

135
22j

1968 20 2001 2003
10210000 10 20 1000



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**"PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA LA DETERMINACION
DE ASENTAMIENTOS DE LAS ESTRUCTURAS INCLUYENDO
LA TEORIA DE LA CONSOLIDACION SECUNDARIA"**

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 :

RUBEN RUIZ LOZADA



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	PAGINA
CAPITULO I INTRODUCCION Y OBJETIVOS	2
CAPITULO II GENERALIDADES	5
1.- ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS	8
2.- AGENTES GENERADORES DE SUELOS	10
3.- SUELOS RESIDUALES Y TRANSPORTADOS ...	12
4.- MINERALES CONSTITUTIVOS DE SUELOS GRUESOS	12
5.- MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS	13
6.- FISICO-QUIMICA DE LAS ARCILLAS	17
7.- FUERZAS ELECTROMAGNETICAS EN SUELOS FINOS	21
CAPITULO III TEORIA DE LA CONSOLIDACION SECUNDARIA	
1.- CONCEPTOS BASICOS	27
2.- TEORIA DE LA CONSOLIDACION	29
3.- UNIDAD LINEAL DE FLUIDEZ VISCOSA	40
4.- RELACIONES ENTRE LOS MODELOS DE KELVIN Y TERZAGHI	44
5.- TEORIA DE LA CONSOLIDACION CUANDO LA CARGA SE INCREMENTA LINEALMENTE CON EL TIEMPO	46
6.- VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS SEDIMENTARIOS SATURADOS	52
7.- LA UNIDAD Z	60
8.- COMPORTAMIENTO DEFORMACION-TIEMPO PARA LA APLICACION RAPIDA DE LA CARGA	67
9.- COMPORTAMIENTO DEFORMACION-TIEMPO PARA LA APLICACION LINEAL DE LA CARGA	72
10.- DETERMINACION DE PARAMETROS	78
CAPITULO IV PROGRAMA DE COMPUTADORA	
1.- INTRODUCCION	83
2.- PROGRAMA	85
CAPITULO V APLICACION DE LA TEORIA DE LA CONSOLIDACION SECUNDARIA	
1.- EJEMPLO MANUAL	104
2.- EJEMPLO RESUELTO MEDIANTE EL PROGRAMA DE COMPUTADORA	118
CAPITULO VI CONCLUSIONES	124
BIBLIOGRAFIA	127

CAPITULO I . - INTRODUCCION Y OBJETIVOS.

El presente trabajo tiene como propósito el de calcular por medio de un programa de computadora los asentamientos que sufren las estructuras debido a la consolidación del terreno sobre el cual se cimentan.

Como sabemos, todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. Las características de esfuerzo-deformación de los materiales estructurales tales como el acero y el concreto son hoy suficientemente bien comprendidas para la mayoría de las aplicaciones prácticas y pueden determinarse en el laboratorio con razonable grado de confianza.

La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete. Es cierto que los materiales estructurales también muestran una pequeña capacidad de seguirse deformando bajo carga constante; sin embargo, desde el punto de vista del ingeniero civil, estas deformaciones en los materiales estructurales son de menor importancia y, en general, contribuyen a producir distribuciones de esfuerzo más favorables. En contraste a esto, el proceso de deformación de las arcillas tiene lugar casi completamente en un largo lapso posterior a la apli-

-cación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que el agrietamiento de una estructura pueda ocurrir años más tarde que su erección, sin que el proyectista pueda preverlo, a no ser que tenga presente en forma correcta el comportamiento de los suelos.

Otra diferencia entre los materiales estructurales y los suelos estriba en el hecho de que en los primeros la deformación es principalmente resultado de un cambio de forma, sin variación de volumen, mientras que en los suelos ambos fenómenos son importantes; en algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios contruidos sobre arcilla, la deformación debida a cambio volumétrico en los estratos de suelo subyacente, es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma.

En el párrafo anterior se ha hecho breve referencia a los dos tipos de deformación que se manejan usualmente y a veces en forma no del todo bien diferenciada, en la Mecánica aplicada.

La compresión (o expansión) o deformación sólo por cambios de volumen es el proceso por el que una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma; todo sucede como si estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional. La distancia entre los puntos cambia, pero se mantiene su posición relativa.

La distorsión o deformación desviadora es el proceso por el que una masa de suelo cambia de forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniéndose su volumen constante.

Los procesos reales de deformación pueden siempre descomponerse en esas dos facetas ; hay una componente volumétrica de deformación y otra desviadora; así, se tiene que el proceso real puede considerar-

-se siempre como una adición de ambos componentes.

Podemos ahora definir lo que se entiende por asentamiento; siendo este el hundimiento de una estructura provocado por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma.

A lo largo del desarrollo de este trabajo se estudiará la forma en como se producen los asentamientos de las estructuras y la forma como pueden ser calculados.

En el capítulo II se estudia el origen y formación de los suelos, resaltando cuales son sus agentes generadores así como los minerales que los constituyen. Se hace referencia también a la fisico-química de las arcillas y se explica el porqué de la importancia de las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en suelos de grano muy fino.

En el capítulo III se estudia con amplitud la teoría de la consolidación secundaria, basada en la cual se desarrollará el programa de computadora.

En el capítulo IV se desarrolla el programa de computadora para el cálculo de los asentamientos en las estructuras.

En el capítulo V se resuelve un ejemplo tanto manualmente como utilizando el programa de cómputo.

En el capítulo VI se presentan las conclusiones.

CAPITULO II. - GENERALIDADES.

Toda estructura así sea un edificio, un puente, una presa, un tipo de pavimento o aún una embarcación durante su construcción necesita ser cimentada en el suelo en que se construye.

Desde los tiempos prehistóricos la elección de una cimentación satisfactoria ha sido uno de los principales problemas en un proyecto constructivo. Desde el momento en que la mayoría de las estructuras descansan sobre el suelo, el papel de éste como material de cimentación y también como material de construcción ha sido de primordial importancia.

Es de gran interés especular acerca de la Historia de la Ingeniería de Cimentaciones. En las grandes ciudades de las civilizaciones antiguas había una enorme cantidad de grandes edificaciones, las cuales deben haber presentado problemas de cimentación muy parecidos a los que se nos presentan hoy en día en nuestras modernas ciudades. La asombrosa hazaña constructiva que son las Pirámides de Egipto, los Templos de Babilonia, la Gran Muralla China, los acueductos y caminos del Imperio Romano y otras obras igualmente grandiosas, aunque no tan reconocidas históricamente, deben haber tenido su parte de complicados problemas de cimentación. En vista de la variable y complicada naturaleza del suelo es muy probable que sea cierta la aseveración de que desde los tiempos prehistóricos a los modernos, pocos, si es que hay alguno, han sido los problemas que hayan demandado tanta atención, tanta originalidad y tanto ingenio como aquellos que se presentan aso-

-ciados con el suelo.

Una gran parte de las dificultades encontradas en el área de las cimentaciones son debidas a la naturaleza del suelo. Usualmente los materiales de construcción son escogidos entre aquellos que mejor cumplen con los requisitos para el trabajo a desarrollar. Una elección de los tipos de suelo se presenta algunas veces, como por ejemplo, el suelo usado en una presa de tierra, pero la mayoría de las veces no hay elección alguna y se debe utilizar el suelo que se encuentra en el sitio de construcción. Esta situación es común en problemas de cimentaciones y el único recurso a usar, si el sitio elegido no cumple con las condiciones requeridas, es buscar otro que si lo haga, lo cual como puede observarse, no siempre es factible. Si el caracter del suelo es insatisfactorio, puede ser posible, ocasionalmente, mejorarlo por medio de la inyección de algún tipo de substancia; pero en la gran mayoría de los casos, el suelo debe ser utilizado tal y como se encuentra en el sitio elegido.

Algunas veces es imposible el usar algunos suelos como material de cimentación. Las turbas y limos orgánicos son generalmente tan compresibles que se les debe evitar como material de cimentación si esto es posible. Otros tipos de suelo se comportan satisfactoriamente bajo ciertas cargas y para ciertos tipos de estructuras; la arcilla blanda es un ejemplo de esto. Los materiales ideales para una cimentación son las arenas y gravas en estado compacto, arcillas duras, suelos cementados y la roca; es interesante notar, de paso, que una cimentación en roca, la cual es uno de los mejores materiales para usarse como ci-

-mentación, puede ser insatisfactoria en algunas ocasiones, debido a lo caro que resulta excavar hasta el nivel deseado. Este amplio rango de características de los suelos se presenta no sólo para materiales de cimentación, sino también para la tierra como material de construcción. Ningún otro material tiene un rango tan grande de características como el suelo.

No son las variables características del suelo en general, las que tienen la primacía en los problemas complejos, sino la también variable naturaleza del suelo para un sitio dado. Dos muestras de suelo tomadas en puntos separados apenas unos metros y que pertenecen a un mismo estrato el cual se describe como relativamente homogéneo, pueden tener propiedades que difieren bastante. Este carácter variable o errático es típico prácticamente de cualquier depósito de suelo, y algunas veces hace difícil la obtención de las propiedades representativas del suelo.

Sumándose a esta naturaleza variable, el suelo es un material difícil de tratar debido a la complejidad de sus propiedades físicas y debido al gran número de propiedades que deben ser consideradas cuando se desea una detallada información sobre su comportamiento.

Hasta aquí se ha hablado del suelo sin definirlo, a continuación se explica lo que se entiende por suelo y como se origina.

II. 1 . - ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS

En un esquema simplista, el globo terrestre está constituido, primeramente, por un núcleo formado predominantemente por compuestos de hierro y níquel. Se considera, al presente, que la densidad media de este núcleo es considerablemente superior a la de las capas más superficiales; también puede deducirse, del estudio de transmisión de ondas sísmicas a su través, que el núcleo carece de rigidez y esta característica ha inducido a la mayoría de los investigadores a juzgarlo fluido; existe la opinión, empero no suficientemente comprobada, de que la zona en torno al centro del planeta (sobre unos 1,300 Km contra 3,400 Km de radio de todo el núcleo) posee alta rigidez, por lo que deberá considerarse como sólida, en vez de fluida. Un manto fluido (magma) rodea al núcleo.

Envolviendo al manto mencionado se encuentra la corteza terrestre, una capa de densidad decreciente hacia la superficie, formada sobre todo por silicatos. Esta capa, de espesor medio 30-40 Km en las plataformas continentales, está constituida por grandes masas heterogéneas con depresiones ocupadas por los mares y océanos. Toda esta corteza se encuentra aproximadamente en estado de balance isostático, flotando sobre el magma terrestre, más denso. La separación entre la parte fluida y la corteza que la envuelve suele considerarse abrupta, antes que gradual (discontinuidad de Mohorovicic).

Suprayaciendo a la corteza terrestre propiamente dicha, existe una pequeña capa, formada por la disgregación y descomposición de sus úl-

-timos niveles; esta pequeña pátina del planeta, es el suelo, del que ya se ha estado hablando.

Es común la creencia de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían 'vectorialmente'. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. El suelo tiene perfil, y este es un hecho del que se hace abundante aplicación.

'Suelo' es un término del que hacen uso diferentes profesantes. La interpretación varía de acuerdo con sus respectivos intereses. Para el agrónomo, por ejemplo, la palabra se aplica a la parte superficial de la corteza capaz de sustentar vida vegetal, siendo esta interpretación demasiado restringida para el ingeniero. Para el geólogo es todo material intemperizado en el lugar en el que ahora se encuentra y con un contenido de materia orgánica cerca de la superficie; esta definición peca de parcial en Ingeniería Civil, al no tomar en cuenta los materiales transportados no intemperizados posteriormente a su transporte.

Definiremos al suelo como todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie.

El agua juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.

II. 2 . - AGENTES GENERADORES DE SUELOS.

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Sin embargo en último análisis, todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos: desintegración mecánica y descomposición química.

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de la roca por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y sólo en casos especiales arcillas.

Por descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de zonas más frías las formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En los desiertos cálidos, la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; allí los efectos de ciclos de tensiones

y compresiones sobre las rocas, producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

Las reglas anteriores no son, sin embargo, inmutables; la naturaleza suele actuar con una complejidad que desafía cualquier regulación. Por ejemplo, en países fríos o secos pueden existir formaciones arcillosas de importancia, cuando el aporte de corrientes de agua quede en condiciones favorables para constituir un depósito.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de ese concurso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelo resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las Eras Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo; sólo le toca manejarlo tal como la naturaleza se lo presenta.

II. 3 . - SUELOS RESIDUALES Y TRANSPORTADOS.

El suelo producto producto de los ataques del intemperismo puede quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se deriva, dando así origen a los llamados suelos residuales. Pero también esos productos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona. Así se generan los suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denomina transportados.

Existen en la naturaleza numerosos agentes de transporte, de los cuales pueden citarse como principales los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad; todos estos factores actúan a menudo combinándose para transportar los suelos.

II. 4 . - MINERALES CONSTITUTIVOS DE LOS SUELOS GRUESCOS.

Un mineral es una sustancia inorgánica y natural, que tiene una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones. Su composición química y sus propiedades físicas o son fijas o varían dentro de límites definidos. Sus propiedades físicas más interesantes, desde el punto de vista de identificación son: el color, el lustre, la tonalidad de sus raspaduras, la forma de cristalización, la dureza, la forma de fractura y disposición de sus planos cruceros, la tenacidad, la capacidad para permitir el paso de ondas y radiaciones (o luz) y la densidad relativa.

La estructura atómico-molecular del mineral es el factor más importante para condicionar sus propiedades físicas.

En los suelos formados por partículas gruesas los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldespato (de potasio, sodio, o, calcio), micas, olivino, serpentina, etc.; óxidos, cuyos principales exponentes son el cuarzo (SiO_2), la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos, entre los que se destacan la calcita y la dolomita y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente condicionado por su compacidad y por la orientación de sus partículas, por lo que la constitución mineralógica es, hasta cierto punto, secundaria. Ello no debe interpretarse como un motivo para que se descuide este tópico, cuyo estudio puede ser muy informativo en más de un aspecto práctico.

II. 5 . - MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS.

Partiendo de los numerosos minerales (principalmente silicatos) que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, los agentes de descomposición química llegan a un producto final: la arcilla.

La investigación de las propiedades mineralógicas de estos sedimentos, comenzó en épocas recientes (1930) y presenta gran importancia en cuestiones de Ingeniería, pues, a diferencia de lo señalado para los suelos gruesos, el comportamiento mecánico de las arcillas se ve decisivamente influido por su estructura en general y constitución mi-

-neralógica en particular.

Las arcillas están constituidas por silicatos de aluminio hidratados básicamente, presentando además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen, casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas. Existen dos variedades de tales láminas: la silícica y la aluminica.

La primera está formada por un átomo de silicio, rodeado de cuatro de oxígeno, disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro, tal como se muestra en la Fig. I. Estos tetraedros se agrupan en unidades hexagonales, sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos tetraedros.

Un esquema de una unidad hexagonal aparece en la Fig. II. Las unidades hexagonales repitiéndose indefinidamente constituyen una redícula laminar.

Las láminas aluminicas están formadas por retículas de octaedros, dispuestos con un átomo de aluminio al centro y seis de oxígeno alrededor, tal como aparece en la Fig. III. También ahora es el oxígeno el nexo entre cada dos octaedros vecinos, para constituir la redícula.

De acuerdo con su estructura reticular, los minerales de arcilla se encasillan en tres grandes grupos: caolinitas, montmorilonitas e ilitas. Las caolinitas ($Al_2O_3 - 2SiO_2 - 2H_2O$) están formadas por una lámina silícica y otra aluminica, que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas (adsorción).

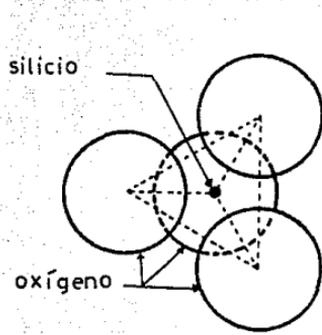


FIG. I

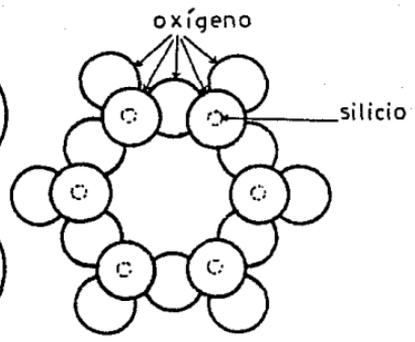


FIG. II

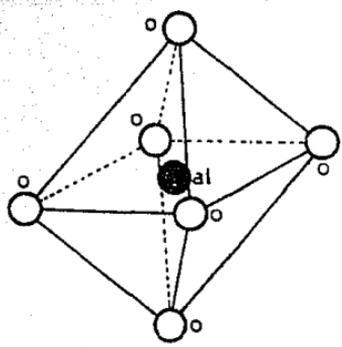


FIG. III

En consecuencia, las arcillas caolínificas serán relativamente estables en presencia del agua.

Las montmorilonitas $((OH)_4Si_8Al_4O_{20} - nH_2O)$ están formadas por una lámina aluminica entre dos silicicas, superponiéndose indefinidamente. En este caso la unión entre las retículas del mineral es débil por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad, a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar. Lo anterior produce un incremento en el volumen de los cristales, lo que se traduce macrofísicamente, en una expansión. Las arcillas montmoriloníticas, especialmente en presencia de agua, presentarán fuerte tendencia a la inestabilidad. Las bentonitas son arcillas de este grupo, originadas por la descomposición química de las cenizas volcánicas y presentan la expansividad típica del grupo en forma particularmente aguda, lo que las hace sumamente críticas en su comportamiento mecánico. Estas arcillas aparecen, desdichadamente, con frecuencia en los trabajos de campo.

Las ilitas $((OH)_4 - Ky(Si_{8-y} - Al_y)(Al_4 - Fe_4 - Mg_4 - Mg_6) O_{20})$ con la literal 'y' por lo general con un valor igual a 1.5) están estructuradas análogamente que las montmorilonitas, pero su constitución interna manifiesta tendencia a formar grupos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen; por ello, su expansividad es menor que la de las montmorilonitas y, en general, las arcillas ilitas, se comportan mecánicamente en forma más favorable.

II. 6 . - FISICO-QUIMICA DE LAS ARCILLAS.

Cuando se comparan las fracciones gruesas de diferentes suelos, se observa que tienen propiedades similares. Lo mismo ocurre, en general, con las fracciones finas de la mayoría de los suelos. Las fracciones muy finas (menores de 2 micrones), por el contrario, tienen una variedad notable de propiedades. Estas observaciones no pueden ser explicadas a menos que se consideren fuerzas cuyo origen se encuentra en la superficie misma de las partículas.

La superficie de toda partícula de suelo lleva una carga eléctrica negativa, cuya intensidad depende principalmente de sus características mineralógicas. Las manifestaciones físicas y químicas debidas a la carga de la superficie constituyen la 'actividad de la superficie' del mineral. Según la mayor o menor intensidad de esta carga, se dice que los minerales poseen una actividad de la superficie grande o pequeña.

En la naturaleza, toda partícula de suelo está rodeada de agua cuyas moléculas, como se sabe, están polarizadas. La carga negativa de la superficie de las partículas de suelo atrae los iones positivos (hidrógeno) de las moléculas de agua, de modo que en la inmediata cercanía del límite de separación entre sólido y líquido, dichas moléculas se encuentran dispuestas según orientaciones definidas. Más allá de esta zona y hasta cierta distancia del límite, la estructura molecular del agua es influida por lo que podría denominarse una acción en cadena. La capa de agua situada dentro de la zona de influencia de

los fenómenos de superficie constituye la 'capa adsorbida' de la partícula. Dentro de esta capa, las propiedades físicas del agua son muy distintas de las que el mismo líquido tiene en condiciones normales a la misma temperatura. Cerca de la superficie de la partícula, el agua tiene las propiedades de un sólido; en zonas más alejadas, las de un líquido muy viscoso, y a medida que se tiende hacia el límite exterior de la capa adsorbida sus propiedades se aproximan más a las del líquido normal.

En toda arcilla, las capas adsorbidas contienen partículas cargadas positivamente - llamadas iones - que provienen del líquido circundante. Estos iones son suministrados por sustancias denominadas electrólitos que, cuando son disueltos en el agua, se disocian en cationes, de carga positiva, y en aniones, de carga negativa. El agua misma es un electrólito, pues una pequeña fracción de sus moléculas siempre se disocia en iones de hidrógeno H^+ y en iones de OH^- . Los ácidos se descomponen en cationes de hidrógeno y aniones tales como Cl^- ó SO_4^{2-} . Las sales y las bases se dividen en cationes metálicos como el Na , Ca ó Mg , y en aniones no metálicos. Como la superficie de toda partícula lleva una carga negativa, todos los cationes, incluido el H^+ son atraídos hacia ella. Estos cationes penetran en las capas adsorbidas y constituyen el 'complejo de adsorción'. El reemplazo de una clase de cationes por otra, dentro de un complejo de adsorción, se denomina 'intercambio de bases'.

Si en el complejo de adsorción de una arcilla predomina un elemento dado, tal como el hidrógeno, Ca ó Na , suele darse al suelo el nombre

del elemento, como por ejemplo: arcilla-H, ó arcilla-Na. El espesor y las propiedades físicas de la capa adsorbida que rodea una partícula dada de suelo, dependen en gran parte de las características del complejo de adsorción. En las fracciones muy finas de las arcillas ordinarias, las partes sólidas y senisólidas de las capas adsorbidas parecen poseer un espesor medio de unos 0.005 micrones. Se estima, sin embargo, que las propiedades del agua no alcanzan a ser completamente normales hasta una distancia de 0.1 micrón, a contar desde la superficie de la partícula mineral. Estos valores se indican al simple objeto de sugerir el orden de magnitud de las dimensiones en juego, ya que las divergencias con respecto a los términos medios pueden ser considerables aún en una misma arcilla, donde el espesor de la capa adsorbida puede depender en gran parte de la descomposición química del complejo de adsorción.

A causa de los fenómenos relacionados con la actividad de la superficie, todo suelo saturado consiste no de dos, sino que de tres elementos diferentes: partículas sólidas, sustancias adsorbidas y agua libre normal. El espesor de las capas adsorbidas parece ser independiente del tamaño de las partículas, así que el porcentaje del volumen total ocupado por las sustancias adsorbidas aumenta a medida que disminuye el tamaño de los granos. Si las partículas son muy pequeñas y además tienen forma de escamas, las sustancias adsorbidas constituyen una porción muy grande del volumen total.

El espesor y las propiedades físicas de las capas adsorbidas son muy distintos para los diferentes minerales. Independientemente de este

hecho, en los suelos de granos gruesos como las arenas, el volumen de material adsorbido es insignificante frente al volumen total del agua de los poros y, por consiguiente, las propiedades de tales suelos dependen exclusivamente de las propiedades de sus granos, las que son muy similares para todos los materiales. Por esta razón, las propiedades de los suelos de granos gruesos dependen exclusivamente de la forma y disposición relativa de sus granos.

Por el contrario, en los suelos de granos muy finos, las sustancias adsorbidas ocupan una parte considerable o aún la mayor parte de los vacíos. Como las propiedades físicas del material adsorbido dependen no sólo de la composición química y mineralógica de las partículas sólidas, sino que también de la naturaleza del complejo de adsorción, ambas deben ser consideradas al estudiar estos factores.

II. 7 . - FUERZAS ELECTROMAGNETICAS EN SUELOS FINOS.

Como ya se explicó, el tipo de relación existente entre los cristales de arcilla que forman la estructura sólida del suelo y el agua que las rodea, es de carácter químico eléctrico. Estas relaciones aún hoy están lejos de ser comprendidas totalmente y es mucho lo que falta por descubrir en torno a ellas; la explicación que a continuación se da sobre el tema no trata de ser, de ninguna forma, exhaustiva sino que trata de dar una visión general del problema.

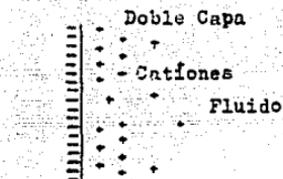
Cuando una partícula cristalina de arcilla queda rodeada de agua, los átomos de oxígeno del cristal quedan en la superficie de éste, como consecuencia de su constitución interna ya explicada. Si el cristal se considerase como un ente ideal sería eléctricamente neutro, con todas sus cargas eléctricas positivas y negativas balanceadas. Aunque la realidad es otra y en los vértices y aristas de los cristales se rompe la continuidad de la estructura, por lo que verdaderamente se tiene, por lo menos en estas zonas, cargas desbalanceadas; es una hipótesis muy razonable y simplificativa en un análisis elemental, el considerar que el cristal en su conjunto es neutro. Las cargas negativas de los átomos de oxígeno en consecuencia crean en la superficie del cristal real, un campo eléctrico hacia el exterior, con lo cual las moléculas del agua vecina se ionizan, de manera que los iones de H positivos resultan captados por el cristal, así como también lo hacen los cationes que pudieran haber en disolución en el agua.

La atracción eléctrica del cristal disminuye rápidamente con la

distancia, de manera que la concentración de cationes en la atmósfera del cristal disminuye también. Puesto que el agua que rodea al cristal es, por lo menos en principio, eléctricamente neutra, la concentración de iones positivos cerca del cristal debe estar balanceada por un número igual de iones negativos moviéndose libremente en el fluido. La distribución de cationes cerca de la superficie del cristal aparece dibujada en la Fig. IV.

Se supone una distribución uniforme de la carga eléctrica en la superficie del cristal, lo cual no es tampoco del todo correcto. La atmósfera de cationes muy cercanos fuertemente unidos al cristal por vínculos eléctricos, así como el grupo de cationes ya ligeramente más desvinculados por su mayor lejanía a la superficie de la partícula, suelen considerarse como dos estratos diferentes, de manera que al sistema en conjunto se le suele llamar 'sistema de doble capa difusa'. La teoría de la electrostática permite calcular expresiones matemáticas para cuantificar al potencial eléctrico en la doble capa como una función de la distancia a la partícula.

En la Fig. V se muestra esquemáticamente la forma de la doble capa en el caso que al agua se le añadiese un electrólito, el aumento de iones libres reduce la tendencia de tales iones a difundirse en el fluido y tiene el efecto final de reducir el espesor de la atmósfera de adsorción. El espesor de dicha atmósfera se ha estimado de 0.1 a 1 micrones en soluciones muy diluidas y se considera mucho más pequeño en soluciones concentradas. Se admite que el espesor de la doble capa varía inversamente con la raíz cuadrada de la concentración de cationes en



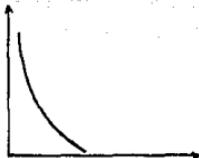
potencial elec.
repulsivo



dist. desde la
superficie
sol. diluida



potencial elec.
repulsivo



distancia desde
la superficie
sol. concentrada

FIG. IV

Y
FIG. V

la solución y es inversamente proporcional a la valencia de dichos cationes.

Cuando dos cristales de arcilla quedan lo suficientemente próximos uno de otro, sus respectivas atmósferas de adsorción se interaccionan de manera que entre ellas aparece una fuerza neta de repulsión. Los cálculos demuestran que la energía libre de los sistemas de doble capa aumenta cuando la superficie se acerca, de forma que es preciso realizar un trabajo exterior para disminuir la separación entre los dos cristales.

Se ha visto también que la fuerza repulsiva entre las partículas disminuye aproximadamente en forma exponencial cuando la distancia entre ellas aumenta, pero de nuevo el fenómeno está influido por la concentración, la valencia y el tamaño de los cationes en la solución, así como por la densidad superficial de carga en la partícula, por la constante dieléctrica del fluido y por la temperatura.

La fuerza repulsiva existente entre los dos cristales próximos no es sin embargo, la única que actúa, pues, según ya se discutió, entre las moléculas de ambos cristales y las moléculas de agua entre ellos, se ejercen también fuerzas atractivas, como consecuencia del efecto Van der Waals. La fuerza neta actuante entre dos partículas de arcilla será, por lo tanto, la suma algebraica de las dos fuerzas opuestas mencionadas.

Las fuerzas de Van der Waals son independientes de la naturaleza del medio que exista entre las partículas, por lo que, para un tipo dado de arcilla, la fuerza neta entre partículas vecinas puede hacerse

variar añadiendo cantidades convenientes de electrolito en una suspensión. Naturalmente que en éste caso, cambia únicamente el potencial repulsivo de las partículas. Cuando en una suspensión de arcilla la fuerza neta es de repulsión, las partículas permanecen separadas y si se depositan lo harán en forma de sedimento relativamente denso, en el que, sin embargo, las partículas continúan separadas unas de otras por el efecto repulsivo de sus atmósferas catiónicas. Esto da lugar a una estructura dispersa. El aumentar la concentración de cationes en la suspensión hace disminuir el potencial repulsivo entre las partículas de arcilla, con lo que aumenta la preponderancia relativa de las fuerzas de atracción, de modo que la posibilidad de que dos partículas al acercarse dentro de su movimiento browniano se atraigan en lugar de repelerse, aumenta; de hecho en este caso la fuerza de atracción entre dos partículas aumenta al disminuir su distancia. Si se llega a esta situación, se dice que el suelo se floccula, fenómeno que produce, cuando la sedimentación tiene lugar, un depósito de agrupaciones de partículas muy suelto, ya que cada unidad depositada posee una alta proporción de vacíos.

Se ve así que la arcilla resultante de un proceso de sedimentación que se encuentre en un lugar determinado, depende en gran medida de las propiedades electrolíticas del agua en la que ocurrió el depósito; la arcilla será más flocculada y por lo tanto más compresible cuanto mayor haya sido la riqueza electrolítica del medio en que se sedimentó. Así las arcillas marinas, por ejemplo, son altamente flocculadas en tanto que los sedimentos de agua dulce tenderán a estructuras más dispersas.

El proceso de floculación hace que las agrupaciones de cristales de arcilla, que llegan a ser relativamente pesadas, se depositen al mismo tiempo que otras partículas de mayor tamaño que puedan existir en el medio; en la sedimentación de suelos dispersos, en que los pequeños cristales se depositan individualmente, por el contrario, funcionará un proceso de selección, de manera que si hay partículas gruesas de diversos tamaños, el sedimento tenderá a estratificarse, de acuerdo con la velocidad de caída de los granos individuales.

CAPITULO III. - TEORIA DE LA CONSOLIDACION SECUNDARIA.

III. 1 . - CONCEPTOS BASICOS.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por aumento de las cargas sobre el suelo, se llama proceso de consolidación.

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 sólo en dirección vertical; ésta es la consolidación unidireccional o unidimensional. En el caso citado arriba, por ejemplo, la consolidación sería de éste tipo, considerando que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas son nulos.

Si eventualmente, el anterior material depositado llegara a subyacer en el lugar donde se construya una estructura y se observa el comportamiento ulterior del suelo, podrá notarse que los estratos se comprimen aún más, bajo las nuevas cargas que se les comunica. El que los

desplazamientos horizontales de la arcilla sean o no esencialmente nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arena o grava o de materiales más rígidos, o si el estrato de arcilla, aún siendo grueso, contiene gran cantidad de capas delgadas de arena, ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede despreciarse, en comparación a los desplazamientos verticales.

En estos casos las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a cargas aplicadas.

En este capítulo se detallará a continuación la Teoría de la Consolidación Secundaria debida a Leonardo Zeevaert, y en la cual se basará el programa de cómputo para el cálculo de asentamientos.

III. 2 . - TEORIA DE LA CONSOLIDACION SECUNDARIA.

Se ha observado que los materiales del subsuelo en adición a las propiedades elasto-plásticas poseen una alta viscosidad intergranular. Este fenómeno es especialmente importante en suelos finos a muy finos y de baja a muy baja permeabilidad, tales como arcillas, limos arcillosos y arcillas limosas. Por otro lado, se sabe que el retraso hidrodinámico durante la deformación volumétrica es producido cuando los poros de la estructura del suelo están saturados, y no es posible obtener un cambio de volumen rápido debido a la aplicación de la carga, hasta que el agua gravitacional que ocupa los poros sea expelida de ellos. Por lo tanto, cuando se realiza una prueba de consolidación, la relación de vacíos e_1 no puede ser reducida a la relación de vacíos e_2 rápidamente por la aplicación de un incremento de esfuerzos. (Figs. VI y VII).

La curva de compresibilidad es obtenida mediante incrementos de esfuerzo sostenidos por períodos de tiempo iguales; de cualquier modo, al obtener una curva de compresibilidad, los incrementos de esfuerzo deben permanecer actuando por un largo tiempo, hasta observar cambios en la relación de vacíos que sean importantes. Es práctica común en las pruebas de arcilla permitir 24 horas para cada incremento de esfuerzos. Las curvas de consolidación cualitativas para tres tipos de materiales sujetos a incrementos de esfuerzos sostenidos se muestran en la Fig. VIII. Arena muy fina con un coeficiente de permeabilidad del orden de 10^6 veces más grande que el de las arcillas se consolida

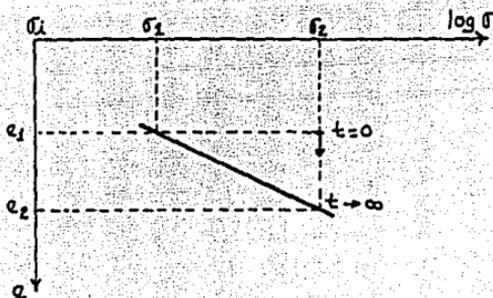


FIG. VI

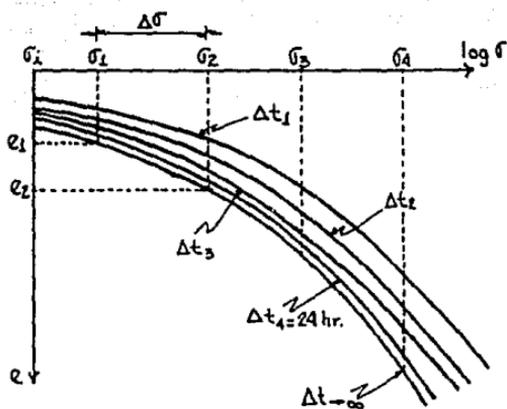
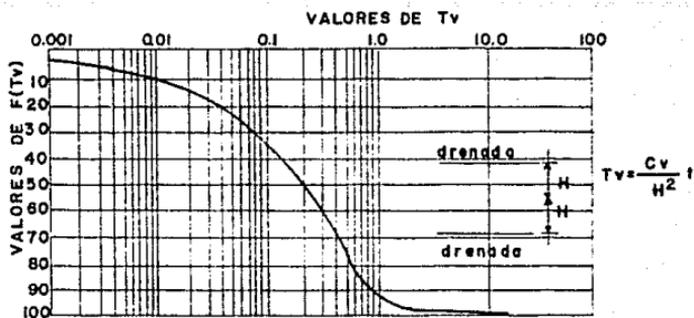
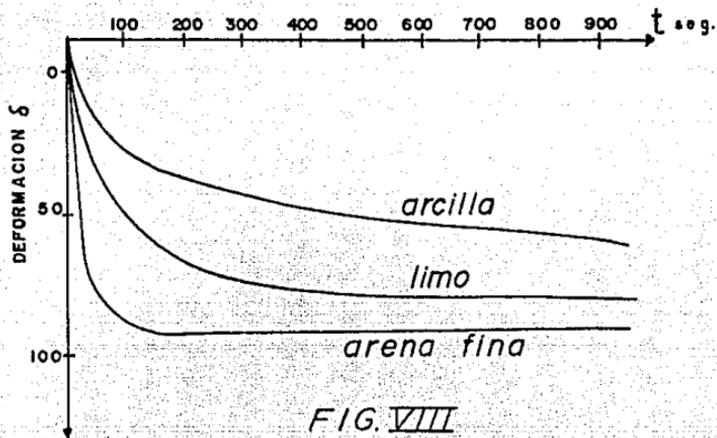


FIG. VII



rápidamente, y limos con una permeabilidad 10^3 veces más grande que la de las arcillas, se consolidan con un rango intermedio. Las observaciones muestran que una vez que el agua gravitacional ha sido expelida de los poros de la estructura del suelo, una deformación viscosa intergranular continúa, producida por el desplazamiento relativo de los granos en la estructura del suelo. Este fenómeno de viscosidad intergranular se conoce comúnmente en la mecánica de suelos como la consolidación secundaria.

La teoría de la consolidación explicada por Terzaghi (1925) trata exclusivamente el fenómeno hidrodinámico que ocurre cuando el agua gravitacional es expelida de los poros de la resistente estructura elástico-plástica del suelo, en el cual el efecto de la viscosidad intergranular no ha sido considerado. Por medio de la teoría de la consolidación nosotros encontramos una relación aproximada para el cambio en la relación de vacíos con respecto del tiempo para un suelo saturado y para un incremento sostenido durante el proceso de deformación.

En el campo, un estrato de suelo puede ser considerado como confinado a cero deformación lateral cuando el espesor del estrato es pequeño comparado con el área cargada. En este caso, la prueba de consolidación representa aproximadamente las condiciones del campo. El entendimiento teórico del fenómeno involucrado nos permitirá ajustar los resultados de las propiedades del material y deducir los parámetros necesarios obtenidos en el laboratorio para la resolución de problemas de consolidación en el campo. Las hipótesis de trabajo en la teoría de la consolidación son las siguientes:

- 1.- La masa de suelo está saturada, es homogénea e isotrópica.
- 2.- El agua y los granos de suelo son incompresibles.
- 3.- La expulsión de agua es sólo aquella que corresponde al agua gravitacional expelida de los poros de la estructura del suelo. La ley de Darcy se considera válida.
- 4.- El cambio en la relación de vacíos o deformación volumétrica se aproxima a un valor finito, cuando el proceso de consolidación se termina.
- 5.- Las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación del material se encuentran solamente relacionadas con aquellas en la inmediata elasticidad y plasticidad. Por lo tanto, después de que el proceso de consolidación ha ocurrido, se obtiene el equilibrio elasto-plástico.

Bajo las anteriores hipótesis de trabajo, la teoría de Terzaghi puede ser aplicada. El porcentaje promedio de consolidación se expresa como sigue:

$$U\% = 100\% \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} \bar{Q}_N^{-1} \left[\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v \right] \right\} \dots (1)$$

La fórmula anterior es útil para calcular el porcentaje promedio de consolidación de un estrato de suelo confinado a cero deformación lateral. La cantidad T_v es llamada el 'factor tiempo'. Se puede escribir:

$$U = F(T_v) \dots (2)$$

La función $F(T_v)$ puede ser llamada la función de Terzaghi para

consolidación teórica. En la práctica, es usual encontrar estratos de suelos impermeables limitados por suelos permeables sirviendo como superficies de drenaje. Bajo estas condiciones, el factor tiempo tiene el siguiente valor:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad \dots(3)$$

La función de Terzaghi ha sido graficada en escalas semilogarítmicas, de donde podemos observar que la curva tiene la tendencia a volverse asintótica rápidamente para valores de T_v iguales o mayores que la unidad, (Fig. IX). Para pequeños valores de T_v (por ejemplo, $T_v = 0.01$) el grado de consolidación promedio rápidamente alcanza el 12%. Usando la función de Terzaghi, la compresión puede ser calculada como una función del tiempo para un estrato de espesor $2H$. Por lo tanto la deformación volumétrica es:

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{ep} \cdot F(T_v) \quad \dots(4)$$

en la cual:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\delta_t}{2H} \quad , \quad \Delta \epsilon_{ep} = \frac{\delta_{ep}}{2H} \quad \dots(5)$$

de aquí:

$$\delta_t = \delta_{ep} \cdot F(T_v) \quad \dots(6)$$

El valor δ_t representa la compresión del estrato con el tiempo. Después que el proceso de consolidación ha ocurrido, esto es, cuando

$F(Tv) \rightarrow 1$, la compresión última será:

$$\delta_{ep} = m_{ep} (2H) \Delta \sigma \dots (7)$$

Las comparaciones pueden ser estudiadas, considerando dos estratos igualmente drenados con espesores $2H_1$ y $2H_2$ respectivamente. Para el mismo grado promedio de consolidación los tiempos de consolidación están en la siguiente proporción:

$$\frac{Cv_1}{Cv_2} \frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \dots (8)$$

Cuando el coeficiente de consolidación es igual para ambos estratos podemos escribir:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \dots (9)$$

Por medio de esta simple relación, es posible correlacionar la consolidación en el espécimen de prueba con un estrato en el campo con las mismas características de drenaje.

El próximo paso importante en la teoría de la consolidación es la determinación del coeficiente de consolidación :

$$Cv = \frac{k}{m_{ep} \gamma_w} \dots (10)$$

éste es función del coeficiente de permeabilidad k , del coeficiente de compresibilidad volumétrica m_{ep} y del peso específico del agua γ_w . Las unidades de Cv están dadas en cm^2/seg . Además, como k es imposible

de determinar en materiales impermeables como limos y arcillas por medio de pruebas de permeabilidad, el valor de C_v se obtiene de las curvas de consolidación obtenidas cuando se realizan las pruebas de laboratorio. La técnica para realizar las pruebas de consolidación se describe en libros elementales de mecánica de suelos.

Cuando se aplica un incremento de esfuerzo al espécimen de la prueba, se obtiene una curva de consolidación similar a la mostrada en la Fig. X. Puede observarse que la compresión volumétrica no termina como la teoría predice sino que cuando la consolidación teórica está cerca del final -- en la mayoría de los casos en la vecindad de $T_v = 1.0$ -- la compresión volumétrica continúa. La rama inclinada después de la curva es conocida en mecánica de suelos como la consolidación secundaria, y en algunos suelos juega un papel muy importante. La presión en exceso a la hidrostática en los poros durante este proceso es pequeña, puesto que la mayoría de los esfuerzos aplicados han sido transmitidos a la estructura del suelo, el cual, por lo tanto, continúa cambiando su volumen debido a viscosidad intergranular. La consolidación teórica representada por el cambio en volumen en la estructura del suelo, juega un papel muy importante durante la primera parte del proceso. Se puede observar en estudios más amplics, que la teoría de la consolidación explica sólo el fenómeno del retraso hidrodinámico el cual es función de la permeabilidad y compresibilidad del material, y del espesor del estrato.

Al calcular la deformación volumétrica como una función del tiempo, es necesario determinar el valor medio del coeficiente de consoli-

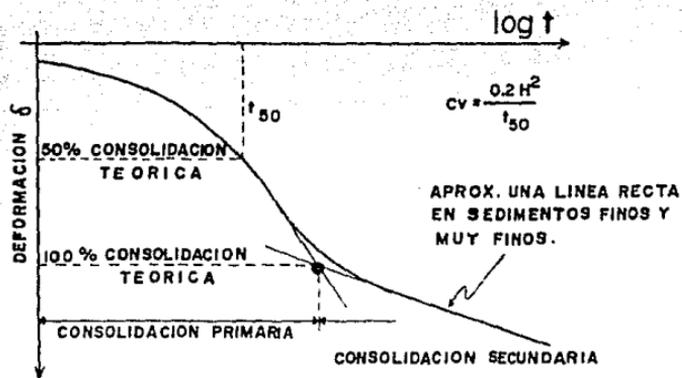


FIG. X

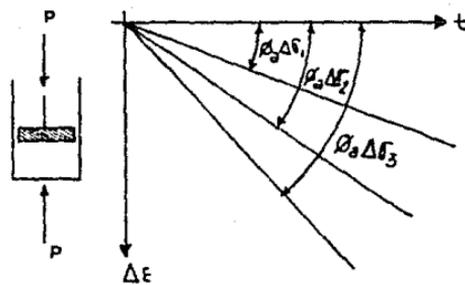


FIG. XI

-dación C_v para cada estrato del subsuelo. Cuando el material es de baja viscosidad intergranular, es posible utilizar un procedimiento propuesto por Arthur Casagrande. Este procedimiento empírico asume que, en la intersección de las tangentes a la curva de consolidación teórica y a la de compresión secundaria, la consolidación hidrodinámica se ha completado; por tanto, esta es aproximadamente el 100 %, de acuerdo con la teoría de Terzaghi. Por lo que, el tiempo transcurrido hasta alcanzar el 50 % de consolidación teórica se puede obtener, correspondiendo este a un factor de tiempo de $T_v \approx 0.2$. Con esta información el valor del coeficiente de consolidación C_v se puede calcular por medio de la fórmula:

$$C_v = \frac{0.2 H^2}{t_{50}} \dots (11)$$

donde $2H$ representa el espesor del espécimen de prueba al instante de aplicar el incremento de presión $\Delta\sigma$. El valor promedio de C_v así obtenido es graficado contra el nivel medio de esfuerzos, esto es:

$$\sigma + \frac{1}{2} \Delta\sigma \dots (12)$$

Para dar una idea de la importancia del coeficiente de consolidación para materiales arcillosos de alta a muy alta compresibilidad, se dará un ejemplo con valores en el rango de materiales impermeables:

Compresibilidad	$\frac{\text{cm}^2}{\text{Kg}}$ mep	cm/seg k	$\frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$ C_v
Muy Alta (arcilla limosa)	0.1	10^{-8}	10^{-4}
Alta (limo arenoso-arcilloso)	0.05	10^{-7}	2×10^{-3}

Considerando un estrato de 20 m. de espesor drenado en ambas caras, el tiempo para alcanzar el 50 % de consolidación es:

$$t = \frac{0.2 H^2}{C_v} \dots(13)$$

Y usando los valores numéricos encontrados, en el primer caso tarda 63.5 años y en el segundo 3.2 años.

Por lo tanto, la importancia del estudio de la deformación como una función del tiempo es evidente. Si el estrato en el campo es sujeto a un incremento de esfuerzo de 0.5 kg/cm^2 , la compresión será :

$$\delta_{50\%} = (0.5) m_{cp} (2H) \Delta \sigma \dots(14)$$

En el primer caso, la deformación será de 50 cm en 64 años; en el segundo, 25 cm. rápidamente. Por lo que, la pregunta que surge es ¿Cuál depósito será más deseable para soportar la construcción desde el punto de vista de asentamientos en la Ingeniería de Cimentaciones?. Evidentemente, el primer caso será preferible, puesto que en 5 años el valor de T_v será de 0.016, con una consolidación de sólo 14 %; o sea, un asentamiento de 14 cm., contra 25 cm. de asentamiento inmediato después de aplicar la carga en el segundo caso. Un asentamiento grande y rápido causará daños a la estructura. De aquí, que es importante correlacionar la teoría de consolidación de Terzaghi con consideraciones reológicas, para poder ser capaces de tratar con problemas más complicados.

III. 3 . - UNIDAD LINEAL DE FLUIDEZ VISCOSA.

Las leyes fenomenológicas de la viscosidad lineal elasto-plástica pueden ser estudiadas también por medio de modelos reológicos simples para encontrar el significado de los parámetros involucrados en las expresiones matemáticas.

Cuando un cuerpo se comporta de acuerdo con la Ley de Newton (1685)

$$\frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_N = \phi_a \Delta \sigma_N \quad \dots(15)$$

La cual establece que el rango de deformación es directamente proporcional al esfuerzo aplicado, el material representa el líquido newtoniano perfecto. En éste, el coeficiente de proporcionalidad mide la fluidez, y es considerado constante durante el período de deformación bajo carga sostenida. De la ley de Newton se obtiene la siguiente expresión :

$$\Delta \epsilon_N = \phi_a \int_0^t \Delta \sigma_N dt \quad \dots(16)$$

Si la carga permanece constante:

$$\Delta \epsilon_N = \phi_a \cdot \Delta \sigma_N \cdot t \quad \dots(17)$$

La representación gráfica de éste comportamiento se da en la Fig. XI, donde se observa que para cada valor de $\Delta \sigma$ una línea recta $\Delta \epsilon$ contra t se obtiene, representando un fenómeno viscoso lineal.

Nótese que el recíproco de ϕ_a representa la viscosidad del material. Sin embargo, en la aplicación de los conceptos de viscosidad y fluidez a sedimentos naturales, se debe notar que del comportamiento observado, los sedimentos reales no proceden con una fluidez lineal. Por ejemplo, las arcillas son minerales que bajo condiciones confinadas muestran un rango de decrecimiento de la deformación con el tiempo debido a viscosidad intergranular no lineal. La viscosidad del material se incrementa debido a que los granos tienden a acercarse y establecer más contacto. Vamos a asumir, por lo tanto, que la deformación elástica es retardada por el fenómeno de viscosidad lineal. Este tipo de comportamiento puede ser investigado considerando un modelo de Hooke y un modelo de Newton en paralelo, obteniéndose así lo que se conoce como el modelo de Kelvin (Fig. XII).

La condición de carga es la siguiente:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_H + \Delta \sigma_N \quad \dots(13)$$

Y la deformación está dada por :

$$\Delta \epsilon = \Delta \epsilon_H = \Delta \epsilon_N \quad \dots(19)$$

Por lo que se puede obtener:

$$\Delta \epsilon_H = \alpha_e \Delta \sigma_H \quad \dots(20)$$

Y:

$$\frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_N = \phi_a \Delta \sigma_N \quad \dots(21)$$

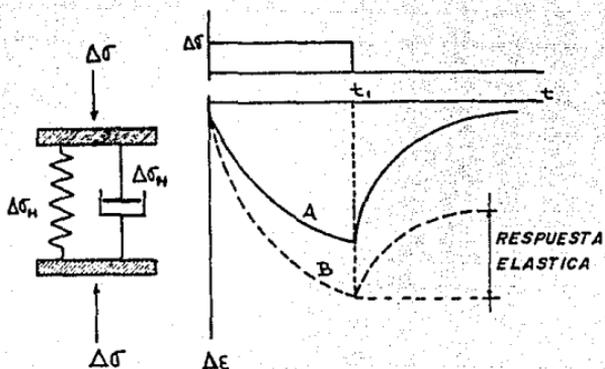


FIG. XII

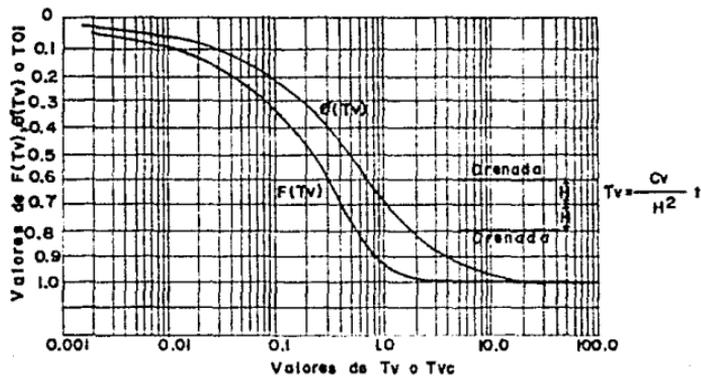


FIG. XIII

Sustituyendo en la ecuación 18:

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta \epsilon}{\alpha_e} + \frac{1}{\phi_a} \frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon \quad \dots(22)$$

La solución a ésta ec. diferencial es :

$$\Delta \epsilon = e_N^{-\left(\phi_a/\alpha_e\right)t} \phi_a \int e_N^{\left(\phi_a/\alpha_e\right)t} \Delta \sigma dt + C \quad \dots(23)$$

De la expresión 23 después de la integración y considerando un esfuerzo sostenido $\Delta \sigma$, el fenómeno de retraso elástico ya sea en compresión o expansión puede ser obtenido considerando que para $t = 0$, $\Delta \epsilon = 0$:

$$\Delta \epsilon = \alpha_e \left[1 - e_N^{-\left(\phi_a/\alpha_e\right)t} \right] \Delta \sigma \quad \dots(24)$$

Esto implica que la unidad o modelo elástico no se deformará inmediatamente, sino más bien gradualmente tanto como la viscosidad lineal lo permita, tal que, después de un largo tiempo, la deformación total elástica bajo un esfuerzo $\Delta \sigma$ sea al fin alcanzada. Después de remover los esfuerzos, tendrá lugar una expansión también como función del tiempo. Este fenómeno es observado en los suelos como el efecto del proceso hidrodinámico de expelir el agua gravitacional de los poros del material de acuerdo con la teoría de la consolidación. Por lo tanto, el modelo de Hooke puede ser sustituido por series de modelos de St. Venant representando el comportamiento elasto-plástico, entonces el modelo de Kelvin contendrá elementos elasto-plásticos capaces de tomar un incremento de esfuerzo. El comportamiento del modelo de Kelvin es el mismo que el modelo reológico de Terzaghi, excepto que el

valor de α_a representando el comportamiento elástico será sustituido por α_{ep} que es el parámetro que representa el comportamiento elasto-plástico bajo la aplicación de incrementos de esfuerzo. Por lo tanto:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \alpha_{ep} \left[1 - e_N^{-(\phi_a/\alpha_{ep})t} \right] \Delta \sigma \dots (25)$$

Por la remoción de esfuerzos, sólo la respuesta elástica es retrazada por la fluidez lineal, como se muestra en la curva B en la Fig.

XII.

Sin embargo, el suelo puede ser considerado como construido por un gran número de modelos Kelvin elasto-plásticos, de aquí que la deformación:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \Delta \sigma \sum \alpha_n \left(1 - e_N^{-(\phi_a/\alpha_n)t} \right) \dots (26)$$

Llamando $\sum \alpha_n = \alpha_{ep}$ al módulo de deformación elasto-plástica promedio, la expresión de arriba puede ser escrita en la forma de series de elementos por unidad de volumen :

$$(27) \dots \Delta \epsilon_{ep} = \alpha_{ep} \Delta \sigma \left[1 - \sum \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} e_N^{-(\phi_a/\alpha_n)t} \right]$$

III. 4 . - RELACIONES ENTRE LOS MODELOS DE KELVIN Y TERZAGHI.

Desde que $\alpha_{ep} \Delta \sigma$ representa la deformación total cuando el proce-

-so se completa ($t \rightarrow \infty$), el factor deformación-tiempo representado entre paréntesis puede ser comparado con la teoría de Terzaghi. De la fórmula 1 encontramos las relaciones entre Kelvin y Terzaghi:

$$\frac{\phi_a}{\alpha_n} t = (2m+1)^2 \frac{\pi^2}{4} T_v \dots(28)$$

Y:

$$\frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} = \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} \dots(29)$$

De las cuales :

$$\frac{\phi_a}{\alpha_{ep}} = 2 \frac{T_v}{t} \quad \text{ó} \quad \frac{\phi_a}{\alpha_{ep}} = \frac{2C_v}{H^2} \dots(30)$$

De otra forma : $\alpha_{ep} \Delta \sigma = m_{ep} \Delta \sigma$. De aquí: $\alpha_{ep} = m_{ep}$, y la fluidez promedio es :

$$\phi_a = 2 m_{ep} \frac{C_v}{H^2}, \quad \frac{\text{cm}^2}{\text{kg} \cdot \text{seg}} \dots(31)$$

Por lo tanto, la función de Terzaghi puede ser representada también por series de modelos elasto-plásticos de Kelvin; los parámetros tienen las relaciones expresadas anteriormente.

De la teoría de la consolidación tenemos:

$$C_v = \frac{k}{m_{ep} \gamma_w} \dots(32)$$

y el valor de la fluidez lineal es expresado también como una función del coeficiente de permeabilidad y del espesor del estrato $2H$ drenado por ambas caras :

$$\sigma_a = \frac{2k}{\gamma_w H^2} \dots (33)$$

III. 5 . - TEORIA DE LA CONSOLIDACION CUANDO LA CARGA SE INCREMENTA LINEALMENTE CON EL TIEMPO.

En la práctica, durante la construcción de un edificio, el incremento de carga es aplicado gradualmente en un estrato de suelo compresible. Por lo que, es de interés para el ingeniero de cimentaciones investigar el comportamiento tébrico bajo estas condiciones. Desde el punto de vista práctico, asumimos que la aplicación del incremento de esfuerzos es lineal con el tiempo; por lo que :

$$\Delta\sigma_t = \frac{\Delta\sigma_c}{t_c} t \dots (34)$$

En la cual $\Delta\sigma_c$ es el incremento total aplicado de carga por unidad de superficie en el tiempo de construcción t_c . De aquí:

$$\Delta\sigma_t = \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t \dots (35)$$

De las consideraciones encontradas sobre modelos reológicos, y con el uso de modelos elasto-plásticos de Kelvin con viscosidad lineal, para un incremento lineal de la carga con el tiempo encontramos la función de consolidación:

$$\Delta \epsilon_t = \bar{\epsilon}_N^{-\left(\phi_a/\alpha\right)t} \phi_a \Delta \dot{\sigma}_c \int e_N^{\left(\phi_a/\alpha\right)t} \cdot t dt + C \dots (36)$$

Considerando $\Delta \epsilon_t = 0$ para $t=0$, tenemos después de la integración :

$$(37) \dots \Delta \epsilon_t = \alpha \Delta \dot{\sigma}_c t - \phi_a \left(\frac{\alpha}{\phi_a}\right)^2 \Delta \dot{\sigma}_c \left(1 - \bar{\epsilon}_N^{-\left(\phi_a/\alpha\right)t}\right)$$

De ésta expresión obtenemos el rango de deformaciones :

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_t = \alpha \Delta \dot{\sigma}_c \left(1 - \bar{\epsilon}_N^{-\left(\phi_a/\alpha\right)t}\right) \dots (38)$$

Para un número múltiple de modelos, con la ayuda de las relaciones entre la teoría de Kelvin y Terzaghi podemos escribir:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \cdot F(T_v) \dots (39)$$

De aquí:

$$\Delta \epsilon = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \int_0^t F(T_v) dt + C \dots (40)$$

La constante de integración puede encontrarse considerando $\Delta \epsilon = 0$ para $t = 0$, por lo que:

$$(41) \dots \Delta \epsilon = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c t \left\{ 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} \left(1 - \bar{\epsilon}_N^{-\left[(2m+1)^2 \pi^2 / 4\right] T_v}\right) \right\}$$

Llamando al valor entre paréntesis $\phi(T_v)$, podemos escribir:

$$\Delta \epsilon = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \cdot t \cdot \phi(T_v) \dots (42)$$

La función $\phi(T_v)$ es graficada contra valores de T_v en la Fig. XIII.

La fórmula 42 representa la compresión de un estrato cuando el incremento de esfuerzos se aplica linealmente con el tiempo. En la práctica, sin embargo, se requiere aplicar el incremento de esfuerzo sólo hasta el tiempo t_c correspondiente al tiempo de construcción permaneciendo después constante. Por lo tanto, entre los tiempos: $0 < t < t_c$, la ecuación 42 es válida. De aquí:

$$\Delta \epsilon_1 = m_{ep} \Delta \sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} \phi(T_v) \dots (43)$$

Para valores de $T_v \geq T_{vc}$, después que $\Delta \sigma_c$ se vuelve constante, $F(T_v)$ debe ser satisfecha. (Fig. XIV). Para la segunda parte de la deformación:

$$\Delta \epsilon_2 - (\Delta \epsilon_2)_{t_c} = m_{ep} \Delta \sigma_c [F(T_v - T_{01}) - F(T_{vc} - T_{01})] \dots (44)$$

Donde T_{01} puede ser considerado como un factor retardante del tiempo. La función es retrasada debido a la aplicación lineal del incremento de esfuerzo, que, sin embargo, sufre una brusca discontinuidad en el tiempo t_c . En este tiempo $\Delta \epsilon_1 = \Delta \epsilon_2$. De aquí, el valor de T_{01} puede ser determinado para $t = t_c$ por medio de la siguiente condición (Fig. XIV):

$$\phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01}) \dots (45)$$

Al calcular la consolidación de un estrato de espesor $2H$, cuando el incremento de carga es aplicado linealmente con el tiempo hasta el período

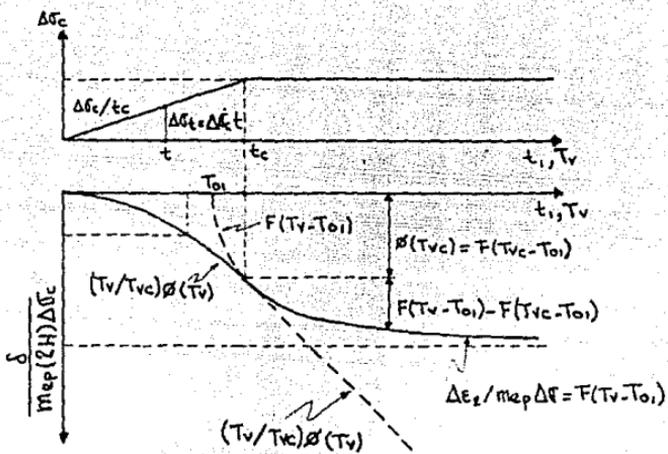


FIG. XIV

do de construcción te y después permanece constante, usamos las fórmulas:

$$\text{Para } 0 < T_v < T_{vc} \quad \frac{\Delta \epsilon_1}{mep \Delta \theta} = \frac{T_v}{T_{vc}} \phi(T_v) \quad \dots(46)$$

$$\text{Para } T_v > T_{vc} \quad \frac{\Delta \epsilon_2}{mep \Delta \theta} = F(T_v - T_{01}) \quad \dots(47)$$

El valor de T_{01} puede ser determinado usando la Fig. XIII. Conociendo el valor de T_{vc} para un caso específico, el valor de $\phi(T_{vc})$ es determinado y luego $\phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01})$ usando la función $F(T_v)$ el valor de $(T_{vc} - T_{01})$ es encontrado y de aquí el valor de T_{01} . Sin embargo, una fórmula para el valor de T_{01} puede ser encontrada usando el primer término de las funciones de $F(T_v)$ y $\phi(T_v)$ respectivamente. Para valores de $T_v > 0.1$

$$1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-(\pi^2/4)(T_{vc} - T_{01})} = 1 - \frac{1}{T_{vc}} \frac{32}{\pi^4} (1 - e^{-(\pi^2/4)T_{vc}}) \quad \dots(48)$$

y, resolviendo para T_{01} , obtenemos:

$$T_{01} = \frac{4}{\pi^2} \ln \frac{4(e^{(\pi^2/4)T_{vc}} - 1)}{\pi^2 T_{vc}} \quad \dots(49)$$

Los valores de T_{01} vs. T_{vc} se grafican en la Fig. XV.

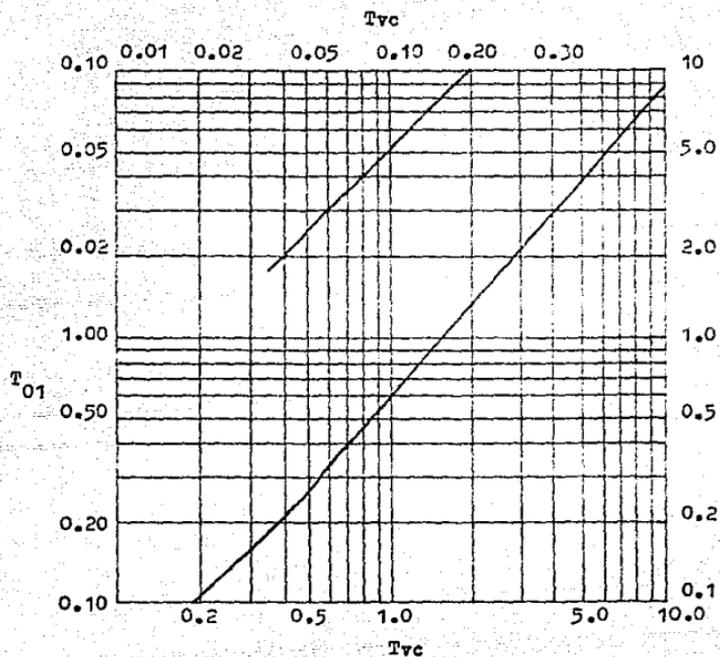


FIG. XV

III. 6 . - VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS SEDIMENTARIOS SATURADOS.

La consolidación secundaria observada en materiales que exhiben viscosidad intergranular, tales como las arcillas limosas lacustres y marinas y limos arcillosos de los mismos lugares, y aquellos que contienen coloides orgánicos, es de gran importancia en la mecánica de suelos y para el ingeniero de cimentaciones, al calcular desplazamientos verticales y horizontales en este tipo de depósitos de suelo. El hecho es que el comportamiento real del suelo aparece explícitamente, después que la primera parte del proceso hidrodinámico ha ocurrido.

Después de ello, se observa claramente un fenómeno viscoso intergranular. Una importante fracción de la deformación elástica y plástica toma lugar implícitamente durante el proceso hidrodinámico de consolidación, de acuerdo con la teoría de Terzaghi, y la estructura del suelo gradualmente toma los esfuerzos efectivos. Sin embargo, después que la compresión ha alcanzado un avanzado grado de consolidación, el cambio en volumen continúa. Este fenómeno es conocido en mecánica de suelos como la consolidación secundaria, y puede ser interpretado como un fenómeno viscoso intergranular donde el rango de deformación volumétrica se decreta con el tiempo, y al final, motiva la solidificación del material bajo el incremento de esfuerzo aplicado. Esto ocurre con muy bajos gradientes hidráulicos en suelos saturados.

La consolidación de un depósito de arcilla puede ser dividida en dos partes fundamentales. Primero, la compresión debida al retraso hidrodinámico tomado por el agua gravitacional, conocida como la teoría

de la consolidación de Terzaghi, que implica sólo el retraso de la deformación elasto-plástica, y segundo, la compresión que recibe el nombre de consolidación secundaria representada por una ley fenomenológica de compresión debida a efectos viscosos. En la mayoría de los casos y en un cierto rango de tiempo, se observa que la viscosidad intergranular es una función lineal del logaritmo del tiempo. La ley logarítmica lineal fue reportada primero por K.A.S. Buisman (1936) en Holanda, de observaciones hechas en campo y laboratorio (Fig. XVI), y puede ser escrita como sigue :

$$\delta_t = \delta_B + C_t \log \frac{t}{t_B} \quad \dots(50)$$

Donde C_t representa la inclinación de la línea, y t_B es el tiempo al cual se observa que la ley logarítmica lineal empieza a tener efectos. Las observaciones hechas en el laboratorio y en el campo muestran con gran aproximación la ley fenomenológica arriba mencionada en sedimentos lacustres y marinos tales como arcillas, arcillas limosas, limos arcillosos y limos.

El efecto de la viscosidad intergranular puede ser claramente detectado en las curvas de consolidación de materiales saturados cuando se grafican en escala semilogarítmica (Fig. XVII). La curva A muestra el comportamiento observado cuando el efecto de la viscosidad intergranular es pequeño; la curva B representa un valor intermedio y la curva C representa un material con un comportamiento viscoso intergranular muy alto. Del fenómeno mencionado anteriormente se puede concluir que la teoría de la consolidación de Terzaghi sola no expresa satisfactoriamente el cambio volumétrico con el tiempo de sedimentos impermeables. Más aún, la simple ley observacional, ec. 50, no permite una interpre-

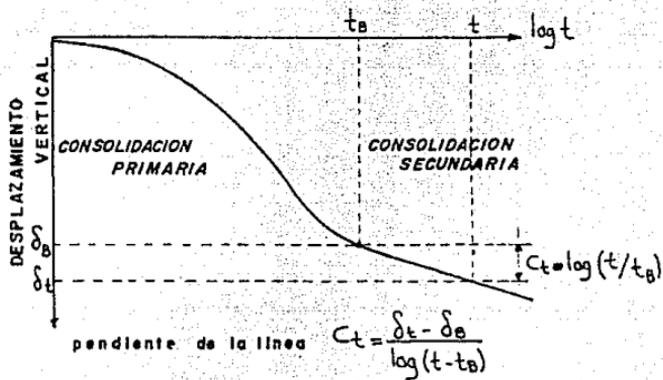


FIG. XVI

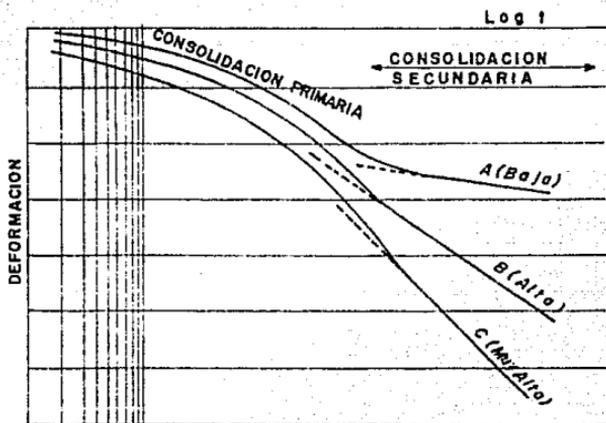


FIG. XVII

-tación del fenómeno que nos capacite a correlacionar resultados de pequeños especímenes de prueba en el laboratorio con grandes depósitos en el campo. Consecuentemente, es necesario dar un paso adelante y establecer una teoría aproximada que permita, para uso práctico, correlaciones más satisfactorias con las observaciones fenomenológicas.

Un suelo sedimentario es depositado en aguas tranquilas y contiene desde el punto de vista granulométrico y mineralógico una variedad de granos, desde arena muy fina, y minerales arcillosos y limosos a coloides orgánicos. El sedimento contiene también conchas microscópicas y diatomeas. Durante la sedimentación, ocurre la floculación debido a una bien conocida acción electrolítica presente prácticamente en todos los sedimentos finos depositados en aguas tranquilas (Fig. XVIII). Los minerales arcillosos y coloides se adhieren a los granos de limos, diatomeas, conchas microscópicas y los cubren totalmente; también ellos se aglomeran en racimos formando granos en orden de tamaño de limos finos a arena fina. La estructura formada por todos estos diferentes tipos de granos constituye la estructura porosa del suelo, la cual es capaz de transmitir esfuerzos efectivos. Los poros en la estructura del suelo se llamarán SS; ellos pueden ser considerados más grandes que los poros encontrados en las aglomeraciones de minerales arcillosos y coloides, llamados poros VP (Fig. XIX). Durante la compresión confinada es evidente que en orden que un cambio de volumen ocurra, el total del sistema de poros tiene que cambiar en volumen expeliendo el agua gravitacional que contienen hacia la superficie de drenaje. Se asume que la presión del agua de los poros submicroscópicos VP es consistentemente igual

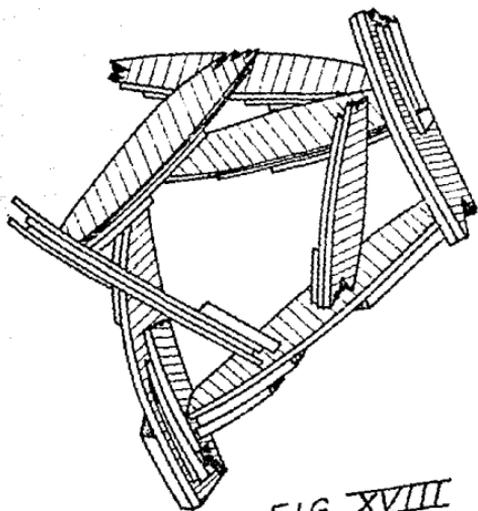
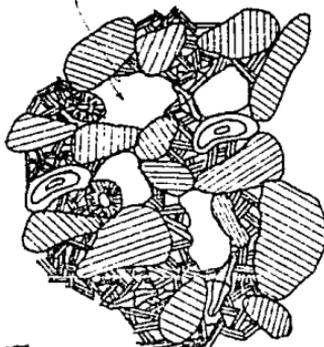


FIG. XVIII

POROS DEL ESQUELETO
ESTRUCTURAL DEL SUELO O
POROS SS



MINERALES DE LA ARCILLA Y COLOIDES
CON POROS VP



LIMO Y ARENA MUY FINA



CONCHAS Y DIATOMEAS DEL TAMAÑO
DE LIMOS

FIG. XIX

o mayor que aquella que actúa en los poros SS, del esqueleto o estructura del suelo; de aquí que se tenga un flujo de agua de los poros VP a los poros SS y de ellos a las superficies de drenaje. De consideraciones teóricas y desde un punto de vista práctico, concluimos que el suelo se puede considerar formado por dos estructuras básicas representando un comportamiento mecánico diferente, y son principalmente: la parte formada por el esqueleto estructural del suelo con granos de tamaños en el orden de limos y mayores, representando principalmente el comportamiento elásto-plástico, y la parte formada por la aglomeración de minerales arcillosos y coloides exhibiendo viscosidad intergranular no lineal. Por lo tanto, se puede considerar para propósitos prácticos que el cambio en el volumen de los poros submicroscópicos empieza en el instante en que el incremento de esfuerzo es aplicado.

Aplicando las hipótesis de trabajo arriba mencionadas, concluimos que la deformación volumétrica del material ΔE_v es igual a la suma de la deformación volumétrica ΔE_{ss} en los poros SS del esqueleto estructural del suelo agregada a la deformación volumétrica ΔE_{vp} en los poros submicroscópicos VP, de donde obtenemos la condición:

$$\Delta E_v = \Delta E_{ss} + \Delta E_{vp} \quad \dots(51)$$

Las relaciones volumétricas deformación-tiempo debidas a comportamiento elasto-plástico y viscoso en sedimentos saturados pueden ser estudiadas desde el punto de vista reológico. El objeto es establecer relaciones teóricas en concordancia con las observaciones fenomenológicas, y por lo tanto lograr una correlación más satisfactoria de las observaciones

del laboratorio con aquellas en el campo.

Considerando el arreglo estructural del sedimento, los conceptos reológicos que representan al suelo pueden ser reducidos al comportamiento de dos modelos: una unidad representando el esqueleto estructural del suelo, y la otra representando el comportamiento de los racimos formados por granos de arcilla finos y ultrafinos con propiedades de viscosidad no lineal. El cambio volumétrico de estos dos sistemas debido a un incremento de esfuerzo puede ser visualizado como retardamiento por viscosidad lineal en los poros conteniendo agua gravitacional. El comportamiento visco-plástico intergranular de fluidez no lineal en el caso de materiales impermeables conteniendo minerales arcillosos puede ser interpretado usando la ley de Newton:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = \phi \cdot \Delta \sigma \quad \dots(52)$$

De las observaciones fenomenológicas, el valor de la fluidez aparente no es constante durante el proceso tiempo-deformación. La cantidad ϕ tiene un valor definido y disminuye con el tiempo hasta alcanzar un valor final ϕ_f , el cual puede ser muy pequeño o aún cero. Bajo estas condiciones, la más simple ley matemática que expresa aproximadamente el fenómeno de la viscosidad no lineal es la siguiente:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = \left(\phi_f + \frac{a}{b+t} \right) \Delta \sigma \quad \dots(53)$$

tal que cuando $t \rightarrow \infty$, $d\Delta \epsilon_{vp}/dt \rightarrow \phi_f \Delta \sigma$; de aquí que el material se vuelve el líquido ideal newtoniano, y cuando $t = 0$, entonces se tie-

ne que $d\Delta\varepsilon_{vp}/dt$ se aproxima a un valor finito. Por lo tanto, la expresión anterior satisface las condiciones límite del fenómeno. Por medio de una rápida aplicación de la carga, puede asumirse que comienza el fenómeno de la viscosidad intergranular. Si la carga es mantenida durante todo el proceso, se tiene por integración:

$$\Delta\varepsilon_{vp} = \left[\phi f t + a \ln \frac{b+t}{b} \right] \cdot \Delta\sigma \quad \dots(54)$$

Esta expresión representa el fenómeno viscoso no lineal que indica que si $a = 0$, se obtiene un líquido newtoniano perfecto de fluidez ϕf . de aquí, el término $\phi f \cdot t$ representa un flujo o deslizamiento estable. De otra manera, si $\phi f = 0$, una ley logarítmica representará el fenómeno; su rango de deformación se aproxima a cero a la vez que el tiempo se aproxima a valores muy grandes, y representa bajo condiciones laterales de confinamiento el fenómeno de viscosidad no lineal y solidificación o endurecimiento, esto debido a que gradualmente se desarrollan contactos más firmes debido a la cercanía de los granos cuando ocurre la compactación.

En esta etapa el agua adsorbida entre granos de minerales arcillosos juega un papel muy importante.

III. 7 . - LA UNIDAD Z.

La ley reológica de plasto-viscosidad será más ampliamente investigada, así como la causa de que el agua en los poros retarde el fenómeno, debido al efecto de expelir el agua gravitacional de ellos. Se forma una nueva unidad o modelo teniendo la propiedad de viscosidad no lineal y

también la de viscosidad lineal representando el retardamiento hidrodinámico debido al agua gravitacional, exprimida de los poros submicroscópicos. De aquí, el agua gravitacional retardará la deformación volumétrica durante el comportamiento viscoso intergranular. Este nuevo modelo reológico será designado como unidad Z (Fig. XX). La condición de equilibrio requerida en cualquier tiempo es:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_z + \Delta \sigma_N \quad \dots(55)$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = \Delta \epsilon_z = \Delta \epsilon_N \quad \dots(56)$$

Por lo tanto, se pueden escribir las siguientes expresiones para un elemento viscoso no lineal:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = \left(\phi_f + \frac{a}{b+t} \right) \Delta \sigma_z \quad \dots(57)$$

y para el elemento viscoso lineal:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = \phi_a \cdot \Delta \sigma_N \quad \dots(58)$$

en el cual ϕ_a es la fluidez aparente del agua gravitacional en los poros. Después de la sustitución en las ecuaciones 55 y 56 obtenemos:

$$\Delta \sigma = \left[\frac{1}{\phi_f + \frac{a}{b+t}} + \frac{1}{\phi_a} \right] \frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} \quad \dots(59)$$

Realizando operaciones algebraicas se pueden escribir:

$$A = \left(b + \frac{a}{\phi_f} \right) \frac{\phi_f \cdot \phi_a}{\phi_f + \phi_a}, \quad B = b + \frac{a}{\phi_f + \phi_a} \quad \dots(60)$$

$$\phi_{af} = \frac{\phi_f \cdot \phi_a}{\phi_f + \phi_a}$$

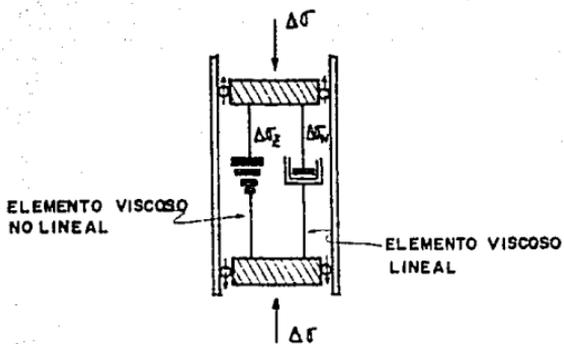


FIG. XXI

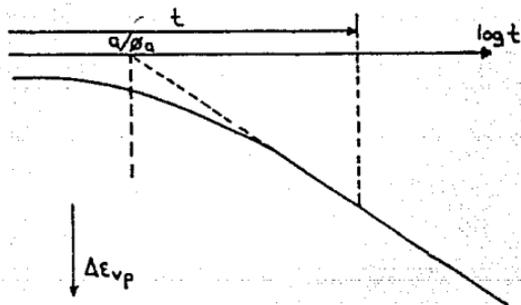


FIG. XXI

De las cuales se encuentra la ecuación diferencial que gobierna el fenómeno:

$$\frac{d}{dt} \Delta E_{vp} = \left[\frac{A}{B+t} + \phi_{af} \frac{t}{B+t} \right] \Delta \sigma \quad \dots(61)$$

Después de la integración:

$$\Delta E_{vp} = \left[(A - \phi_{af} B) \ln(B+t) + \phi_{af} \cdot t \right] \Delta \sigma + c \quad \dots(62)$$

Por la aplicación de una carga instantánea $\Delta \sigma$, $t = 0$ y $\Delta E_{vp} = 0$; por lo tanto llamando $(A - \phi_{af} B) = A_1$, la siguiente ley se obtiene:

$$\Delta E_{vp} = \left[A_1 \ln \frac{B+t}{B} + \phi_{af} \cdot t \right] \Delta \sigma \quad \dots(63)$$

Nótese que $\phi_{af} \cdot t$ representa un flujo estable y lineal, de cualquier modo, para un suelo lateralmente confinado, el valor de ϕ_{af} puede ser considerado pequeño, de aquí:

$$A = A_1 = a, \quad B = b + \frac{a}{\phi_a}, \quad \phi_{af} = 0 \quad \dots(64)$$

Por lo que:

$$\Delta E_{vp} = a \ln \frac{b + \frac{a}{\phi_a} \cdot t}{b + \frac{a}{\phi_a}} \cdot \Delta \sigma \quad \dots(65)$$

El agua gravitacional en los poros introduce un retardamiento en el tiempo medido por a/ϕ_a (Fig. XXI).

La fracción de carga tomada por el agua gravitacional en cualquier tiempo es:

$$\Delta \sigma_N = \frac{1}{\phi_a} \cdot \frac{d}{dt} \Delta E_{vp} \quad \dots(66)$$

De aquí, por diferenciación:

$$\Delta \sigma_N = \frac{\frac{a}{\phi_a}}{b + \frac{a}{\phi_a} \cdot t} \cdot \Delta \sigma \quad \dots (67)$$

Para pequeños valores de t , el agua gravitacional toma la carga $\Delta \sigma$; por lo tanto $b = 0$.

De la discusión precedente se puede concluir que las dos unidades reológicas estudiadas que producen el retraso de la deformación volumétrica por viscosidad lineal y efectos no lineales, y para esfuerzos aplicados rápidos y sostenidos, son las siguientes:

- a) Retardamiento del comportamiento elasto-plástico, con viscosidad lineal de la teoría de Terzaghi:

$$\Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \Delta \sigma F(\tau_v) \quad \dots (68)$$

- b) Retardamiento del comportamiento intergranular visco-plástico con fluidez lineal de la unidad Z:

$$\Delta \epsilon_{vp} = \bar{a} \ln \frac{\frac{\bar{a}}{\phi_a} + t}{\bar{a}/\phi_a} \cdot \Delta \sigma \quad \dots (69)$$

Estas fórmulas se encuentran representadas gráficamente en la Fig. XXII. El valor de \bar{a} representa un parámetro promedio en la suma de todas las unidades Z. De las correlaciones obtenidas para los modelos de Kelvin y Terzaghi, los parámetros pueden ser definidos como sigue:

m_{ep} = coeficiente de compresibilidad volumétrica representando el comportamiento en el fenómeno elasto-plástico.

m_{vB} = coeficiente de compresibilidad volumétrica incluyendo

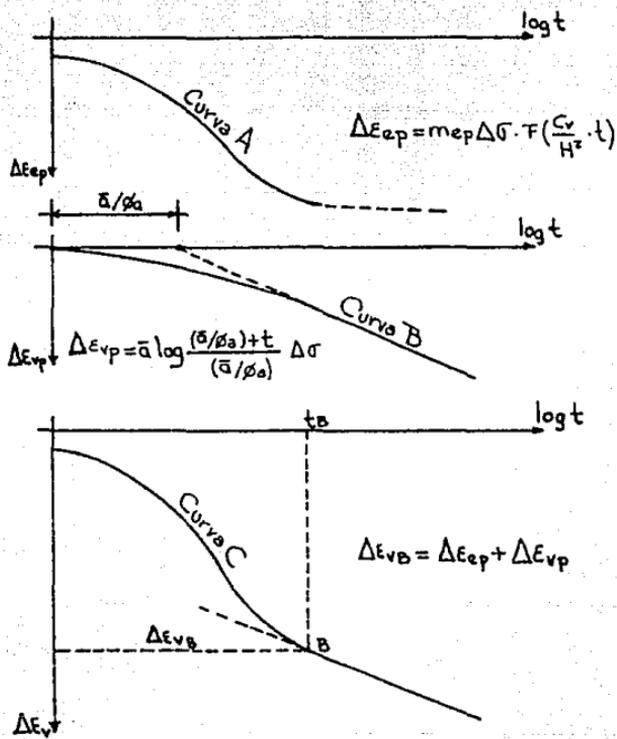


FIG. XXII

el comportamiento elasto-plástico o intergranular viscoso en el tiempo t_B después del cual el fenómeno de viscosidad intergranular se vuelve explícito, éste corresponde al cambio B en la curva de consolidación representada en escala semilogarítmica de deformación vs. tiempo.

$mt = 2.31 \bar{a}$ = coeficiente de compresibilidad volumétrica intergranular viscosa obtenido de la pendiente de la ley logarítmica de base 10 representando el comportamiento de la consolidación secundaria : $mt = Ct / (2H) \Delta \sigma$.

$\Delta \epsilon_v$ = Deformación total volumétrica.

$\Delta \epsilon_{33} = \Delta \epsilon_p$ = Deformación volumétrica debida al comportamiento elasto-plástico en los poros SS.

$\Delta \epsilon_{vp}$ = Deformación volumétrica debida a viscosidad intergranular o plasto-viscosidad de los poros VF.

$\Delta \sigma$ = Incremento de esfuerzo.

$$\beta = \frac{mt}{m_{ep}} \quad , \quad \alpha = \frac{mt}{m_{vB}}$$

De la ec. 31 la fluidez lineal aparente se escribe como $\phi_a = 2m_{ep} \frac{C_v}{H}$, y la relación:

$$\frac{\bar{a}}{\phi_a} = \frac{\beta}{4.62} \cdot \frac{H^2}{C_v} \quad ; \quad \tau = \frac{\bar{a}}{\phi_a}$$

De lo anterior se deriva la siguiente relación importante:

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \cdot \frac{C_{v2}}{C_{v1}} \quad \dots (70)$$

En materiales semi-impermeables, C_v puede ser estimado a partir de pruebas de permeabilidad. Para ilustrar el valor numérico de T , pongamos por ejemplo una arena limosa arcillosa donde $k = 10^{-6}$ cm/seg, y $m_{ep} = 0.01$ cm²/kg. Luego de acuerdo con:

$$C_v = \frac{k}{m_{ep} \gamma_w}$$

obtenemos :

$$C_v = 0.1 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

Además, si el material tiene $\beta = 0.3$, y el estrato está saturado y tiene un espesor de $2H = 2000$ cm, entonces :

$$T = \frac{0.3}{4.62} \cdot \frac{10^{-6}}{10^{-1}} = 6.5 \times 10^5 \text{ seg} = 0.25 \text{ meses}$$

La relación 70 puede ser usada para correlacionar las pruebas de laboratorio con la geometría del campo.

III. 8 . - COMPORTAMIENTO DEFORMACION-TIEMPO PARA LA APLICACION RAPIDA DE LA CARGA.

De las hipótesis de trabajo, se establece que la deformación volumétrica total es:

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{ep} + \Delta \epsilon_{vp}$$

Por lo tanto, realizando los siguientes cambios de variables en la ec.

$$69 : \quad \log_{10} x = \frac{1}{2.3} \ln x$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = \alpha \cdot \Delta \sigma \left[2.3 \log \frac{\alpha/\phi_a + t}{\alpha/\phi_a} \right]; \quad mt = 2.3 \alpha$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = mt \cdot \Delta \sigma \cdot \log \left(\frac{\alpha/\phi_a + t}{\alpha/\phi_a} \right)$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = mt \cdot \Delta \sigma \cdot \log \left(\frac{\frac{mt}{2.3\phi_a} + t}{\frac{mt}{2.3\phi_a}} \right); \quad \text{div. } \div \frac{mt}{2.3\phi_a}$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = mt \cdot \Delta \sigma \cdot \log \left(\frac{1 + \frac{t}{mt} \cdot 2.3\phi_a}{1} \right)$$

$$\phi_a = \frac{2 m_{ep} C_v}{H_a^2}$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = mt \cdot \Delta \sigma \cdot \log \left(1 + \frac{2.3 t}{mt} \cdot \frac{2 m_{ep} C_v}{H_a^2} \right)$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = mt \cdot \Delta \sigma \cdot \log \left(1 + 4.62 \frac{m_{ep}}{mt} \frac{C_v t}{H_a^2} \right)$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = mt \cdot \Delta \sigma \cdot \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} T_v \right)$$

Finalmente la expresión general que se obtiene para la deformación volumétrica bajo condiciones de aplicación rápida de un incremento de esfuerzo es:

$$\Delta \epsilon_v = \left\{ m_{ep} F \left(\frac{C_v}{H_a^2} t \right) + mt \cdot \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} \left(\frac{C_v}{H_a^2} t \right) \right] \right\} \Delta \sigma \dots (71)$$

la cual puede ser escrita en forma adimensional como sigue:

$$\frac{\Delta E_v}{m_{ep} \Delta \sigma} = F(T_v) + Z(T_v, \beta) \dots (72)$$

en la cual $T_v = (C_v / H^2) \cdot t$ es el factor tiempo para un estrato de espesor $2H$, drenado por ambas caras. El primer término representa la función de Terzaghi y se encuentra graficado en la Fig. XIII. El segundo término representa el fenómeno de la viscosidad intergranular:

$$Z(T_v, \beta) = \beta \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} T_v \right) \dots (73)$$

Esta función se grafica en la Fig. XXIII para valores de β , y la expresión 72 en la gráfica XXIV.

La tabla siguiente se ha preparado para dar una idea de los valores de β , para diferentes sedimentos saturados:

Viscosidad Intergranular	Valores de β	Material
Muy Alta	Mayores de 0.8	Arcillas marinas y lacustres y limos del mismo origen, con minerales activos de alta a muy alta compresibilidad.
Alta	0.8 a 0.5	
Mediana	0.5 a 0.3	Arcillas y limos lacustres de mediana compresibilidad.
Baja	0.3 a 0.1	
Muy baja	Menor de 0.1	En general, materiales de muy baja y baja compresibilidad.

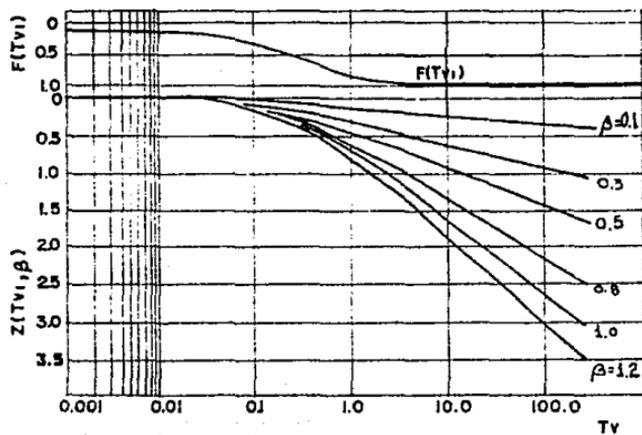


FIG. XXIII

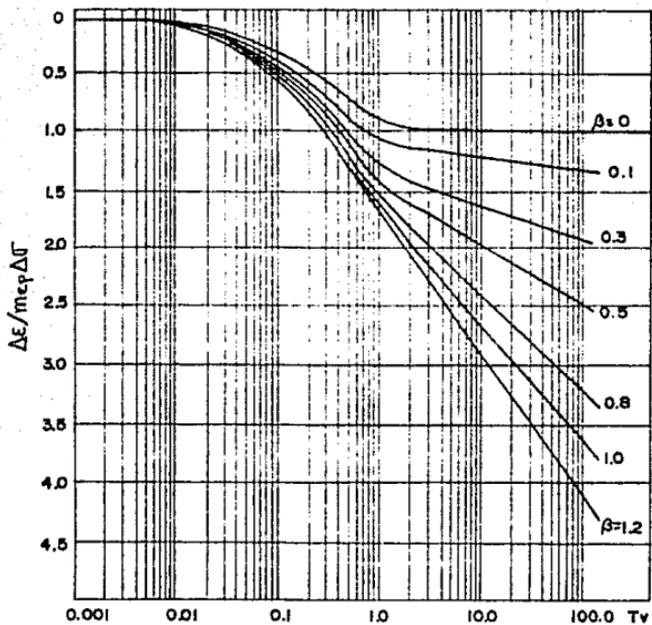


FIG. XXIV

Relacionando los valores de β con las curvas de compresibilidad para suelos de mediana y alta sensibilidad se puede concluir que para esfuerzos de consolidación mayores que el esfuerzo crítico σ_b , $\beta > 1$, y para valores menores que σ_b , $\beta < 1$. En la práctica para propósitos de diseño en Ingeniería de Cimentaciones la rama de mayor pendiente en la curva de compresibilidad en suelos sensitivos no debe ser usada, desde que para esfuerzos mayores que σ_b , la compresibilidad se incrementa varias veces comparada con aquella obtenida en la rama extendida de la recompresión de la curva de compresibilidad.

III. 9 . - COMPORTAMIENTO DEFORMACION-TIEMPO PARA LA APLICACION LINEAL DE LA CARGA.

En los problemas prácticos la carga no es aplicada instantáneamente; por lo tanto, las fórmulas dadas anteriormente sirven solamente para obtener los parámetros para los incrementos de esfuerzos aplicados de las pruebas de consolidación cuando la carga es aplicada instantáneamente.

Para todos los propósitos prácticos, se puede asumir que el incremento de esfuerzo es aplicado linealmente con el tiempo hasta un cierto valor σ_c , en el tiempo t_c ; por lo que:

$$\Delta \sigma_t = \left(\frac{\Delta \sigma_c}{t_c} \right) t$$

donde $\Delta \sigma_t$ es el incremento de esfuerzo en el tiempo t , para $0 < t < t_c$. El valor de t_c representa el tiempo en el cual se logra la carga total después de la construcción del edificio. Tenemos entonces:

$$\Delta \dot{\sigma}_c = \frac{\Delta \sigma_c}{t_c} \quad , \quad \text{y} \quad \Delta \sigma_t = \Delta \dot{\sigma}_c \cdot t$$

De la teoría de la consolidación (sección III.5) se encontró que el comportamiento elasto-plástico puede ser calculado como sigue:

para $0 < t < t_c$ & $0 < T_v < T_{vc}$

$$\Delta \epsilon_{ss} = m_{ep} \Delta \sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} \phi(T_v) \quad \dots (74)$$

y para valores de $t \geq t_c$, es decir después que $\Delta \sigma_c$ permanece constante:

$$\Delta \epsilon_{ss} = m_{ep} \Delta \sigma_c F(T_v - T_{01})$$

Aquí T_{01} puede ser determinado de la condición:

$$\phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01})$$

Para la unidad 2 es necesario obtener una fórmula para la aplicación del incremento de esfuerzo linealmente con el tiempo; por lo que, de la ec. 73, el rango de deformación es:

$$\Delta \dot{\epsilon}_{vp} = m_{ep} \beta \Delta \sigma \left[\frac{0.43}{1 + \frac{4.62}{\beta} T_v} \right] \frac{4.62}{\beta} \frac{d}{dt} T_v$$

Sustituyendo $T_v = (C_v / H^2) \cdot t$ y $\Delta \sigma_t = \Delta \dot{\sigma}_c \cdot t$ e integrando, obtenemos:

$$(75) \dots \Delta \epsilon_{vp} = 0.43 \beta m_{ep} \left(\frac{4.62}{\beta} \frac{C_v}{H^2} \right) \Delta \dot{\sigma}_c \int_0^t \frac{t dt}{1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{C_v}{H^2} t} + C$$

Después de la integración se obtiene la siguiente fórmula para la de-

-formación volumétrica:

$$\Delta \epsilon_{vp} = \frac{m_{ep} \beta}{2.3} \frac{\Delta \dot{\sigma}_c}{\left(\frac{4.62}{\beta} \frac{C_v}{Hz}\right)} \left[\left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{C_v}{Hz} t\right) - \ln \left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{C_v}{Hz} t\right) \right] + C$$

para $t = 0$, la deformación volumétrica $\Delta \epsilon_{vp} = 0$, por lo tanto, para $0 < t < t_c$:

$$[\Delta \epsilon_{vp}]_i = \frac{\beta}{2.3} m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \left[t - \frac{1}{\frac{4.62}{\beta} \frac{C_v}{Hz}} \ln \left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{C_v}{Hz} t\right) \right] + C \dots (76)$$

Desde que $\Delta \dot{\sigma}_c = \Delta \sigma_c / t_c$, obtenemos:

$$[\Delta \epsilon_{vp}]_i = \frac{\beta}{2.3} m_{ep} \Delta \sigma \frac{T_v}{T_{vc}} \left[1 - \frac{1}{\frac{4.62 T_v}{\beta}} \ln \left(1 + \frac{4.62}{\beta} T_v\right) \right] \dots (77)$$

Llamando:

$$A_1 = 1 - \frac{1}{\frac{4.62}{\beta} T_v} \ln \left(1 + \frac{4.62}{\beta} T_v\right) \dots (78)$$

La deformación visco-plástica para valores de $t \leq t_c$ puede ser escrita en la forma:

$$[\Delta \epsilon_{vp}]_i = \frac{\beta}{2.3} m_{ep} \Delta \sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} \cdot A_1 \left(\frac{T_v}{\beta}\right) \dots (79)$$

El valor de A_1 vs. (T_v / β) está graficado en la Fig. XXV.

El comportamiento de la deformación volumétrica para $0 < t < t_c$, cuando la aplicación del esfuerzo es lineal, está representado en la Fig. XXVI. En el punto t_c , el incremento de esfuerzo permanece constan-

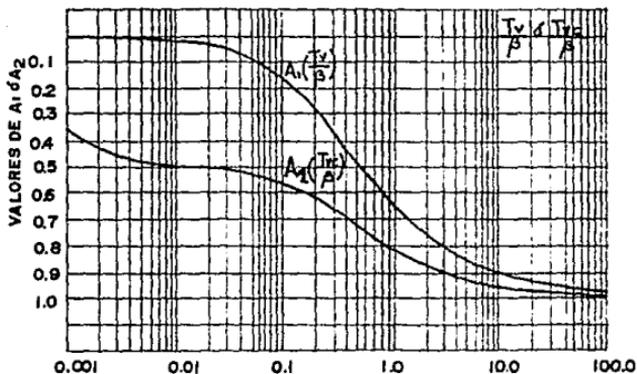


FIG. XXV

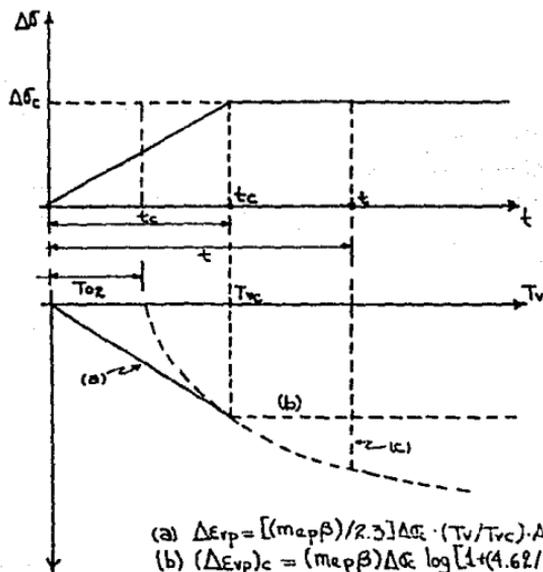


FIG. XXVI

te con el tiempo; por lo tanto, la siguiente ley se aplica para valores de $t > t_c$:

$$[\Delta \varepsilon_{vp}]_2 = \beta m_{ep} \Delta T_c \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{02}) \right] \dots (80)$$

El valor de T_{02} representa el tiempo virtual de inicio de la ley logarítmica y su valor puede obtenerse de la condición que es: para $t = t_c$, $[\Delta \varepsilon_{vp}]_2 = [\Delta \varepsilon_{vp}]_1$, por lo tanto, de acuerdo con la Fig. XXVI:

$$\log a + \log \left(1 + 4.62 \frac{T_{vc}}{\beta} \right)^{-1/4.62 (T_{vc}/\beta)} = \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} (T_{vc} - T_{02}) \right]$$

Llamando:

$$a_2 = \left(1 + 4.62 \frac{T_{vc}}{\beta} \right)^{-1/4.62 (T_{vc}/\beta)}$$

Encontramos:

$$\log a_2 = \log \frac{1 + \frac{4.62}{\beta} (T_{vc} - T_{02})}{2.72}$$

Después de operaciones algebraicas obtenemos:

$$T_{02} = T_{vc} \left(1 - \frac{2.72 a_2 - 1}{4.62 \frac{T_{vc}}{\beta}} \right) \dots (81)$$

Si llamamos a $T_{02} / T_{vc} = A_2$, de aquí:

$$A_2 = 1 - \frac{2.72 a_2 - 1}{4.62 \frac{T_{vc}}{\beta}} \dots (82)$$

de lo cual, el valor de T_{02} es:

$$T_{02} = T_{vc} \cdot A_2 \left(\frac{T_{vc}}{\beta} \right) \dots (83)$$

La función auxiliar A_2 vs. T_{vc}/β puede verse graficada en la Fig. XXV.

Finalmente, obtenemos fórmulas adimensionales para calcular la deformación volumétrica para la compresión de los poros SS y VP:

Para $0 < t < t_c$

$$\frac{[\Delta E_{vp}]_1}{m_{ep} \Delta \sigma_c} = \frac{T_v}{T_{vc}} \left[\phi(T_v) + \frac{\beta}{2.3} \cdot A_1 \right] \dots (84)$$

Si llamamos:

$$f_1 = \left[\phi(T_v) + \frac{\beta A_1}{2.3} \right] \frac{T_v}{T_{vc}}$$

y para valores de $t > t_c$:

$$\frac{[\Delta E_{vp}]_2}{m_{ep} \Delta \sigma_c} = F(T_v - T_{01}) + \beta \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{vc} \cdot A_2) \right] \dots (85)$$

de aquí si llamamos a:

$$f_2 = F(T_v - T_{01}) + \beta \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{vc} \cdot A_2) \right]$$

Las fórmulas así obtenidas pueden ser usadas para calcular la deformación volumétrica para compresión elasto-plástica-viscosa en sedimentos de suelos finos estratificados y homogéneos bajo confinamiento lateral y cuando la carga es aplicada linealmente con el tiempo hasta

el período de construcción t_c , permaneciendo después constante por un período indefinido. Los parámetros m_{ep} , m_t , β , y C_v son determinados de pruebas convencionales de consolidación como se explica en la siguiente sección.

III.10.- DETERMINACION DE PARAMETROS.

Los parámetros m_t , β y C_v para calcular la deformación volumétrica en materiales elasto-plásticos exhibiendo viscosidad intergranular pueden ser determinados de pruebas de consolidación con la siguiente fórmula:

$$\Delta \epsilon_v = \left\{ m_{ep} F \left(\frac{C_v}{H^2} t \right) + m_t \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} \left(\frac{C_v}{H^2} t \right) \right] \right\} \Delta \sigma \dots (66)$$

en la cual $m_t = \beta \cdot m_{ep}$.

Los parámetros son determinados para cada incremento de esfuerzo por el cual el material es progresivamente consolidado, y por lo tanto, los valores obtenidos representan niveles de incremento de esfuerzo. Una curva de consolidación graficada en escala semilogarítmica muestra un quiebre cerca de los valores de $F(Tv)=1$ (Fig. XXVII). Vamos a representar las coordenadas en el quiebre como δ_B , t_B . Poco después del tiempo t_B la ley de deformación es logarítmica. Por lo tanto, el valor de C_t puede ser determinado de la curva de consolidación:

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log \frac{t_2}{t_1}}, \text{ y } m_t = \frac{C_t}{(2H) \Delta \sigma} \dots (87)$$

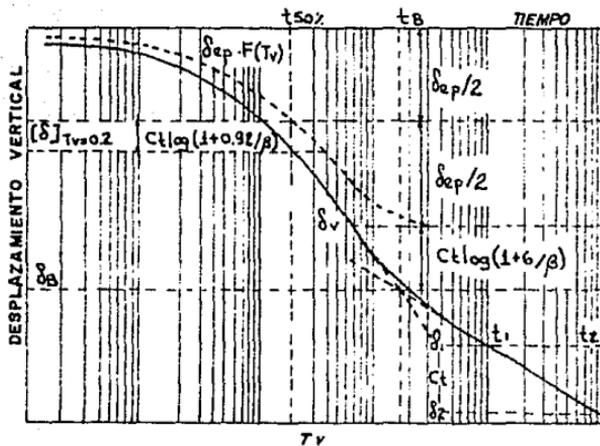


FIG. XXVII

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Llamando:

$$\alpha = \frac{C_t}{\delta_B}, \text{ o } \alpha = \frac{m t}{m_{vB}}, \text{ y } m_{vB} = \frac{(\Delta E_v)_B}{\Delta \sigma} \dots (83)$$

De acuerdo con la fórmula 86 y considerando que:

$$F\left(\frac{C_v}{H^2} t\right) = 1 \text{ cuando } T_v = 1.3$$

luego en el quiebre, podemos escribir lo siguiente:

$$\frac{(\Delta E_v)_B}{\Delta \sigma} = m_{ep} + m t \log\left[1 + \frac{6}{\beta}\right] \dots (89)$$

Dividiendo por $m t$, obtenemos:

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\beta} + \log\left[1 + \frac{6}{\beta}\right] \dots (90)$$

La expresión anterior puede ser usada como una ecuación auxiliar para determinar el valor desconocido de β . El valor de $\alpha = C_t / \delta_B$ es fácilmente determinado de la curva de consolidación. La ecuación auxiliar 90 se puede ver graficada en la Fig. XXVIII. Por lo tanto, con el valor de α obtenemos β y por consiguiente $m_{ep} = m t / \beta$ y $\delta_{ep} = C_t / \beta$.

El coeficiente de consolidación puede ser determinado por $F(T_v) = 0.5$, de aquí para $T_v = 0.2$, la ec. 86 toma los siguientes valores:

$$[\delta]_{T_v=0.2} = \left[\frac{1}{2} m_{ep} \Delta \sigma + m t \Delta \sigma \log\left(1 + \frac{0.924}{\beta}\right) \right] H \dots (91)$$

El tiempo t_{50} se encuentra de la curva de consolidación correspondiendo a δ_{50} , y por lo tanto, podemos obtener el coeficiente de consolidación:

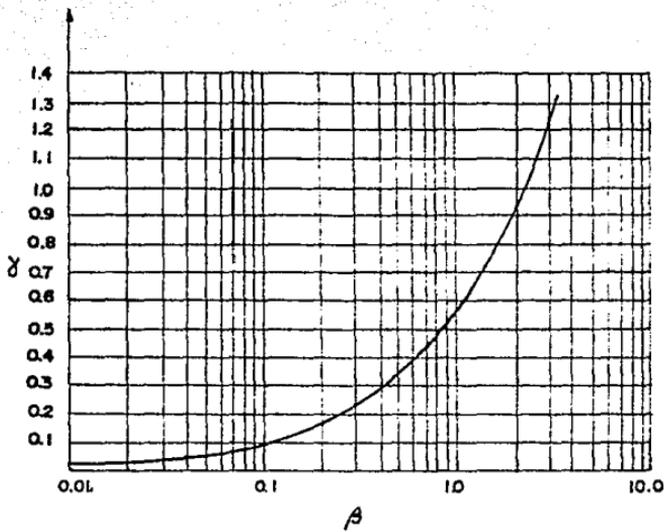


FIG. XXVIII

$$C_v = \frac{0.2 \pi^2}{t_{50}}$$

en el cual $2H$ es el espesor del espécimen de prueba bajo el nivel de esfuerzo σ y el incremento de esfuerzo aplicado $\Delta\sigma$.

Como los valores de los parámetros m , β y C_v son funciones del nivel de esfuerzos, estos valores son graficados contra el esfuerzo $\sigma + \Delta\sigma/2$.

Se calculan entonces para cada etapa las propiedades de deformación y se grafican en función de la presión respectiva.

En el capítulo V se tiene resuelto un ejemplo tanto manualmente como con la ayuda del programa que a continuación se describe.

CAPITULO IV . - PROGRAMA DE COMPUTADORA

IV.1.- INTRODUCCION

Durante los últimos años, las microcomputadoras personales han tenido un extraordinario desarrollo, mostrando en la actualidad una gran variedad de sistemas para su aplicación en muy diversas áreas, tales como la contabilidad, el procesamiento de palabras, administración, etc.

En cuanto al llamado 'software' o programas de cómputo para el área de la Ingeniería Civil, se encuentra poco desarrollado en nuestro país hasta el momento. Lo anterior se debe, en parte, a que la mayoría de los programas de cómputo son de patente extranjera y no siempre se adecúan a nuestras necesidades.

La gran versatilidad, rapidez y facilidad de manejo de estas máquinas así como su disponibilidad de accesorios y compatibilidad las convierten en una herramienta muy útil para el ingeniero y en la medida en que se desarrollen los programas de cómputo adecuados a nuestras necesidades se volverán más útiles en nuestro medio.

El programa que a continuación se desarrolla está pensado en base a la utilización del tipo de máquinas antes descrito; fue creado a partir del lenguaje de programación 'Pascal' el cual está bastante difundido actualmente y sus características de lenguaje estructurado lo convierten en una muy buena herramienta para el desarrollo de sistemas. Se utilizó un compilador que ha tenido un gran éxito en las computadoras personales y que es el llamado 'Turbo Pascal' el cual además de las

ventajas inherentes al lenguaje, nos proporciona gran facilidad de manejo, inclusión de archivos, gráficos, proceso de palabras, etc.

Este programa se basa en la teoría de la consolidación secundaria explicada en el capítulo III y su objetivo es facilitar los cálculos que deben realizarse para obtener los asentamientos de las estructuras. Las facilidades que ofrece el compilador empleado permiten mejorar el programa de acuerdo a las necesidades que se tengan y con muy pocas limitaciones.

IV.2.- Programa de Computadora.

A continuación se enlista el programa :

Program Consolidación;

```
(.....)
(*)
(*) Programa de Computadora Para el Cálculo de (*)
(*) Asentamientos de las Estructuras Incluyendo (*)
(*) La Teoría de la Consolidación Secundaria (*)
(*)
(*) TESIS PROFESIONAL (*)
(*) RUBEN RUIZ LOZADA (*)
(*)
(*).....)
```

(* Inclusión de Archivos *)

```
<$I Typedef.sys>
<$I Graphix.sys>
<$I Kernel.sys>
<$I Windows.sys>
<$I Findurld.hgh>
<$I Axis.hgh>
<$I Poligon.hgh>
```

(* Encabezado del Programa *)

Procedure Encabeza;

```
Begin
  DrawBorder;
  DrawText(1,10,5,' TEORIA DE LA ');
  DrawText(5,50,10,' CONSOLIDACION ');
  DrawText(10,90,5,' SECUNDARIA ');
  DrawText(15,130,4,' TESIS PROFESIONAL ');
  DrawText(20,170,4,' RUBEN RUIZ LOZADA ');
  Delay(700);
End;
```

(* Captura de Datos *)

Procedure Proziones;

(* Sección de Etiquetas *)

Label
1,2,999;

(* Sección de Constantes *)

Const
estratos = 50;
supinf = 2;
puntos = 100;
curva = 6;
bic = 3;

(* Sección de Tipos *)

Type
uno = array [1..estratos,1..supinf] of real;
dos = array [1..puntos] of real;
tres = array [1..estratos] of real;
num = array [1..curva] of real;
sec = array [1..bic] of real;
tiempo = array [1..puntos] of real;

(* Sección de Variables *)

Var x,niv,pres: real;

bx,by,bz,ba,bb,bm,bw,bn,buno,bdos,btres,
bcuatro,bsigma,alfa,beta,al,be,x0,a1,b1,
my1,mult,hu,dato,pem,tm,vc,ai,bi,wi,vi,
esposo,rel,tiempc : real;

t1,t2,t3,t4,t5,t6,cr,ayuda,ayuda1,ayuda2,
ayuda3 : real;

dx,dy,i,n,lines,scale,ne,np,w,ban,r,s,
elec,mban,j,mi,mc,guarda,ni,k,rojo,na : integer;

k1,k2,k3,k4,k5,k6,k7,k8,k9,e1,e2,e3,e4,
e5,e6,e7,tf : real;

q1,q2,q3,q4,q5,q6,q7,q8,q9,t01,g1,g2,g3,
r1,r2,r3,r4,r5,r6,r7 : real;

X1,Y1,X2,Y2,u : integer;

b,a,c,d : PlotArray;

lim : uno;

```

prof,mprof,sigma,bpres,s1      : dos;
gama                             : tres;
px,py,ct,mt,delta,h,t50,def,mep,cv,
xi,yi,di,fi,gi,hi              : num;
f                                 : sec;
lar,fact,terz,asent,kel,comp    : tiempo;

```

(* Interpolación Cúbica *)

Procedure Interp5;

```

Begin
wi := (dato - xi[k]) / (xi[k+1] - xi[k]);
vi := yi[k] + fi[k] * wi + gi[k] * wi * wi + hi[k] * wi * wi * wi;
End;

```

Procedure Interp4;

```

Begin
for j := 1 to mc - 1 do
Begin
fi[j] := di[j] * (xi[j+1] - xi[j]);
gi[j] := 3 * yi[j+1] - di[j+1] * (xi[j+1] - xi[j]);
gi[j] := gi[j] - 3 * yi[j] - 2 * fi[j];
hi[j] := yi[j+1] - yi[j] - fi[j] - gi[j];
End;
wi := (j - xi[k]) / (xi[k+1] - xi[k]);
vi := yi[k] + fi[k] * wi + gi[k] * wi * wi + hi[k] * wi * wi * wi;
End;

```

Procedure Interp3;

```

Begin
ai := (yi[j-1] - yi[j]) / (xi[j-1] - xi[j]);
ai := ai + (yi[j] - yi[j+1]) / (xi[j] - xi[j+1]);
ai := ai / (xi[j-1] - xi[j+1]);
bi := (yi[j-1] - yi[j]) / (xi[j-1] - xi[j]);
bi := bi - ai * (xi[j-1] + xi[j]);
End;

```

Procedure Interp2;

```

Begin
j := 2;
Interp3;
di[1] := 2 * ai * xi[1] + bi;
di[2] := 2 * ai * xi[2] + bi;
for j := 3 to mc-1 do

```

```

Begin
  Interp3;
  di[j] := 2 * ai * xi[j] + bi;
End;
di[mc] := 2 * ai * xi[mc] + bi;
End;

```

Procedure Interpola;

```

Begin
  Interp2;
  Interp4;
  for k := 2 to mc do
    Begin
      if rojo = 0 then
        Begin
          if dato < xi[k] then
            Begin
              rojo := 1;
              k := k-1;
              Interp5;
            End;
          End;
        End;
      End;
    End;
  End;
End;

```

(* Función de Terzaghi *)

Procedure Terzaghi;

```

Begin
  t5 := 0;
  j := 0;
  Repeat
    Begin
      t1 := (sqr(2*j+1) * sqr(pi));
      t2 := 8/t1;
      t3 := -1 * (t1/4) * fact[j];
      if t3 <= -70 then
        Begin
          t4 := Exp(-70);
          t5 := t5 + (t2*t4);
        End
      Else
        Begin
          t4 := Exp(t3);
          t5 := t5 + (t2*t4);
        End;
      j := j+1;
    End;
  End;
End;

```

```

Until t3 <= -70;
t6 := 1 - t5;
terz[i] := t6;
End;

```

(* Segunda Función *)

```

Procedure Kelvin;
Begin
  k3 := 0;
  j := 0;
  Repeat
    Begin
      k1 := sqrt(2*j+1);
      k2 := sqrt(k1);
      k3 := sqrt(pi);
      k4 := sqrt(k3);
      k5 := 32/(k2 * k4);
      k6 := -1 * ((( k1 * k3 ) / 4) * fact i );
      if k6 <= -70 then
        Begin
          k7 := Exp(-70);
          k8 := k3 + (k5 * (1-k7));
        End
      Else
        Begin
          k7 := Exp(k6);
          k8 := k3 + (k5 * (1 - k7));
        End
      End;
      j := j + 1;
    End;
  Until k6 <= -70;
  k9 := 1 - (1 / fact[i]) * k8;
End;

```

BEGIN

(* Datos de la Estratigrafía *)

```

DrawBorder;
GotoXY(10,10);
write(' Dame el número de estratos ');
read(n);
GotoXY(10,10);
ClrEol;DrawBorder;
write(' Dame los limites inferior y superior de cada estrato
en metros ');
for r := 1 to n do
  Begin

```

```

for s := 1 to 2 do
  Begin
    GotoXY(10,12);
    ClrEol;DrawBorder;
    write('  límite (' ,r',' ,s,' ) = ');
    readln(lim[r,s]);
  End;
End;
ClearScreen;GotoXY(10,10);DrawBorder;
write('  Dame el nivel freático (metros) ');
read(niv);

(*      Datos de Propiedades de los Estratos      *)

GotoXY(10,10);
ClrEol; DrawBorder;
write('  Dame los pesos volumétricos de cada estrato en ton/m3 ');
for r := 1 to ne do
  Begin
    GotoXY(10,12);
    ClrEol;DrawBorder;
    write('  gama (' ,r,' ) = ');
    readln(gama[r]);
  End;

(*      Datos del Número de Puntos Requerido      *)

ClearScreen;GotoXY(10,10);DrawBorder;
write('  Dame el número de puntos para obtener presiones ');
read(np);
GotoXY(10,10);
ClrEol;DrawBorder;
write('  Dame las profundidades a las que obtener la presión ');
for r := 1 to np do
  Begin
    GotoXY(10,12);
    ClrEol;DrawBorder;
    write('  Profundidad (' ,r,' ) = ');
    readln(prof[r]);
  End;
  mprof[1] := prof[1];
  ClearScreen;DrawBorder;
  for r := 2 to np do
    Begin
      mprof[r] := prof[r]- prof[r - 1];
    End;
  End;

(*      Datos Para El Bulbo de Presiones      *)

GotoXY(10,10);

```

```

ClrEol;DrawBorder;
write(' Para el bulbo de Presiones escoge : ');
GotoXY(10,12);ClrEol;DrawBorder;
write(' F6rmula de Boussinesq ( 1 ) 6 ');
GotoXY(10,14);ClrEol;DrawBorder;
write(' F6rmula de Westergaard ( 2 ) ');
GotoXY(10,16);ClrEol;DrawBorder;
write(' ¿ Opci3n Elegida ? ');
read(elec);
ClearScreen;
DrawBorder;
GotoXY(10,10);
ClrEol;DrawBorder;
write(' Dame el valor de la longitud X (en metros) ');
read(bx);
GotoXY(10,10);
ClrEol;DrawBorder;
write(' Dame el valor de la longitud Y (en metros) ');
read(by);
GotoXY(10,10);
ClrEol;DrawBorder;
write(' Dame el valor de la carga W (en ton/m2) ');
read(bw);
ClearScreen;

(* Datos para el c6lculo de Pendientes *)

GotoXY(10,10);
ClrEol;DrawBorder;
write(' Dame 2 puntos de la parte recta de cada una ');
GotoXY(11,11);
ClrEol;DrawBorder;
write(' de las curvas de consolidaci3n ');
for i := 1 to curva do
  Begin
    GotoXY(10,12);
    ClrEol;DrawBorder;
    write(' X ( ',i,' ) = ');read(px[i]);
    GotoXY(10,13);
    ClrEol;DrawBorder;
    write(' Y ( ',i,' ) = ');read(py[i]);
    GotoXY(10,13);ClrEol;DrawBorder;
  End;
ClearScreen;
mc := curva div 2;
for i := 1 to mc do
  Begin
    GotoXY(10,8);ClrEol;DrawBorder;
    write(' En kg/cm2 : Dame sigma ( ',i,' ) = ');
    read(s[i]);
  End;

```

```

GotoXY(10,10);ClrEol;DrawBorder;
write(' En Kg/cm2 : Dame delta sigma ( ',i,' ) = ');
read(delta[i]);
GotoXY(10,12);ClrEol;DrawBorder;
write(' En cm : Dame 2H ( ',i,' ) = ' );
read(h[i]);
GotoXY(10,14);ClrEol;DrawBorder;
write(' En seg : Dame t50 ( ',i,' ) = ');
read(t50[i]);
GotoXY(10,16);ClrEol;DrawBorder;
write(' En cm : Dame delta b ( ',i,' ) = ');
read(def[i]);
ClearScreen;DrawBorder;
End;

```

(* Datos de tiempos y espesor *)

```

ClearScreen;
DrawBorder;
GotoXY(10,10);
write(' Dame la profundidad a la cual aplicar la ');
GotoXY(10,12);ClrEol;DrawBorder;
write(' Teoría de la Consolidación Secundaria (en metros) ');
read(hu);

```

```

ClearScreen;DrawBorder;
GotoXY(10,10);ClrEol;DrawBorder;
write(' Dame el espesor del estrato compresible (en cm.) ');
read(espeso);

```

```

for i := 1 to np do
  Begin
    if prof[i]= hu then
      Begin
        guarda := i;
      End;
    End;
  End;

```

```

ClearScreen;
DrawBorder;
GotoXY(10,10);
write(' Dame el número de años para calcular asentamientos ');
read(na);
for i := 1 to na do
  Begin
    GotoXY(10,12);ClrEol;DrawBorder;
    write(' Tiempo ( ',i,' ) = ');
    read(lar[i]);
  End;

```

```
ClearScreen;DrawBorder;
GotoXY(10,10);
write(' Dame el tiempo de construcción ');
read(tiempo);
```

```
(* Impresión de Datos *)
```

```
ClearScreen;
GotoXY(10,5);ClrEol;DrawBorder;
write(' Número de Estratos : ',ne:4);
u := 7;
for r := 1 to ne do
  Begin
    for s := 1 to 2 do
      Begin
        GotoXY(10,u);ClrEol;DrawBorder;
        write(' Límite ( ' ,r,' ,',s,' ) = ',lim[r,s]:4:3);
        u := u + 1;
      End;
    End;
  End;
Delay(8000);
```

```
ClearScreen;
GotoXY(10,5);ClrEol;DrawBorder;
write(' El nivel freático es = ',niv:4:3);
Delay(8000);
```

```
ClearScreen;
GotoXY(10,5);ClrEol;DrawBorder;
write(' Los pesos volumétricos son : ');
u := 7;
for i := 1 to ne do
  Begin
    GotoXY(10,u);ClrEol;DrawBorder;
    write(' Gama ( ' ,i,' ) = ',gama[i]:4:3);
  End;
Delay(8000);
```

```
ClearScreen;
GotoXY(10,5);ClrEol;DrawBorder;
write(' El Número de Puntos para Obtener Presiones es',np:4);
u := 7;
for i := 1 to np do
  Begin
    GotoXY(10,u);
    write(' Profundidad ( ' ,i,' ) = ',prof[i]:4:3);
    u := u + 1;
  End;
Delay(8000);
```

```

ClearScreen;
DrawBorder;
GotoXY(10,10);
write(' Las Longitudes de la construcción son : ');
GotoXY(10,12);
write(' X = ',bx:4);
GotoXY(10,14);
write(' Y = ',by:4);

```

```

ClearScreen;
DrawBorder;
GotoXY(10,5);
write(' Los Puntos de las Curvas de Consolidación son : ');
u := 7;
for i := 1 to curva do
  Begin
    GotoXY(10,u);
    write(' X = ',px[i]:5:6, ' Y = ',py[i]:5:6);
    u := u + 1;
  End;
Delay(3000);

```

```

ClearScreen;
DrawBorder;
for i := 1 to mc do
  Begin
    GotoXY(10,8);ClrEol;DrawBorder;
    write(' Sigma ( ',i,' ) = ',s1[i]:4:3);
    GotoXY(10,10);ClrEol;DrawBorder;
    write(' Delta Sigma ( ',i,' ) = ',delta[i]:4:3);
    GotoXY(10,12);ClrEol;DrawBorder;
    write(' 2H ( ',i,' ) = ',h[i]:4:3);
    GotoXY(10,14);ClrEol;DrawBorder;
    write(' t50 ( ',i,' ) = ',t50[i]:4);
    GotoXY(10,16);ClrEol;DrawBorder;
    write(' Delta b ( ',i,' ) = ',def[i]:5:6);
    Delay(8000);
    ClearScreen;DrawBorder;
  End;

```

```

ClearScreen;DrawBorder;
GotoXY(10,10);
write(' La Profundidad para el cálculo de Asentamientos es = ',
hu:4:2);
Delay(8000);

```

```

ClearScreen;DrawBorder;
u := 7;
GotoXY(10,10);

```

```

write(' Los años para calcular asentamientos son : ');
for i := 1 to na do
  Begin
    GotoXY(10,u);ClrEol;DrawBorder;
    write(' Año ( ',i,' ) = ',lar[i]:4:3);
  End;
Delay(8000);

```

```

(.....)
(*                                     *)
(*  PROGRAMA QUE CALCULA LAS PRESIONES Y DIBUJA  *)
(*                                     *)
(*                LA GRAFICA                *)
(*                                     *)
(*.....)

```

```

ban := 0;
sigma 1 :=0;
r := 1;
for s := 2 to np do
  Begin
    if ban = 0 then
      Begin
        if niv < prof s then
          Begin
            for w := r to ne do
              Begin
                gama[w] = gama[w]-1;
              End;
            ban := 1;
            goto 1;
          End
        Else goto 1;
      End
    Else
      Begin
        1: if lim[r,2] >= prof[s] then
          Begin
            pres := gama[r] * mprof[s];
            sigma[s] := sigma[s-1] + pres;
          End
        Else
          Begin
            r := r + 1;
            if lim[r,2] >= prof[s] then
              Begin
                pres := gama[r] * mprof[s];
                sigma[s] := sigma[s-1] + pres;
              End
            End
          End
        End
      End
    End
  End

```

```

Else
  Begin
    GotoXY(15,15);ClrEol;DrawBorder;
    write(' ERROR ');
    GotoXY(15,17);ClrEol;DrawBorder;
    write(' NO HAY AL MENOS UN PUNTO EN EL ESTRA
          TO ');
    goto 999;
  End;
End;
End;
End;
End;

```

```
ClearScreen;
```

```
(* Dibujo de la Gráfica de Presiones *)
```

```

DefineWindow(1,0,0,XmaxGlb,YMaxGlb);
DefineWindow(2,0,0,XMaxGlb,YMaxGlb);
DefineWorld(1,0,1000,1000,0);
DefineHeader(2,'GRAFICA DE PRESIONES ');
SelectWindow(2);
SetHeaderOn;
n := np;
a[1,1] := 0;
a[1,2] := 0;
for r := 2 to np do
  Begin
    a[r,1] := sigma[r];
    a[r,2] := prof[r];
  End;
FindWorld(2,a,n,1,1);
SelectWindow(2);
DrawBorder;
dx := 9;
dy := 9;
X1 := 3;
Y1 := 5;
X2 := 25;
Y2 := 10;
lines := 2;
scale := 0;
SetLineStyle(1);
DrawAxis(dx,dy,X1,Y1,X2,Y2,lines,scale,true);
DrawPolygon(a,1,n,7,2,1);
SelectWorld(1);
SelectWindow(1);
DrawTextW(730,450,1,^[ '702 Los Datos ');
DrawTextW(730,550,1,'-- El Poligono ');
Delay(7000);
ClearScreen;

```

(* F6rmula de Boussinesq *)

```
if elec := 1 then
  Begin
    for i := 1 to np do
      Begin
        if prof[i] = 0 then
          Begin
            prof[i] := prof[i] + 0.01;
            mban := 1;
          End;
          bz := prof[i];
          bm := bx/bz;
          bn := by/bz;
          ba := sqr(bm);
          bb := sqr(bn);
          buno := 1 / (4*pi);
          bdos := ((2 * bm * bn) * sqrt(ba + bb + 1)) / ((ba + bb + 1)
            + (ba * bb));
          btres := (ba + bb + 2) / (ba + bb + 1);
          bcuatro := ((2 * bm * bn) * sqrt(ba + bb + 1)) / ((ba + bb + 1)
            - (ba * bb));
          if bcuatro < 0 then
            Begin
              bpres[i] := buno * ((bdos * btres) + ARCTAN(bcuatro));
            End;
          End;
        End;
      End;
    End;
  End;
```

(* C6lculo de la Presi6n *)

```
    bpres[i] := bpres[i] * bw * 4;
  End;
End;
if mban = 1 then
  Begin
    prof[i] := prof[i] - 0.01;
    mban := 0;
  End;
End;
```

(* F6rmula de Westergaard *)

```
if elec = 2 then
  Begin
    for i := 1 to np do
      Begin
        if prof[i] = 0 then
          Begin
            prof[i] := prof[i] + 0.01;
            mban := 1;
          End;
          bz := prof[i];
        End;
      End;
    End;
  End;
```

```

    bn := bx / bz;
    bn := by / bz;
    ba := sqr(bn);
    bb := sqr(bn);
    buno := bw / (2 * pi);
    bdos := (1 / (2 * ba)) + (1 / (2 * bb)) + (1 / (4 * ba * bb));
    btres := sqrt(bdos);
    bcuatro := 1 / bdos;
    bpres[i] := (buno * ARCTAN (bcuatro)) * 4;
End;
End;
if mban = 1 then
Begin
    prof[1] := prof[1] - 0.01;
    mban := 0;
End;

```

(* Gráfica del Bulbo de Presiones *)

```

InitGraphic;
DefineWindow(3,0,0,XMaxGlb,YMaxGlb);
DefineWindow(4,0,0,XMaxGlb,YMaxGlb);
DefineWorld(3,0,1000,1000,0);
DefineHeader(4,' BULBO DE PRESIONES ');
SelectWindow(4);
SetHeaderOn;
n := np;
c[1,1] := bpres[1];
c[1,2] := prof[1] + 0.01;
for j := 2 to np do
Begin
    c[j,1] := bpres[j];
    c[j,2] := prof[j];
End;
FindWorld(4,c,n,1,1.03);
SelectWindow(4);
DrawBorder;
dx := 9;
dy := 9;
X1 := 3;
Y1 := 5;
X2 := 25;
Y2 := 10;
lines := 2;
scale := 0;
SetLineStyle(1);
DrawAxis(dx,dy,X1,Y1,X2,Y2,lines,scale,true);
DrawPolygon(c,1,n,7,2,0);
SelectWorld(3);

```

```
SelectWindow(3);
DrawTextW(720,450,1,^[ '7@2 Los Datos ');
DrawTextW(720,550,1,' -- La Curva ');
Delay (8000);
```

(* Cálculo de las Pendientes *)

```
ClearScreen;
DrawBorder;
mi := 1;
for i := 1 to mc do
  Begin
    ct[i] := (py[mi] - py[mi+1]) / (((1 / 2.3) * Ln(px[mi])) - ((1 /
      2.3) * Ln (px[mi+1])));
    mt[i] := ct[i] / (delta[i] * h[i]);
    cv[i] := (0.197 * sqr(h[i] / 2)) / t50[i];
    mi := mi + 2;
  End;
```

(* Fórmula de Bisección *)

```
for j := 1 to mc do
  Begin
    mep[j] := 0;
    a1 := 1.0E-10;
    my1 := a1; i := 1;
    al := -1 / (ct[j] / def[j]);
    be := mt[j] / my1;
    fi := al + (0.96 / be) + ((1 / 2.3) * Ln(1 + (6/be)));
    my1 := 0;
    b1 := 2;
    my1 := b1; i := 2;
    al := -1 / (ct[j] / def[j]);
    be := mt[j] / my1;
    fi := al + (0.96 / be) + ((1 / 2.3) * Ln(1 + (6/be)));
    my1 := 0;
    2 : x0 := (a1 + b1) / 2;
    my1 := x0; i := 3;
    al := -1 / (ct[j] / def[j]);
    be := mt[j] / my1;
    fi := al + (0.96 / be) + ((1 / 2.3) * Ln(1 + (6/be)));
    my1 := 0;
    mult := f[1] * f[3];
    if abs(mult) < 0.1E-05 then
      Begin
        mep[j] := x0;
      End
    Else
      Begin
```

```

if mult > 0 then
  Begin
    a1 := x0; b1 := b1; goto 2;
  End
Else
  Begin
    a1 := a1; b1 := x0; goto 2;
  End;
End;
End;

```

(* Interpolación *)

```

dato := (sigma[guarda] + (bpres[guarda] / 2)) / 10;
for i := 1 to mc do
  Begin
    xi[i] := s1[i] + (delta[i] / 2);
    yi[i] := mep[i];
  End;
rojo := 0;
Interpola;
pem := vi;
for i := 1 to mc do
  Begin
    xi[i] := s1[i] + (delta[i] / 2);
    yi[i] := mt[i];
  End;
rojo := 0;
Interpola;
tm := vi;
for i := 1 to mc do
  Begin
    xi[i] := s1[i] + (delta[i] / 2);
    yi[i] := cv[i];
  End;
rojo := 0;
Interpola;
vc := vi;

```

(* Aplicación Instantánea de la Carga *)

```

cr := 31.536E+06;
for i := 1 to na do
  Begin
    fact[i] := (vo * (lar[i] * cr)) / (sqr(espeso / 2));
    Terzaghi;
  End;
rel := tm / pem;
for i := 1 to na do
  Begin

```

```

ayuda := (bpres[guarda]) / 10;
asent i := ((pam * ayuda * terz[i]) + tm * ayuda * (1/2.3) *
            Ln(1 + (4.62 * fact[i]/ rel))) * espeso;
End;

(*      Aplicación Lineal y Carga Constante      *)

for i := 1 to na do
Begin
  if lar[i] < tiempo then
  Begin
    kel[i] := 0;
    e1 := bw / 10;
    e2 := tiempo * cr;
    e3 := lar[i] * cr;
    e4 := pam * (e1 / e2) * e3;
    e5 := (tm / 2.3) * (e1 / e2) * e3;
    Kelvin;
    kel[i] := k9;
    e6 := e4 * kel[i];
    e7 := e6 + e5;
    comp[i] := e7;
  End
Else
  Begin
    tf := (vc * tiempo * cr) / (sqr(espeso / 2));
    q1 := sqr(pi);
    q2 := q1 / 4;
    q3 := Exp(-1 * q2 * tf);
    q4 := 1 + q3;
    q5 := (4/(q1 * tf)) * q4;
    q6 := Ln(q5);
    q7 := q6 / (-1 * q2);
    q8 := -1 * q7;
    q9 := q8 + tf;
    t01 := q9;
    g1 := fact[i] - t01;
    g2 := fact[i];
    fact[i] := g1;
    Terzaghi;
    g3 := terz[i];
    r1 := bpres[guarda] / 10;
    r2 := pam * r1 * g3;
    r3 := tm * r1;
    r4 := g2 - tf;
    r5 := 2.72 + (4.62 / rel) * r4;
    r6 := r2 + r3 * (1 / 2.3) * Ln(r5);
    r7 := r6 * espeso;
    comp[i] := r7;
  End
End

```

```
fact[i] := 62;  
End;  
End;
```

(* Impresión de Resultados *)

```
ClearScreen;  
DrawBorder;GotoXY(10,5);  
write(' Las Presiones efectivas son : ');  
u := 7;  
for i := 1 to np do  
  Begin  
    GotoXY(10,u);ClrEol;DrawBorder;  
    write(' Profundidad ( ',i,' ) = ',prof[i]:4:2,' Presión ( ',i,  
      ' ) = ',sigma[i]:4:6); u := u + 1;  
  End;  
  Delay(8000);
```

```
ClearScreen;  
DrawBorder;GotoXY(10,5);  
write(' La Distribución de esfuerzos por Boussinesq o Westergaard  
es : ');  
u := 7;  
for i := 1 to np do  
  Begin  
    GotoXY(10,u);ClrEol;DrawBorder;  
    write(' Profundidad ( ',i,' ) = ',prof[i]:4:2,' Esfuerzo ( ',i,  
      ' ) = ',bpres[i]:4:6);  
    u := u + 1;  
  End;  
  Delay(8000);
```

```
ClearScreen;  
DrawBorder;GotoXY(10,5);  
write(' Los asentamientos por carga instantánea son :');  
u := 7;  
for i := 1 to na do  
  Begin  
    GotoXY(10,u);ClrEol;DrawBorder;  
    write(' Año ( ',i,' ) = ',lar[i]:4,' Asentamiento ( ',i,' )  
      = ',asent[i]:4:6);  
    u := u + 1;  
  End;  
  Delay(8000);
```

```
ClearScreen;  
DrawBorder;GotoXY(10,5);  
write(' Los asentamientos por Carga Lineal son : ');  
u := 7;  
for i := 1 to na do
```

```
Begin
  GotoXY(10,u);ClrEol;DrawBorder;
  write(' Año ( ',i,' ) = ',lar[i]:4,' Asentamiento ( ',i,
    ' ) = ',comp[i]:4:6);
  u := u + 1;
End;
Delay(8000);
```

```
999 : END;
```

```
BEGIN
  InitGraphic;
  Encabeza;
  ClearScreen;
  Presiones;
  Repeat Until KeyPressed;
  LeaveGraphic;
END.
```

CAPITULO V.- APLICACION DE LA TEORIA DE LA CONSOLIDACION
SECUNDARIA .

V.1.- EJEMPLO MANUAL.

Como demostración de la forma en que se aplica la teoría de la consolidación secundaria, se resolverá el siguiente ejemplo:

Se planea construir una estructura en la llamada 'zona del lago' de la Cd. de México. La estructura consta de 5 niveles y las dimensiones del área por cargar son de 14 m. de ancho por 21 m. de largo como se muestra en las Figs. 1 y 2 :

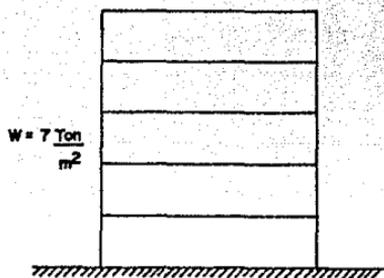


FIG. 1

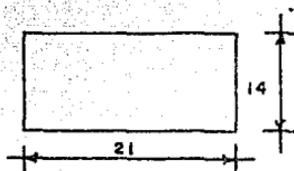


FIG. 2

En el centro del predio se realizó un sondeo, encontrándose la estratigrafía y propiedades del subsuelo que se anexa (Fig. 3).

Se realizaron pruebas de consolidación a los estratos de arcilla.

Algunos de los resultados de las pruebas realizadas en muestras pertenecientes al estrato de arcilla que va de 5 a 9 m se muestran en las figs. 4,5 y 6.

Se requiere determinar los asentamientos que en 1,3,5,10,20,50 y 80 años sufrirá el estrato arcilloso que se encuentra entre 5 y 9 m de profundidad, debido a la construcción de la estructura.

Se determinarán los asentamientos (por compresión únicamente) para las siguientes condiciones:

- a) Aplicación instantánea de la carga.
- b) Aplicación lineal hasta 8 meses ($t_c = 8$ meses) y después carga constante.

El valor de $W = 7 \text{ Ton/ m}^2$.

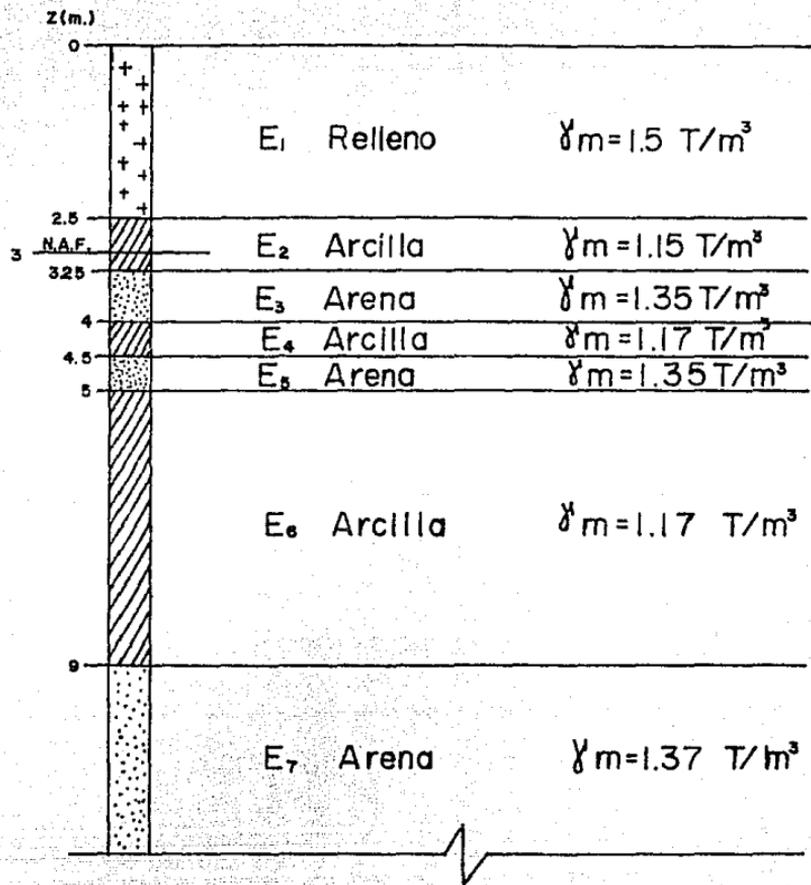
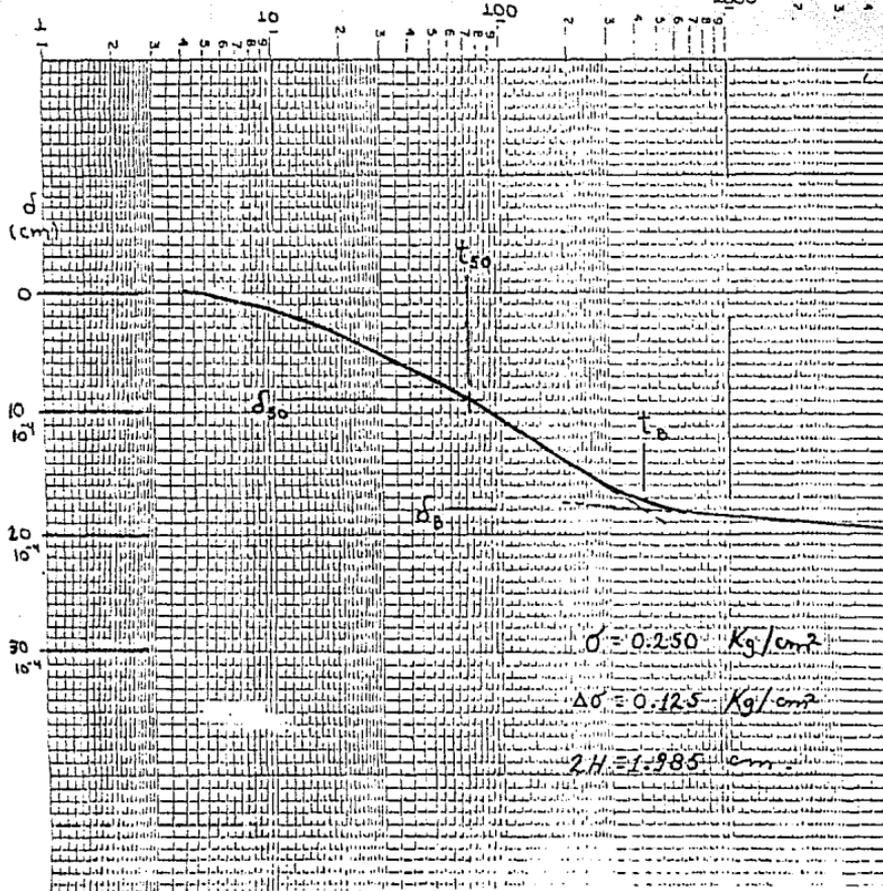


FIG. 3

Tempo (seg) 1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000 10000



$Z = 7 \text{ m}$

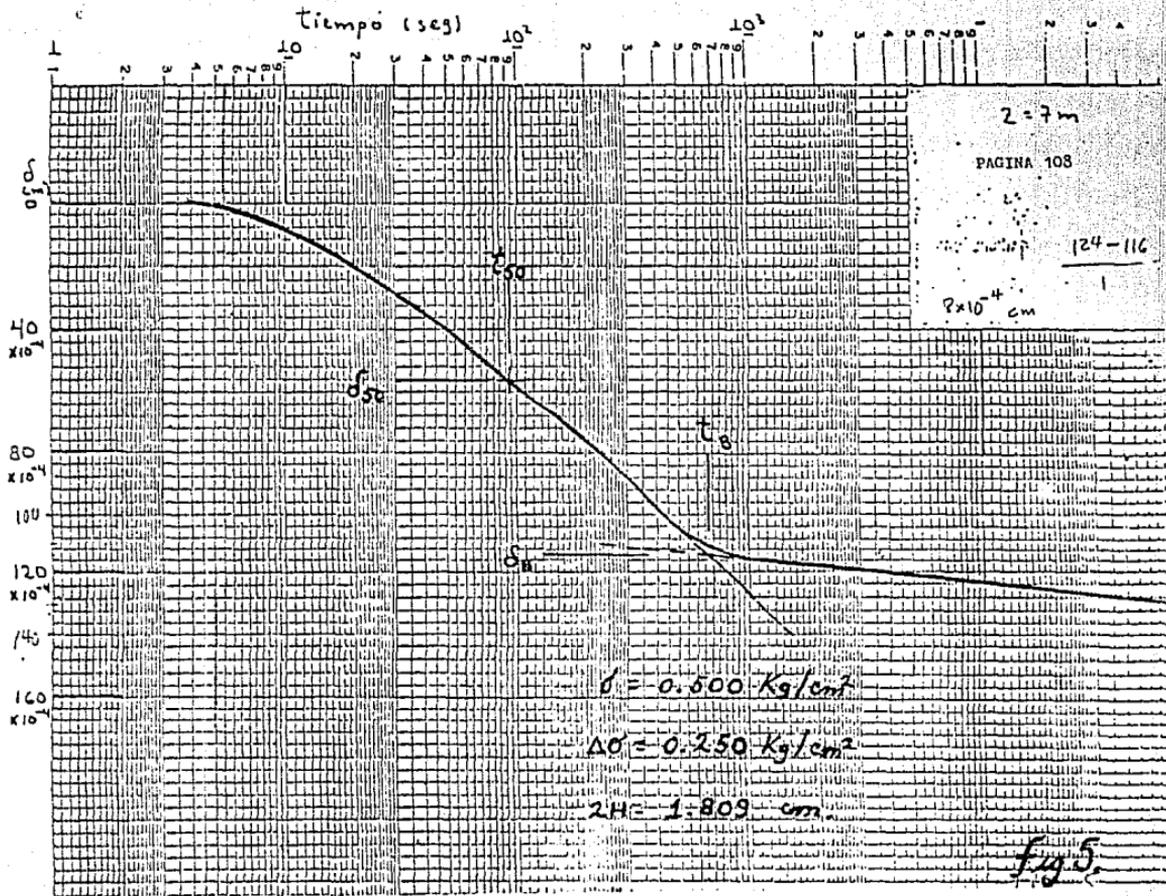
PAGINA 107

$\rho = 0.250 \text{ Kg/cm}^3$

$\Delta \rho = 0.125 \text{ Kg/cm}^3$

$2H = 1.985 \text{ cm}$

Fig. 4



Tiempo (seg)

10^4

10^2

$z = 7m$

PAGINA 109

d
(cm)

0

100×10^{-4}

200×10^{-4}

300×10^{-4}

10^{-4}

σ_0

t_0

t_1

σ_1

$$\sigma = 0.800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_0 = 0.300 \text{ Kg/cm}^2$$

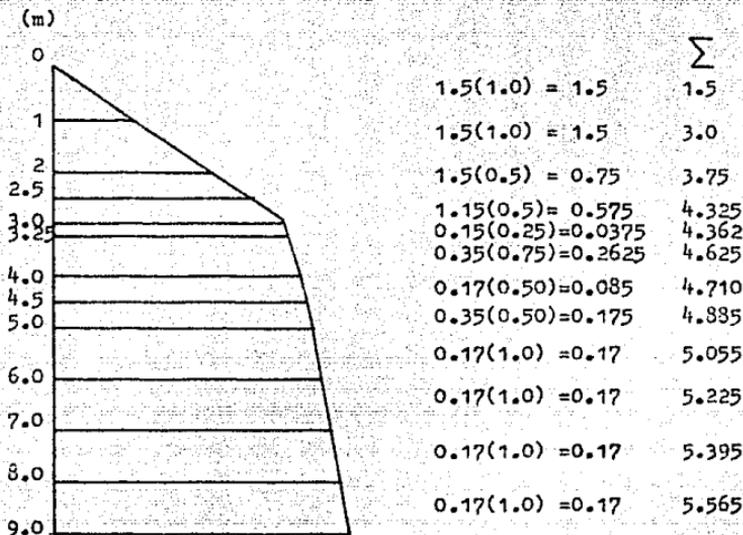
$$2H = 1.750 \text{ cm}$$

Fig. 6

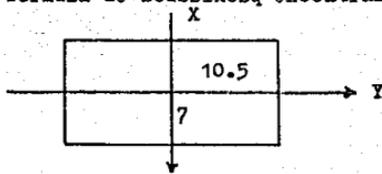
109

SOLUCION .

Se obtiene primero la gráfica de presiones efectivas:



Utilizando la fórmula de Boussinesq encontramos $\Delta \bar{p}$ a 7 m.



$$m = \frac{x}{z} = \frac{7}{7} = 1$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{10.5}{7} = 1.5$$

$$w_0 = 0.19364 \quad (\text{Fórmula de Boussinesq, ref. II}).$$

$$\Delta \bar{p} = (0.19364)(7)(4) = 5.422 \text{ Ton/m}^2$$

Se obtienen ahora las pendientes de las curvas de consolidación en su parte recta final :

De la Fig. 4 tomando dos puntos de la recta:

$$P_{14} (1000, 18.5 \times 10^{-4}) \text{ y } P_{24} (8000, 20 \times 10^{-4})$$

$$m_1 = \frac{y_1 - y_2}{x_1 - x_2} = \frac{18.5 \times 10^{-4} - 20 \times 10^{-4}}{\log 1000 - \log 8000} = 0.00016609$$

$$m_1 = 0.00016609$$

De la misma forma de la curva de la Fig. 5:

$$P_{15} (4000, 120 \times 10^{-4}) \text{ y } P_{25} (12000, 124 \times 10^{-4})$$

$$m_2 = 0.00083836$$

De la Fig. 6:

$$P_{16} (1500, 200 \times 10^{-4}) \text{ y } P_{26} (14000, 250 \times 10^{-4})$$

$$m_3 = 0.0051544$$

Se calcula ahora $m_t = \frac{C_t}{\sigma H}$

Para m_{t1} : $C_{t1} = m_1 = 0.00016609$

$$\Delta\sigma = 0.125 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 1.985 \text{ cm}$$

$$m_{t1} = \frac{0.00016609}{(0.125)(1.985)} = 6.6938 \times 10^{-4}$$

Para m_{t2} : $m_2 = 0.00083836$

$$\Delta\sigma = 0.250 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 1.809 \text{ cm.}$$

$$m_{t2} = \frac{0.00083836}{(0.250)(1.809)} = 1.8537 \times 10^{-3}$$

Para m_{t3} : $m_3 = 0.0051544$
 $\Delta V = 0.300 \text{ kg/cm}^2$
 $H = 1.700 \text{ cm}$

$$m_{t3} = \frac{0.0051544}{(0.300)(1.700)} = 0.010106$$

Determinación de los coeficientes de consolidación :

$$C_{v1} = \frac{T_{He}^2}{t_{50}} = \frac{0.197(0.9925)^2}{73} = 2.6583 \times 10^{-3}$$

$$C_{v2} = \frac{0.197(0.9045)^2}{95} = 1.6965 \times 10^{-3}$$

$$C_{v3} = \frac{0.197(0.850)^2}{130} = 1.0948 \times 10^{-3}$$

Donde $He = H/2$.

Para la obtención de m_{ep} se tiene la fórmula 90 :

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{0.96}{\beta} + \log \left(1 + \frac{6}{\beta} \right) \quad \alpha = \frac{C_t}{\delta_b \frac{m_t}{m_{ep}}}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_{ep}}$$

Para m_{ep1} : $C_{t1} = 0.00016609$
 $\delta_{b1} = 18 \times 10^{-4} \text{ cm}$
 $m_{t1} = 0.00066938$

$$\alpha = \frac{C_t}{\delta_b} = \frac{0.00016609}{18 \times 10^{-4}} = 0.092272$$

Para utilizando la gráfica XXVIII : $\beta \approx 0.10$ de aquí :

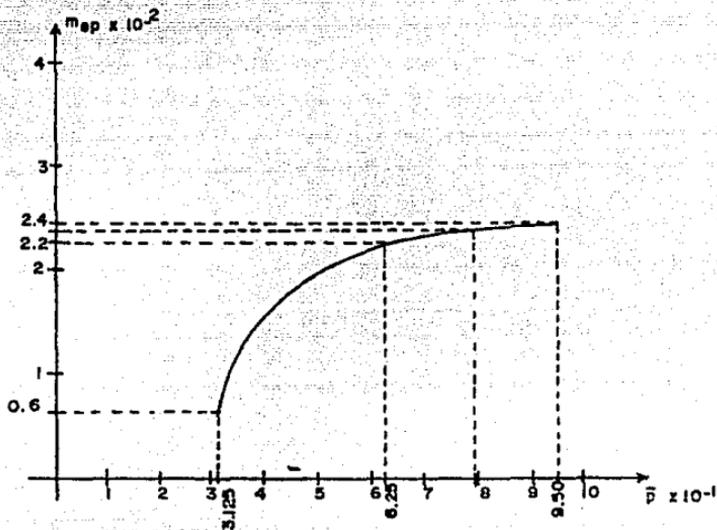
$$m_{ep} = \frac{m_t}{\beta} = \frac{0.00066938}{0.10} = 0.0066938$$

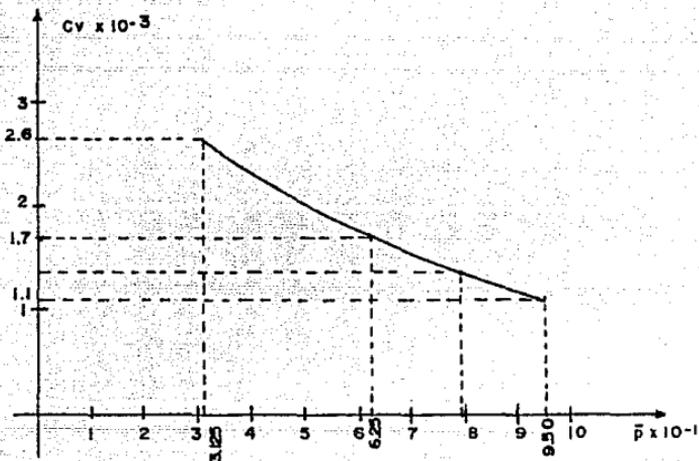
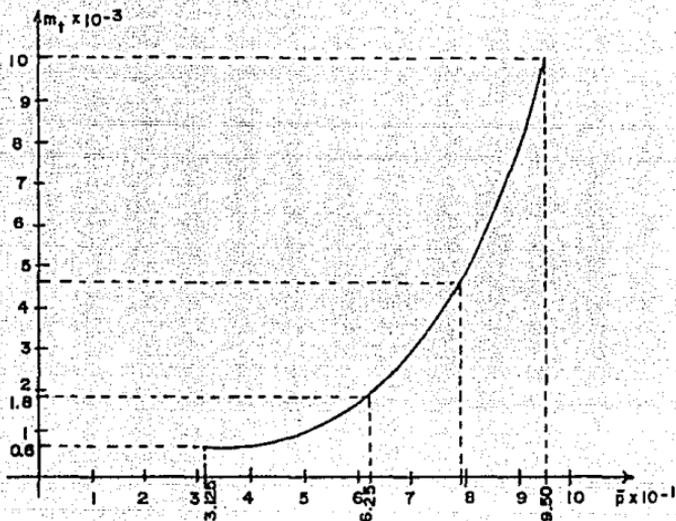
Procediendo de manera similar se obtienen :

$$m_{ep2} = 0.2264$$

$$m_{ep3} = 0.024608$$

A continuación se dibujan las gráficas de m_{ep} , m_t y C_v contra las presiones efectivas:





Para obtener las propiedades de campo, se entra a las gráficas anteriores con $\bar{p} + \frac{\Delta \bar{p}}{2} = 5.225 + \frac{5.422}{2} = 7.936 = 0.7936 \text{ kg/cm}^2$.

Así se obtienen :

$$m_{ep} = 0.023 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_t = 0.0046 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$C_v = 0.0013 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

Se procede ahora a calcular el caso a):

a) Aplicación instantánea de la carga.

Se utiliza la fórmula siguiente:

$$\delta = \left\{ m_{ep} \Delta \sigma F(T_v) + m_t \Delta \sigma \log \left[1 + \frac{4.62 T_v}{\beta} \right] \right\} H$$

Para el asentamiento a 1 año:

$$T_v = \frac{C_v t}{H e^2} = \frac{(0.0013)(86400 \times 365)}{(200)^2} = 1.02492$$

De la gráfica XIII se obtiene :

$$F(T_v) = 0.94$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_{ep}} = \frac{0.0046}{0.023} = 0.2 \text{ ; sustituyendo:}$$

$$\delta_1 = \left\{ (0.023)(0.5422)(0.94) + (0.0046)(0.5422) \log \left[1 + \frac{4.7351}{0.2} \right] \right\} 400$$

Se obtiene así : $\delta_1 = 6.1$ cm

De la misma forma se obtienen los demás asentamientos:

$$\delta_3 = 6.9$$
 cm

$$\delta_5 = 7.1$$
 cm

$$\delta_{10} = 7.4$$
 cm

$$\delta_{20} = 7.7$$
 cm

$$\delta_{50} = 8.1$$
 cm

$$\delta_{80} = 8.3$$
 cm

b) Aplicación lineal hasta 8 meses y después carga constante.

Se utilizan las fórmulas:

$$\xi_1 = m_{ep} \frac{\Delta\sigma_c}{tc} t \phi(T_v) + \frac{mt}{2.3} \frac{\Delta\sigma_c}{tc} t \quad \text{para } t < t_c$$

$$\xi_1 = m_{ep} \Delta\sigma F(T_v - T_{01}) + mt \Delta\sigma \cdot \log \left[2.72 + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right] \quad \text{para } t > t_c$$

Para el asentamiento a 1 año:

$$T_{vc} = \frac{(0.0013)(30 \times 8 \times 86400)}{(200)^2} = 0.67392$$

De la gráfica XIII: $T_{vc} - T_{01} = 0.29$

$$T_{01} = T_{vc} - 0.29 = 0.67392 - 0.29 = 0.38392$$

$$T_v \text{ a 1 año} = 1.02492 \quad T_v - T_{01} = 1.024 - 0.38392$$

$$T_v - T_{01} = 0.641$$

$$F(T_v - T_{01}) = 0.84$$

sustituyendo:

$$\delta_1 = \left\{ (0.023)(0.5422)(0.84) + (0.0046)(0.5422) \log \left(2.72 + \frac{4.62}{0.2} (1.024 - 0.67) \right) \right\} 400$$
$$\delta_1 = 5.2 \text{ cm}$$

De la misma forma se obtienen los demás asentamientos:

$$\delta_3 = 6.7 \text{ cm}$$

$$\delta_5 = 7.0 \text{ cm}$$

$$\delta_{10} = 7.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{20} = 7.7 \text{ cm}$$

$$\delta_{30} = 8.0 \text{ cm}$$

$$\delta_{80} = 8.3 \text{ cm}$$

V.2.- EJEMPLO RESUELTO MEDIANTE

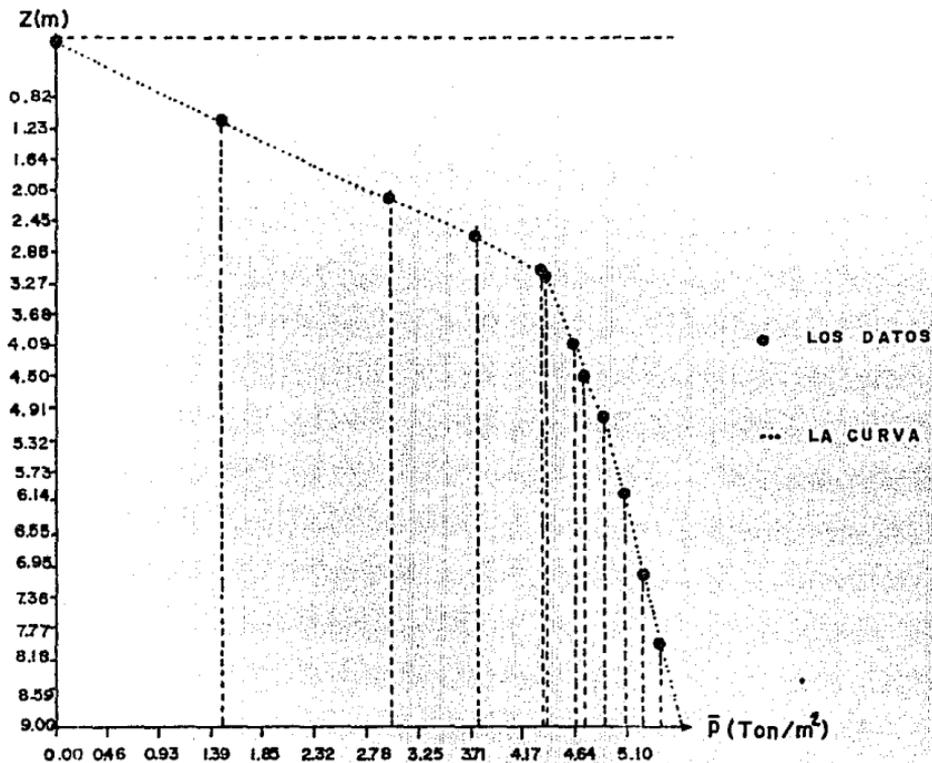
EL PROGRAMA DE COMPUTADORA.-

El ejemplo del inciso anterior se resolvió también con el programa de computadora, el cual, después de alimentársele los datos produjo los siguientes resultados y las gráficas que se anexas:

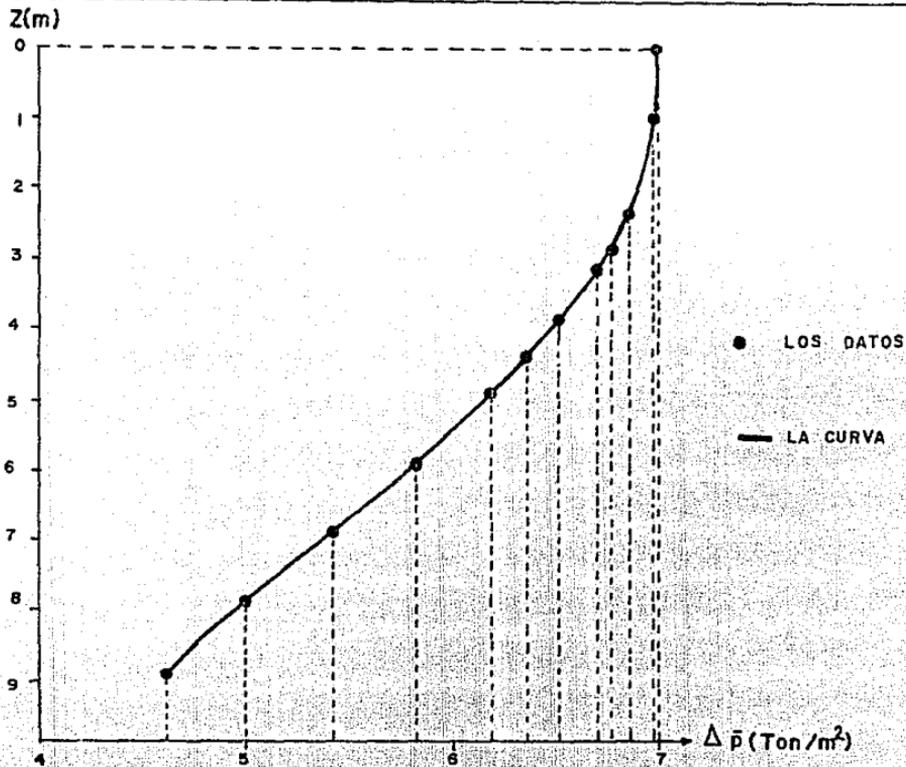
Presiones Obtenidas

Profundidad (1) = 0 m.	Presión (1) = 0 Ton/m ²
Profundidad (2) = 1.0	Presión (2) = 1.5
Profundidad (3) = 2.0	Presión (3) = 3.0
Profundidad (4) = 2.5	Presión (4) = 3.75
Profundidad (5) = 3.0	Presión (5) = 4.325
Profundidad (6) = 3.25	Presión (6) = 4.3625
Profundidad (7) = 4.0	Presión (7) = 4.625
Profundidad (8) = 4.5	Presión (8) = 4.71
Profundidad (9) = 5.0	Presión (9) = 4.885
Profundidad (10) = 6.0	Presión (10) = 5.055
Profundidad (11) = 7.0	Presión (11) = 5.225
Profundidad (12) = 8.0	Presión (12) = 5.395
Profundidad (13) = 9.0	Presión (13) = 5.565

GRAFICA DE PRESIONES



BULBO DE PRESIONES



Presiones por Boussinesq

Profundidad (1) = 0 m	Presión (1) = 7.0 Ton/m ²
Profundidad (2) = 1.0	Presión (2) = 6.98
Profundidad (3) = 2.0	Presión (3) = 6.92
Profundidad (4) = 2.5	Presión (4) = 6.86
Profundidad (5) = 3.0	Presión (5) = 6.77
Profundidad (6) = 3.25	Presión (6) = 6.71
Profundidad (7) = 4.0	Presión (7) = 6.52
Profundidad (8) = 4.5	Presión (8) = 6.37
Profundidad (9) = 5.0	Presión (9) = 6.19
Profundidad (10) = 5.0	Presión (10) = 5.82
Profundidad (11) = 7.0	Presión (11) = 5.422
Profundidad (12) = 8.0	Presión (12) = 5.015
Profundidad (13) = 9.0	Presión (13) = 4.618

Asentamientos por carga instantánea

Año	Asentamiento en cm
1	6.8
3	7.7
5	7.9
10	8.2
20	8.6
50	9.0
80	9.3

Asentamientos con carga lineal

Año	Asentamiento en cm
1	5.8
3	7.5
5	7.8
10	8.2
20	8.6
50	9.0
80	9.3

El programa también se corrió usando la fórmula de Westergaard y los resultados fueron:

Profundidad en m.	Presiones con Westergaard (ton/m ²)
0	7.0
1.0	6.93
2.0	6.73
2.5	6.58
3.0	6.39
3.25	6.28
4.0	5.91
4.5	5.63
5.0	5.31
6.0	4.62
7.0	3.90
8.0	3.22
9.0	2.62

Asentamientos

Año	Asent. carga inst.	Asent. carga lineal
1	4.5 cm	3.9 cm
3	4.9	4.9
5	5.1	5.1
10	5.3	5.3
20	5.4	5.4
50	5.6	5.6
80	5.8	5.8

CAPITULO VI.- CONCLUSIONES

Como se ha podido observar, el desarrollo de la teoría de la consolidación secundaria reviste una gran importancia al permitirnos comprender mejor los fenómenos y las leyes que rigen el comportamiento de los suelos. La consolidación secundaria juega un papel muy importante para algunos suelos, como es el caso de las arcillas extrasensitivas, por lo que su estudio y aplicación no pueden ser dejados de lado.

La ayuda que proporciona el programa de computadora anteriormente presentado puede ser evaluada al resolver un ejemplo similar al resuelto en el capítulo anterior, en el cual se nota como se agiliza el proceso de cálculo y se notaría mucho más si se tuviera un número mayor de estratos de arcilla, por ejemplo, con lo cual el proceso de cálculo manual se vuelve mucho más engorroso.

En cuanto a la comparación de resultados obtenidos tanto por medio del programa como manualmente se observa que los producidos por la computadora en el primer caso (Fórmula de Boussinesq) son ligeramente mayores que los obtenidos manualmente, esto es debido a la mayor precisión lograda por medio de la computadora, sobre todo en las partes donde se tiene que interpolar; también se observa que utilizando la fórmula de Westergaard los resultados obtenidos son aproximadamente $2/3$ de los obtenidos con la fórmula de Boussinesq. No hay pruebas definitivas acerca de la mayor precisión de una u otra de las fórmulas para las aplicaciones que se hacen de ellas en los suelos. Pero, las condiciones de es-

-trificación en las cuales se basa la solución de Westergaard (que considera que los estratos típicos de arcilla tienen usualmente láminas o lentes de materiales más gruesos como la arena intercalados. El material de tales lentes acentúa grandemente la condición de anisotropía que es común en suelos sedimentarios, y es la causa de un gran incremento en la resistencia a deformación lateral), son ciertamente más cercanas a las condiciones existentes en la realidad que la condición de isotropía asumida por Boussinesq. Se ha estimado también que los asentamientos obtenidos con el uso de las ecuaciones de Boussinesq para la determinación de esfuerzos, son en la mayoría de los casos mucho mayores que los asentamientos observados. Actualmente las ecuaciones de Westergaard tienden a ser aceptadas como preferibles a las de Boussinesq para su uso en predicciones de asentamientos.

En los resultados obtenidos puede observarse también el retraso que proporciona la aplicación lineal de la carga en la deformación y como al final tienden a ser iguales los asentamientos calculados.

El programa incursiona, además, en la graficación. Esta característica nos permite obtener gráficas semejantes a las que se ansan y haciendo las modificaciones pertinentes se podrían obtener otras de datos o resultados que fuesen interesantes para el usuario; esto gracias a las facilidades que brinda el compilador utilizado y que se pueden obtener en equipos de cómputo pequeños y muy accesibles hoy en día.

El anterior programa pretende ser una demostración de la forma como se pueden utilizar las computadoras personales en las tareas que cotidianamente realiza el ingeniero civil; de ninguna manera este progra-

-ma pretende sustituir a un estudio profundo de la teoría en que se basa, sin el cual este o cualesquiera otro programa no servirían de nada. La aplicación de un programa de cómputo no debe hacerse sin antes estudiar detenidamente la teoría o teorías en que se sustenta, así como las limitaciones que puede tener para poder garantizar que los resultados obtenidos son en realidad veraces. Es por esto que se recomienda a los posibles usuarios se remitan a la bibliografía que se anexa.

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

- 1) MECANICA DE SUELOS TOMO I. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Editorial Limusa, México. 1985. 642 pag.
- 2) MECANICA DE SUELOS TOMO II. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Editorial Limusa, México. 1984. 703 pag.
- 3) FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS. Leonardo Zeevaert. Ed. Van Nostrand Reinhold Co, E.U.A. Segunda Edición 1983. 676 pag.
- 4) MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA. Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. Ed. El Ateneo, Buenos Aires Argentina. Segunda Edición 1958. 684 pag.
- 5) FUNDAMENTALS OF SOIL MECHANICS. Donald W. Taylor. Ed. John Wiley & Sons Inc. Nueva York, E.U.A. 700 pag. 1960.
- 6) TURBO PASCAL. Borland International Inc. E.U.A. 376 pag.
- 7) TURBO GRAPHIX TOOLBOX. Borlan International Inc. E.U.A. 256 pag.