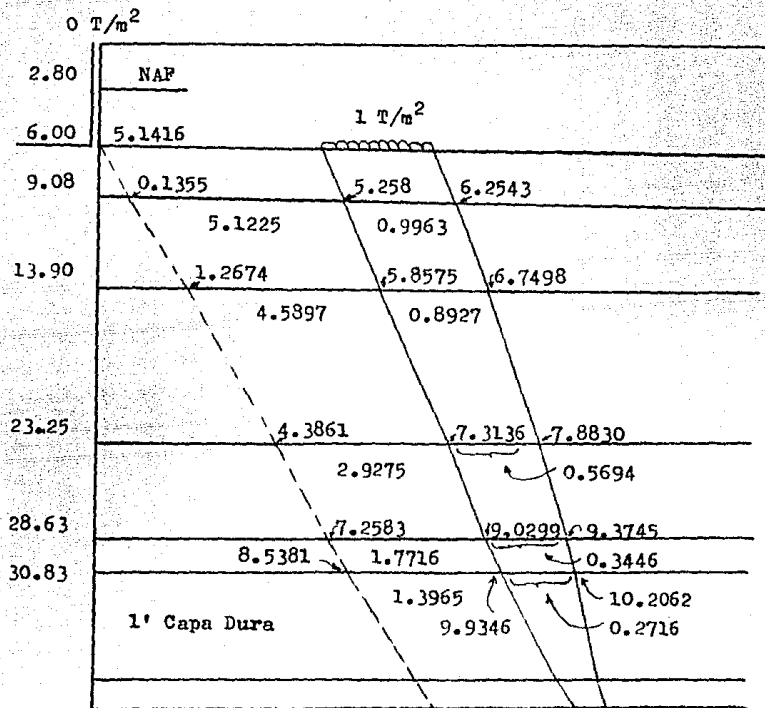
$$\begin{aligned} \text{Expansión al centro} &= 4 \times s \\ &= 4 \times 0.0352 \\ &= \underline{\underline{0.1409 \text{ m}}} \end{aligned}$$

La expansión máxima en la Ciudad de México es:

$$\text{Exp}_{\text{max}} \approx 15 \text{ cm}$$

14.09 cm < 15 cm por lo tanto es correcto

Diagrama de esfuerzos efectivos al realizarse la excavación y al producirse la sobrecarga



Una vez estudiada la posibilidad del empleo del cajón de cimentación, se procederá al estudio del empleo de pilotes de fricción y para ello es indispensable el análisis de compensación.

ANALISIS DE COMPENSACION

$$\text{Peso de la losa} = 1 \text{ T/m}^2$$

Peso del edificio al nivel de desplante

$$W = (1 \text{ T/m}^2) \times 7 + 0.7 \text{ T/m}^2 + 1.5 \text{ T/m}^2$$

$$W = 9.2 \text{ T/m}^2$$

por ser una cimentación subcompensada

$$W = \bar{V} + U + \nabla_{\text{suelo}} + \nabla_{\text{pilote}} \dots \dots \dots (2)$$

$$\nabla_{\text{suelo}} = 1 \text{ a } 3 \text{ T/m}^2$$

$$\nabla_{\text{pilote}} = 0.40 W$$

$$\text{si } \nabla_{\text{suelo}} = 1 \text{ T/m}^2$$

y proponiendo diferentes profundidades hasta lograr la igualdad de la ecuación (2), con ayuda de las gráficas de esfuerzos efectivos y totales, tenemos que la profundidad de desplante es:

a 3 m de profundidad

$$9.2 = 4.9838 + 0.2 + 1 + \text{pilote}$$

$$\text{pilote} = 3.0162 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{3.0162}{9.2} = 0.3278 \Rightarrow 32.78\%$$

a 2.7 m de profundidad

$$9.2 = 4.59 + 0 + 1 + \text{pilote}$$

$$\text{pilote} = 3.61 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{3.61}{9.2} = 0.3924 \Rightarrow 39.24\% \\ \hat{=} 40.00\%$$

Profundidad de desplante
del cajón de cimentación

2.7 m

$$\text{a } 2.7 \text{ m } \left\{ \begin{array}{l} P = 4.59 \text{ T/m}^2 \\ = 4.59 \text{ T/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{pilote} = 3.61 \text{ T/m}^2$$

$$\text{suelo} = 1 \text{ T/m}^2$$

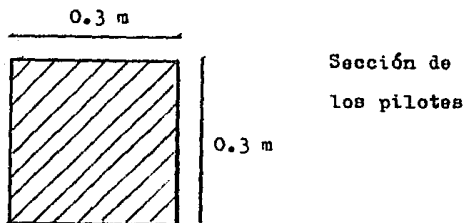
por tanto la carga que toma el pilote es:

$$\begin{aligned} W_{\text{pilote}} &= (\text{pilote})(\text{Area}) \\ &= 3.61 (15 \times 30) \\ &= 1624.5 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{W_{\text{pilote}} = 1624.5 \text{ Ton}}}$$

CAPACIDAD DE CARGA

Para el cálculo de la capacidad de carga es necesario conocer la sección de los pilotes así como la profundidad de los mismos y de igual manera, se requiere de la cohesión.

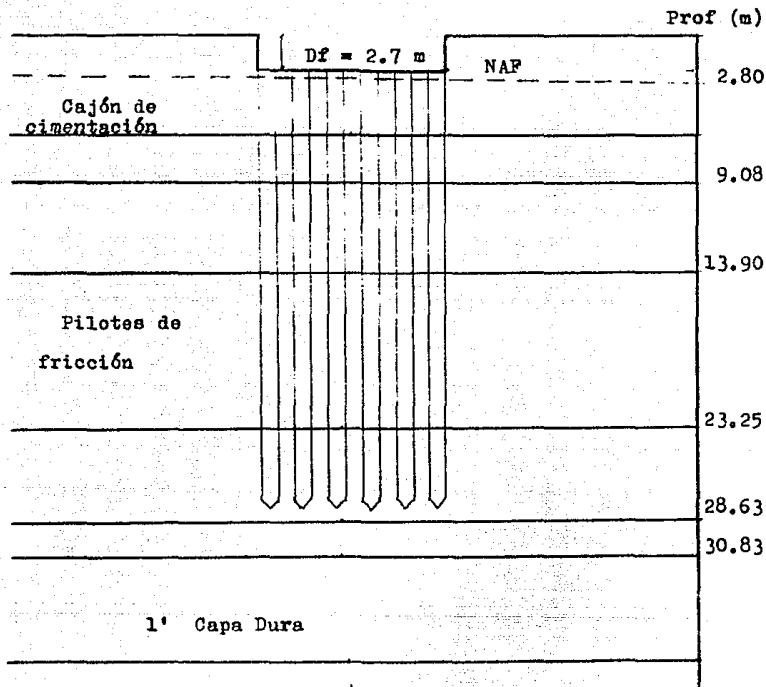


Suponiendo que los pilotes llegan a una profundidad de 28 m, entonces la longitud de estos será:

$$28 - 2.7 = 25.3 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{\text{Long pilote} = 25.3 \text{ m}}}$$

Esquemáticamente se muestra la posición de los pilotes de fricción y la longitud que tienen en cada estrato. Para simplificar operaciones en el cálculo de la capacidad de carga, se hará por medio de la siguiente tabla.



Prof (m)	Long pil (m)	Perim pil (m)	Area pil (m ²)	C (T/m ²)
9.08	6.38	1.2	7.656	1.575
13.90	4.82	1.2	5.784	1.771
23.25	9.35	1.2	11.220	1.936
28.00	4.75	1.2	5.700	2.891

Carga (Ton)
12.0582
10.2435
21.7219
16.4787

$$\Sigma = 60.5023 \text{ Ton}$$

∴ Capacidad de carga

$$\text{del pilote} = \underline{\underline{60.5023 \text{ Ton}}}$$

Una vez obtenida la capacidad de carga por pilote se procederá a calcular el número de pilotes.

$$\text{No. pil} = \frac{W_p}{\text{Carga pil}}$$

$$= \frac{1624.50}{60.5023} = 26.8502$$

$$\hat{=} 27 \text{ pilotes}$$

Distribución de pilotes. Dicha distribución se hará en el sentido largo y en el sentido corto, como se mostrará a continuación.

- Sentido largo, suponiendo una separación de 3.5 m.

$$\frac{30}{3.5} = 8,59$$

$$= 9 \text{ pilotes}$$

- Sentido corto, suponiendo una separación de 5 m.

$$\frac{15}{5} = 3 \text{ pilotes}$$

$$3 \times 9 = 27 \text{ pilotes}$$

$$\therefore \begin{cases} \text{Sentido largo @ 3.5 m} \\ \text{Sentido corto @ 5.0 m} \end{cases}$$

Como siguiente paso se hará el análisis del grupo de pilotes, como a continuación se muestra:

- Descarga al terreno

$$\begin{aligned} Q &= W \times \text{Area} \\ &= 9.2 \times 15 \times 30 \\ &= 4140 \text{ Ton} \end{aligned}$$

- Area de pilotes

$$A_{\text{pil}} = L^2$$

$$= (0.3)^2$$

$$= 0.09 \text{ m}^2$$

- Peso total de los pilotes

$$W_{tp} = 0.09 \times 27 \times 25.3 \times 2.4$$

$$= 147.5496 \text{ Ton}$$

- Peso por excavación

$$W_{exc} = V_{exc} \times \text{Area}_{tot}$$

$$= 4.59 \times 30 \times 15$$

$$= 2065.5 \text{ Ton}$$

- Peso final del conjunto

$$Q_{tot} = 4140 + 147.5496 - 2065.5$$

$$= 2222.0496 \text{ Ton}$$

$$Q_{tot} = 2222.05 \text{ Ton}$$

Teniendo que $Q = C_p + F$

Donde

$$Q = Q_{tot}$$

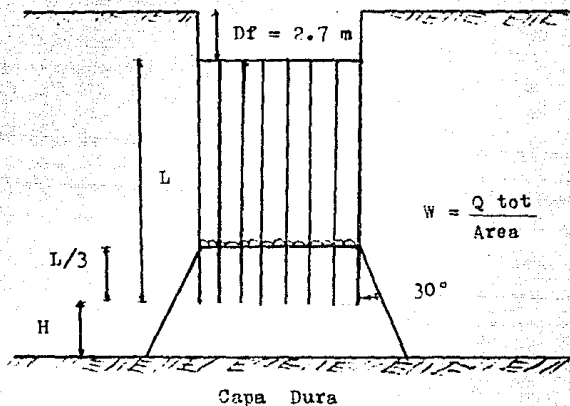
C_p = Capacidad por punta

F = Capacidad por fricción

y si los pilotes trabajan sólo por fricción:

$$\Rightarrow Q = F$$

De acuerdo a la siguiente figura, se hará el cálculo de los hundimientos que presentará el edificio cuya cimentación está constituida por un cajón de cimentación y un grupo de pilotes.



$$W = \frac{Q_{\text{tot}}}{\text{Area}}$$

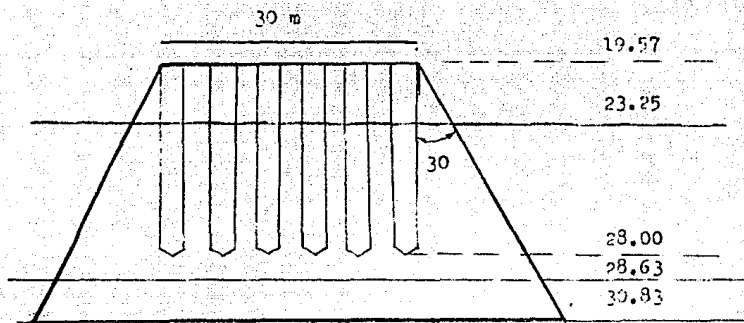
$$L = 25.3 \text{ m}$$

$$L/3 = 8.43 \text{ m}$$

$$H = 2.83 \text{ m}$$

$$W = \frac{2222.05}{30 \times 15} = 4.937 \text{ T/m}^2$$

$$= 4.94 \text{ T/m}^2$$



El área de influencia de los pilotes se encuentra por medio de la siguiente expresión:

$$A = (30 + 2 Z \operatorname{tang} 30)(15 + 2 Z \operatorname{tang} 30)$$

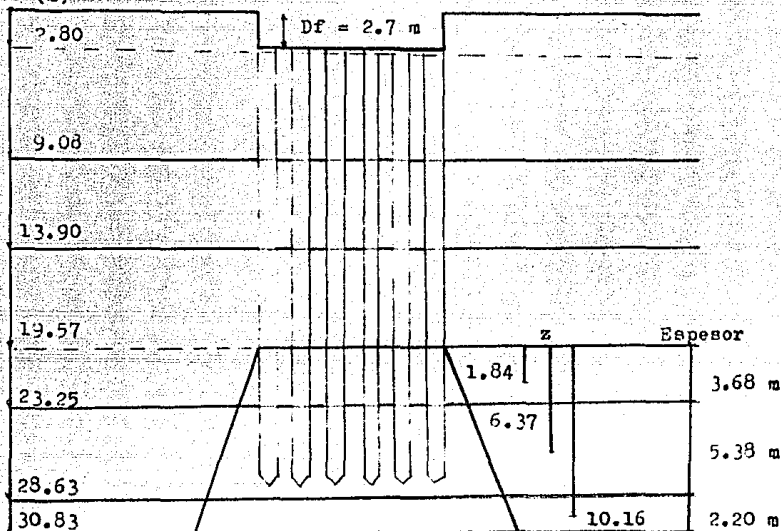
Con esta expresión y con Q_{tot} , será posible calcular el valor de P el cual será de utilidad para los hundimientos.

"Cálculo de ΔP "

z	A_i (m^2)	ΔP
1.84	550.12	4.0392
6.37	835.10	2.6608
10.16	1115.56	1.9919

$$P = \frac{2222.05}{A_i}$$

Prof (m)



Capa Dura

Para el cálculo del hundimiento es necesario calcular la presión efectiva a la mitad de cada estrato (P_o), y para ello se utilizarán las siguientes fórmulas

$$P_o = \gamma_m H \quad \text{arriba del NAF}$$

$$P_o = (\gamma_m - 1) H \quad \text{abajo del NAF}$$

pues se sabe que:

$$\begin{aligned}
 P_o &= P - U \\
 &= (\gamma_m - \gamma_w) H \\
 &= \gamma'_m H
 \end{aligned}$$

ya que $\gamma_w = 1$

para efectos de simplificación se muestran los cálculos en la siguiente tabla:

Prof(m)	H(m)	$\gamma - 1(T/m^2)$	$P_o(T/m^2)$	P_o acum	P_o prom
2.80	2.80	1.7000	4.7600	4.7600	
9.08	6.28	0.1192	0.7486	5.5086	
13.90	4.82	0.1445	0.6965	6.2051	
19.57	5.67	0.2371	1.3444	7.5494	
23.25	3.68	0.2260	0.8317	8.3811	>7.9653
28.63	5.38	0.2697	1.4510	9.8321	>9.1066
30.83	2.20	0.2886	0.5909	10.4230	>10.1276

"Cálculo de Hundimientos"

En el cálculo de hundimientos se emplearán las siguientes fórmulas:

$$\Delta H = mv \Delta P H$$

donde:

$$mv = \frac{av}{1 - e} \quad y \quad av = \frac{\Delta P}{\Delta e}$$

Prof. (m)	H(m)	Po(T/m ²)	e _o	P1(T/m ²)	e ₁	F(T/m ²)	Δe
23.25	3.68	7.9653	5.44	12.0045	5.37	4.0392	0.07
28.63	5.38	9.1066	5.34	11.7674	5.30	2.6608	0.04
30.83	2.20	10.1276	4.00	12.1195	3.97	1.9919	0.03

av(m ² /T)	mv(m ² /T)	ΔH
0.0173	0.0027	0.0400
0.0150	0.0024	0.0339
0.0151	0.0030	0.0132

$$\Sigma = 0.0871 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{\text{Hundimiento}_{\text{tot}} = 8.71 \text{ cm}}}$$

Finalmente se hará el estudio de la falla del grupo de pilotes, considerando a todo el conjunto como una cimentación de cajón y aplicando la teoría de Skempton:

$$q_{\text{ad}} = \frac{C N_c}{F.S.} + D_f$$

donde:

$$Df = 28 \text{ m}$$

$$y \quad B = 15 \text{ m}$$

$$\text{si } \frac{Df}{B} = \frac{28}{15} = 1.87$$

Según Skempton los valores de N_c son:

$\frac{Df}{B}$	N_c
1.6	6.80
2.0	7.00
1.87	x

$$\begin{array}{r} 2.0 \\ - 1.6 \\ \hline 0.4 \end{array} \quad \begin{array}{r} 7.00 \\ - 6.80 \\ \hline 0.20 \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 1.87 \\ - 1.60 \\ \hline 0.27 \end{array} \quad x$$

Despejando el valor de x

$$x = \frac{0.27 \times 0.20}{0.4}$$

$$= 0.135$$

$$N_c = 6.80 + 0.135$$

$$= 6.94$$

De acuerdo a los diagramas de cohesiones, anteriormente calculados, para una profundidad de 28 m la cohesión C será $C = 2.891 \text{ T/m}^2$ y para la misma profundidad el valor de γ es $\gamma = 1.3 \text{ T/m}^3$. Por tanto, sustituyendo valores:

$$q_{ad} = \frac{2.891 \times 6.94}{3} + 1.3 \times 28$$
$$= \underline{\underline{43.09 \text{ T/m}^2}}$$

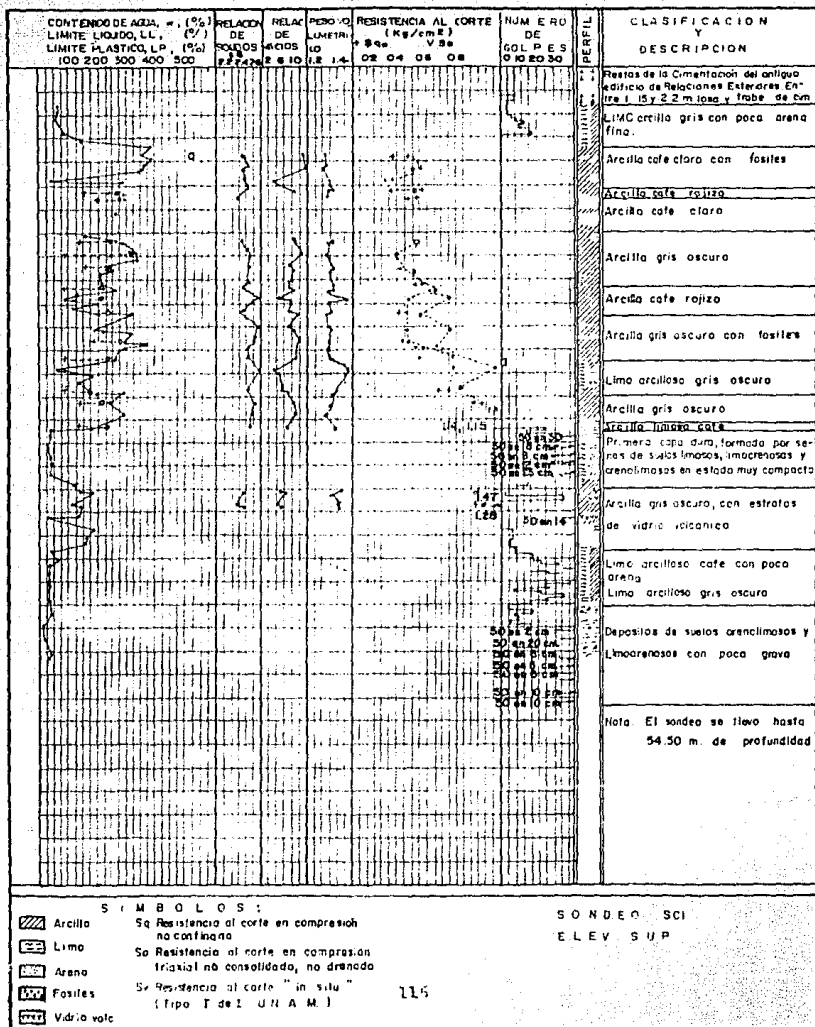
Ahora bien comparando con la suma de las cargas del edificio, pilotes y suelo:

$$Q_{tot} = 2222.05 \text{ Tm}$$
$$= 2222.05 / (15 \times 30)$$
$$= 4.94 \text{ T/m}^2$$

como $4.94 < 43.09$

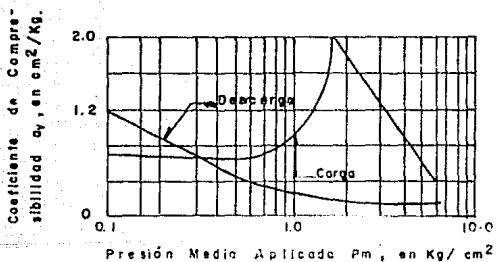
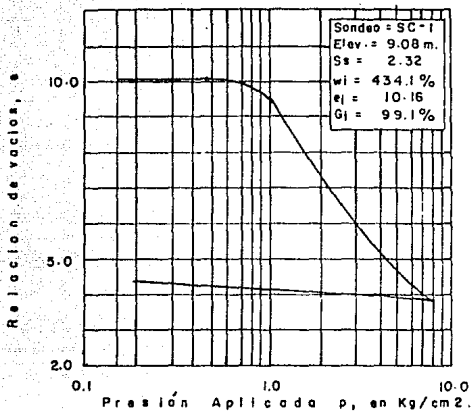
por tanto de cumple que

$Q_{tot} < q_{ad}$ y por tanto es correcto.



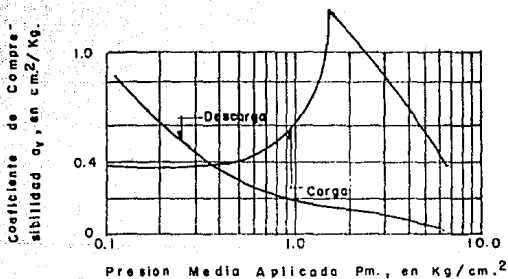
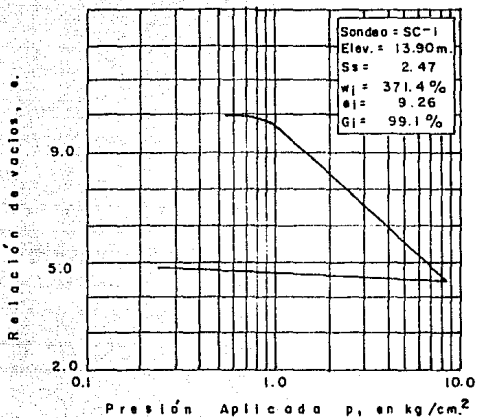
CONSOLIDACION

CURVAS e - $\log P$ y a_v - $\log p$



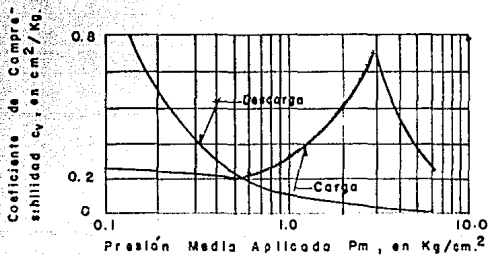
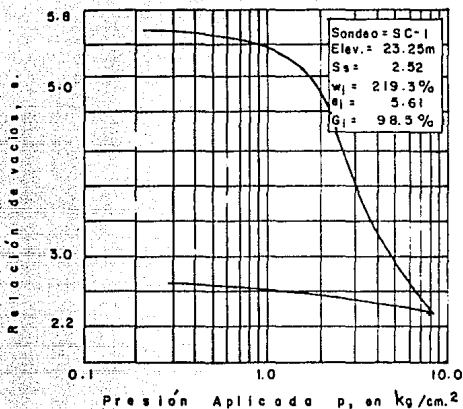
CONSOLIDACION

CURVAS e - $\log p$ y a_v - $\log p$



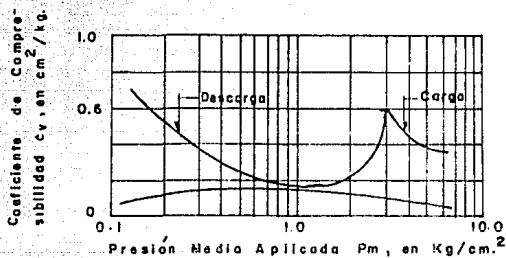
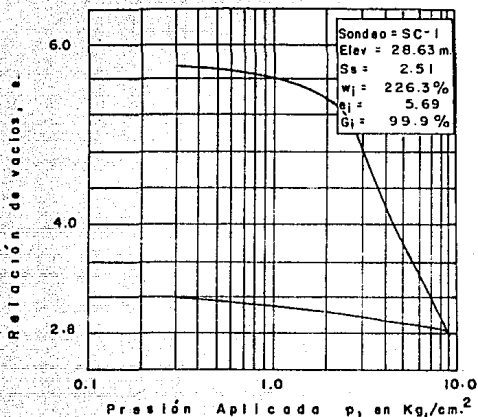
CONSOLIDACION

CURVAS e - $\log p$ y a_v - $\log p$



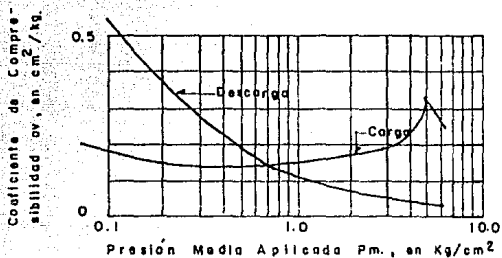
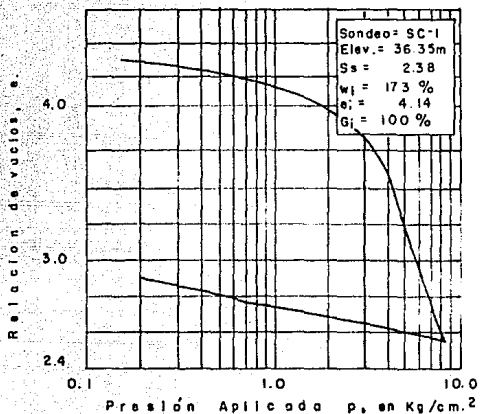
CONSOLIDACION

CURVAS e -log p y a_v -log p

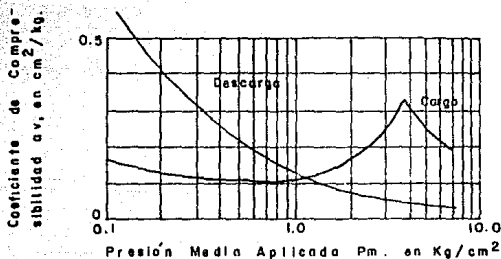
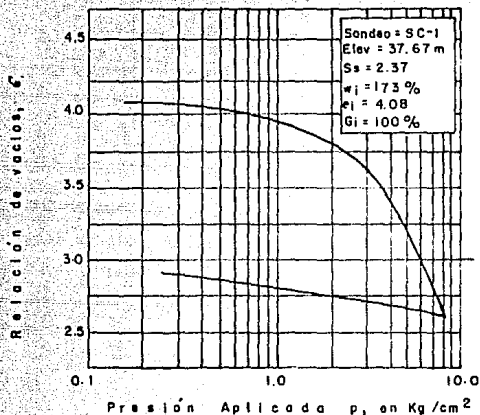


CONSOLIDACION

CURVAS e -log p y a_v -log p



CONSOLIDACION CURVAS $e-\log p$ y $a_v-\log p$



VI CONCLUSIONES

Como se ha hecho notar repetidamente, en la zona de baja compresibilidad (Zona de Lomas) la dificultad consiste en estimar los asentamientos cuando en el subsuelo existen mantos o lentes de materiales arenosos en estado suelto. La heterogeneidad de los depósitos, obligará en la mayoría de los casos a una exploración cuidadosa y a tener que considerar medios para investigar su compacidad relativa, ya sea por medio de sondeos de penetración o pruebas de carga in situ.

En la zona compresible (Zona de Transición y Zona del Lago), el cálculo de los hundimientos totales en una construcción se pueden realizar con buena aproximación, si los datos de estratigrafía y propiedades del suelo son fidedignos. La determinación del incremento de esfuerzos por medio de la fórmula de Boussinesq resulta aceptable.

La predicción de la ley de asentamientos en el tiempo presenta dificultades; por un lado, no se tiene seguridad de que la prueba de consolidación estándar proporcione el coeficiente de consolidación adecuado a la realidad, ya que son varios los factores que influyen en esta característica y se requerirá de una investigación más amplia para llegar a con-

clusiones definitivas; por otra parte, la existencia de capas o lentes de arena intercalados en la formación arcillosa complican la formulación de bases correctas para el cálculo respectivo. Este aspecto del problema pierde un poco de su interés en el campo de las aplicaciones, pues las consecuencias de admitir asentamientos fuertes son tan graves en el caso de la Ciudad de México que se tiende a eliminarlos en lo posible.

Es necesario recordar la importancia de una correcta evaluación de las cargas y de su excentricidad, así como también, tomar en consideración las expansiones probables del suelo, cuando se ejecutan excavaciones profundas.

Por otra parte, el asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura.

Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores y en las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas; por ejemplo las grúas y otro tipo de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente;

las bombas, compresores, etc., pueden desajustarse.

El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

VII BIBLIOGRAFIA

La Ingeniería de suelos en las vías terrestres, carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol I. Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. Editorial LIMUSA.

Mecánica de suelos. William Lambe, Robert V. Whitman. Editorial LIMUSA.

Mecánica de suelos y cimentaciones. Carlos Crespo Villalaz. Editorial. LIMUSA.

Mecánica de suelos. Tomo I, II y III. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Editorial LIMUSA.

El subsuelo de la Ciudad de México. Raúl Marsal y Marcos Mazari. Publicación del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Segunda Conferencia Nabor Carrillo. Selección de los parámetros del suelo para el diseño de cimentaciones. Ralph B. Peck. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Tercera Conferencia Nabor Carrillo. Filosofía de las cimentaciones profundas. Arpád Kézdi. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Séptima Conferencia Nabor Carrillo. Condiciones ambientales en el diseño de la cimentación de edificios. Leonerdo Zeevaert. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Diseño estructural. Roberto Meli Piralla. Editorial LIMUSA.

Ingeniería de cimentaciones. Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, -
Thomas H. Thornburn. Editorial LIMUSA.

Cimentaciones en suelos. Manual de diseño de obras civiles. Geo
tecnia. Publicado por la Comisión Federal de Electrici -
dad.

Cimentaciones en suelos arcillosos expansivos. Tesis. Peláez To
ledano Fernando.

Fundamentos de Geología Física. Leet y Judson. Editorial LIMUSA.