



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

Cimentaciones Compensadas
con
Pilotes de Fricción

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

Ingeniero Civil

PRESENTAN

Rosa María González Leyva
Alejandro Ortega Gómez



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

	Págs.
<u>CAPITULO I INTRODUCCION</u>	1
<u>CAPITULO II RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO</u>	5
1. Generalidades	6
2. Compresibilidad	12
3. Módulo de deformación unitario	14
4. Teoría de la Consolidación	24
4.1 La unidad elástica	36
4.2 La unidad plástica	37
4.3 La unidad elasto-plástica	37
4.4 La unidad viscosa lineal	42
4.5 La unidad Kelvin	45
4.6 La relación Kelvin-Terzaghi	52
5. Teoría de la Consolidación cuando la carga se incrementa linealmente con el tiempo.	54
6. Consolidación Secundaria en suelos altamente -- compresibles.	63
6.1 Unidad Z	67
6.2 Determinación de los parámetros	78
<u>CAPITULO III CIMENTACIONES COMPENSADAS</u>	
1. Cimentaciones compensadas	95
1.1 Flujo plástico en la excavación	99
1.2 Levantamiento elástico y asentamiento subsiguiente.	700
<u>CAPITULO IV CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION</u>	
1. Cimentaciones con pilotes de fricción	117
1.1 Fricción lateral en pilotes	119
1.2 Fricción negativa	120
1.3 Fricción positiva	128
1.4 Área tributaria equivalente	135
<u>CAPITULO V CIMENTACIONES COMPENSADAS CON PILOTES DE FRIC</u>	

1. Cimentaciones compensadas con pilotes de fricción	149
2. Levantamiento elástico	154
3. Reaplicación de carga	157
4. Resistencia por punta	160
5. Ejemplo: Cajón con pilotes de fricción	
5.1 Descripción	160
5.2 Forma de trabajo de los pilotes de fricción	161
5.3 Cálculo preliminar de la capacidad de carga última	161
5.4 Número total y espaciamiento de los pilotes	167
5.5 Etapas de excavación	169
5.6 Estado de esfuerzos en la masa de suelo y carga sobre los pilotes por la excavación - hasta $h_p = 3.75$ m.	170
5.7 Decremento de esfuerzos bajo el nivel de desplante de los pilotes	177
5.8 Incremento de esfuerzos en el suelo debido a la carga sobre los pilotes	178
5.9 Incremento de esfuerzos en el suelo debido a la carga en el contacto losa de cimentación-suelo	179
5.10 Esfuerzo en la masa de suelo bajo el nivel de desplante de los pilotes	180
5.11 Capacidad de carga de los pilotes	182
5.12 Análisis de expansiones	183
5.12.1 Expansión del suelo	183
5.12.2 Alargamiento elástico de los pilotes	185
5.13 Asentamiento por recompresión	186
5.13.1 Obtención del asentamiento por recompresión entre 6.40 y 30.00 m	191
5.13.2 Asentamiento por recompresión de 30.00 a 55.50 m de profundidad	192
5.14 Asentamientos por compresión del suelo	199
5.14.1 Obtención de los parámetros m_{cp} , m_t C_v y C_{vp}	199
<u>CAPITULO VI CONCLUSIONES</u>	235

SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

238

BIBLIOGRAFIA

241

CAPITULO I
INTRODUCCION

INTRODUCCION

La elaboración de esta tesis nace de la idea de aplicar --- las nuevas teorías de la Mecánica de Suelos, que en materia de - asentamientos y resistencia al esfuerzo cortante, se tienen para la solución de problemas en Ingeniería de Cimentaciones.

El presente trabajo se apoya fundamentalmente en las teo--- rías del Dr. Leonardo Zeevaert, las cuales se presentan de la ma--- nera más sencilla posible, utilizando conjuntamente las ideas -- del Dr. Tezaghi y complementándolas con la literatura del Dr. Juárez Badillo e Ing. Rico Rodríguez, pretendiendo de esta for--- ma, proporcionar un texto que sirva como ayuda a estudiantes y - profesionales de la Ingeniería de Cimentaciones en la compren--- sión, aplicación y sobre todo, divulgación de las teorías del -- Dr. Zeevaert, que representan un paso favorable en el avance ac--- tual de esta especialidad, dado que su teoría no sólo se funda--- menta con bases empíricas, sino que conjuga un desarrollo teóri--- co bien estructurado con sus experiencias, mostrando una metodo--- logía bien definida. Esto conduce a que la Mecánica de Suelos -- continúe su desarrollo, en busca del conocimiento que rompa con las limitaciones que se tienen con las actuales teorías, en esta rama de la ingeniería.

La exposición que se realiza a lo largo de este trabajo, ha sido encaminada a estudiar los dos problemas más comunes que se presentan en el diseño y construcción de una cimentación ---

que transmitirá grandes esfuerzos al terreno; la baja resistencia al esfuerzo cortante y la alta compresibilidad del subsuelo. Generalmente los suelos finos exhiben este tipo de problemas tales como los de origen lacustre y marino, razón por la cual, la teoría aquí desarrollada se enfoca principalmente a este tipo de suelo y en particular a las arcillas.

En el capítulo segundo se presenta la teoría básica para el análisis de la consolidación de un material, a través de las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo. A lo largo de este capítulo, se indican todos los parámetros que determinan el comportamiento de un material que sufre una compresión bajo el efecto de una carga, considerando la aplicación de ésta como una función - del tiempo, es decir, en forma paulatina como sucede en cualquier obra de ingeniería. Así como también se incluye el efecto de la Consolidación Secundaria, que pocas veces se toma en consideración, ya que no se ha investigado lo suficiente, y que juega un papel muy importante en suelos de tipo lacustre y marino.

Dentro del tercer capítulo, se estudian las características y efectos que se tienen al considerar el diseño y construcción de una cimentación compensada, definiendo los parámetros -- que gobiernan a ésta. Sin embargo, aunque no se presenta un análisis muy detallado, se procura tomar en cuenta todas las posibles condiciones de proyecto.

El desarrollo del cuarto capítulo, está enfocado hacia el análisis de una cimentación con pilotes de fricción. Se estiman los dos efectos que en una cimentación de este tipo se pueden tener: la fricción positiva y la negativa, estableciéndose el método de cálculo para conocer su valor a lo largo de un pilote, para ambos efectos.

Una cimentación compensada combinada con una cimentación con pilotes de fricción, es el tema que se estudia en el capítulo quinto, analizando el efecto que ambas producen en un proyecto, además de conocer las relaciones matemáticas que rigen una cimentación de este tipo. Se incluye en este capítulo un ejemplo de aplicación exclusivamente de algoritmos y fórmulas, ya que a partir del 12 de noviembre de 1987, en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, se establecen varios cambios en el Reglamento de Construcciones que no se toman en cuenta, tal es el caso de la capacidad de carga que se tomará igual al mayor de los dos valores siguientes: capacidad de carga del suelo bajo la cimentación despreciando el efecto de los pilotes o capacidad de carga del grupo de pilotes despreciando la capacidad de carga de la losa y el efecto de la compensación.

El sexto capítulo contiene las conclusiones resultantes del análisis desarrollado a lo largo de esta tesis.

CAPITULO II

RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO

GENERALIDADES

En la práctica de la ingeniería de cimentaciones, se ha observado con el paso del tiempo, que uno de los mayores problemas que se presenta en la estabilidad de una edificación, es el asentamiento de la estructura, como consecuencia de la deformación del suelo que la soporta. Esta deformación es el resultado del cambio volumétrico que sufren los estratos compresibles del suelo que subyace a la cimentación, debido al incremento de esfuerzos en la masa de suelo provocado por el peso de la estructura. Por ello, el adecuado funcionamiento que una estructura ofrezca durante su vida útil, radicará no sólo en la estabilidad que proporcione ante la presencia de fuerzas accidentales, tales como sismo o viento, sino también deberá proporcionar una estabilidad que evite daños a la estructura en sí misma y a las adyacentes por los asentamientos totales y diferenciales que en ella se presentan; esto es, la compresión del suelo que con el tiempo provoca deformaciones, podría inducir daños a la estructura mismos -- que pueden llegar a ser críticos. No obstante, la deformación -- disminuirá a medida que los estratos del subsuelo se consoliden con el paso del tiempo.

Por otra parte, no sólo es importante el asentamiento para una estructura, sino también lo es el desplazamiento del suelo en general, esto es, como consecuencia de las excavaciones que se realicen para la cimentación, se producirán levantamientos en

el fondo y/o desplazamientos horizontales en las paredes del terreno excavado.

De lo anterior, uno debe considerar la gran importancia que tiene el conocer las características propias del suelo. Así, por medio de la realización de pruebas a especímenes obtenidos de -- muestras extraídas del suelo, se encontrarán las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación considerando la influencia que -- el tiempo tenga en la consolidación unidimensional.

La complejidad que el suelo muestra, es uno de los grandes obstáculos a vencer en la determinación de las propiedades mecánicas, tanto en su estimación como en su interpretación, y es sobre todo en sedimentos y suelos finos donde más inconvenientes -- provoca.

Los estudios que se realicen deberán ser compatibles con las condiciones reales que el suelo presente en el campo, por lo que las pruebas de laboratorio que se efectúen estarán encaminadas -- siempre a reproducir las condiciones reales del terreno. De este modo se formularán leyes empíricas o fenomenológicas que en los materiales representan leyes constitutivas, además de auxiliarse con modelos matemáticos que asemejen la reacción del suelo, y como veremos más adelante ellos serán los modelos reológicos, debido a que éstos representan el comportamiento viscoso del mismo.

La forma en que los materiales del suelo se encuentran en la naturaleza es tal que constituye una estructura de granos rígidos, mostrando estos entre sí vacíos o cavidades, los cuales, pueden estar ocupados por agua o aire, llenándolos total o parcialmente, además, en la estructura se encuentran algunas veces materiales cementantes que proporcionan cohesión al suelo. El arreglo estructural de las partículas del suelo será función del origen y de los efectos ambientales a los que haya sido sometido en el transcurso de su formación. Existen diversos aspectos relacionados con el estado que el suelo exhibe en el terreno, que deben ser tomados en consideración para establecer las características y comportamiento que éste muestre en el momento de estudiarlo, con el fin de obtener sus propiedades de esfuerzo deformación-tiempo. Dichas características serán mencionadas de acuerdo a la influencia que sobre el suelo tengan.

Las características especiales que el suelo muestre se reflejarán en la estructura que éste tenga. Así, el suelo algunas veces presentará un comportamiento altamente elástico, lo cual puede interpretarse como un material que contiene un gran número de elementos elásticos por unidad de volumen de suelo. Ello representa un factor muy importante a considerar sobre todo al regular pruebas en especímenes representativos del suelo en consideración; éste mostrará una deformación como consecuencia del desplazamiento relativo de las partículas que constituyen la estructura de la muestra, las cuales regresarán a ocupar su posi-

ción original al desaparecer dicho esfuerzo, considerando con -- ello al suelo como de comportamiento altamente elástico. No obstante, esto dependerá del nivel de esfuerzo aplicado y de la cantidad de elementos elásticos que se utilicen, es así como los estratos de suelo exhibirán una estabilidad elástica al someterlos a esfuerzos, provocados por el peso de alguna construcción (fig. 1).

Ahora bien, si el nivel de esfuerzos aplicados es de gran magnitud, las partículas que constituyen la estructura del suelo presentarán un desplazamiento relativo del cual no se recuperará, aún cuando el esfuerzo aplicado sea removido, provocando con ello una inestabilidad de la estructura hasta que las partículas ocupen una posición más estable; esto tendrá lugar en la masa de -- suelo de una manera muy lenta, a causa del efecto que se produce en el rozamiento interno entre las partículas, parecido al comportamiento de un líquido o gas en movimiento, la rapidez con la cual se lleva a cabo se puede interpretar como una medida que determine qué tanto el suelo se comporta como un líquido. Si nosotros correlacionamos esta rapidez de deformación que se presenta en los líquidos, conocida como viscosidad, podemos decir que el suelo se considerará de comportamiento viscoso intergranular.

El desplazamiento relativo que se obtiene se tomará como un fenómeno plástico desde el punto de vista de ser una deformación permanente. Esta deformación se observa al descongar el suelo, -

pero ocurre instantáneamente al igual que la deformación elástica, teniendo en cuenta que la deformación plástica presentará -- un efecto retardado que continuará con el tiempo, ocasionado por el efecto viscoso intergranular que el suelo observe. Por lo que la deformación será una función del tiempo.

Podemos decir que el suelo asemeja estar constituido por -- elementos elásticos y plásticos, éstos últimos influidos grandemente por la cantidad de elementos viscosos que el material contenga. Así, la deformación que los materiales presenten estará formada por la suma de las deformaciones elástica y plástica, expresada como sigue:

$$\epsilon_T = \epsilon_e + \epsilon_p$$

Es, sobretodo, en materiales que contienen finos y fracciones muy finas, tales como los sedimentos y arcillas, donde el -- efecto de la viscosidad intergranular adquiere gran importancia; considerándose que las propiedades viscoso-intergranular son propias de suelos finos, donde el tiempo juega un papel muy importante.

Los suelos finos de tamaño de grano relativamente pequeño, -- es común encontrarlos total o parcialmente saturados debido a su baja permeabilidad, además de un cierto estado de confinamiento,

donde los granos que constituyen el material están fuertemente enlazados por fuerzas de cohesión intergranular; de esta forma, al someterse en el laboratorio especímenes representativos del suelo a esfuerzos, se presentará una deformación no instantánea, la cual por su parte, es debido al retraso en el desplazamiento de los granos relativamente más grandes a causa de las propiedades viscoso-intergranulares del material fino contenido en los huecos dejados por los primeros, siendo función de la cantidad de elementos viscoso-intergranulares por unidad de volumen que el suelo contenga. Puede ocurrir que durante este movimiento tenga lugar una ruptura entre el contacto intergranular de granos blandos con aquellos que presenten bordes agudos. Por otra parte, si el material se encuentra saturado y confinado bajo ciertos esfuerzos, para que se lleve a cabo la deformación se debe presentar un cambio de volumen, para ello será necesario que el agua intersticial contenida en los poros de la estructura sea desalojada de ellos, a este efecto se le conoce como retraso hidrodinámico; además la magnitud y el porcentaje de deformación bajo cargas sostenidas, será función muy importante del grado de confinamiento a que el suelo esté sometido, así, el cambio en volumen que en él ocurra, llegará a hacer más compacto al material y por lo tanto menos deformable, con lo cual la deformación disminuirá con el tiempo (fig. 2).

De esta manera se concluye que las propiedades de esfuerzo deformación-tiempo del suelo, dependerán de los siguientes fac-

iones:

- 1.- Estado de esfuerzos al cual el material fue confinado - en el pasado.
- 2.- Tipo de estructura.
- 3.- Fuerzas intergranulares de cohesión o cementación.
- 4.- Forma, dimensión y resistencia de los granos.
- 5.- Estado de densidad en el cual el suelo puede encontrarse.
- 6.- Grado de saturación.
- 7.- Permeabilidad.

2. COMPRESIBILIDAD

Como se mencionó anteriormente, los suelos experimentan una deformación o compresión al someterlos a un esfuerzo mayor de -- aquel que en el terreno hoy actúa, esta deformación es el resultado del desplazamiento relativo de los granos de la estructura. Aunque en suelos finos exista una compresión del aire que comúnmente contienen, ésta será tan pequeña que, para fines prácticos se puede despreciar. Por lo tanto, la compresión de un material radicará en el tipo y rigidez de la estructura y sobretodo en la facilidad con la cual los granos sean desplazados de su posición a una nueva y más estable.

La reducción de los vacíos de la estructura del suelo, hará

más compacto a este material, y aún más, el cambio en volumen a causa del desplazamiento de los granos, producirá un comportamiento inelástico en él.

Ahora bien, el cambio en volumen que el suelo sufre podrá expresarse como un cambio en la relación de vacíos, y así, para cada incremento de esfuerzo sostenido se producirá, dentro de un lapso, una reducción en la relación de vacíos de la muestra que en el laboratorio se somete;¹ graficando los resultados se tiene la fig. 3.

Al proceso de reducción de volumen que se lleve a cabo en un determinado tiempo, inducido por un incremento sostenido de esfuerzo en la masa de suelo, se le denomina Proceso de Consolidación;² ver fig. 4. Si el suelo se encuentra saturado ocurrirá el retraso hidrodinámico ya mencionado. En suelos finos a este proceso se le conoce como Consolidación Primaria.

La deformación, como resultado de un cambio de volumen, se

-
- 1 Para un análisis más detallado sobre las pruebas de consolidación, consultar el libro Mecánica de Suelos, Tomo I. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Págs. 245-253
 - 2 Para un análisis más detallado sobre las pruebas de consolidación, consultar el libro Mecánica de Suelos, Tomo I. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Págs. 247-256

no válido siempre y cuando el material en consideración presente en el terreno las siguientes características:

- a) Los estratos depositados en el terreno presentarán una gran extensión horizontal en comparación con su espesor.
- b) Los estratos deberán estar confinados por materiales más rígidos que le proporcionen drenaje, tales como arena o grava.
- c) La superficie cargada en comparación con el espesor de los estratos compresibles resultará siempre mayor.
- d) Aunque el espesor de los estratos compresibles del subsuelo sean de gran tamaño, éstos deberán contener una gran cantidad de capas delgadas de arena o grava intercaladas.

En caso contrario, las deformaciones por cambio de forma, no se considerarán nulas.

3. MÓDULO DE DEFORMACION UNITARIO.

El módulo de deformación unitario M , nace de la idea de co-

relacionar la deformación del suelo con el esfuerzo que la produce; si para la curva esfuerzo-deformación obtenemos su tangente, ésta representará precisamente, el módulo de deformación unitario, ver fig. 5.

Se observa, que al incrementar el esfuerzo, la deformación también aumenta, por lo que el módulo de deformación unitario -- crecerá, hasta que cerca del punto A, M tenderá a infinito.

La deformación total para incrementos iguales de esfuerzo, se obtiene, haciendo la rectificación³ de la curva, de la siguiente manera:

$$\epsilon_i = \sum_{i=1}^n M_i \cdot \Delta \sigma_i \quad \dots(1)$$

Si M_i es constante, la ecuación anterior representa a un -- suelo ideal elástico lineal, para el cual, la deformación producida se recupera totalmente, ver fig. 6a. En la prueba de compresibilidad, si se carga y descarga una muestra del suelo, se demuestra que la afirmación anterior no puede ser cierta, ver fig. 6b. La parte que se recupera representa el fenómeno reversible y su magnitud depende del tipo de suelo y de su estructura. De la fig. 6b, también se puede concluir que el módulo de deformación --

3 La rectificación de una curva se hace por medio de un polígono de cuerdas inscritas.

es independiente de los niveles de esfuerzos en el cual tiene lugar una total descarga, excepto cerca de la falla.

Para investigar las características esfuerzo-deformación del suelo se toma como premisa que el material tiene propiedades mecánicas sólo en dos direcciones (normal al plano de estratificación y paralelo a éste). Con base en lo anterior, llamaremos M_z al módulo de deformación lineal en la dirección vertical. De la fig. 7a, si aplicamos un esfuerzo $\Delta\sigma_z$, el incremento de deformación será $\epsilon_z \Delta\sigma_z$ y en los planos perpendiculares x_z y y_z la deformación correspondiente a $\nu \epsilon_z M_z$; donde ν es la relación de Poisson, ésta se considera igual en ambas direcciones. En la fig. 7b el esfuerzo $\Delta\sigma_x$ produce un incremento de deformación $M_x \Delta\sigma_x$ en la dirección "x" y $\nu M_x \Delta\sigma_x$ en la dirección "y". Analizando lo expresado arriba se deduce que cuando se incrementan los esfuerzos en las tres direcciones, la deformación corresponde a una sola dirección, esto es; en la dirección "z";

$$\epsilon_z = \left[1 - \nu \left(\frac{\partial h}{\partial z} \frac{\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} \right) \right] M_z \Delta\sigma_z \quad \dots(2)$$

y para las direcciones "x" y "y":

$$\epsilon_x = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\sigma_x} + \frac{\partial z}{\partial h} \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_x} \right) \right] M_x \Delta\sigma_x \quad \dots(3)$$

$$\epsilon_y = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_y} + \frac{\partial z}{\partial h} \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_y} \right) \right] M_y \Delta\sigma_y \quad \dots(4)$$

Las ecuaciones 2, 3 y 4 componen el caso general. Si el material está confinado, de manera que no haya deformación en ambas direcciones horizontales, como es el caso del suelo en la naturaleza, es decir, $\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y = 0$; usando las fórmulas 3 y 4:

Si $\Delta \epsilon_y = 0$

$$\epsilon_y = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \frac{\nu_z}{\nu_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right) \right] \nu_h \Delta \sigma_y$$

realizando operaciones:

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu} \frac{\nu_z}{\nu_h} \quad \dots (5)$$

Si $\Delta \epsilon_x = 0$

$$\epsilon_x = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} + \frac{\nu_z}{\nu_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \right] \nu_h \Delta \sigma_x$$

realizando operaciones:

$$\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu} \frac{\nu_z}{\nu_h} \quad \dots (6)$$

sustituyendo 5 y 6 en 2:

$$\Delta \epsilon_z = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \nu_z \Delta \sigma_z \quad \dots (7)$$

De la ecuación 7 se observa que la deformación unitaria vertical no depende de la relación $\frac{\nu_h}{\nu_z}$, pero sí de la relación de Poisson. Estas condiciones representan en la naturaleza, a un depósito de suelo extensivamente cargado, cuando el espesor del estrato es pequeño si se compara con el área cargada; o también, a un depósito de suelo muy deformable verticalmente y estratifi-

cado horizontalmente.

Para que el material tenga deformación volumétrica, se deben aplicar incrementos de esfuerzos en las tres direcciones: $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_y$ y $\Delta\sigma_x$, por lo que:

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_z + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_x \quad \dots(8)$$

si sustituimos en la ecuación anterior las ecuaciones 2, 3 y 4; tenemos:

$$\Delta\varepsilon_v = \left[1 - \nu \left(\frac{\mu h}{Mz} \frac{\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} \right) \right] \mu z \Delta\sigma_z + \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_y} + \frac{\mu z}{Mh} \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_y} \right) \right] \mu h \Delta\sigma_y + \left[1 - \nu \frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\sigma_x} + \frac{\mu z}{Mh} \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_x} \right] \mu h \Delta\sigma_x \quad \dots(9)$$

realizando operaciones y simplificando:

$$\Delta\varepsilon_v = (1 - 2\nu) \left[1 + \frac{\mu h}{Mz} \left(\frac{\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} \right) \right] \mu z \Delta\sigma_z \quad \dots(10)$$

Si suponemos un material incompresible, esto es, cuando la deformación volumétrica es cero:

$$0 = (1 - 2\nu) \left[1 + \frac{\mu h}{Mz} \left(\frac{\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} \right) \right] \mu z \Delta\sigma_z$$

$$0 = (1 - 2\nu)$$

$$\nu = 1/2 = 0.50$$

el valor de la relación de Poisson es 0.5 y será el máximo valor que pueda tomar un suelo que no se deforma verticalmente debido a que los desplazamientos verticales están totalmente restringidos.

Las deformaciones unitarias volumétricas y lineal, se pue--

den comparar, para el caso de un material totalmente confinado:

$$\text{Si } \Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y = 0 \quad \Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_z$$

por lo que la fórmula 7 queda como:

$$\Delta \epsilon_z = \Delta \epsilon_v = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \mu_z \Delta \sigma_z \quad \dots (11)$$

Por otra parte, el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario dado por Terzaghi en la Teoría de la Consolidación, que corresponde a una prueba de compresión confinada a cero deformación lateral es:

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \sigma_z}$$

$$\Delta \epsilon_v = m_v \Delta \sigma_z$$

sustituyendo en la ecuación 11:

$$m_v \Delta \sigma_z = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \mu_z \Delta \sigma_z$$

$$\frac{m_v \Delta \sigma_z}{\mu_z \Delta \sigma_z} = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} ; \nu_c = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad \dots (12)$$

llamando:

$$\nu_c = \frac{m_v}{\mu_z} \quad \dots (13)$$

El valor ν_c es variable, dependiendo del material de que se trate, este puede tomar, por ejemplo, el valor de 0.45 y 0.25 para arcil

llas lacustres y arenas compactas, respectivamente⁴.

La determinación del módulo de deformación en el laboratorio, se realiza en la cámara triaxial, con las siguientes etapas: fig. (8).

Si sustituimos estos resultados en la ecuación 10:

$$\Delta \epsilon_v = (1-2\nu) \left[1 + \frac{\mu h}{\mu_z} \left(\frac{\Delta \sigma_c + \Delta \sigma_c}{\Delta \sigma_c} \right) \right] \mu_z \Delta \sigma_c$$

$$\Delta \epsilon_v = (1-2\nu) \left[1 + \frac{\mu h}{\mu_z} \left(\frac{2\Delta \sigma_c}{\Delta \sigma_c} \right) \right] \mu_z \Delta \sigma_c$$

$$\Delta \epsilon_v = 1 - 2\nu \left[1 + 2 \frac{\mu h}{\mu_z} \right] \mu_z \Delta \sigma_c \quad \dots (14)$$

Cuando la relación de Poisson ν es diferente de 0,5 para materiales no saturados, el valor de $\Delta \epsilon_v$ se encuentra inmediatamente, no así para los materiales saturados, para éstos, es necesario esperar un lapso hasta obtener el cambio volumétrico total, no debe olvidarse que la válvula debe permanecer abierta para que no existan excesos de presión hidrostática.

4 Zeevaert Leonard . Foundation Engineering For Difficult Subsoil. p.p. 47 Tabla 1-II-3.

Recordando la ecuación fundamental para suelos saturados:

$$\Delta \sigma = \Delta \bar{\sigma} + \Delta u$$

en nuestro caso $\Delta u = 0$, considerando el material isotrópico, es decir $\mu_h / \mu_z \approx 1$, de la ecuación 14:

$$\Delta \varepsilon_v = (1 - 2\nu) [1 + 2(1)] \mu_z \Delta \sigma_c$$

$$\Delta \varepsilon_v = 3(1 - 2\nu) \mu_z \Delta \sigma_c \quad \dots(15)$$

de la expresión anterior podemos darnos cuenta que es posible -- determinar el valor del módulo de deformación lineal μ_z , siempre y cuando se mida con precisión durante la prueba, el cambio de deformación después de la aplicación de $\Delta \sigma_c$, esto es válido sólo si la relación de Poisson se conoce.

El valor: $3(1 - 2\nu) \mu_z = K_v$, representa la unidad de masa compresible de la prueba, ésta puede determinarse como:

$$K_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma_c} \quad \dots(16)$$

por lo que tenemos:

$$\mu_z = \frac{K_v}{3(1 - 2\nu)} \quad \dots(17)$$

Como no es posible medir con exactitud el cambio de volumen en el espécimen a prueba, se necesita determinar directamente el valor de μ_z , aplicando sólo incrementos de esfuerzo $\Delta \sigma_z$ y observando sus correspondientes deformaciones lineales $\Delta \varepsilon_z$:

$$n_z = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta \sigma_z} \quad \dots(18)$$

Para tomar en cuenta el factor tiempo en la obtención del módulo de deformación lineal, es necesario, en muestras no saturadas, que después de que se haya estabilizado con $\Delta \sigma_c$, se le aplique a la muestra un incremento de esfuerzo vertical $\Delta \sigma_z$, a este incremento de esfuerzo corresponderá una deformación elástica-plástica instantánea $\Delta \epsilon_{ep}$:

$$n_{ep} = \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma_z} \quad \dots(19)$$

Como el esfuerzo aplicado se deja cierto lapso, el valor final de la deformación se deberá a que el material sigue un comportamiento visco-plástico y el módulo lineal de deformación será:

$$n_z = \frac{\Delta \epsilon_{ep} + \Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \sigma_z}$$

$$n_z = \left(1 + \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}} \right) \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma_z} \quad \dots(20)$$

si hacemos:

$$k_v = \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}} \quad \dots(21)$$

entonces, sustituyendo las ecuaciones 19 y 21 :

$$\sigma_z = \sigma_{ep} (1 + K_v) \quad \dots(22)$$

El valor de K_v se puede encontrar en el laboratorio, realizando pruebas triaxiales para muestras no saturadas y en el consolidómetro en muestras saturadas. Para sedimentos arcillosos, K_v adopta valores mayores que 1.0.

Ahora bien, Terzaghi encontró, que el desplazamiento vertical de un estrato de espesor $2H$, drenado por ambas caras, es:

$$\delta = m_v \cdot \Delta \sigma_z \cdot 2H$$

haciendo una analogía y utilizando el módulo de deformación lineal, tenemos, sustituyendo en la ecuación 13 :

$$\delta = (M_z \gamma_c) \Delta \sigma_z \cdot 2H$$

y aplicando la ecuación 22 :

$$\delta = \gamma_c M_{ep} (1 + K_v) \cdot 2H \cdot \Delta \sigma_z \quad \dots(23)$$

de aquí M_{ep} se puede obtener por alguna de las leyes fenomenológicas ya vistas, según sea el suelo que se trate:

para materiales cohesivos

$$M_{ep} = M_0 e^{-n \frac{v}{H} c}$$

y para materiales no cohesivos

$$M_{ep} = C_0 \sigma_c^{-n}$$

4. TEORIA DE LA CONSOLIDACION.

Hemos visto en el proceso de consolidación, que la lentitud con que se desarrolla la deformación en un suelo, cuando éste se somete a cargas mayores de aquellas que soporta en el terreno, es debida, a un ajuste gradual en la posición de los granos y a la expulsión del agua intersticial de los poros de la estructura. De esta manera, la consolidación progresiva de un material, se puede dividir en los dos efectos ya mencionados. Aunque ellos ocurren en un mismo tiempo, el efecto de expulsión de agua se manifiesta más rápidamente, permitiendo con ello el desarrollo del segundo efecto.

La velocidad con la cual se lleva a cabo la expulsión del agua dependerá del tipo de suelo que se trate y de las condiciones de drenaje que los estratos muestren en el terreno.

En suelos gruesos, tales como la arena y algunos suelos finos, la consolidación que ocurre, es función sólo de la facilidad con que los granos se desplazan para ocupar una posición más estable, dependiendo ello, de la viscosidad intergranular del sedimento y suelo muy fino que contengan. Comúnmente estos suelos no se encuentran saturados debido a la alta permeabilidad que poseen.

Por el contrario, en sedimentos y suelos finos de baja a -- muy baja permeabilidad, como las arcillas y sedimentos arcillosos es frecuente encontrarlos parcial o totalmente saturados, -- además de que la viscosidad intergranular en estos suelos es muy alta, por lo que durante el proceso de consolidación, ocurre -- tanto la expulsión del agua intersticial como el reacondo de -- las partículas.

La deformación volumétrica que con el tiempo se presente en los estratos del subsuelo como una consecuencia de la expulsión del agua intersticial contenida en los poros de la estructura, -- se conoce en la Mecánica de Suelos como Consolidación Primaria. Una vez que ella ocurre, el cambio en volumen continuará, provocado por el ajuste en la posición de los granos de la estructura, que como hemos estudiado, observa un comportamiento viscoso intergranular. Esta deformación viscosa intergranular que origina un cambio de volumen con el tiempo se le llama Consolidación Secundaria.

La consolidación primaria es en esencia un fenómeno físico de flujo de agua no establecido a través de una masa porosa, en el cual la cantidad de agua que entra en un elemento horizontal de suelo es menor que la que sale del mismo en un determinado tiempo. La diferencia que se obtiene debe ser igual al cambio de volumen del elemento.

La teoría de la consolidación primaria elaborada por Terzaghi en 1925, estima que la lentitud con que se genera la compresión, tiene por efecto exclusivo la baja permeabilidad del material, en donde el volumen de agua desalojada es igual al cambio en volumen del material; en el cual, el efecto secundario no es considerado.

Siguiendo el mismo camino de la teoría de la consolidación, podremos encontrar parámetros representativos que reflejen el carácter fenomenológico del material, en donde se consideren tanto el efecto primario como el secundario. Ayudados con modelos reológicos que asemejen el comportamiento del material.

Las hipótesis que se consideran en la teoría de la consolidación son las siguientes:

- 1. La masa de suelo es homogénea, isotrópica y se encuentra saturada.*

2. *El agua y los granos son incompresibles.*
3. *La expulsión del agua es sólomente la correspondiente al agua intersticial expelida de los poros de la estructura. Se considera válida la Ley de Darcy.*
4. *El cambio en la relación de vacíos o deformación volumétrica se aproxima a un valor finito, conforme el proceso de consolidación termine.*
5. *Las propiedades mecánicas esfuerzo-deformación del material están relacionadas sólomente con la elasticidad inmediata y plasticidad de éste. Por lo tanto, después de que el proceso de consolidación ha tenido lugar, se tiene un equilibrio elasto-plástico⁵*

Con base en las hipótesis anteriores, es factible establecer los planteamientos de la consolidación primaria elaborada -- por Terzaghi.

Al someter a un estrato compresible de suelo a un esfuerzo sostenido, éste será soportado en el momento en que se aplique,

5 Ibidem, p.p. 74 a 75

por el agua intersticial contenida en el material, provocando así una sobrepresión hidrostática, la cual irá decreciendo conforme el agua intersticial sea expulsada de los poros de la estructura. A medida que el tiempo avance, el esfuerzo aplicado será transmitido a la estructura del suelo, este es el esfuerzo efectivo que produce la consolidación.

Así, el esfuerzo que el suelo soporta está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta \sigma = \Delta \bar{\sigma} + u \quad \dots(24)$$
$$\Delta \bar{\sigma} = \Delta \sigma - u$$

donde:

u = es la sobrepresión hidrostática

$\Delta \bar{\sigma}$ = es la presión efectiva que realmente se transmite al terreno

$\Delta \sigma$ = es la presión total

Esta ecuación expresa el esfuerzo de consolidación que en un instante y en un punto dado se transmite de grano a grano.

Al realizar un gran número de pruebas de consolidación en suelos finos, Terzaghi estableció la relación entre la sobrepresión hidrostática u , la profundidad y el tiempo. Dicha relación es la siguiente:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \frac{k (1 + e)}{a_v \gamma_w} \quad \dots (25)$$

ecuación que establece el proceso de consolidación primaria, -- considerando que el drenaje del suelo sigue un flujo vertical. -- Lo cual se acerca mucho a la realidad, ya que en la práctica es usual que los estratos de suelo impermeable, estén confinados -- por materiales permeables, ofreciendo estos una superficie de -- drenaje.

La ecuación anterior se puede escribir de una forma más -- simplificada, ya hemos visto que:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e}$$

sustituyendo en la ecuación 25 tenemos:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

ahora bien, si llamamos:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad \dots (26)$$

donde C_v se define como el coeficiente de consolidación, así la

ec. 25 queda como sigue:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

La solución de la ecuación está expresada por medio de una serie de Fourier convergente, que es la siguiente:

$$u_s = \Delta \sigma \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{1}{(2n+1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v}{4H^2} t} \right\} \dots (27)$$

si llamamos a T_v :

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad \dots (28)$$

donde T_v se define como el factor tiempo.

Ahora bien, para que se lleve a cabo la consolidación, es necesario que actúe el esfuerzo efectivo, por lo que éste definirá, conforme vaya aumentando, el grado de consolidación del material.

Recordando que la deformación volumétrica unitaria de un material está dada por la expresión:

$$\Delta \epsilon_v = m_v \Delta \sigma$$

la compresión que ocurra en un estrato de suelo de espesor $2H$ - está dada por:

$$\delta_t = m_v \Delta \sigma' 2H \quad \dots (29)$$

considerando $\Delta \sigma' = \Delta \bar{\sigma}' + u$, donde δ_t será la compresión en un de terminado tiempo t para un estrato. Lo cual, como hemos estudiado, no se manifestará inmediatamente, y su magnitud dependerá - del grado de consolidación que el estrato del subsuelo vaya adquiriendo, es decir, la compresión de un suelo en un instante - dado será función del grado de consolidación que este haya adqui rido después de haberle aplicado un esfuerzo.

Así, podemos establecer el grado promedio de consolidación para un estrato de espesor $2H$, en un tiempo t , como la relación entre la consolidación que ha tenido lugar hasta ese instante, - y la total que habrá de producirse. Expresada en términos de es fuerzos, tenemos:

$$U_s = 100 \frac{\int_0^{2H} (\Delta \sigma' - u) dz}{\Delta \sigma' 2H}$$

$$U_s = 100 \left[1 - \frac{1}{\Delta \sigma' 2H} \int_0^{2H} u dz \right] \quad \dots (30)$$

sustituyendo la ecuación 27 en la ecuación 29 y realizando ope raciones se obtiene la siguiente ecuación:

$$U_s = 100 \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right\} \quad \dots (31)$$

ecuación que representa el grado promedio de consolidación. De la cual se aprecia que es función sólo del factor tiempo T_v , -- por lo que es posible escribirla como:

$$U\% = F (T_v)$$

Dicha ecuación puede ser resuelta para diferentes valores de T_v , graficando los resultados, fig. 9 .

Del desarrollo anterior se concluye que el cambio en volumen que ocurra en un estrato del subsuelo, se calcula como una función del tiempo, es decir:

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{ep} F (T_v) \quad \dots(32)$$

recordando que: $\delta_t = m_v \Delta \sigma'_{2H}$

donde si: $\Delta \epsilon_v = m_v \Delta \sigma'$

tenemos: $\Delta \epsilon_v = \frac{\delta_t}{2H} ; \Delta \epsilon_{ep} = \frac{\delta_{ep}}{2H}$

por lo tanto: $\delta_t = \Delta \epsilon_{ep} F (T_v) \quad \dots(33)$

donde δ_t representa la compresión con el tiempo para un estrato. Una vez que el proceso de consolidación tiene lugar, entonces $F (T_v) \cong 1.00$ y así la compresión valdrá:

$$\delta_{ep} = m_{ep} \Delta \sigma_{2H}$$

Al realizar una prueba de consolidación a un espécimen extraído de una muestra del subsuelo, se obtendrá una curva semejante a la mostrada en la fig. 10 .

Dicha curva debe ser muy similar a la curva $U\%$ vs T_v , que determina el grado promedio de consolidación. Al compararlas se observa que cuando la función $F(T_v) = 1.00$, la deformación volumétrica ha llegado a su fin, como teóricamente lo predice la teoría de la consolidación de Terzaghi, ello no resulta, ya que el cambio en volumen continúa, lo cual representa, como ya se habla mencionado, la consolidación secundaria ocasionada por la viscosidad intergranular del material. De la fig. 10 se observa que después del punto de inflexión, la curva se torna una recta, la cual se define como el tramo de consolidación secundaria.

En el proceso de consolidación secundaria, el exceso de presión hidrostática es muy pequeño, dado que el esfuerzo aplicado ha sido transmitido a la estructura del suelo.

Así, la teoría de la consolidación elaborada por Terzaghi, donde ocurre un cambio de volumen, representa sólo el fenómeno de retraso hidrodinámico, el cual juega un papel muy importante

durante esta primera etapa del proceso de consolidación.

El cálculo de δ_t requiere de la determinación previa del coeficiente de consolidación C_v , dado que éste interviene en el factor tiempo, el que a su vez, determina el grado promedio de consolidación $U\%$ del material.

Existen dos maneras de obtenerlo, una de ellas es de acuerdo a la definición de C_v :

$$C_v = \frac{k}{m_{cp} \gamma_w} \quad \dots(34)$$

es decir, el coeficiente de consolidación es función de la permeabilidad del material k , del coeficiente de compresibilidad m_{cp} y del peso unitario del agua γ_w . Pero dada la dificultad que se presenta al intentar determinar el k en los materiales impermeables como los sedimentos y arcillas, por medio de pruebas de permeabilidad, se opta por obtener el C_v por medio de curvas de consolidación; si recordamos:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

se tendrá:

$$C_v = \frac{H^2}{t} T_v$$

El procedimiento para su obtención es el siguiente. Empíricamente A. Casagrande, observó, de una curva de consolidación similar

a la de la fig. 10 que el punto obtenido como la intersección - de la prolongación del tramo recto de la consolidación secundaria y la tangente a la parte curva en su punto de inflexión de la consolidación técnica se considera como punto divisorio entre la consolidación técnica de Terzaghi y la secundaria, es decir, el punto donde se tiene un 100% de consolidación primaria. De donde puede obtenerse, que para el tiempo en el cual se alcanza un 50% de consolidación técnica, corresponde un factor tiempo de $T_v = 0.20$, con lo cual el valor de C_v queda dado por la expresión:

$$C_v = \frac{0.20 H^2}{t} \quad \dots (35)$$

Este valor de C_v , obtenido en el laboratorio, es un valor promedio; donde el esfuerzo aplicado corresponde a un nivel medio de incremento de esfuerzo, es decir: $\bar{\sigma} + 1/2 \Delta \bar{\sigma}$.

Enseguida estudiaremos algunas expresiones matemáticas que nos ayudarán a comprender mejor el comportamiento elasto-plástico de los materiales, además de la viscosidad intergranular que poseen, es decir, las leyes fenomenológicas de elasto-plasticidad de los materiales combinadas con un comportamiento viscoso lineal, este último, por medio de modelos reológicos, definiendo los parámetros involucrados en cada una de las expresiones matemáticas.

4.1 La unidad elástica.

Los materiales exhiben un determinado comportamiento al ser sometidos a una carga dada; Este podrá expresarse en términos de una ley fenomenológica esfuerzo-deformación.

Si al aplicar una carga a un sólido, éste se deforma inmediatamente, y una vez retirada la carga, el cuerpo recupera su forma original, se dice que se comporta elásticamente. Hooke definió a este tipo de materiales como sólidos ideales. Estableciendo la siguiente ley fenomenológica. "La deformación de un cuerpo idealmente elástico es proporcional al esfuerzo aplicado a dicho cuerpo, y el fenómeno es reversible." Expresándolo de la siguiente forma:

$$\epsilon = \frac{1}{E} \sigma \quad \dots(36)$$

llamando

$$\alpha_e = \frac{1}{E}$$

tenemos:

$$\epsilon = \alpha_e \sigma \quad \dots(37)$$

donde:

ϵ = representa la deformación del material

σ = es el esfuerzo normal aplicado

α_e = es el coeficiente de proporcionalidad para cada mate--

rial.

Esta ley es posible visualizarla por medio del comportamiento de un resorte ideal, el cual, al cargarlo no mostrará deformación permanente después de ser retirada la carga, sin importar la frecuencia con que ésta sea aplicada, ver fig. 11. Si nosotros aplicamos esta ley a los materiales del subsuelo, considerando los como si se deformaran siguiendo una ley lineal, es decir, la deformación lineal es directamente proporcional al esfuerzo aplicado. Se tendría que: $\epsilon = \sigma / E$

4.2 La unidad plástica:

Algunos materiales al ser sometidos a un esfuerzo específico después de exhibir una respuesta elástica, presentan deformaciones muy grandes a esfuerzo constante, aún cuando sea suspendido el esfuerzo, es decir, el cuerpo no recobra su forma original a consecuencia del esfuerzo a que fue solicitado, se dice que se comporta como un cuerpo idealmente plástico, ver fig. 12.

4.3 La unidad elasto-plástica.

Por el modo de proceder bajo la aplicación de una carga, -- cientos materiales muestran dos estados de comportamiento: estado elástico y estado plástico.

Mecánicamente este tipo de reacción lo podemos representar si unimos en serie un elemento elástico con uno plástico, formando así una nueva unidad mecánica conocida como cuerpo St. Venant. El análisis que se hace es el siguiente: Se aplica una fuerza P_h sobre el resorte, el cual, está unido al cuerpo A. La fuerza aplicada será tomada totalmente por el resorte (estado elástico), hasta el momento en que la resistencia por fricción P_s entre el cuerpo A y la superficie sobre la que se soporta sea alcanzada, en este instante el cuerpo comenzará a moverse (estado plástico), es decir, existirá una deformación creciente y permanente en el material. Una vez que la fuerza aplicada sea retirada, el cuerpo mostrará una respuesta elástica, debida al resorte con que cuenta, fig. (13).

En materiales como el acero, la unidad de St. Venant explica aproximadamente la ley fenomenológica de esfuerzo-deformación, sólo difiere hasta niveles de esfuerzo cerca de la zona de endurecimiento del material, fig. (14)

El suelo, al ser sometido a pruebas en el laboratorio, muestra que para pequeños niveles de carga, reacciona de manera semejante a un sólido elástico, y al ir incrementando el nivel de carga, la deformación aumenta paulatinamente (sólido plástico) - hasta cerca del nivel de esfuerzos de ruptura, en donde la deformación tiende a crecer indefinidamente. Ver fig. 15 .

En los suelos, una unidad mecánica de St. Venant no refleja totalmente la conducta elasto-plástica de estos. Ello es debido a que no se presenta un equilibrio elasto-plástico después de ser retirada la carga.

El comportamiento en conjunto de varias unidades de St. Venant muestran una mayor semejanza con el de los suelos (fig. 16). De esta forma, si deseamos obtener un modelo elasto-plástico, será preciso estimar un gran número de unidades de St. Venant enlazadas en paralelo integrando un cuerpo elasto-plástico, cuya característica será tener un equilibrio estático, antes de ser alcanzado el límite plástico de todos sus elementos al ser cargados. El modelo que representa esta forma de proceder se observa en la fig. 17.

Para lograr que el modelo muestre un equilibrio elasto-plástico será necesario considerar que cada resorte que conforma el modelo presentará, en cuanto a su módulo de deformación, una variación respecto uno del otro, además de que los elementos plásticos tendrán diferente resistencia límite a la plasticidad, con un rango de variación de cero hasta valores muy grandes. Así, una vez que la carga sea aplicada al modelo, los elementos de St. Venant funcionarán poco a poco venciendo uno por uno su resistencia a la plasticidad. De esta manera se tendrá, para un nivel intermedio de esfuerzos, el equilibrio elasto-plástico buscado. Reflejando con ello en forma aproximada la respuesta fenome-

nológica de los materiales del suelo, la cual se expresa como --
sigue:

$$\frac{d}{d\sigma} (\epsilon_{ep}) = f(\sigma) \quad \dots(38)$$

en donde $f(\sigma)$ deberá cumplir con las siguientes condiciones:

*1) Para pequeños niveles de esfuerzo, la relación $d\epsilon/d\sigma$ --
está bien definida, así como para cuando $\sigma = 0$; $\epsilon = 0$.

2) Cuando la carga última σ_u aplicada al suelo es alcanza
da, la relación $d\epsilon/d\sigma$ y la deformación ϵ son muy gran--
des.*⁶

El Dr. Leonardo Zeevaert, al investigar varias funciones ma--
temáticas de σ donde considera las condiciones límite, propone -
la siguiente solución:

$$\frac{d\epsilon_{ep}}{d\sigma} = a + \frac{a}{\sigma_u - \sigma} \quad \dots(39)$$

despejando $d\epsilon_{ep}$:

$$d\epsilon_{ep} = a d\sigma + \left(\frac{a}{\sigma_u - \sigma} \right) d\sigma$$

aplicando la integral a la ecuación diferencial:

$$\int d \varepsilon_{ep} = b \int d\sigma + a \int \frac{d\sigma}{\sigma u - \sigma}$$

integrando se tiene:

$$\varepsilon_{ep} = b\sigma - a \text{Log}(\sigma u - \sigma) + c \dots(40)$$

aplicando las condiciones límite se encontrará el valor de la -- constante, para $\sigma = 0$; $\varepsilon_{ep} = 0$, sustituyendo en la ecuación -- 40 tenemos:

$$0 = 0 - a \text{Log}(\sigma u - 0) + c$$

despejando c

$$c = a \text{Log} \sigma u$$

de donde la ecuación 40 queda como sigue:

$$\varepsilon_{ep} = b\sigma - a \text{Log}(\sigma u - \sigma) + a \text{Log} \sigma u$$

por propiedades de los logaritmos:

$$\varepsilon_{ep} = b\sigma + a \text{Log} \frac{\sigma u}{\sigma u - \sigma} \dots(41)$$

Analizando esta expresión, es posible observar que si se -- presentan pequeños valores de esfuerzos, el primer término de la ecuación indicará el comportamiento elástico del material. Así, podemos concluir que el valor de "b" representa el módulo elástico inicial como sigue: $b = \frac{E}{L}$. De igual forma, el segundo --

El término gobernará el fenómeno plástico del material, donde el valor de "a" representará el módulo plástico $a = \alpha_p$. Por lo que la ecuación 41 la podemos escribir como:

$$\epsilon_{ep} = \alpha_e \sigma + \alpha_p \text{Log} \frac{\sigma_u}{\sigma_u - \sigma} \quad \dots(42)$$

y en forma de módulos de deformación quedará expresada:

$$\epsilon_{ep} = M_e \sigma + M_p \text{Log} \frac{\sigma_u}{\sigma_u - \sigma}$$

Esta ecuación, representa la manera en que posiblemente reacciona un suelo bajo la acción de una carga, es decir, la ley fenomenológica elasto-plástica de esfuerzo-deformación. Sin embargo no debe olvidarse que el suelo, además de observar un comportamiento mecánico presenta el fenómeno de viscosidad intergranular, que será necesario estudiar con modelos reológicos, es decir, un modelo reológico que reaccione de manera plástica.

4.4 La unidad viscosa lineal.

Estudicemos ahora el comportamiento elasto-plástico combinado con la viscosidad lineal que se observa en los suelos, por medio de modelos reológicos.

La viscosidad es un parámetro de los fluidos, que mide su -

resistencia a fluir.

Newton en el año de 1685, definió el comportamiento de los fluidos de acuerdo a su característica de resistencia a la rapidez de deformación bajo esfuerzos tangenciales. Expresando la siguiente ley: "Un fluido representa un perfecto líquido newtoniano si la rapidez de deformación angular que experimenta es directamente proporcional al esfuerzo tangencial aplicado." Como ejemplos se tienen el agua y el aire. Matemáticamente esta ley se expresa como sigue:

$$\frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_N = b_a \Delta \tau_N \quad \dots (43)$$

donde: b_a = representa el coeficiente de proporcionalidad que mide la fluidez del material en consideración.

$\Delta \tau_N$ = es el esfuerzo tangencial en un líquido newtoniano.

$\frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_N$ = rapidez de deformación angular en un líquido.

Aquí, el valor recíproco de la fluidez, indica la viscosidad del material ($1/b_a$).

Haciendo la consideración de que el coeficiente de proporcionalidad b_a se mantiene constante durante el lapso de deformación

para una carga dada, la ecuación 43 la podemos escribir como:

$$\Delta \varepsilon_N = \phi_a \int_0^t \Delta \Gamma_N dt$$

y si además en ese periodo, la carga no varía, es decir permanece constante. Entonces tenemos:

$$\Delta \varepsilon_N = \phi_a \cdot \Delta \Gamma_N t \quad \dots(44)$$

Ecuación que gobierna a un fluido newtoniano para carga y coeficiente de proporcionalidad constantes. Graficando la ecuación - con valores de $\Delta \varepsilon_N$ vs t se obtiene para cada carga $\Delta \Gamma_N$ una línea recta, lo que indica un fenómeno de viscosidad lineal. Ver Fig. 18 .

El considerar que la viscosidad intergranular en los suelos sigue una ley lineal, conduce a creer que los suelos se comportan siguiendo una fluidez lineal, ello no resulta totalmente cierto, ya que por ejemplo las arcillas son minerales que bajo estado de confinamiento presentan una relación de deformación - decreciente con el tiempo; como consecuencia de que exhiben una viscosidad intergranular no lineal. El incremento de viscosidad, en estos materiales, se debe a un mayor acercamiento entre los granos, logrando así, más contacto entre ellos.

4.5 La unidad Kelvin.

A continuación estudiemos en primer lugar el efecto elástico en los materiales del suelo combinado con el de viscosidad intergranular, aceptando que es del tipo lineal. Recordando de lo escrito anteriormente, el fenómeno de viscosidad influye en la rapidez de deformación de los materiales. Para ello, estemos el comportamiento de una unidad de Hooke asociada con una unidad de Newton unidas en paralelo; formando así una nueva unidad conocida como unidad Kelvin, ver fig. 19 .

Este modelo es muy similar en cuanto a su comportamiento con el modelo reológico de Terzaghi.

Del modelo, es posible observar que la unidad elástica no se deformará inmediatamente debido al elemento viscoso (este -- asemeja un amortiguador conteniendo un fluido viscoso lineal), pero a medida que transcurre el tiempo, éste lo hará conforme -- el elemento viscoso se lo permita, además, al retirar la carga, se producirá una expansión también como una función del tiempo. Ver fig. 19.

Así, las condiciones de carga y deformación quedan expresadas como sigue:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_H + \Delta\sigma_N \quad \dots (45a)$$

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon_H + \Delta \varepsilon_N \quad \dots(45a)$$

Ahora bien, del análisis elástico realizado anteriormente, se tiene para un elemento de Hooke:

$$\Delta \varepsilon_H = \alpha_e \Delta \sigma_H$$

De igual forma, para el elemento de Newton, considerando los incrementos de tiempo tan pequeños como una diferencial:

$$\frac{d}{dt} \Delta \varepsilon_N = \beta_a \Delta \dot{\sigma}_N$$

despejando $\Delta \dot{\sigma}_N$ y $\Delta \dot{\sigma}_H$ y sustituyendo en la ecuación 45a, tenemos:

$$\Delta \dot{\sigma} = \frac{\Delta \dot{\varepsilon}}{\alpha_e} + \frac{1}{\beta_a} \frac{d}{dt} \Delta \varepsilon \quad \dots(46)$$

De esta expresión observamos que el incremento de esfuerzo que producirá la deformación es función del tiempo, que como veremos más adelante, en la práctica, esta situación es la que realmente se presenta. Por lo que:

$$\Delta \sigma = f(t)$$

Resolviendo la ecuación diferencial, sabiendo que su solución está dada como:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_{\text{general homogénea}} + \mathcal{E}_{\text{particular o no homogénea}}$$

Para el caso de la solución homogénea tenemos:

$$\Delta \mathcal{E} = 0$$

$$\frac{1}{b_a} \frac{d}{dt} \Delta \mathcal{E} + \frac{1}{\alpha_e} \Delta \mathcal{E} = 0$$

$$\frac{1}{b_a} \frac{d \Delta \mathcal{E}}{\Delta \mathcal{E}} + \frac{1}{\alpha_e} dt = 0$$

$$\frac{d \Delta \mathcal{E}}{\Delta \mathcal{E}} = -\frac{b_a}{\alpha_e} dt$$

$$\int \frac{d \Delta \mathcal{E}}{\Delta \mathcal{E}} = -\frac{b_a}{\alpha_e} \int dt$$

$$\ln \Delta \mathcal{E} = \left(\frac{b_a}{\alpha_e} \right) t + c$$

$$\Delta \mathcal{E} = c e^{-\left(\frac{b_a}{\alpha_e} \right) t}$$

Para la solución particular, utilizando el procedimiento de variación de parámetros, que consiste en suponer que la solución tiene la siguiente forma:

$$\mathcal{E}_p = uv$$

donde "u" y "v" son dos funciones variables con el tiempo, a encontrar. Derivando la ecuación anterior:

$$\dot{\mathcal{E}}_p = u\dot{v} + v\dot{u}$$

sustituyendo en la ecuación original (46)

$$\frac{1}{b_a} (u\dot{v} + v\dot{u}) + \frac{1}{\alpha_e} uv = \Delta \mathcal{F}(t)$$

desarrollando y arreglando términos:

$$\frac{1}{\phi_a} u b + \left(\frac{1}{\phi_a} \dot{u} + \frac{1}{\alpha_e} u \right) v = \Delta \Gamma(t) \quad \dots(47)$$

Establezcamos que la función "u" es igual a la solución general sin la constante c:

$$u = e^{-(\phi_a / \alpha_e)t}$$

si sustituimos en al ecuación 47, el término en el paréntesis de ésta se vuelve cero, por lo que "u" satisface la ecuación homogénea, por lo que se tiene:

$$\frac{1}{\phi_a} u b = \Delta \Gamma(t)$$

sustituyendo "u":

$$\frac{1}{\phi_a} e^{-(\phi_a / \alpha_e)t} b = \Delta \Gamma(t)$$

$$b = \frac{dv}{dt} = \phi_a e^{(\phi_a / \alpha_e)t} \Delta \Gamma(t)$$

$$dv = \phi_a e^{(\phi_a / \alpha_e)t} \Delta \Gamma(t) dt$$

por lo que "v" queda como:

$$v = \phi_a \int e^{(\phi_a / \alpha_e)t} \Delta \Gamma(t) dt$$

Por lo tanto, la solución particular está dada como sigue:

$$\epsilon_p = e^{-(\phi_a / \alpha_e)t} \phi_a \int e^{(\phi_a / \alpha_e)t} \Delta \Gamma(t) dt$$

y la solución de la ecuación diferencial es:

$$\varepsilon = \varepsilon_g + \varepsilon_p$$

$$\Delta \varepsilon = c e^{-(b_a / \alpha_e)t} + e^{-(b_a / \alpha_e)t} \int_a^{b_a} e^{(b_a / \alpha_e)t} \Delta \Gamma(t) dt \quad \dots (48)$$

Como se dijo anteriormente, el incremento de carga es función del tiempo, además, ésta en la práctica se aplica poco a poco, conforme la construcción de la edificación vaya avanzando. Por lo que se tendrán dos condiciones para la solución de la integral de la ecuación 48 :

1.- $\Delta \Gamma = \text{constante}$.

2.- $\Delta \Gamma = f(t)$

Resolvamos para el primer caso, el segundo se estudiará mas adelante:

Si: $\Delta \Gamma = \text{constante}$, de la cc. 48 .

haciendo

$$c = c e^{-(b_a / \alpha_e)t}$$

$$\Delta \varepsilon = e^{-(b_a / \alpha_e)t} \int_a^{b_a} \Delta \Gamma e^{(b_a / \alpha_e)t} dt + c$$

$$\Delta \varepsilon = e^{-(b_a / \alpha_e)t} \int_a^{b_a} \Delta \Gamma \frac{d}{dt} e^{(b_a / \alpha_e)t} + e^{-(b_a / \alpha_e)t}$$

$$\Delta \varepsilon = e^{-(b_a / \alpha_e)t} \Delta \Gamma \alpha_e e^{(b_a / \alpha_e)t} + c e^{-(b_a / \alpha_e)t}$$

$$\Delta \varepsilon = \Delta \sigma \alpha_e + c e^{-(b_a / \alpha_e) t}$$

con la condición de frontera, $t=0$ y $\varepsilon=0$

$$0 = \Delta \sigma \alpha_e + c e^{-(b_a / \alpha_e) 0}$$

$$0 = \Delta \sigma \alpha_e + c$$

$$c = -\Delta \sigma \alpha_e$$

y la solución queda como:

$$\Delta \varepsilon = \Delta \sigma \alpha_e - e^{-(b_a / \alpha_e) t} \Delta \sigma \alpha_e$$

$$\Delta \varepsilon = \Delta \sigma \alpha_e (1 - e^{-(b_a / \alpha_e) t}) \quad \dots (49)$$

ecuación que expresa el fenómeno de retraso en la deformación -- elástica y que podemos correlacionar en un suelo con el retraso hidrodinámico producido por la expulsión del agua intersticial -- de los poros del material, de acuerdo a la teoría de la Consolidación de Terzaghi.

Si consideramos ahora el efecto plástico que se presenta en el material, sustituyendo la unidad de Hooke por una serie de -- unidades de St. Venant, conseguiremos un comportamiento del tipo elástico-plástico en el modelo, con lo cual, la unidad Kelvin -- presentará así, elementos adecuados para absorber cualquier incremento de carga.

$$\Delta \varepsilon_{eP} = \alpha_{eP} (1 - e^{-N (b_{21} / \alpha_{eP}) t}) \Delta \sigma$$

De aquí, el valor de α_e que mide el efecto elástico, cambiará por el de α_{ep} , parámetro que indicará la respuesta elasto-plástica cuando un incremento de carga sea aplicado. Tomando en cuenta que el suelo podrá estar constituido por una gran cantidad de unidades elasto-plásticas, tenemos:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \Delta \sigma \sum L_n (1 - e^{-(\phi_n / \alpha_e) t})$$

llamando $\sum \alpha_n = \alpha_{ep}$ como el módulo de deformación promedio de -- elasto-plasticidad, la ecuación anterior es posible anotarla en -- forma de una serie de elementos por unidad de volumen:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \alpha_{ep} \Delta \sigma \left[1 - \sum \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} e^{-(\phi_n / \alpha_e) t} \right] \dots (50)$$

Haciendo una analogía con la teoría de la Consolidación -- Primaria; el comportamiento de la unidad Kelvin es semejante al del modelo reológico de Tenzughi,

Recordando de la consolidación primaria:

$$\Delta \epsilon = \Delta \epsilon_{ep} F(Tv)$$

por lo que igualando con la ecuación 50, tenemos:

$$\Delta \epsilon_{ep} F(Tv) = \alpha_{ep} \Delta \sigma \left[1 - \sum \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} e^{-(\phi_n / \alpha_n) t} \right] \dots (51)$$

de aquí, establezcamos las siguientes relaciones denominadas --- Kelvin-Terzaghi.

4.6 La relación Kelvin-Terzaghi.

El parámetro $\Delta \epsilon_{ep}$ representa la deformación total para un -- suelo, una vez que el tiempo $t \rightarrow \infty$ en la teoría de la consolidación los factores $\alpha_{ep} \Delta \sigma$ igualmente representan la deformación total en la unidad elasto-plástica de Kelvin. Así se tiene:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \alpha_{ep} \Delta \sigma$$

y si: $\Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \Delta \sigma$

entonces: $m_{ep} \Delta \sigma = \alpha_{ep} \Delta \sigma$

$$\alpha_{ep} = m_{ep} \quad \dots (52)$$

Por otra parte de la ecuación (51) se tendrá:

$$f(Tv) = 1 - \sum \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} e^{-(\alpha_n / \alpha_{ep})t}$$

donde:

$$f(Tv) = U_s = 1 - \sum \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 Tv}{4}}$$

así:

$$1 - \sum \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 Tv}{4}} =$$

$$1 - \sum \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} e^{-(\alpha_n / \alpha_{ep})t}$$

igualando términos:

$$\frac{8}{(2n+1)^2 \eta^2} = \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} \quad \dots(53)$$

$$\frac{(2n+1)^2 \eta^2 T_v}{4} = \left(\frac{\delta}{\alpha_{ep}} \right) t \quad \dots(54)$$

despejando α_{ep} de la ecuación (53):

$$\alpha_n = \frac{8}{(2n+1)^2 \eta^2} \alpha_{ep} \quad \dots(55)$$

y sustituyendo la ecuación (54) en (55):

$$\frac{\delta}{8 \alpha_{ep}} t = \frac{(2n+1)^2 \eta^2 T_v}{4}$$
$$\frac{\delta}{(2n+1)^2 \eta^2}$$

simplificando:

$$\frac{\delta}{\alpha_{ep}} = 2 \frac{T_v}{t} \quad \dots(56)$$

y si:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

la ecuación (56) queda como:

$$\frac{\delta}{\alpha_{ep}} = 2 \frac{C_v}{H^2} \quad \dots(57)$$

y ahora sustituimos el valor de α_{ep} :

$$\frac{\delta_3}{m_{ep}} = 2 \frac{Cv}{H^2} \quad \dots(58)$$

donde: $Cv = \frac{K}{m_{ep} \delta \omega}$

$$\delta_a = \frac{2K}{\delta \omega H^2} \quad \dots(59)$$

Expresión que establece el valor promedio de la fluidez lineal - expresada en términos de la teoría de la consolidación de Terzaghi. Se concluye con lo anterior que es posible representar la - función de Terzaghi con una serie de unidades Kelvin.

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

A continuación analicemos detalladamente la condición de aplicación de carga como una función del tiempo: $\Delta \sigma = f(t)$.

Al aplicar paulatinamente el incremento de carga, éste observará una ley lineal con el tiempo, hasta que el periodo de construcción termine, después del cual, el incremento se vuelve

ad constante, ver fig. 20.

De la figura 20 es posible obtener la siguiente relación:

$$\Delta \dot{G}_t = \frac{\Delta \dot{G}_c}{t_c} t \quad \dots(60)$$

donde:

$\Delta \dot{G}_t$ = Incremento de carga con el tiempo

$\Delta \dot{G}_c$ = Incremento total de carga

t_c = Tiempo de construcción

t = Tiempo "n"

De la ecuación 60 la relación $\Delta \dot{G}_c / t_c$ representa la pendiente de la recta en el periodo de construcción y que podemos escribir como:

$$\Delta \dot{G}_c = \frac{\Delta \dot{G}_c}{t_c} \quad \dots(61)$$

Si ahora sustituimos las ecuaciones (60) y (61) en la ecuación (48):

$$\Delta \varepsilon = e^{(\beta_a / \alpha_e) t} + e^{-(\beta_a / \alpha_e) t} \Delta \dot{G}_c \int_0^t e^{(\beta_a / \alpha_e) t} dt \quad \dots(62)$$

resolviendo la ecuación por partes. Se tiene por definición:

$$\int u dv = uv - \int v du$$

si:

$$\int e^{(b_a/\alpha_e)t} dt = \int u dv$$

haciendo:

$$u = t$$

$$du = dt$$

$$dv = e^{(b_a/\alpha_e)t} dt$$

$$v = \frac{1}{(b_a/\alpha_e)} e^{(b_a/\alpha_e)t}$$

sustituyendo:

$$\begin{aligned} \int e^{(b_a/\alpha_e)t} dt &= \frac{1}{(b_a/\alpha_e)} e^{(b_a/\alpha_e)t} - \\ &\int \frac{1}{(b_a/\alpha_e)} e^{(b_a/\alpha_e)t} dt \\ &= \frac{1}{(b_a/\alpha_e)} e^{(b_a/\alpha_e)t} - \\ &\frac{1}{(b_a/\alpha_e)^2} e^{(b_a/\alpha_e)t} \end{aligned}$$

Por lo que la ecuación (62) queda expresada:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon &= c e^{-(b_a/\alpha_e)t} + e^{-(b_a/\alpha_e)t} \Delta \dot{\Gamma}_c b_a \left[\frac{1}{(b_a/\alpha_e)} e^{(b_a/\alpha_e)t} \right. \\ &\left. - \frac{1}{(b_a/\alpha_e)^2} e^{(b_a/\alpha_e)t} \right] \quad \dots (63) \end{aligned}$$

simplificando:

$$\Delta \varepsilon = c e^{-(b_a/\alpha_e)t} + \Delta \dot{\Gamma}_c \alpha_e t - b_a \Delta \dot{\Gamma}_c (\alpha_e/b_a)^2$$

aplicando las condiciones de frontera: $t = 0$ y $\Delta E = 0$

$$0 = c e^{-(\beta_a / \alpha_e)t} + \Delta \dot{\sigma}_c \alpha_e (0) - \beta_a \Delta \dot{\sigma}_c (\alpha_e / \beta_a)^2$$

$$c = \beta_a \Delta \dot{\sigma}_c (\alpha_e / \beta_a)^2$$

sustituyendo en la ecuación (63) :

$$\Delta E = \beta_a \Delta \dot{\sigma}_c (\alpha_e / \beta_a)^2 e^{-(\beta_a / \alpha_e)t} + \Delta \dot{\sigma}_c \alpha_e t - \beta_a \Delta \dot{\sigma}_c (\alpha_e / \beta_a)^2$$

$$\Delta E = \Delta \dot{\sigma}_c \left[e^{-(\beta_a / \alpha_e)t} - 1 \right] \beta_a (\alpha_e / \beta_a)^2 + \Delta \dot{\sigma}_c \alpha_e t$$

$$\Delta E = \alpha_e \Delta \dot{\sigma}_c t - \Delta \dot{\sigma}_c \left[1 - e^{-(\beta_a / \alpha_e)t} \right] \beta_a (\alpha_e / \beta_a)^2$$

...(64)

derivando la ecuación (64), obtendremos la relación de deformación:

$$\frac{d}{dt} \Delta E = \alpha_e \Delta \dot{\sigma}_c - \beta_a \left(\frac{\alpha_e}{\beta_a} \right)^2 \Delta \dot{\sigma}_c \left(\frac{\beta_a}{\alpha_e} \right) e^{-(\beta_a / \alpha_e)t}$$

$$\frac{d}{dt} \Delta E = \alpha_e \Delta \dot{\sigma}_c - \alpha_e \Delta \dot{\sigma}_c e^{-(\beta_a / \alpha_e)t}$$

$$\frac{d}{dt} \Delta E = \alpha_e \Delta \dot{\sigma}_c \left[1 - e^{-(\beta_a / \alpha_e)t} \right] \quad \dots(65)$$

De igual forma a la aplicación de un incremento de carga -- constante, estimemos que el suelo está constituido por un gran número de modelos de Kelvin unidos en serie, por lo que se tendrá:

$$\frac{d}{dt} \Delta \varepsilon = \sum_{n=1}^{\infty} \alpha_{c,p} \Delta \dot{\sigma}_c \left[1 - e^{-(\beta_a / \alpha_{c,p})t} \right] \dots (66)$$

Lo cual, equivale a pensar que la velocidad de deformación del estrato, resulta ser igual a la suma de las velocidades de deformación de los pequeños elementos que conforman el estrato total. Sustituyendo la ecuación (52) en la ecuación (66) y arreglando términos:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \Delta \varepsilon &= m_{e,p} \Delta \dot{\sigma}_c - \sum \alpha_{e,p,i} \Delta \dot{\sigma}_c e^{-(\beta_a / \alpha_{e,p,i})t} \\ \frac{d}{dt} \Delta \varepsilon &= \Delta \dot{\sigma}_c m_{e,p} \left[1 - \sum \frac{\alpha_{e,p,i}}{m_{e,p}} e^{-(\beta_a / \alpha_{e,p,i})t} \right] \end{aligned}$$

Haciendo una analogía con la ecuación (51), tenemos:

$$F(Tv) = 1 - \sum \frac{\alpha_{e,p,i}}{m_{e,p}} e^{-(\beta_a / \alpha_{e,p,i})t}$$

Por lo que, si $U\% = F(Tv)$:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \Delta \varepsilon &= \Delta \dot{\sigma}_c m_{e,p} U \\ d\Delta \varepsilon &= \Delta \dot{\sigma}_c m_{e,p} U dt \end{aligned}$$

sustituyendo el valor de $U\%$ de la ecuación (31), obtendremos:

$$d\Delta \varepsilon = \Delta \dot{\sigma}_c m_{e,p} \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} Tv} \right\} dt \dots (67)$$

con $Tv = \frac{Cv}{H^2} t$, aplicamos la integral a la ecuación:

$$\Delta \varepsilon = \int_0^t m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c dt - \int_0^t m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} \frac{Cv}{H^2} t} dt + c$$

llamando:

$$A = \int_0^t m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} \frac{Cv}{H^2} t} dt$$

Podemos aplicar la integral a la sumatoria, pero dado que ésta no es función de la variable independiente, es posible escribir:

$$A = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \sum_{n=0}^{n=\infty} \int \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} \frac{Cv}{H^2} t} dt$$

completando la integral:

$$A = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} - \frac{1}{[(2n+1)^2 \pi^2 / 4]} \left(\frac{Cv}{H^2} \right) \int e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} \frac{Cv}{H^2} t} - (2n+1)^2 \pi^2 \left(\frac{Cv}{H^2} \right) dt$$

por lo tanto:

$$A = - m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \frac{1}{(Cv/H^2)} \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{32}{(2n+1)^4 \pi^4} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} \frac{Cv}{H^2} t}$$

Así, la ecuación (67) queda como:

$$\Delta \varepsilon = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \left\{ t - \left(- \frac{1}{(Cv/H^2)} \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{32}{(2n+1)^4 \pi^4} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} \frac{Cv}{H^2} t} \right) \right\} + c$$

Aplicando las condiciones límite: $t = 0$ y $\varepsilon = 0$

$$0 = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \left\{ (0) + \frac{1}{\left(\frac{Cv}{H^2}\right)} \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{32}{(2n+1)^4 \pi^4} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} \frac{Cv}{H^2} (0)} \right\} + c$$

de donde: $c = -m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c \frac{1}{\left(\frac{Cv}{H^2}\right)}$, y la solución de la ecuación (67)

es la siguiente:

$$\Delta \varepsilon = m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c t \left\{ 1 - \frac{1}{Tv} \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{32}{(2n+1)^4 \pi^4} \left(1 - e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} Tv} \right) \right\} \quad \dots (68)$$

De manera semejante a la función $U\% = F(Tv)$, de la Teoría de la Consolidación primaria, llamaremos de la ecuación (68) a la función:

$$\delta(Tv) = 1 - \frac{1}{Tv} \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{32}{(2n+1)^4 \pi^4} \left(1 - e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} Tv} \right)$$

Graficando la función $\delta(Tv)$ contra valores de Tv , se tiene la figura (21). Por lo que la ecuación (68) queda expresada como:

$$\Delta \varepsilon = m_{ep} \dot{\Delta \sigma}_c \cdot t \cdot \phi(Tv) \quad \dots(69)$$

Ecuación que representa el incremento de deformación bajo la aplicación lineal de carga durante la construcción, esto es, para $0 < t \leq t_c$. De aquí, es necesario aclarar que existen dos etapas en el proceso de consolidación; una durante la aplicación de la carga y otra después del periodo de construcción.

La primera parte está expresada de acuerdo a la ecuación (69). Ahora bien, para poder utilizar la fórmula (69), es necesario realizar las siguientes simplificaciones:

$$\text{Si:} \quad Tv = \frac{Cv}{H^2} t \quad ; \quad Tv_c = \frac{Cv}{H^2} t_c$$

$$\text{de donde:} \quad Tv/t = Tv_c/t_c$$

y si recordamos la expresión (61), podemos sustituir el valor de t_c :

$$\dot{\Delta \sigma}_c = \frac{\Delta \sigma_c}{t_c} = \frac{\Delta \sigma_c}{\left(\frac{Tv_c}{Tv}\right) t}$$

$$\dot{\Delta \sigma}_c = \frac{\Delta \sigma_c Tv}{Tv_c t}$$

Sustituyendo en la ecuación (69), y arreglando términos:

$$\Delta \varepsilon_1 = m_{ep} \dot{\Delta \sigma}_c \frac{Tv}{Tv_c} \phi(Tv_c) \quad \dots(70)$$

La ecuación anterior se presenta graficada en la fig. (22).

La segunda etapa en la deformación, es cuando el incremento de carga llega a ser constante y por lo tanto $Tv > Tv_c$, y aplicándose la función $F(Tv)$:

$$\Delta \varepsilon_2 = m_{ep} \Delta \sigma_c F(Tv)$$

Sólo que la función $F(Tv)$ mostrará un efecto de retraso a causa de la aplicación lineal del incremento de carga, ver fig. (22) y así:

$$\Delta \varepsilon_2 = m_{ep} \Delta \sigma_c F(Tv - T_{01}) \quad \dots (71)$$

Ahora bien, de la gráfica (22) se observa que la curva que indica éste comportamiento presenta dos etapas: una antes del periodo de construcción y otra después de éste, por lo que se tiene:

$$F(Tv - T_{01}) \text{ para } Tv > Tv_c \text{ u } F(Tv_c - T_{01}) \text{ para } Tv < Tv_c$$

en donde el factor T_{01} indica el efecto de retraso ya mencionado, el cual podrá obtenerse para el tiempo $t=t_c$ donde $\Delta \varepsilon_1 = \Delta \varepsilon_2$ y $Tv = Tv_c$, de acuerdo a la siguiente condición:

$$m_{ep} \Delta \sigma_c \frac{Tv}{Tv_c} \phi(Tv) = m_{ep} \Delta \sigma_c F(Tv - T_{01}) ; \phi(Tv_c) = F(Tv_c - T_{01})$$

Es decir, se calcula el valor de Tv_c para un tiempo específico, y de la figura (21) se obtiene el valor de $\phi(Tv_c)$, en seguida, con este valor se entra nuevamente a la gráfica ya mencionada y con la función $F(Tv)$ se encontrará el valor de $Tv_c - T_{01}$, y de aquí se despeja T_{01} .

6. CONSOLIDACION SECUNDARIA EN SUELOS ALTAMENTE COMPRESIBLES.

Se ha observado⁷ en sedimentos y suelos finos saturados, -- que una vez llevada a cabo la expulsión del agua intersticial de la estructura de éstos, la deformación continúa, presentándose un efecto de alta viscosidad intergranular. Este modo de reaccionar del suelo bajo aplicación de esfuerzos se le denomina Consolidación Secundaria.

Los sedimentos de origen marino y lacustres muestran un mayor comportamiento viscoso intergranular, encontrándose en ellos una muy diversificada mineralogía y granulometría. Su estructura la forman básicamente dos tipos de granos. Durante la sedimenta-

7 Zeevaert Leonard. Op cit.

ción los minerales de arcilla, organismos coloides, cuerpos microscópicos y diatoms⁸ se adhieren a los sedimentos de arena muy fina y cuarzo conformando así el primer tipo de grano, de un tamaño relativamente grande, los materiales que se adhieren se aglomeran en grupos constituyéndose en granos del tamaño de un sedimento de arena. Los dos tipos de granos se conjuntan estableciendo una estructura porosa capaz de transmitir esfuerzos efectivos, es decir, los sedimentos de arena muy fina y el cuarzo se entrelazan dejando huecos o vacíos donde se concentra la mayor cantidad de agua y aire, alojándose también los granos formados de minerales de arcilla, coloides, etc., los que a su vez contienen vacíos igualmente ocupados con agua y aire, este segundo grupo de granos dará mayor continuidad a la estructura. Todavía más, las cavidades están interconectadas entre sí, las de mayor tamaño se llamarán poros SS, y las microscópicas poros VP. Así, durante el proceso de consolidación el cambio en volumen del suelo, producirá un cambio total en el sistema de poros, donde el agua intersticial será expulsada de los poros VP a los poros SS y de allí hacia las superficies de drenaje, ver fig. (23).

Del análisis anterior, es posible establecer⁹, para fines --

8 Planta unicelular del orden de las Diatomáceas, algunas microscópicas, crecen en aguas dulces o saladas y son color obscuro.

9 Zeevaert Leonard. Op cit.

técnicos y con un sentido práctico las siguientes hipótesis: se considera que el suelo está constituido por dos estructuras con diferente respuesta mecánica: una estructura primaria exhibiendo vacíos o cavidades totalmente saturados con agua y aire, conformada por los granos de sedimentos de arena muy fina y cuarzo, -- que sirve como estructura base para tomar los esfuerzos efectivos, cuya deformación volumétrica sigue un comportamiento elástico-plástico, el cual llega a su fin una vez que la presión de poro se disipa. Una estructura secundaria igualmente porosa que la anterior, pero formada por granos producto de la aglomeración de los minerales de arcilla y coloides, alojada entre los granos de tamaño mayor, donde su deformación volumétrica producto del desplazamiento relativo de los granos observa un fenómeno de viscosidad del tipo no lineal, a consecuencia del agua absorbida por los minerales de arcilla.

Como resultado de las hipótesis arriba anotadas, podemos inferir que la deformación volumétrica total del suelo, es la suma de las deformaciones producidas en la estructura primaria ΔE_{v_1} , mas la secundaria ΔE_{v_2} , es decir:

$$\Delta E_v = \Delta E_{v_1} + \Delta E_{v_2}$$

El estudio de la relación volumétrica deformación-tiempo -- con que gráficamente definimos la consolidación de un material -- es posible realizarlo, de acuerdo al arreglo estructural de los

sedimentos, por medio de dos modelos reológicos; uno que represente la estructura del suelo, donde se observe un comportamiento elasto-plástico, combinado con un segundo modelo en el que se manifieste la reacción de los granos de minerales de arcilla, indicando las propiedades de viscosidad no lineales, sin olvidar en ambos modelos el retraso hidrodinámico ocasionado por la expulsión del agua contenida en los poros VP y SS. Estos dos sistemas se muestran en la fig. (24).

El primero de ellos, la unidad Kelvin, la constituyen un elemento elástico (resorte), que refleja la estructura básica del material, combinado con uno plástico (amortiguador) este último con propiedades viscoso lineales y que nos mostrará el efecto de expulsión paulatina del agua intersticial que contiene la estructura. El segundo modelo definido¹⁰ como unidad Z, al igual que la anterior, está provista de un elemento plástico unido en paralelo con uno visco-plástico, cuya viscosidad cambia con el tiempo, representándose con ello la compresión producida en el material a causa del desplazamiento relativo de las partículas de minerales de arcilla, es decir, se observará una alta viscosidad acompañada de una deformación plástica o permanente. Ambos modelos actúan en forma conjunta, pero es factible separarlos para su estudio. Recordando que la unidad Kelvin se estudió ante-

10 Ibídem.

Por lo tanto, procedamos a continuación a analizar la unidad Z.

6.1 Unidad Z.

Esta nueva unidad se forma con dos elementos plásticos, representados por dos mecanismos que contienen un fluido con viscosidad diferente para cada uno. El primero de ellos sigue una ley de deformación tipo lineal con características de un fluido Newtoniano, la reacción del segundo elemento muestra una ley de deformación no lineal con el tiempo, ver fig. (25). Se presentan las siguientes condiciones de equilibrio:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma &= \Delta\sigma_z + \Delta\sigma_N \\ \Delta\varepsilon_{VP} &= \Delta\varepsilon_z = \Delta\varepsilon_N \quad \dots(72)\end{aligned}$$

Ahora bien, la ley fenomenológica que gobierna al elemento con viscosidad lineal es, recordando la ley de Newton (ver punto 4.4):

$$\frac{d}{dt} \Delta\varepsilon_{VP} = \tau_a \Delta\sigma_N$$

para el caso del elemento con viscosidad no lineal se propone la expresión:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = \delta_f + \left(\frac{a}{b+t} \right) \Delta \sigma_z \dots (73)$$

donde a y b son constantes cualesquiera a evaluar, δ_f es un coeficiente de fluidez no constante durante el proceso de deformación. Sustituyendo las ecuaciones (43) y (73) en (72) y -- arreglando términos:

$$\Delta \sigma = \left[\frac{1}{\delta_f + \frac{a}{b+t}} + \frac{1}{b} \right] \frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} \dots (74)$$

Con el propósito de hacer más cómodo el manejo de la expresión anterior, proponemos las siguientes relaciones:

$$A = \left(b + \frac{a}{\delta_f} \right) \frac{\delta_f \delta_a}{\delta_f + \delta_a} ; \quad B = b + \frac{a}{\delta_f + \delta_a} ;$$

$$\delta_a \delta_f = \frac{\delta_f \delta_a}{\delta_f + \delta_a} \dots (75)$$

Con ellas la ecuación (74) queda como:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = \left[\frac{A}{B+t} + \delta_{af} \frac{t}{B+t} \right] \Delta \sigma \dots (76)$$

Aplicando la integral a ambos miembros obtendremos la deformación visco-plástica, si :

$$\frac{t}{B+t} = 1 - \frac{B}{B+t}, \text{ tenemos:}$$

$$\Delta E_{vp} = \left[\int \frac{A}{B+t} dt + \phi_{a,f} \int \left(1 - \frac{B}{B+t} \right) dt \right] \Delta \sigma$$

Integrando y arreglando términos:

$$\Delta E_{vp} = \left[(A - \phi_{a,f} B) \ln(B+t) + \phi_{a,f} t \right] \Delta \sigma + c$$

Aplicando las condiciones de frontera para obtener el valor de la constante; para $t=0$ y $\Delta E_{vp}=0$:

$$0 = (A - \phi_{a,f} B) \Delta \sigma \ln B + c$$

$$c = - (A - \phi_{a,f} B) \Delta \sigma \ln B$$

Si hacemos $A_1 = A - \phi_{a,f} B + B$ tendremos, una vez factorizando la ecuación:

$$\Delta E_{vp} = \left[A_1 \ln \frac{B+t}{B} + \phi_{a,f} t \right] \Delta \sigma \quad \dots (77)$$

De observaciones realizadas en la práctica, el Dr. Zeevaert encontró que el valor de $\phi_{a,f}$ que relaciona las viscosidades en el modelo resulta ser muy pequeño, razón por la cual se desprecia para fines prácticos. Por lo que se tendrá que las relaciones antes anotadas quedan como:

$$A_1 = A = a \quad ; \quad B = R + \frac{a}{\beta} \quad ; \quad \phi_{a,f} \doteq 0$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (77):

$$\Delta E_{vp} = a \Delta \sigma \ln \frac{k + (a/b_n) + t}{k + a/b_n} \quad \dots (78)$$

Calculemos enseguida el valor del parámetro k. Derivemos -- la ecuación (78):

$$\frac{d}{dt} \Delta E_{vp} = a \Delta \sigma \frac{1}{(k + \frac{a}{b_n} + t)(k + \frac{a}{b_n})} \frac{1}{(k + \frac{a}{b_n})}$$

igualando esta expresión con la ecuación (43) que representa a un líquido Newtoniano:

$$b_n \Delta \sigma_H = \frac{a \Delta \sigma}{k + \frac{a}{b_n} + t} \Rightarrow \Delta \sigma_H = \frac{a \Delta \sigma}{k + \frac{a}{b_n} + t}$$

Aplicando las condiciones de frontera, para $t=0$ y $\Delta \sigma_H = \Delta \sigma$, lo cual significa que al aplicar la carga, ésta es tomada totalmente por el agua gravitacional, por ello para que se cumpla la anterior relación, necesariamente $k=0$, es decir:

$$\Delta \sigma_H = \frac{(a/b_n) \Delta \sigma}{0 + (a/b_n) + 0} = \Delta \sigma$$

De esta forma la ecuación que gobierna la consolidación secundaria para el tipo de suelo en consideración es:

$$\Delta E_{vp} = a \Delta \sigma \ln \frac{(a/b_n) + t}{(a/b_n)} \quad \dots (79)$$

Definamos a continuación algunos parámetros que nos ayudarán a utilizar la fórmula arriba anotada.

m_{ep} = Coeficiente de compresibilidad volumétrica indicando el comportamiento del fenómeno elasto-plástico.

m_{β} = Coeficiente de compresibilidad volumétrica incluyendo tanto el comportamiento elasto-plástico como viscoso intergranular en un tiempo t_{β} , correspondiente al punto de inflexión B en la curva de consolidación, ver fig. (26).

m_t = Coeficiente de compresibilidad volumétrica viscoso intergranular obtenido de la pendiente de la ley logarítmica de base 10 representando la consolidación secundaria.

Si se sabe que $\ln x = 2.3 \text{ Log } x$, y definiendo como $m_t = 2.3 a$, al sustituir en la ecuación (79) se tiene:

$$\Delta E_{vp} = a \Delta \sigma \frac{(a/\delta_{\beta}) + t}{(a/\delta_{\alpha})} = \Delta \sigma m_t \text{Log} \frac{(m_t/2.3\delta_{\beta}) + t}{(m_t/2.3\delta_{\alpha})}$$

recordando la expresión (58) el valor promedio de la fluidez lineal $\delta_{\alpha} = 2m_{ep} \frac{C_v}{H^2}$ tendremos:

$$E_{vp} = \Delta \sigma m_t \text{Log} \left[1 + \frac{(4.6 m_{ep} C_v t)}{m_t H^2} \right]$$

si llamamos $\beta = \frac{m_x}{m_{ep}}$, sabiendo que $T_v = \frac{C_v}{H^2} t$ es posible escribir la ecuación anterior como:

$$\Delta \epsilon_{vp} = \Delta \sigma_{m_x} \text{Log} \left[1 + \frac{4.6}{\beta} T_v \right] \quad \dots (80)$$

Ahora bien, la deformación volumétrica total para un suelo - está dada como:

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

donde:

$$\Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \Delta \sigma F(T_v)$$

por lo que la expresión que rige el comportamiento del suelo tanto para la estructura primaria como secundaria es:

$$\Delta \epsilon_v = \left[m_{ep} F(T_v) + m_x \text{Log} \left(1 + \frac{4.6}{\beta} T_v \right) \right] \Delta \sigma \quad \dots (81)$$

indiquemos esta fórmula gráficamente con la fig. (26g).

Los parámetros hasta aquí incluidos deben considerarse para el caso exclusivo de aplicación rápida de carga. Por ello se estudiará para la condición de aplicación lineal o paulatina de -- carga como sucede en la práctica, y se hará de manera semejante a lo realizado en la consolidación primaria. Donde se estudiaron las siguientes relaciones:

$$\Delta \dot{\sigma}_c = \frac{\Delta \sigma_c}{t_c} t \quad ; \quad \Delta \dot{\sigma}_c = \frac{\Delta \sigma_c}{t_c}$$

Derivemos la ecuación (80), sustituyendo antes el valor - $Tv \sqrt{Cv/H^2} t$ y $\text{Log } x = 0.43 \text{ Ln } x$:

$$\frac{d}{dt} \Delta E_{vp} = \Delta \sigma_{m_z} 0.43 \left[\frac{1}{1 + \frac{4.6}{\rho} \frac{Cv}{H^2} t} \right] - \frac{4.6}{\rho} \frac{Cv}{H^2}$$

sustituyendo el valor de $m_z = \rho m_{ep}$ y $\Delta \sigma_z = \Delta \dot{\sigma}_c \cdot t$, y aplicando la integral:

$$\Delta E_{vp} = 0.43 m_{ep} \rho \left(\frac{4.6}{\rho} \frac{Cv}{H^2} \right) \Delta \dot{\sigma}_c \int \frac{1}{1 + \frac{4.6}{\rho} \frac{Cv}{H^2} t} dt$$

integrando y ordenando términos:

$$\Delta E_{vp} = \frac{\rho m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c}{2.3 \frac{4.6}{\rho} \frac{Cv}{H^2}} \left[\left(1 + \frac{4.6}{\rho} \frac{Cv}{H^2} t \right) - \text{Log} \left(1 + \frac{4.6}{\rho} \frac{Cv}{H^2} t \right) \right] + c$$

... (82)

Conviene hacer aquí el siguiente razonamiento. De los dos - términos contenidos en el paréntesis rectangular, el correspondiente al logaritmo resulta ser, para propósitos prácticos, de un valor muy pequeño, por lo que se suprime. Esto da como resultado, una vez aplicadas las condiciones límite, para $t=0$ y $\Delta E_{vp}=0$:

$$[\Delta E_{vp}]_t = \frac{\rho}{2.3} m_{ep} \Delta \dot{\sigma}_c t$$

sustituyendo los valores $\Delta \dot{\sigma}_c = \frac{\Delta \sigma_c}{t_c}$ y $t = \frac{T_v}{T_{v_c}} t_c$ obtenemos la ley de deformación volumétrica para un periodo $0 < t < t_c$ y que aparece representada en la fig. (27).

$$[\Delta \epsilon_{vp}]_1 = \frac{\beta}{2.3} \Delta \sigma_c \frac{T_v}{T_{v_c}} \quad \dots (83)$$

De la gráfica (27), se puede observar el efecto que produce la aplicación de incrementos de carga lineal con el tiempo -- que termina el periodo de construcción t_c , después del cual la carga será constante. La ley que expresa el comportamiento del suelo en el lapso $t > t_c$ es:

$$[\Delta \epsilon_{vp}]_2 = \beta m_{ep} \Delta \sigma_c \text{Log} \left[1 + \frac{4.6}{\beta} (T_v - T_{02}) \right] \quad \dots (84)$$

donde T_{02} representa, al igual que T_{01} en la consolidación primaria, un factor tiempo de inicio virtual de la ley logarítmica de deformación. Su valor lo podemos encontrar haciendo:

$$[\Delta \epsilon_{vp}]_1 = [\Delta \epsilon_{vp}]_2 \quad \text{para } t = t_c \text{ de donde:}$$

$$1 + \frac{4.6}{\beta} (T_{v_c} - T_{02}) = 2.72$$

$$\text{despejando } T_{02}; \quad T_{02} = T_{v_c} - 0.372 \beta$$

sustituyendo en la ecuación (84).

$$[\Delta \epsilon_{vp}]_2 = \beta m_{ep} \Delta \sigma_c \text{Log} \left[1 - \frac{4.6}{\beta} T_v - (T_{v_c} - 0.372 \beta) \right]$$

simplificando:

$$[\Delta \varepsilon_{vp}]_2 = \beta m_{ep} \Delta \sigma_c \text{Log } 2.71 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right] \dots (85)$$

Resumiendo, la deformación volumétrica en el comportamiento elasto-plástico mas el visco-plástico, para un periodo comprendido entre $0 < t < t_c$ es:

$$[\Delta \varepsilon_v]_1 = [\Delta \varepsilon_{ep}]_1 + [\Delta \varepsilon_{vp}]_1$$

de la ecuación (70):

$$[\Delta \varepsilon_{ep}]_1 = m_{ep} \Delta \sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} \phi (T_v)$$

por lo tanto:

$$[\Delta \varepsilon_v]_1 = m_{ep} \Delta \sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} \left[\phi (T_v) + \frac{\beta}{2.3} \right] \dots (86)$$

de manera análoga para $t > t_c$

$$[\Delta \varepsilon_v]_2 = [\Delta \varepsilon_{ep}]_2 + [\Delta \varepsilon_{vp}]_2$$

de la ecuación (71):

$$[\Delta \varepsilon_{ep}]_2 = m_{ep} \Delta \sigma_c F(T_v - T_{01})$$

por lo tanto:

$$[\Delta \varepsilon_v]_2 = m_{ep} \Delta \sigma_c \left\{ F(T_v - T_{01}) + \beta \text{Log } 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right] \right\} \dots (87)$$

Para obtener el asentamiento de un estrato compresible sólo basta multiplicar por el espesor H' de éste. En la naturaleza es común que el material del subsuelo esté constituido por varios estratos compresibles, presentando con ello diferentes superfi-

cies límite de drenaje, por lo que se encontrarán una serie de valores de m_{ep} , m_t y C_v . En estos casos se tomará un valor promedio indicado como:

$$m_{ep} = \frac{\sum_1^n (m_{ep} d)_i}{\sum_1^n d_i} ; \quad m_t = \frac{\sum_1^n (m_t d)_i}{\sum_1^n d_i} ; \quad C_v = \frac{\sum_1^n \frac{d_i}{c_{vi}}}{\sum_1^n \frac{d_i}{c_{vi}}}$$

y así, el asentamiento total estará dado por:

$$\text{Para } 0 < t < t_c \quad \delta_1 \quad \sum_1^n \delta_1 i$$

$$\text{Para } t > t_c \quad \delta_2 \quad \sum_1^n \delta_2 i$$

Cabe aquí hacer notar que las fórmulas (86) y (87) se pueden expresar en forma del coeficiente de compresibilidad volumétrico $m_v = \frac{\Delta E_v}{\Delta \sigma}$ y se tendrá para $0 < t < t_c$:

$$m_v = m_{ep} \frac{T_v}{T_{vp}} \left[\phi (T_v) + \frac{\beta}{2.3} \right] \quad \dots (88)$$

y para $t > t_c$:

$$m_v = m_{ep} \left\{ F(T_v - T_{01}) + \beta \log 2.72 \left[1 + \frac{1.72}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right] \right\} \quad \dots (89)$$

Existen materiales en la naturaleza que se encuentran saturados, pero con una relación de cavidades que los hace semi-impermeables o de permeabilidad intermedia, para este tipo de suelos se ha observado en pruebas de laboratorio, que el proceso --

de consolidación primaria se presenta en un espacio muy breve de tiempo, debido a su estructura semi impermeable, ver fig (28).

De la figura (28), se observa que en el punto B la consolidación primaria llega a su fin en muy poco tiempo, iniciándose enseguida el efecto secundario. Por lo anterior y tomando en cuenta las definiciones utilizadas a lo largo de este capítulo - es factible establecer una ecuación que represente la compresión en este tipo de suelo, de la expresión general, ecuación (81) :

$$\delta = \left[m_{ep} + m_t \text{Log} \left(1 + \frac{4.6}{\beta} T_v \right) \right] \Delta \sigma_H$$

es decir el factor $F(T_v)=1$, si llamamos $T_{vp} = (C_v/H^2)$ el factor tiempo para el proceso de deformación visco-plástica, es posible escribir para el caso de aplicación rápida de carga:

$$\frac{\Delta \epsilon_v}{m_{ep} \Delta \sigma} = 1 + \beta \text{Log} \left(1 + \frac{4.6}{\beta} T_{vp} \right) \quad \dots(90)$$

De manera similar, para la aplicación lineal de incremento de carga, se tendrá: $F(T_v) = 1$ y $\phi(T_v) = 1$

Para $0 < t < t_c$

$$\left[\frac{\Delta \epsilon_v}{m_{ep} \Delta \sigma} \right]_1 = \left[1 + \frac{\phi}{2.3} \right] \frac{T_v}{T_{vp}} \quad \dots(91)$$

Para $t > t_c$

$$\left[\frac{\Delta \epsilon_v}{m_{ep} \Delta \sigma} \right]_2 = \left\{ 1 + \beta \text{Log} 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (T_{vp} - T_{vc}) \right] \right\} \quad \dots(92)$$

Algunas veces la ley fenomenológica de deformación vs tiempo - no es posible expresarla en forma sencilla y práctica por medio de una ecuación matemática, tal es el caso de ciertos materiales semi impermeables, no homogéneos y suelos no saturados, razón -- por la cual se utiliza el concepto de relación de incrementos de deformación, ecuación (27):

$$k_v = \frac{\epsilon_{vD}}{\epsilon_{eP}}$$

y en forma similar la deformación total se puede escribir como:

$$k_v = \frac{\sum \epsilon_{vD}}{\int \epsilon_{eP}}$$

6.2 Determinación de los parámetros.

Los parámetros m_{eP} , m_z y C_v se determinan en el laboratorio mediante pruebas de consolidación, donde se obtienen para cada incremento al que se someta el material un valor específico, es decir, se tendrán una serie de valores para cada prueba, utilizando para ello la expresión :

$$s = \left[m_{eP} F(Tv) + m_z \text{Log} \left(1 + \frac{t \cdot 6}{H^2} \frac{C_v}{t} \right) \right] \Delta \sigma H$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

cuya representación gráfica aparece en la fig. (29), de la --
cual consideramos que en el punto B finaliza la consolidación --
primaria obteniéndose los valores $U = 100\% = F(T_v) ; T_v = 1.3$,
sustituyendo en la ecuación (81):

$$\frac{\delta_s}{H \Delta \sigma} = m_{ep} + m_z \text{Log} \left(1 + \frac{t \cdot 6}{\rho} 1.3 \right)$$

$$\frac{\delta_s}{H \Delta \sigma} = m_{ep} + m_z \text{Log} \left(1 + \frac{t}{\rho} \right) \quad \dots(93)$$

El valor del parámetro m_z lo obtenemos de la figura (262),
donde:

$$\delta_{vp} = m_z \text{Log} \left[\frac{(a/t_b) + t}{(a/t_b)} \right] H \Delta \sigma$$

despejando m_z

$$m_z = \frac{\delta_{vp}}{\text{Log} \frac{(a/t_b) + t}{(a/t_b)}} \frac{1}{H \Delta \sigma}$$

Definamos como C_z a:

$$C_z = \frac{\delta_{vp}}{\text{Log} \frac{(a/t_b) + t}{(a/t_b)}} \quad \dots(94)$$

Haciendo el razonamiento de que para valores grandes de t , aproxima-
madamente:

$$C_z = \frac{\delta_{vp}}{\text{Log} \frac{t}{(a/t_b)}}$$

haciendo operaciones:

$$C_t = \frac{\int v_p}{\text{Log } t - \text{Log } (a/\theta_a)}$$

que es la ecuación de una recta que corta al eje de las abscisas cuando $\int v_p$ tiende a $t = a/\theta_a$, por lo que podemos escribir:

$$C_t (\text{Log } t - \text{Log } a/\theta_a) = \int v_p = 0$$

$$\text{Log } t = \text{Log } a/\theta_a$$

$$t = a/\theta_a$$

El valor de C_t es la pendiente de la recta en el tramo de consolidación secundaria, por ello: $m_t = C_t / H \Delta \sigma$... (95)
y si ahora dividimos el valor de m_t de la ecuación (95) entre la ecuación (93):

$$\frac{\int s}{m_t H \Delta \sigma} = \frac{m_{eD}}{m_t} + \text{Log} \left(1 + \frac{b}{p} \right)$$

sustituyendo m_t y β

$$\frac{\int s}{C_t H \Delta \sigma} = \frac{1}{\beta} + \text{Log} \left(1 + \frac{b}{p} \right)$$

llamando $\alpha = \frac{C_t}{\int s}$;

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\beta} + \text{Log} \left(1 + \frac{b}{p} \right)$$

graficando esta ecuación y dando valores a β se tendrá la gráfica (30).

Resumiendo, de los resultados de laboratorio se obtiene el punto B, en consecuencia \int_B , se encuentra C_x y se hace la relación $\lambda = \frac{C_x}{\delta_B}$; de la curva de la fig. (30) se relaciona λ y β y se obtiene β y así se conoce m_{ep} , C_D se obtiene como se recordará de la ecuación (35).

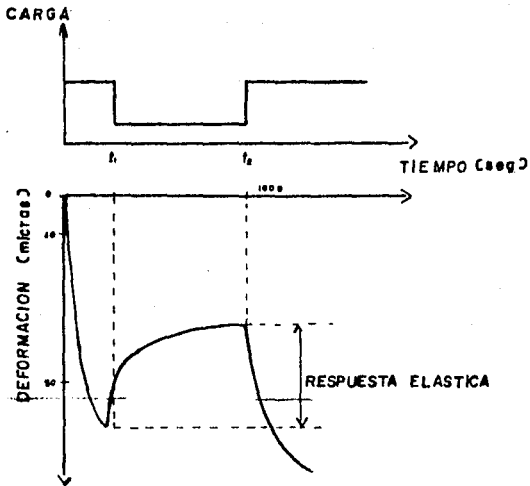


fig. 1

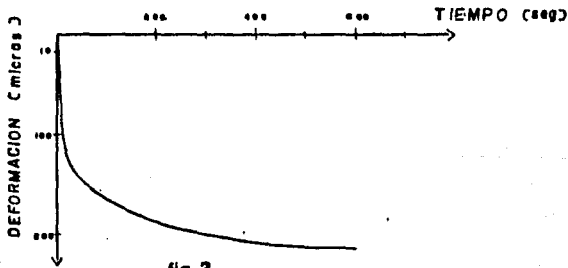


fig. 2

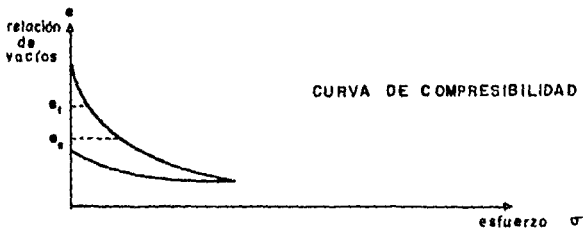
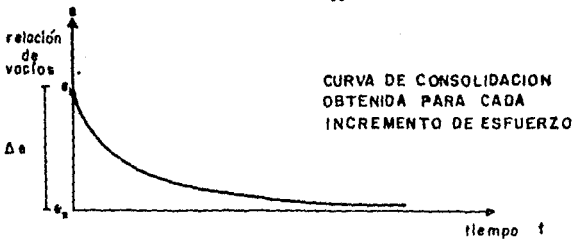
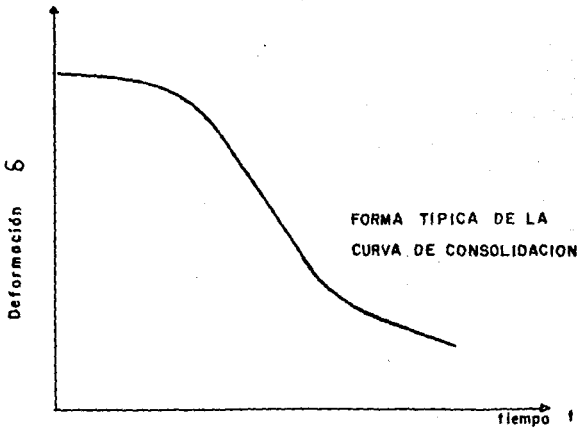
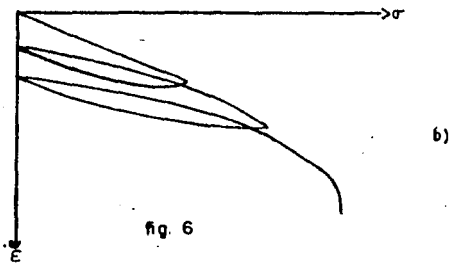
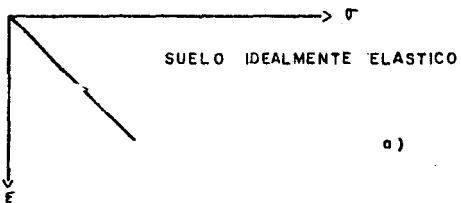
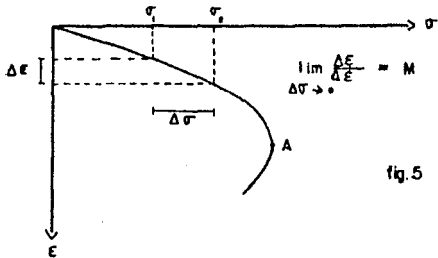


fig. 3

fig. 4





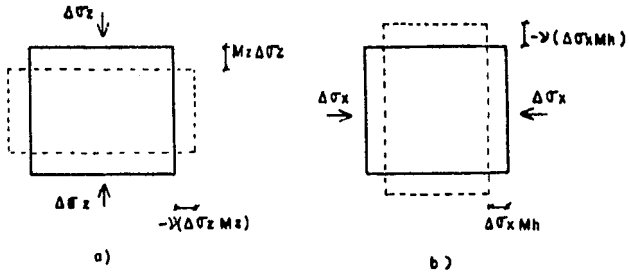


fig. 7

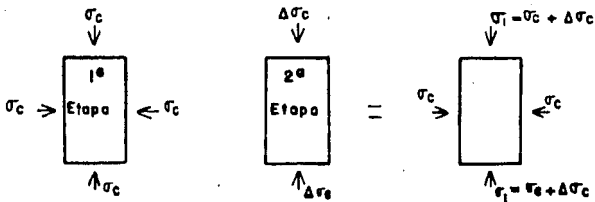


fig. 8

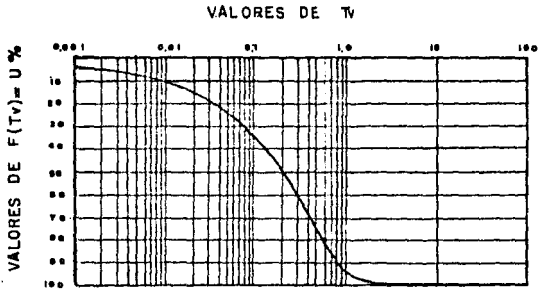


fig. 9

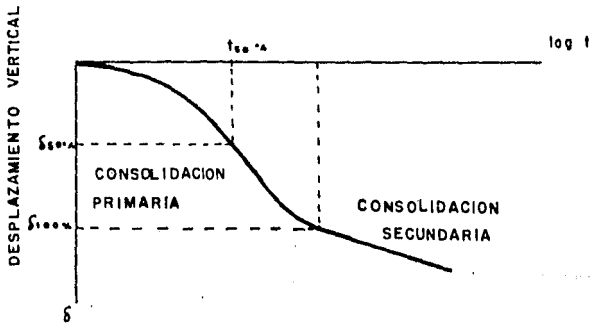


fig. 10

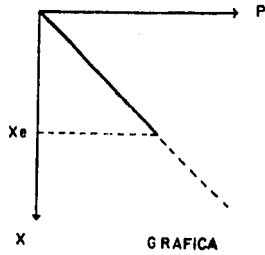
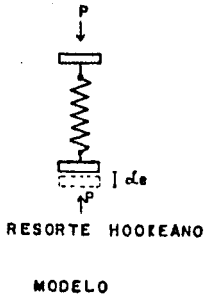


fig. 11

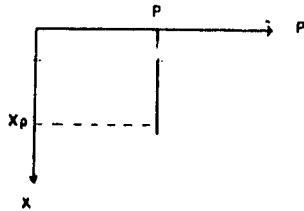
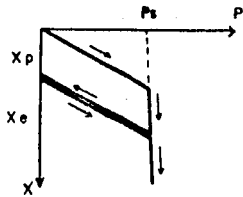
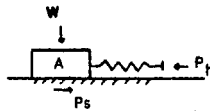


fig. 12

fig. 13



SIMBOLO

MODELO

GRAFICA

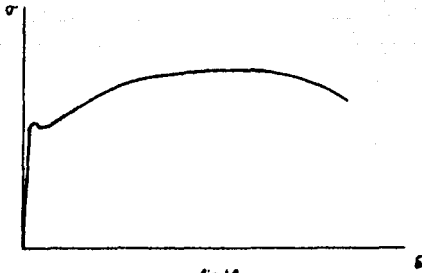


fig.14

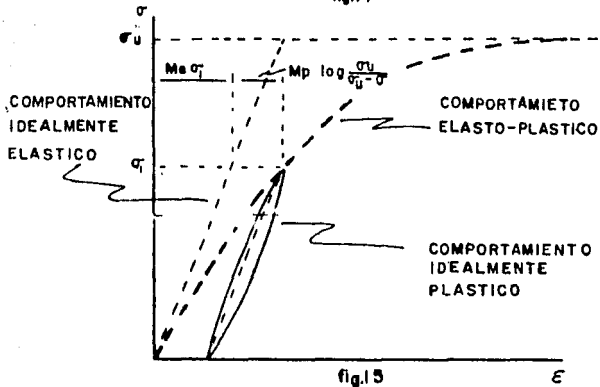
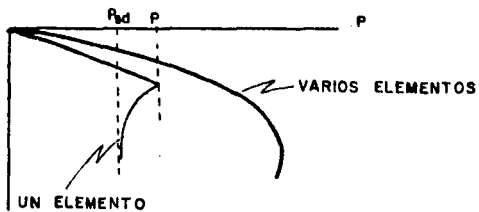


fig.15

fig.16



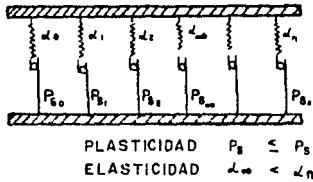


fig.17



MODELO

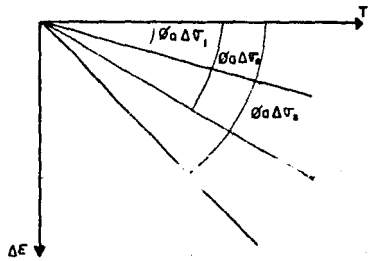
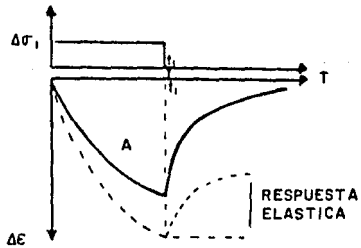
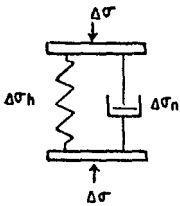


fig.18

fig.19



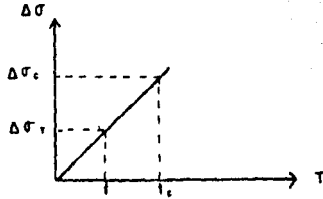


fig.20

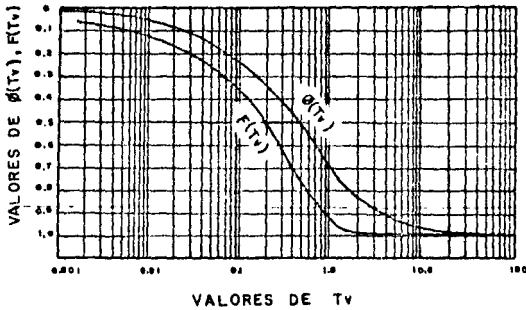


fig.21

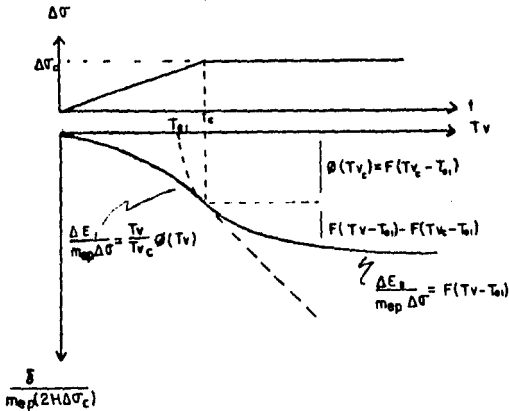
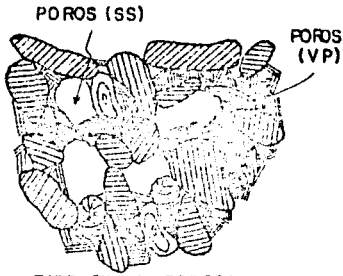




fig.22



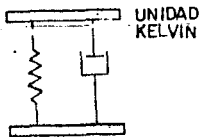
ESTRUCTURA POROSA

 minerales de arcilla con poros submicroscópicos (VP)

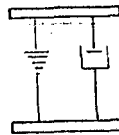
 sedimento y arena muy fina

 cuerpos microfósiles y diatomeas

fig. 23



UNIDAD KELVIN

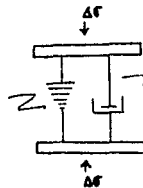


UNIDAD "Z"

fig. 24

fig. 25

ELEMENTO VISCOSO NO LINEAL



ELEMENTO VISCOSO LINEAL

$\Delta\sigma$

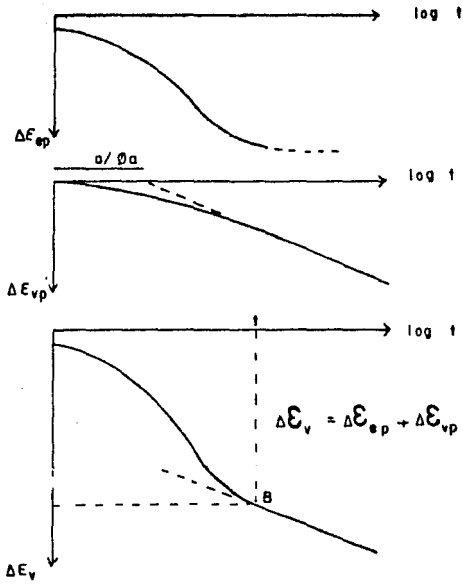


fig. 26 a

fig. 26 b



fig.27

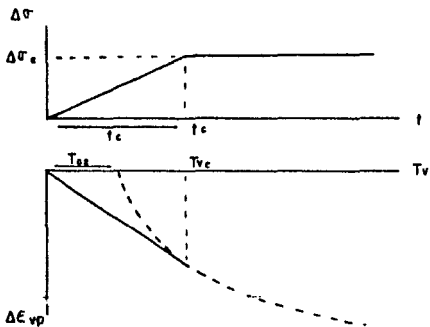


fig.28

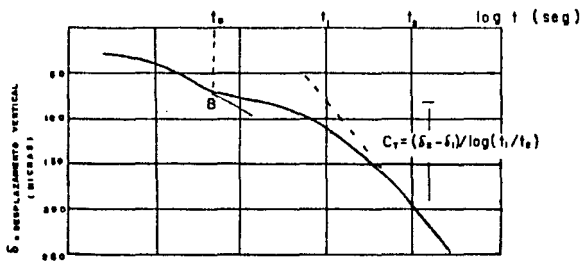


fig.29

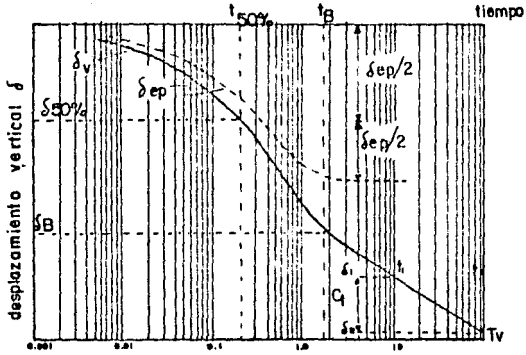
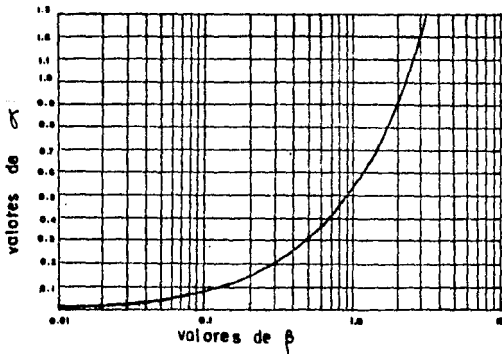


fig.30



CAPITULO 111

CIMENTACIONES COMPENSADAS

1. CIMENTACIONES COMPENSADAS.

El principio en que se basan estas cimentaciones es desplazar a una profundidad tal que el peso del suelo excavado sea --- igual al peso de la estructura. Debido a que en teoría el terreno no recibe sobrecarga, estas cimentaciones se utilizan para -- evitar asentamientos en suelos de gran espesor con alta compresibilidad y bajo esfuerzo constante.

Si se excava menos del total del peso del edificio, la cimentación es subcompensada, el caso contrario se llamará cimentación sobrecompensada. Para la primera, el incremento neto de presión¹ en el área de desplante es positivo, pero inferior a la -- presión de contacto cimentación-suelo. Para la segunda, al nivel de desplante se tiene un decremento de presión con respecto a la que originalmente era soportada por el suelo.

Para comprender el comportamiento de una cimentación compen

1 "... incremento neto de presión o carga aplicada por una subestructura o por un elemento de ella, al resultado de sustraer de la presión o carga total transmitida al suelo por dicha subestructura o elemento, la presión o carga total previamente existente en el suelo al nivel de desplante". Reglamento de construcciones para el D.F. México, ---- Editorial libros económicos, 1987. Capítulo XXXIX.

sada, se considera el estado de presiones en el suelo antes y -- después de la construcción de la cimentación, fig. (31), aquí el incremento neto de presión vale:

$$w_{en} = w_e - p_{oD}$$

w_{en} = incremento neto de presión.

w_e = incremento total de carga -
de toda la estructura.

p_{oD} = presión total inicial en el
suelo al nivel de desplante.

para una cimentación compensada $w_e = p_{oD}$ ya que $w_{en} = 0$; en una -
cimentación sobrecompensada $w_{en} < 0$ y para una cimentación sub--
compensada $w_{en} > 0$. Es preciso aclarar que w_e debe calcularse con
carga viva máxima en la estructura^F.

Para el diseño de una cimentación compensada es necesario -
considerar al suelo en dos fases: una líquida y otra sólida. El
comportamiento de la cimentación en el tiempo, se rige por la re-
lación:

$$\frac{\partial \sigma_{ed}}{\partial t} = \frac{\partial u_d}{\partial t}$$

de aquí se deduce que si cambia la presión en el agua sucede un cambio del esfuerzo efectivo de la misma magnitud pero contrario bajo la losa de cimentación; por lo que además de conocer la estratigrafía del terreno y sus propiedades mecánicas de compresibilidad y esfuerzo cortante, es necesario también, investigar -- las características hidráulicas por medio de piezómetros, para establecer si las condiciones del agua son estáticas o dinámicas.

Como se mencionó en el capítulo anterior, es importante --- identificar si el suelo en cuestión es del tipo normalmente consolidado o preconsolidado; a este primer tipo, no se puede dar -- mas presión de la que ya existía, pues cualquier incremento actuaría sobre la rama virgen de la curva de compresibilidad de la arcilla, provocando fuertes asentamientos. Si la arcilla es preconsolidada se puede transmitir más presión de la que tenía, --- siempre y cuando esto no afecte la rama virgen de la curva de -- compresibilidad y quede dentro de la curva de recompresión, así los asentamientos serán bajos. Esto último sólo es válido si los estratos subyacentes poseen las mismas características de consolidación, ya que de no ser así, los asentamientos totales pueden ser muy grandes.

Si en la zona de construcción hay abatimientos freáticos en la masa de suelo, el esfuerzo efectivo está aumentando continuamente y la cimentación se diseñará ligeramente sobrecompensada -- para permitir el cambio en esfuerzo efectivo. El hecho de que la

sustitución del peso por cargas de la estructura, no puede realizarse instantáneamente, plantea problemas de estabilidad y de deformación en las paredes y en el fondo de la excavación, relacionados con el esfuerzo cortante y las propiedades de esfuerzo-deformación-tiempo del suelo para acciones permanentes y variables y para efecto de acciones permanentes, variables y accidentales. Estos problemas son:

1.1 Flujo plástico en la excavación.

El problema se trata igual que para capacidad de carga por resistencia al corte. Este no es un problema muy serio en este tipo de cimentaciones, esto se debe a que el incremento neto de carga es en general muy bajo comparado con la capacidad de carga por resistencia al corte. De la teoría de Terzagui para suelos puramente cohesivos:

$$q_d = \frac{1}{5.7} (5.7 \text{ Seu}) \quad \dots(96)$$

$$\sigma_d = \sigma_{o_d} + q_o \quad \dots(97)$$

$$\text{Seu} = \frac{3s}{5.7} (\sigma_{o_d} + q_o) \quad \dots(98)$$

$$\text{Seu} = \frac{3c}{5.7} \left(\sum_1^d \delta' \Delta_z + q_o \right) \quad \dots(99)$$

Si se toma un peso unitario constante del suelo a una profundidad D:

$$d_a = \frac{5.7 \frac{\sigma_{cu}}{\gamma_s} - q_0}{\gamma} \quad \dots (100)$$

con la fórmula anterior podemos calcular la profundidad permisible para que no ocurra falla plástica.

1.2 Levantamiento elástico y asentamiento subsecuente.

Aunque se elimine el flujo plástico, el problema de levantamiento elástico puede aun presentarse, como respuesta del material al ser descargado, manifestándose como una hinchazón de la arcilla mineral, este levantamiento se presenta en forma mas grave, si la excavación permanece sin recarga por un largo lapso o se inunda y permanece asi varios dias. Para entender este comportamiento del suelo, estudiaremos el estado de presiones en el suelo antes de la construcción de la cimentación compensada y el estado de presiones despues de ella, fig. (32). De aquí se observa que el asentamiento es debido al incremento de la presión efectiva, esto es, al valor del incremento neto de presión.

Cuando la excavación se protege con tablacstacas, tiene lugar un flujo descendente fuera de la excavación, aumentando los

esfuerzos efectivos ocasionando asentamientos en las estructuras vecinas. Tanto el levantamiento elástico como el asentamiento -- subsecuente se pueden estimar si se conoce la respuesta elástica y las propiedades de compresibilidad del suelo, estas últimas se obtienen en muestras inalteradas en el laboratorio.

Si llamamos M_{ei} al módulo de deformación elástica para expansión en un promedio de esfuerzo efectivo de alivio S_{ei} de -- cualquier estrato N con espesor d_i , el levantamiento elástico -- S_e en un punto i en el fondo de la excavación es:

$$S_{ei} = \sum_A^N (M_{ei} d_i)^N \Delta \sigma_{ei}^N \quad \dots (101)$$

donde $(M_{ei} d_i)^N = \alpha_e^N$ es la unidad de expansión del estrato N ; para cualquier punto se expresa en forma matricial:

$$|S_{ei}| = [\Delta \sigma_{ei}^N] \alpha_e^N \quad \dots (102)$$

para calcular el término $[\Delta \sigma_{ei}^N]$ se tienen que tomar en cuenta las condiciones iniciales, las que habla antes de la excavación, y como finales las que se encuentran después de hecha ésta y hasta que se haya estabilizado el bombeo, de aquí:

1.- Para condiciones iniciales: $p_{0i} = (\sigma_{0i} + u_{0i})$

2.- Para condiciones finales: $p_i = (\sigma_i + u_i)$

por lo que:

$$p_i - p_{oi} = (\sigma_i - \sigma_{oi}) + (u_i - u_{oi}) \quad \dots (103)$$

y llamando al promedio en el cambio de esfuerzos efectivos en el estrato N:

$$\Delta \sigma_{ei}^N = (\sigma_i - \sigma_{oi})^N$$

sustituyendo en (103):

$$\Delta \sigma_{ei}^N = (u_{oi} - u_i)^N - (p_{oi} - p_i)^N \quad \dots (104)$$

aquí $(u_{oi} - u_i)^N = \Delta u_i^N$ es el cambio en la presión hidráulica y λ_i^N es la carga de potencial del agua en el estrato N, tenemos $\Delta u_i^N = \lambda_i^N \gamma_w$, esta última se puede estimar trazando una red de flujo, y $(p_{oi} - p_i)^N = \Delta p_i^N$ el cambio en la presión total. Sustituyendo en (102):

$$|\delta_{ei}| = [\Delta u_i^N]^T \cdot |\alpha_e| - [\Delta p_i^N]^T \cdot |\alpha^N|$$

o también puede quedar expresado de la siguiente manera:

$$|\delta_{ei}| = |\delta_{ei}^A| - |\delta_{ei}^P|$$

se sabe³ que:

3 Zeevaert Leonard. Op cit.

$$[\Delta p_i^N] = \sum [l_{ji}] \cdot |p_{od}|$$

Las expansiones debidas a un alivio de esfuerzos totales son:

$$|\delta_{ei}^p| = [\delta_{ji}^T] \cdot |p_{od}|$$

el levantamiento elástico se obtiene como:

$$[\delta_{ei}] = [\Delta u_i^N]^T \cdot |\alpha_c^N| - [\bar{\delta}_{ji}^T] \cdot |p_{od}|$$

y el asentamiento debido a la reaplicación de la carga:

$$|\delta_{ei}| = [\bar{\delta}_{ji}^T] \cdot |p_{od}| - [\Delta u_i^N]^T \cdot |\alpha_c^N| \quad \dots (105)$$

Para representar en el laboratorio este fenómeno se lleva a cabo una prueba de compresión de carga y descarga, de esta prueba se obtendrán varias curvas de histéresis con las propiedades que ya expresamos, ver fig. (33), si comparamos las deformaciones que se tienen por expansión y por recompresión, relacionándolas:

$$a_o = \frac{C_{oc}}{E_o} \quad \begin{array}{l} \text{recompresión} \\ \text{expansión} \end{array} \quad \dots (106)$$

esto es para un alivio de esfuerzos total, para una relación de deformación parcial, ver fig. (33a).

$$a_n = \frac{E}{E_n} \quad \dots (107)$$

De las pruebas que se han hecho⁴ se observa que la ley que rige a las deformaciones por expansión vs. alivio de esfuerzos - se representa a escala logarítmica:

$$\epsilon_n = a \cdot \sigma_n^C \quad \dots(108)$$

donde a y C están en función de las características del suelo.

De las curvas, fig. (34), la pendiente representa el módulo secante de deformación por expansión:

$$M_{en} = \frac{\epsilon_n}{\sigma_n} \quad \dots(109)$$

$$M_{en} = a \cdot \sigma_n^{C-1}$$

La razón de M para esfuerzos de alivio intermedio y totales será:

$$\frac{M_{en}}{M_{e0}} = \frac{a \cdot \sigma_n^{C-1}}{a \cdot \sigma_0^{C-1}} \quad \dots(110)$$

si $\frac{M_{en}}{M_{e0}} = P_e$ es el factor de alivio por expansión:

$$P_e = \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} \right)^{C-1} \quad \dots(111)$$

4 Ibidem.

De las pruebas de laboratorio, en especímenes inalterados, con las curvas de histéresis completas, determinamos el valor de M_{e0} . La relación para recompresión es:

$$\frac{\epsilon_{rc}}{\epsilon_{oc}} = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_0} \frac{a_r}{a_0} \quad \dots(112)$$

multiplicando por σ_0/σ_r , tenemos:

$$\frac{M_{rc}}{M_{oc}} = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0} \right)^{C-1} \frac{a_r}{a_0} \quad \dots(113)$$

donde M_{rc} es el módulo de deformación por recompresión para un alivio de esfuerzos parcial y M_{oc} representa el módulo secante unitario de deformación para un alivio de esfuerzos total,

Para el caso de recompresión, la deformación visco-plástica se suma a la deformación elástica, por consiguiente:

$$\frac{\epsilon_{rc}}{\epsilon_{oc}} = \frac{\epsilon_{er} + \epsilon_{vpr}}{\epsilon_0 + \epsilon_{vp}} \quad \dots(114)$$

llamando:

$$K_{ver} = \frac{\epsilon_{vpr}}{\epsilon_{er}} \quad \text{y} \quad K_{vpo} = \frac{\epsilon_{vpo}}{\epsilon_0} \quad \dots(115)$$

$$\epsilon_{er} K_{ver} = \epsilon_{vpr} \quad \epsilon_c K_{vpo} = \epsilon_{vpo} \quad \dots(116)$$

sustituyendo:

$$\frac{\epsilon_{\lambda c}}{\epsilon_{oc}} = \frac{\epsilon_{e\lambda} + \epsilon_{e\lambda} K_{\nu\lambda c}}{\epsilon_o + \epsilon_o K_{\nu\lambda c}}$$

$$\frac{\epsilon_{\lambda c}}{\epsilon_{oc}} = \frac{\epsilon_{e\lambda} (1 + K_{\nu\lambda c})}{\epsilon_o (1 + K_{\nu\lambda c})}$$

con operaciones matemáticas y utilizando las fórmulas anteriores, tenemos:

$$\frac{n_{\lambda c}}{n_{oc}} = \rho_e \frac{1 + K_{\nu\lambda c}}{K_{\nu\lambda c}} \quad \dots(117)$$

Si se toma que $K_{\nu\lambda}$ varía aproximadamente lineal con el nivel de esfuerzos:

$$\frac{K_{\nu\lambda c}}{K_{\nu\lambda o}} \approx \frac{\sigma_{\lambda}}{\sigma_o}$$

$$\underbrace{\frac{a}{a_o}}_A = \frac{1 + K_{\nu\lambda c} (\sigma_{\lambda}/\sigma_o)}{1 + K_{\nu\lambda o}} \quad \dots(118)$$

de donde se observa que el término A es una función de $K_{\nu\lambda}$ y $\sigma_{\lambda}/\sigma_o$, llamando ρ_c factor de recompresión:

$$\frac{n_{\lambda c}}{n_{co}} = \rho_c \quad \dots(119)$$

$$p_c = p_e f(K_{vp}, \sigma_n / \sigma_0) \quad \dots (120)$$

$$\frac{p_c}{p_e} = f(K_{vp}, \sigma_n / \sigma_0) \quad \dots (121)$$

esta última expresión se utiliza para correlaciones de pruebas - de laboratorio en el consolidómetro y cámara triaxial. Este factor se grafica para diferentes valores de c y K_{vp} , fig. (35) y (36).

Llamando $\bar{\sigma}_n = (\Delta \sigma_{ex})$ promedio de alivio de esfuerzos debi a la excavación, aquí queda incluido el cambio en las condiciones hidráulicas por causa del bombeo, por lo que:

$$p_{ei} = \left(\frac{\Delta \sigma_{ex}}{\sigma_0} \right)_i^{c-1} \quad \dots (122)$$

de lo anterior:

$$s_c = \sum_1^n p_{ei} \gamma_c (m_{oc})_i (\Delta \sigma_{ex})_i di$$

para confinamiento lateral a cero desplazamiento horizontal, análogo, para asentamientos subsecuentes tenemos:

$$s_c = \sum_1^n p_{ci} (m_{vc})_i (\Delta \sigma_{ex})_i di + \sum_1^n (m_{vl})_i (\Delta \sigma_{la})_i di \quad \dots (123)$$

el primer término corresponde a la recompresión y el segundo al

asentamiento último adicional.

El último factor es el de contracción lateral y asentamientos fuera de la excavación; con respecto a esto, diremos que al ser liberado de esfuerzos verticales también ocurre un alivio de esfuerzos horizontales, fig (37). Si se considera este problema en el plano, se utilizan las siguientes expresiones tomadas - de la teoría de elasticidad:

$$\Delta\sigma_z = -\Delta\sigma_{ex} \cdot I_z \quad \dots(124)$$

para un alivio vertical de esfuerzos al centro⁵ de la excavación, y, para un alivio horizontal de esfuerzos:

$$\Delta\sigma_h = -\Delta\sigma_{ex} \cdot I_h \quad \dots(125)$$

los valores de influencia I_z e I_h se encuentran en la fig. (38).

5 Para encontrar estos valores en cualquier otro punto se -- pueden utilizar las siguientes fórmulas:

- alivio de esfuerzos vertical:

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_{ex}}{\pi} (\Psi + \text{sen } \Psi \cos \Psi) \frac{\Psi_2}{\Psi_1} \quad \dots(126)$$

- alivio horizontal de esfuerzos:

$$\Delta\sigma_h = -\frac{\Delta\sigma_{ex}}{\pi} (\Psi - \text{sen } \Psi \cos \Psi) \frac{\Psi_2}{\Psi_1} \quad \dots(127)$$

Suponiendo que el alivio de esfuerzos horizontales en el -- centro son de $\Delta\sigma_{he}$ y en los bordes es de $\Delta\sigma_{hc}$ por lo que el -- promedio de esfuerzos a esa profundidad es:

$$\Delta\sigma_{ha} = \frac{1}{3} (\Delta\sigma_{he} + 2\Delta\sigma_{hc})_{hz} \quad \dots(128)$$

para la misma profundidad si M_{ha} es el promedio lineal horizontal del módulo de deformación, entonces el desplazamiento horizontal total en cada lado del área excavada en cualquier profundidad z desde el fondo:

$$\delta_{hz} = (p_e \cdot M_{ha} \cdot \Delta\sigma_{ha})_z \cdot B \quad \dots(129)$$

para el caso de que el suelo compresible tenga intercalaciones de suelo menos compresible, se obtiene M_{ha} haciendo un promedio del M_{hi} (módulo de deformación horizontal lineal de un estrato d_i), de la siguiente forma:

$$M_{ha} = \frac{\sum_i^n d_i}{\sum_i \frac{d_i}{M_{hi}}} \quad \dots(130)$$

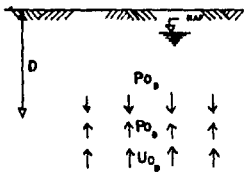
Esta contracción lateral induce un asentamiento a los lados de la construcción, esto puede ser perjudicial si hay construcciones adyacentes, y se acentúa, por causa del bombeo como ya se mencionó.

Hasta aquí, hemos analizado los problemas que pueden presen

tarse durante la construcción o en la vida de una cimentación -- compensada para acciones permanentes y variables, ahora analizaremos el comportamiento de esta cimentación para acciones permanentes, variables y accidentales.

Si se considera que debido a sismo o viento se presenta un momento de volteo O_T y una fuerza constante V . Ver fig. (39). Analizando esta figura observamos que por efecto de O_T en la estructura de cimentación puede haber un desplome en el mejor de los casos o definitivamente sufrir un colapso por la ruptura del suelo. Se revisa igualmente si puede haber falta por deslizamiento en la base de la cimentación.

ANTES DE CONSTRUIR LA
CIMENTACION



DESPUES DE CONSTRUIR LA
CIMENTACION

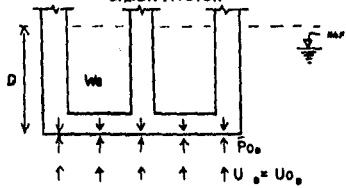
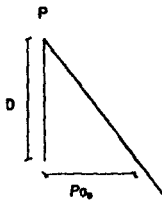
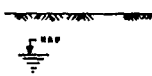


fig.31

ANTES



U



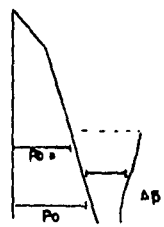
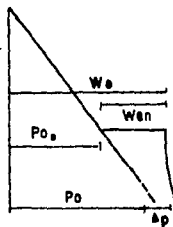
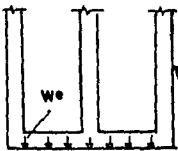
P

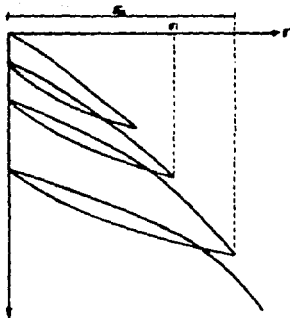


fig.32 a

DESPUES
a largo plazo

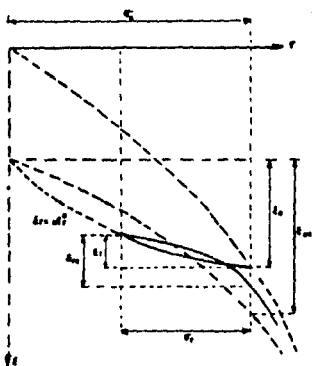
fig.32b





PRUEBA DE COMPRESION CONFINADA CON VARIOS CICLOS DE CARGA

fig. 33



CARACTERISTICAS DE EXPANSION Y RECOMPRESION

fig. 33a

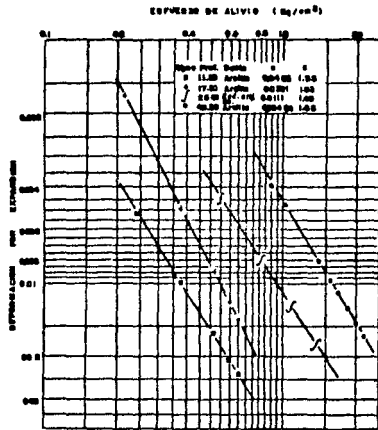


fig.34

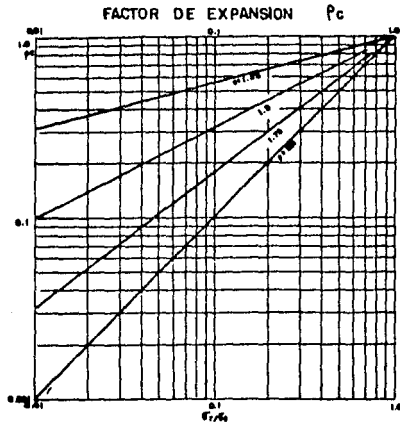
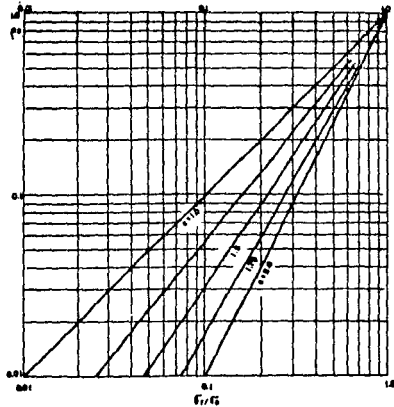


fig.35



FACTOR DE RECOMPRESION f_c
fig.36

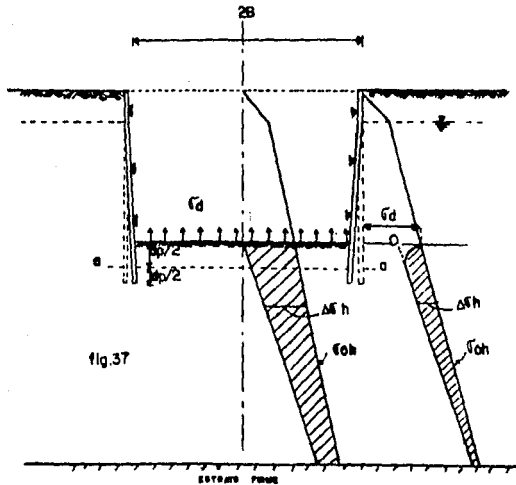


fig.37

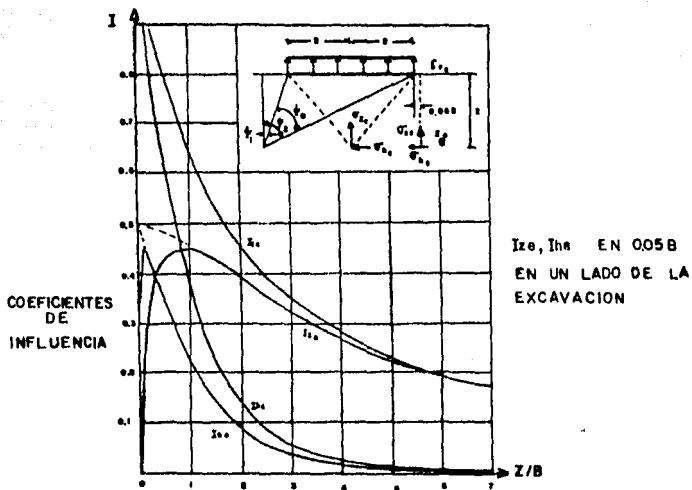


fig. 30

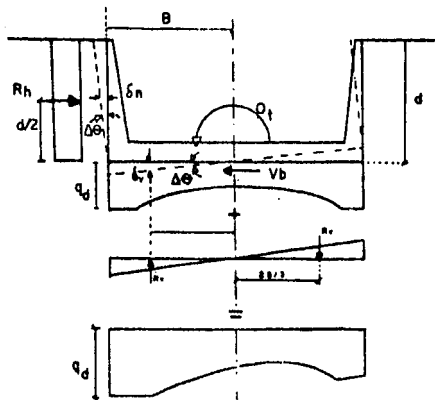


fig.39

CAPITULO IV

CIMENTACIONES CON PILOTES DE

FRICCION

1. CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION.

En la naturaleza existen depósitos superficiales de suelo - que al ser sometidos a una determinada carga, presentan ante ella una baja capacidad de resistencia, acompañada de una alta - compresibilidad, razón por la cual se hace necesario el buscar estratos profundos capaces de soportar con el mínimo despla- zamiento vertical las cargas a las que son solicitados. Para lo- gran transmitir dichas solicitaciones, se utilizan las cimenta- ciones profundas con pilotes o pilas.

Los problemas para cimentar con pilotes se dividen en dos: el primero se refiere al rompimiento de un pilote o un grupo de ellos debido a un exceso de esfuerzo constante hacia estos elemen- tos. El segundo problema es acerca del asentamiento diferencial y total, individual o en grupo de pilotes. En este caso el diseño de la cimentación se hará siempre de modo tal que la rigidez de la estructura de cimentación sea compatible con los desplazamien- tos verticales que pudieran ocurrir. En lo que cabe a estabilidad se presentan dos condiciones: la capacidad última de resistencia por punta y la capacidad última de carga por fricción.

La capacidad de resistencia por punta será función de las - dimensiones geométricas, forma y rugosidad de la punta, presión de confinamiento en la punta, esfuerzo constante, densidad y com-

presibilidad del suelo bajo y alrededor de la punta del pilote.

La capacidad última de carga por fricción es una función -- del esfuerzo cortante del suelo a lo largo del pilote, donde en materiales como la arcilla, el factor tiempo adquiere un valor -- muy importante. Ambas capacidades serán las que se obtengan una vez hincado el pilote.

Parte de esta tesis se enfoca al estudio de cimentaciones -- con pilotes de fricción, debido a ello se estudiará sólo el efecto de fricción lateral a lo largo de éstos. Sin embargo la capacidad de resistencia por punta en una cimentación de este tipo, si existe, aún cuando resulte de un valor muy pequeño, éste no -- es despreciable.

1.1 Fricción lateral en pilotes.

La fricción lateral es una fuerza cortante que se desarrolla a lo largo y muy cerca de la interfase suelo-pilote. Durante el hincado de estos elementos se presentan varias situaciones -- que modifican el comportamiento de éstos. En materiales impermeables se produce un gran incremento en la presión de poro que será disipada a medida que el agua fluya hacia el suelo circundante o se infiltre a través del mismo pilote si estos son de madera o --

concreto. El pilote al ir atravesando este tipo de suelos, los desplaza tal como sucedería con un líquido viscoso, el volumen removido es aproximadamente igual al del elemento de cimentación, además, ocasiona una alteración en el material próxima al pilote. Los efectos que se producen se verán reflejados en la fricción - que desarrolle el pilote; negativa o positiva. Ambos efectos pueden presentarse simultáneamente, aún cuando ellos sean de sentido contrario son similares en cuanto a las condiciones de análisis.

1.2 Fricción negativa.

Con frecuencia, ocurre que en las cimentaciones con pilotes diseñadas con capacidad de resistencia por punta, los depósitos de suelo que anteceden al estrato resistente sobre el cual se apoyan, muestran una alta consolidación, ocasionada por cargas colocadas en la superficie del terreno o a esfuerzos inducidos por un descenso del nivel de aguas freáticas, donde el suelo, tiende a bajar a lo largo del fuste del pilote, que permanece relativamente fijo comparado con ellos. El efecto que se produce es de fuerzas de fricción a lo largo del pilote, las cuales por ser de un sentido descendente sobrecargan a la cimentación, ello se traduce en una transferencia de carga a los pilotes debida al peso circundante a ellos, fig. (40). De hecho, la fricción produce un incremento de carga en los pilotes acompañada de una dis-

minución en el esfuerzo efectivo de confinamiento y en consecuencia una reducción en la capacidad de resistencia por punta. El considerar este efecto dentro del diseño de la cimentación, provocará serios problemas en cuanto al comportamiento de ésta. Al fenómeno antes mencionado se le llama fricción negativa y puede ser detectado por el decremento de esfuerzos efectivos verticales que tienen lugar en la masa de suelo y que resulta ser igual al peso del suelo transferido al pilote. Por el proceso de hincado de los pilotes la alteración que sufre el suelo trae como consecuencia una pérdida de la resistencia natural del material, no obstante, alrededor del pilote se forma un delgado anillo de suelo que tiene aproximadamente un radio de $\bar{r}_0 = 1.1r_0$, fig. (41), aún cuando éste se encuentre remoldeado se consolidará con el tiempo, adquiriendo una nueva resistencia constante de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$S_{0z} = \bar{\sigma} h_z \tan \phi_n \quad \dots (131)$$

donde $\bar{\sigma} h_z$ es el esfuerzo efectivo horizontal a una profundidad "z" de la superficie del terreno y que produce la consolidación, $\tan \phi_n$, es el factor que mide la resistencia constante adquirida, una vez que el suelo se consolida por el esfuerzo $\bar{\sigma} h_z$.

Estos parámetros se determinan en el laboratorio realizando pruebas en muestras de suelo remoldeado, a contenido de agua constante bajo carga sostenida y cero exceso de presión hidrostática

tica, hasta alcanzar la resistencia contante última.

Si bien, la resistencia contante tiene un valor máximo en el fuste del pilote, presenta igualmente un mínimo a una distancia de $\bar{n}_0 = 1.05n_0$ del eje del pilote, fig. (41), en la cual se tendrá la superficie potencial de deslizamiento para el caso de la fricción negativa. Por ello es posible hacer un análisis en condiciones de flujo plástico, representando los esfuerzos como muestra la fig. (42). El esfuerzo efectivo horizontal está directamente relacionado con el esfuerzo efectivo vertical en estas condiciones, por lo que es factible escribir dicha relación a través de los esfuerzos principales, utilizando para ello la teoría de Coulomb-Mohr ¹:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha}{(\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha} \quad \dots(132)$$

en la cual $2\alpha = \phi_n + (\pi/2)$, de donde obtenemos que:

$$\text{sen } \phi_n = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) \quad \dots(133)$$

$$\text{sen } \phi_n = \cos 2\alpha \quad \dots(134)$$

sustituyendo las ecuaciones 133 y 134 en 132 y simplificando

1 Zeevaert Leonard. Op cit.

tenemos:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_z} = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_a}{1 + \text{sen}^2 \phi_a} = \frac{1}{\bar{N}\phi} \quad ; \quad \frac{\sigma_h}{\sigma_z} = \frac{1}{\bar{N}\phi} \quad \dots(135)$$

Ahora bien, la fricción que se desarrolla entre suelo-pilote estará dada como:

$$S_{oz} = \left(\frac{1}{\bar{N}\phi} \tan \phi_p \right) \sigma_z$$

donde $\tan \phi_p$ es el factor de fricción en el fuste del pilote, -- llamando:

$$K\phi_z = \tan \phi_p / \bar{N}\phi \quad \dots(136)$$

obtenemos:

$$S_{oz} = K\phi_z \sigma_z \quad \dots(137)$$

El parámetro $\tan \phi_p$ que expresa la fricción que ocurre entre suelo y pilote podrá ser disminuido si usamos algún repelen-te suelo agua, tales como las pinturas por ejemplo. Para el caso en que no se recubra el elemento, el valor de $\phi_a = \phi_p$ y su variación es de 25° a 30° de acuerdo a estudios realizados. Para la Ciudad de México se tiene el valor de $\phi_a = 26^\circ$.

Si deseamos conocer la fricción negativa que se genera a lo largo de un pilote, hagamos el siguiente desarrollo.

De la fig. (43), tomemos un elemento diferencial y anotemos lo siguiente:

$$\frac{\partial NF}{\partial z} dz = 2\pi r_0 S_{oz} dz$$

donde:

$2\pi r_0$ = es el perimetro del pilote.

S_{oz} = es la fricción que se desarrolla en el fuste del pilote.

dz = espesor del elemento.

Haciendo $\bar{w} = 2\pi r_0$ y aplicando la integral se tiene:

$$(NF)_d = \bar{w} \int_0^d S_{oz} dz \quad \dots(138)$$

Del diagrama de esfuerzos de la fig. (43) se tendrá para una profundidad $z = d$:

$$\sigma_{oz} = \sigma_z + \Delta\sigma_z \quad \dots(139)$$

$$\sigma_z = \sigma_{oz} - \Delta\sigma_z$$

recordando que:

σ_{oz} = es el esfuerzo efectivo vertical inicial con la sobrecarga q .

$\Delta\sigma_z$ = es el decremento de esfuerzos debido a la fricción negativa.

σ_z = esfuerzo efectivo vertical ya reducido.

Sustituyendo en la ecuación (138) las expresiones (137) y (139) se tiene:

$$(NF)_d = \bar{w} K \beta \int_0^d \sigma_{o_z} dz - \bar{w} K \beta \int_0^d \Delta\sigma_z dz \quad \dots(140)$$

Antes de integrar la ecuación (140) realicemos el siguiente razonamiento. Como se sabe, la fricción negativa produce un efecto de sobrecarga en los pilotes, cuyo valor es función del área tributaria que estos tengan. Si nosotros asignamos un valor constante con la profundidad $\bar{a} = \pi (n\bar{r}_0)^2$ para simplificar el análisis, obtenemos que el decremento o alivio de esfuerzos en la masa de suelo para un espesor d es:

$$\Delta\sigma_d = \frac{(NF)_d}{\bar{a}} \quad \dots(141)$$

y si consideramos para fines prácticos que la variación del decremento de esfuerzos debida a la fricción negativa representada -- por la segunda integral de la ecuación (140) es igual a:

$$\int_0^d \Delta\sigma_z dz = \frac{1}{3} \Delta\sigma_d \cdot d \quad \dots(142)$$

Podemos resolver la ecuación (140) sustituyendo en ella -

los valores de las expresiones (141) y (142), y una vez realizadas las operaciones se tiene:

$$(NF)_d = \frac{\bar{w} K \delta}{1 + \frac{\bar{w} K \delta}{j} \frac{d}{z}} \int_0^d \sigma_{oz} dz \quad \dots(143)$$

Esta expresión da, hasta cierto punto, resultados satisfactorios, ya que no es del todo posible representar para un espesor de grandes dimensiones el $\Delta\sigma_z$ a través de una sencilla función matemática en Z, recordemos que el suelo presenta una estratigrafía muy variable, además el área tributaria del pilote en el campo no es constante con la profundidad. En estas condiciones se propone un nuevo método de cálculo. Si en lugar de considerar toda la longitud del pilote sometido a fuerzas descendentes, se toman pequeñas longitudes compatibles con la estratigrafía del terreno, y se va calculando la variación entre cada uno de ellos, se obtendrá un resultado más confiable. Para ello sólo bastará conocer el esfuerzo efectivo inicial total en la masa de suelo, introduciendo el término de área tributaria equivalente - que más adelante se estudiará. Analicemos el siguiente estado de esfuerzos, fig. (44), la fricción negativa desarrollada entre los dos niveles teniendo en consideración un equilibrio plástico es:

$$(NF)_i - (NF)_{i-1} = \bar{w} S_{oi} \Delta\sigma_i \quad \dots(144)$$

donde:

$$(NF)_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \bar{a}_i \quad \dots(145)$$

$$(NF)_{i-1} = (\sigma_{0i-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1} \quad \dots(146)$$

Si la fuerza constante promedio que tiene lugar en el fuste del pilote a la profundidad $z = i$ es:

$$S_{oz} = \frac{1}{2} K \phi_i (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \quad \dots(147)$$

Sustituyendo las ecuaciones (145), (146) y (147) en (144), recordando que $\bar{w} = 2\pi r_o$ se tiene:

$$(\sigma_{0i} - \sigma_i) \bar{a}_i - (\sigma_{0i-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1} = 2\pi r_o \left[\frac{1}{2} K \phi_i (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \right] \Delta z_i$$

simplificando términos y haciendo $m_i = \pi r_o K \phi$:

$$\sigma_{0i} \bar{a}_i - \sigma_i \bar{a}_i - (NF)_{i-1} = m_i \sigma_i \Delta z_i + m_i \sigma_{i-1} \Delta z_i$$

Por lo que el esfuerzo efectivo en la masa de suelo ya reducido es:

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{0i} \bar{a}_i - (NF)_{i-1} + m_i \sigma_{i-1} \Delta z_i}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i} \quad \dots(148)$$

El procedimiento a seguir es: se inicia el cálculo en la superficie del terreno donde $(NF)_{i-1} = 0$ y $\sigma_{i-1} = \sigma_{0i-1} = q$ con este valor se sustituye en la ecuación (148), de donde obte

nemos la magnitud del esfuerzo \bar{V}_i , el cual sustituiremos en la ecuación (145) para conocer el valor de la fricción negativa, y que en el siguiente cálculo será el valor $(NF)_{i-1}$. Esta secuencia se repite paso a paso hasta llegar a la profundidad a la cual se desea conocer la fricción negativa.

1.3 Fricción positiva.

Cuando en el diseño de una cimentación profunda con pilotes, no es deseable o posible alcanzar algún estrato resistente, ocurre que, la carga que estos elementos transmiten al terreno es soportada por la masa del suelo que los circunda, debido al efecto de fricción que se genera a todo lo largo del fuste del pilote, donde la presencia de estas fuerzas de fricción producen un sobre incremento de los esfuerzos efectivos iniciales en el suelo; a este proceso se le denomina Fricción Positiva.

La fricción que se desarrolla entre pilote y suelo es la que determina la capacidad de resistencia por carga del elemento de cimentación.

Esta fricción depende en gran medida de la pérdida de esfuerzo constante en el suelo a causa del hincado del pilote, así como también, de la recuperación que esta fuerza tenga por la

consolidación del material cercano al fuste del pilote, sobre todo en suelos arcillosos y sedimentos, donde la cohesión es un factor muy importante. Todavía más, el espaciamiento de los pilotes en el campo influye en la capacidad de resistencia del grupo de ellos.

En lo que respecta al diseño de la cimentación, es muy común en la práctica el utilizar, de las pruebas de carga a pilotes sometidos a la falla, sólo una fracción de ésta, para el cálculo de los pilotes de la cimentación. Aunque ello no es muy recomendable si se presentan condiciones difíciles en el subsuelo.

Para obtener la capacidad de carga última en una cimentación con pilotes de fricción se deberá conocer, tanto el valor del sobre incremento de esfuerzos efectivos $\bar{\sigma}_i$ en la masa de suelo, como la fricción positiva que se desarrollará en todo el fuste del pilote. Establezcamos de manera análoga al caso de la fricción negativa, el estado de esfuerzos que se tiene para la fricción positiva. La fuerza constante última transferida a la masa de suelo entre dos niveles es, fig. (45)

$$(PF)_i - (PF)_{i-1} = \bar{\sigma}_i S_{oz} \Delta Z_i \quad \dots(149)$$

Es decir, la fricción positiva desarrollada en función de los esfuerzos verticales se expresa como:

$$(\sigma_i - \sigma_{oi}) \bar{a}_i - (\sigma_{i-1} - \sigma_{oi-1}) \bar{a}_{i-1} = \bar{w} S_{oz} \Delta Z_i \quad \dots(150)$$

en la cual:

$$(PF)_{i-1} = (\bar{\sigma}_{i-1} - \bar{\sigma}_{oi-1}) \bar{a}_{i-1} \quad \dots(151)$$

$$(PF)_i = (\bar{\sigma}_i - \bar{\sigma}_{oi}) \bar{a}_i \quad \dots(152)$$

Donde la fuerza cortante promedio en el fuste del pilote -- para un elemento ΔZ a la profundidad $Z = i$ es:

$$S_{oi} = c'_i + K b_i \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \quad \dots(153)$$

Sustituyendo la ecuación (153) en (150), haciendo $m_i = \bar{w} K b_i$ -- y realizando simplificaciones obtendremos el esfuerzo efectivo vertical σ_i ya afectado por el incremento de esfuerzos debido a la fricción positiva:

$$\sigma_i = \frac{(PF)_{i-1} + \sigma_{oi} \bar{a}_i + (\bar{w} c'_i + m_i \sigma_{i-1}) \Delta Z_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta Z_i} \quad \dots(154)$$

El valor de σ_i se conoce para cada nivel, realizando una -- integración desde $Z=0$ hasta el nivel deseado. El procedimiento -- de cálculo se describe a continuación:

1.- Se inicia en la superficie del terreno donde para $Z=0$:

$(PF)_{i-1} = 0$, $\sigma_{i-1} = \sigma_{oi-1}$ y $\sigma_{oi-1} = q$. Sustituyendo -- estos valores en la ecuación (154) se obtiene el valor

de σ_i para ese nivel.

- 2.- Con el valor de σ_i y utilizando la ecuación (152) -- conocemos la magnitud de la fricción positiva $(PF)_i$ en ese nivel.
- 3.- Para continuar con el siguiente nivel, el valor de $(PF)_i$ obtenido en el paso anterior será asignado como el valor de $(PF)_{i-1}$, el cual sustituyéndolo en la ecuación (154) proporciona el nuevo valor de σ_i para el siguiente nivel.
- 4.- Con este nuevo valor de σ_i , se repite desde el punto 2. El proceso se realiza paso a paso varias veces hasta alcanzar el nivel de profundidad "d", en el cual $(PF)_d = Q_{fu}$. Recuérdese que los valores de \bar{a}_i y m_i tienen los mismos significados que para la fricción negativa.

Ahora bien, los parámetros c_i y $K\phi$ representan la cohesión y el valor de la fricción del material respectivamente, ambos -- intervienen directamente en la fuerza cortante del material, de ellos se ha observado algunas variaciones en cuanto a su valor e influencia, que modifican el comportamiento de la fricción positiva.

Las consideraciones que se tienen son sobre todo por los --

efectos que el hincado del pilote produce en el suelo y de la manera en que este último reacciona después de esta acción.

De investigaciones² realizadas en muestras de arcillas inalteradas obtenidas en zonas cercanas al fuste de pilotes pertenecientes a viejas cimentaciones, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- a) El contenido de agua fue encontrado prácticamente constante a una distancia aproximada de $1.05r_0$, ver fig. (46).
- b) Se observó que los pilotes exhiben un delgado anillo de suelo remoldeado y reconsolidado a una distancia de cerca de 5% del radio del pilote, ver fig. (46). Este proporciona cierta resistencia de fuerza constante de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$S_{0z} = K \delta \sigma_{0z} \quad \dots(155)$$

- c) La fuerza constante natural de la arcilla muestra una alteración en una zona aproximada de un diámetro, medido a partir del fuste del pilote, cerca de éste, la fuerza --

2 Ibidem. pág. 381

constante en el suelo disminuy6 aproximadamente un 60% de la resistencia natural de un material inalterado. Adem6s, se encontr6 que el valor m6nimo de la fuerza constante p_z para una arcilla semialterada alcanzaba una distancia de $r'_0 = 1.1r_0$, ver fig. (46), y su magnitud est6 dada como:

$$S_{0z} = 0.3 q_{uz} \dots (156)$$

donde q_{uz} es la consistencia natural de un suelo inalterado a una profundidad z .

Cabe hacer notar que, en el caso de la fricci6n positiva, - la fuerza constante S_{0z} que se gana por la consolidaci6n del material, puede alcanzar para ciertas profundidades, valores tan grandes como el del suelo inalterado que circunda al pilote, sin olvidar el factor tiempo que es muy importante.

Podemos concluir, de lo arriba anotado, que se tienen dos - estados de esfuerzos para diferentes radios de acci6n y diferentes profundidades: una fuerza constante que el material recupera y que es cuantificada por la ecuaci6n (155), con un radio de -- acci6n que dar6 un per6metro espec6fico \bar{w}_1 y una fuerza constante m6nima, valorizada con la expresi6n (156), con un radio de - acci6n que dar6 un per6metro espec6fico \bar{w}_2 , ambas fuerzas a di

ferentes profundidades. Tomando en cuenta estas dos últimas consideraciones, ajustaremos los resultados antes obtenidos para el cálculo de la capacidad de carga última de los pilotes, es decir, la carga para la cual los pilotes con resistencia por fricción positiva comienza a ceder, estableciendo así un comportamiento plástico.

Veamos, si la fuerza constante del material cercano al fuste del pilote, en un determinado estrato, para suelos arcillosos saturados y homogéneos se indica como:

$$S_{o_z} = C_z = 0.3 q_{u_z}$$

para ello K_0 se tomará igual a cero, de donde substituyendo esta condición en la ec. (154), obtenemos:

$$\sigma_i = \sigma_{o_i} + \frac{(PF)_{i-1} + \bar{w}C_i \Delta Z_i}{a_i}$$

Si sustituimos este valor de σ_i en la ecuación (152), el valor de $(PF)_i$ en el nivel i queda expresado como:

$$(PF)_i = \bar{w}C_i \Delta Z_i + (PF)_{i-1}$$

En esta ecuación, el primer término representa la fuerza -- friccionante para un elemento de espesor Δz , mientras que el valor de $(PF)_{i-1}$ indica la magnitud de la fricción hasta el nivel

anterior al del elemento en cuestión. Ello quiere decir, que se tiene el valor de la fricción a todo lo largo del pilote y que en forma similar puede escribirse como una sumatoria expresada como:

$$(PF)_i = \bar{w}_2 \sum_0^d C_i \Delta Z_i \quad \dots(157)$$

ecuación que se utiliza siempre y cuando se cumpla la siguiente desigualdad de esfuerzos cortantes:

$$0.3qu_z \bar{w}_2 \leq \left[C_i + K \phi \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \right]_{z_0} \cdot \bar{w}_1 \dots(158)$$

Esto significa que la fricción positiva es posible dividirla en dos secciones; una primera que se calcula de acuerdo a las expresiones (152) y (154) debido al efecto de reconsolidación y una segunda que se obtiene a partir de un nivel determinado, - utilizando las ecuaciones (157) y (158) de acuerdo a la expresión (156), ver fig. (47). De esta forma la capacidad de resistencia última de un pilote, desarrollando fricción positiva - en todo lo largo de su fuste, se expresa como:

$$Q_{pu} = \left[(PF)_k \right]_0^{\infty} + \bar{w}_2 \sum_0^d C_i \Delta Z_i \quad \dots(159)$$

1.4 Área tributaria equivalente.

En el cálculo de la fricción lateral que se desarrolla en -

un pilote, es indispensable conocer el área tributaria que corresponde a estos elementos. Dicha área no es constante, varía de acuerdo a la profundidad y a la disposición de los pilotes en el campo. Por consiguiente, el esfuerzo efectivo vertical que se produce por el desarrollo de la fricción lateral, también varía de acuerdo a estas dos características mencionadas.

El área tributaria nominal utilizada en las fórmulas de fricción positiva y negativa se define como $\bar{a}_0 = \bar{a}^0$ ver fig. (48). Para tomar en cuenta los dos efectos arriba anotados, el área \bar{a}_0 será modificada por un área tributaria equivalente \bar{a}_{ez} . Consideremos para el análisis, el fenómeno de la fricción negativa. Si recordamos, el alivio de esfuerzos efectivos verticales en la masa de suelo por este efecto, se encontró ser igual a $\Delta\sigma_{zu} = \sigma_{oz} - \sigma_z$; $(NF)_d = \Delta\sigma_{zu} \bar{a}_0$, que es el esfuerzo que se transmite a todo lo largo del fuste del pilote. Ahora bien, en el campo, - dentro de un grupo de pilotes, para un elemento dado, este esfuerzo cambia hasta llegar a un valor $\Delta\bar{\sigma}_{oz}$, ello es debido a la influencia que se tiene de los demás pilotes sobre el elemento en cuestión, ver fig. (49), es decir, si se acepta sólo el efecto de la distribución de los pilotes el cambio total de sobre esfuerzos efectivos verticales en un pilote es:

$$\sum_0^n \Delta\bar{\sigma}_{oz} = \Delta\bar{\sigma}_{oz} \quad \dots(160)$$

El efecto de la profundidad lo podemos considerar proponiendo la siguiente expresión:

$$\Delta \bar{\sigma}_z = \alpha_{z_0} \Delta \sigma_{z_R} \quad \dots (161)$$

α_{z_0} es un factor de corrección con la profundidad referido al alivio de esfuerzos efectivos $\Delta \sigma_{z_R}$. De esta manera, la fricción negativa que se observa en un pilote, expresado en términos del sobre incremento de esfuerzos efectivos verticales concentrado en el fuste del pilote es:

$$\bar{a}_{ez} \sum_0^n [\Delta \sigma_{z_d}] = \Delta \bar{\sigma}_z \cdot \bar{a}_0 \quad \dots (162)$$

de donde, de acuerdo a la ec. (151), tenemos que:

$$\alpha_{z_0} = \frac{\bar{a}_0}{\bar{a}_{ez}} ; \quad \alpha_{z_0} = \frac{\Delta \bar{\sigma}_{z_0}}{\Delta \sigma_{z_R}}$$

Esto significa que, para conocer el área tributaria equivalente en un pilote, es necesario obtener el cambio de sobre incrementos efectivos verticales $\Delta \sigma_{z_0}$ en forma individual en un pilote. Para ello, se investigará la distribución de esfuerzos en el subsuelo, proponiendo la fig. (50); De ella se tiene, para el caso de la fricción negativa, la siguiente condición:

$$dQ = \pi 2 r_0 S_{oz} dz \quad \dots (163)$$

la carga dQ que se transmite al pilote, expresada en términos --

de la fricción negativa, representada como $\Delta\sigma_{z_r}$, y que de acuerdo a la distribución de esfuerzos en el suelo se puede indicar - como sigue, ver fig. (51).

Para el estudio de la distribución de esfuerzos es factible utilizar la teoría de Westergaards⁴ que transforma de un sistema de coordenadas cartesianas a un sistema radial, expresándola como sigue:

$$d\Delta\sigma_{z_r} = -\frac{1}{2\pi} \frac{\bar{w} s_{0z} dz_t}{z_t^2} \cos^3 \psi_t \quad \dots(164)$$

donde $z_t = \sqrt{2} z$ y ψ_t es el ángulo de transformación lineal vertical, al sustituir el valor de $\bar{w} = 2\pi r_0$ y aplicar la integral, obtenemos el cambio total de sobre esfuerzos efectivos verticales en el pilote para un radio de acción r , medido a partir del centro de éste:

$$\Delta\sigma_{z_r} = -r_0 \int_0^z s_{0z} \frac{\cos^3 \psi_t}{z_t^2} dz_t \quad \dots(165)$$

De esta ecuación, observamos que depende de la fricción lateral a todo lo largo del fuste del pilote. La distribución de esta -- fricción, será a fin de cuentas, la que determine el valor aproximado del área tributaria equivalente \bar{a}_{ez} .

4. Ibídem. Capítulo III, Seco. 111.2

El Dr. Zeevaert, al realizar estudios al respecto, encontró que el valor de \bar{a}_{z_z} no es muy sensible con la distribución de dicha fricción, considerando a este último, como directamente proporcional con la profundidad, aunque ello no significa que la fricción se presente constante o una combinación de ambas. Por esta razón, el valor de $\Delta\sigma_{z_n}$ se estudiará para los tres siguientes casos: $S_{o_z} = Kz$, $S_{o_z} = Se$ y $S_{o_z} = Se + Kz$.

Para el caso de que la fricción lateral sea constante, tendremos, de acuerdo a la fig. (50), $S_{o_z} = K(Z_t - Z_{t1})$ por lo que la ecuación (165) queda como:

$$\Delta\sigma_{z_n} = -\sigma_0 \int_0^1 \frac{Z_t - Z_{t1}}{Z_{t1}^2} \cos^3 \Psi_t dz_{t1} \dots (166)$$

también de la fig. (50) obtenemos que $Z_{t1} = n \cot \Psi_t$; $dz_{t1} = -n \csc^2 \Psi_t d\Psi_t$, sustituyendo ambos valores en la ec. (166) tenemos:

$$\Delta\sigma_{z_n} = \sigma_0 K \frac{Z_t}{n} \int_{\frac{\pi}{2}}^{(\Psi_{zn})_t} \cos \Psi_t d\Psi_t - \int_{\frac{\pi}{2}}^{(\Psi_{zn})_t} \frac{\cos^2 \Psi_t}{\operatorname{sen} \Psi_t} d\Psi_t$$

Una vez integrada la ecuación y arreglando términos obtenemos:

$$\Delta\sigma_{z_n} = \sigma_0 K \left[\frac{Z_t}{n} (\operatorname{sen} (\Psi_{z_n})_t - 1) - \left\{ \cos (\Psi_{z_n})_t + \operatorname{Log} \left(\tan \frac{1}{2} (\Psi_{z_n})_t \right) \right\} \right] \dots (167)$$

Analizando esta expresión, podemos ver que el término entre los paréntesis rectangulares es posible representarlo como una función de z/λ , definiéndolo como valor de influencia $I_{z\lambda}$, del que se obtienen dos valores: uno dado por la influencia de todos los pilotes en un $I_{z\lambda}$ y otro que corresponde al mismo pilote I_{z0} ver fig. (52). De esta forma la magnitud total del valor de influencia es:

$$\bar{I}_{zK} = \sum_0^n [I_{z\lambda}]_K = I_{z0} + \sum_1^n I_{z\lambda} \quad \dots(168)$$

Para I_{z0} , $\lambda = \lambda_0$ y $\Psi_{z\lambda} = \Psi_{z0}$, por lo que:

$$\Delta\sigma_{z0} = \lambda_0 K_0 I_{z0} \quad \dots(169)$$

en este caso $I_{z\lambda} = I_{z0}$, presentándose graficado en la fig. (53) Para conocer los valores de influencia de cada pilote de un grupo, sobre el elemento en cuestión, es decir de $\sum_1^n I_{z\lambda}$, se han -- elaborado unas cartas de influencia dibujadas en forma adimensional y con una escala conveniente⁵.

Es así como el valor del alivio de esfuerzos en la masa de suelo por el efecto del pilote, estará dado como:

$$\sum_1^n \Delta\sigma_{z0} = \lambda_0 K I_{zK} \quad \dots(170)$$

5 Ibidem.

Si recordamos que la fricción lateral es:

$$NF = \Delta \sigma_{za} \cdot \bar{a}_0 \pm \pi n_0 k z^2 \quad \dots (171)$$

y sustituyendo la ecuación (162) en (171), tenemos:

$$\bar{a}_{ez} = \frac{\pi z^2}{I_{zn}} \quad \dots (172)$$

fórmula que da el valor del área tributaria equivalente a cualquier profundidad y espaciamiento de los pilotes.

Si llamamos Re_z al radio de área efectiva a cualquier profundidad despreciando la sección transversal del pilote, tenemos:

$$Re_z = \sqrt{\frac{\bar{a}_{ez}}{\pi}} \quad \dots (173)$$

Para el caso de que la fricción sea aproximadamente constante, $S_{0z} = S_e$, se obtiene realizando los mismos pasos que el caso anterior:

$$\Delta \sigma_{zn} = \frac{n_0 S_e}{z_t} [I_{zn}] \text{ etc} \quad \dots (174)$$

donde los valores de influencia en función de z/n está dado como:

$$I_{zn} = \frac{z_t}{n} [\text{sen}(\psi_{zn})_t - 1]$$

Esta ecuación está graficada para diferentes valores de z/n representada en la fig. (53), curva Ac. De igual forma la suma de

los valores de influencia definidos como el caso anterior -----
 $\int_0^h [Izn] = \bar{I}zn$, tienen el mismo significado.

De acuerdo a la resistencia por fuerza constante a lo largo del fuste de un pilote se tiene:

$$NF = \Delta \bar{V}_{z_a} \cdot \bar{a}_0 = 2\pi r_0 S_e Z \quad \dots(175)$$

y utilizando las ecuaciones (162) y (175) se obtiene:

$$\bar{a}_{ez} = \frac{2\pi r_0^2 z^2}{\sqrt{2Izn}} \quad \dots(176)$$

Para el tercer caso se presenta una pequeña variación, se consideran que se suman los dos casos anteriores, sólo que aquí, el valor de S_e cambiará por el de $S_e = Khe$ por considerarse una fricción determinada en la cabeza del pilote a una profundidad dada. Es así como se tiene:

Caso I

$$[\Delta \bar{V}_{z_0}]_K = r_0 K \bar{I}z_K$$

Caso II

$$[\Delta \bar{V}_{z_0}]_K = r_0 K \frac{he}{z} \bar{I}z_c$$

con $Khe = cte.$

Sumando ambas expresiones e igualándolas con la fricción total teniendo en cuenta una variación lineal, se tendrá:

$$2\pi r_0 \left[K he z + \frac{I}{2} K z^2 \right] = \left\{ r_0 K \bar{I}z_K + \frac{he}{z} \bar{I}z_c r_0 K \right\} a_{cz}$$

de donde obtenemos la expresión del área tributaria equivalente:

$$\bar{a}_{ez} = \frac{(2he + z) \pi z^2}{z \bar{l}z_K + he \bar{l}z_c} \quad \dots(177)$$

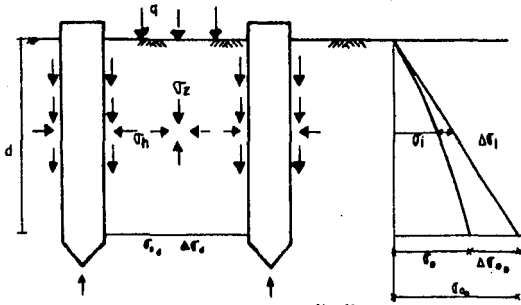


fig. 40

Δe_i : DECREMENTO DE ESPESOR EN LA PUNTA DE PUNTO



fig. 41

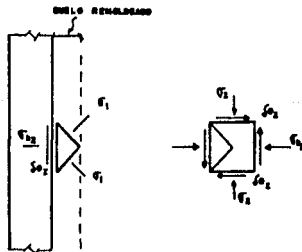
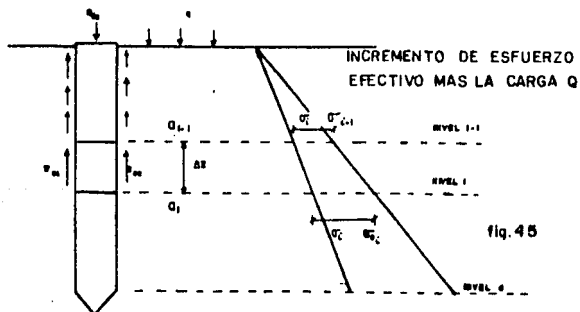
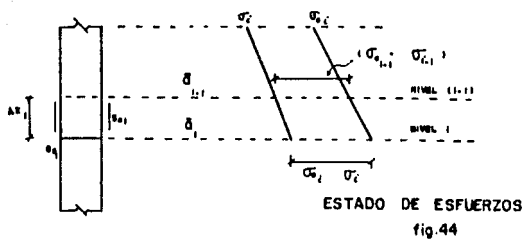
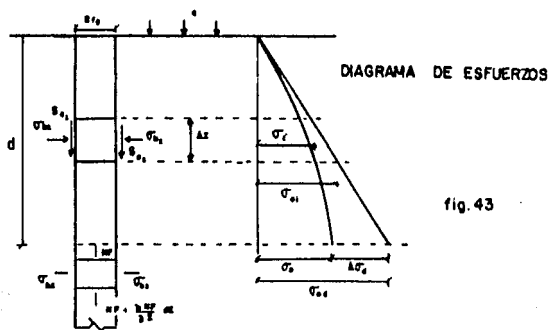


fig. 42



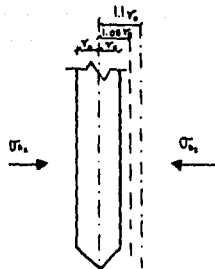


fig. 46

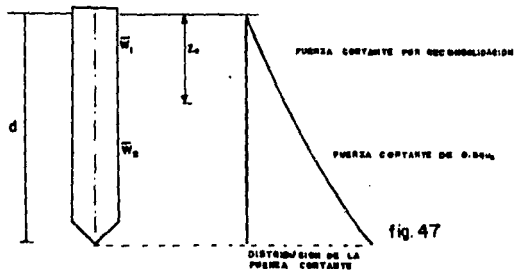


fig. 47

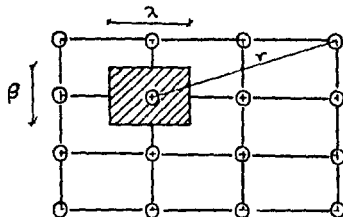


fig. 48

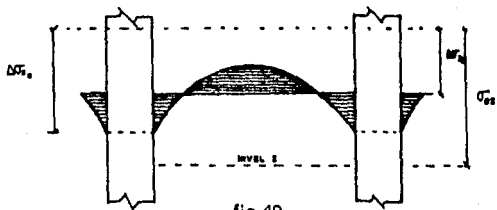


fig. 49

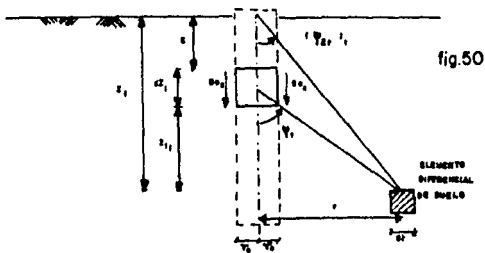


fig. 50

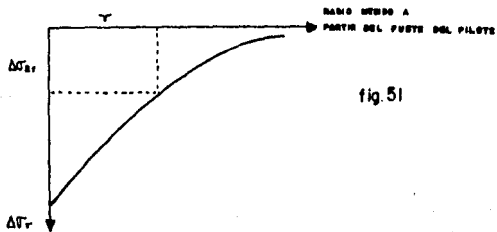


fig. 51

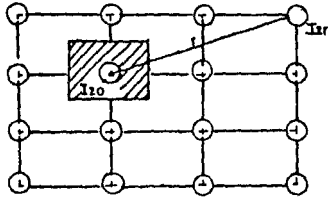


fig.52

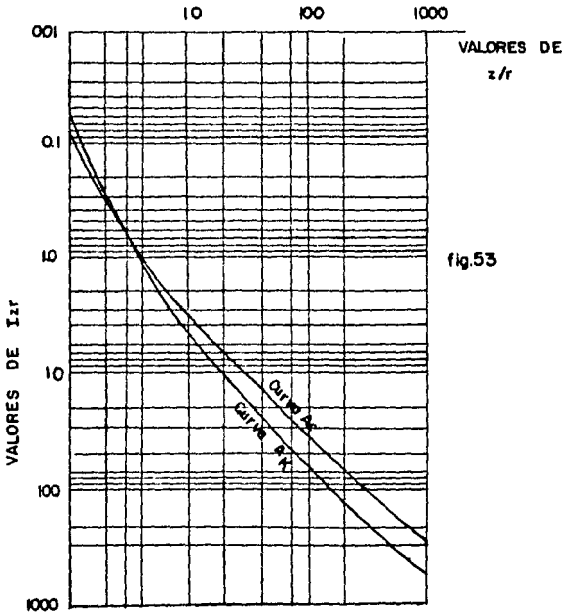


fig.53

CAPITULO V
CIMENTACIONES COMPENSADAS CON
PILOTES DE FRICCION

1. CIMENTACIONES COMPENSADAS CON PILOTES DE FRICCIÓN.

Como ya explicamos en capítulos anteriores, las cimentaciones compensadas representan una buena alternativa cuando el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga es bajo y los asentamientos son excesivos, en este sentido, las cimentaciones compensadas pueden utilizarse solas o en combinación con pilotes, aprovechando así, los beneficios que estos dos tipos de cimentaciones nos proporcionan. Por ejemplo, si se necesita construir un edificio con sótanos profundos, el levantamiento elástico en el fondo de la excavación puede ser crítico; si se utilizan pilotes de fricción diseñados apropiadamente, minimizan el problema, evitando la posibilidad de dañar las colindancias y permitiendo una construcción segura de la cimentación.

Se ha hecho mención de la importancia de conocer el nivel del agua en el terreno, si éste permanece estático o se comporta dinámicamente, ahora es necesario recalcar este fenómeno ya que afectará el diseño de los pilotes de fricción si no se considera. Bajo las condiciones mencionadas, los pilotes estarán sujetos a fuerzas de fricción últimas debidas al movimiento continuo entre el pilote y el suelo. Así, de esta forma, consideramos dos casos:

a) Los pilotes trabajarán bajo fricción positiva en la parte inferior, soportando las cargas del edificio y las fuerzas de

fricción negativa:

$$Q_a + (NF)_{z_0} = (PF)_{z_0} \quad \dots(178)$$

Q_a = capacidad de carga admisible en el grupo de pilotes.

El comportamiento del suelo de cimentación se puede observar en la fig. (54a).

Los asentamientos se calcularán utilizando la siguiente expresión:

$$s_c = \sum_{z_2}^d m_{\nu i} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z_i + \sum_{d}^f m_{\nu i} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z_i \quad \dots(179)$$

el segundo término es el asentamiento ocasionado por el incremento de esfuerzos Q/d al nivel d-d.

La fricción negativa, en la parte superior de un pilote del grupo, de $0 < z < z_0$, se calcula con los algoritmos ya mencionados - en el capítulo anterior.

$$\sigma_i = A_i \sigma_{oi} - B_i \sigma_{i-1} - C_i (NF)_{i-1} \quad \dots(180)$$

$$(NF)_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \bar{a}_i$$

La carga de un pilote es:

$$Q_i = (NF)_i + Q_a \quad \dots(181)$$

La integración se realiza de la superficie del terreno en condiciones límite $NF_{i-1}=0$ y $\sigma_{i-1}=0$, hasta la profundidad z_0 : --
 $(NF)_{z_0} = (\sigma_{oi} - \sigma_i)_{z_0} \cdot \bar{a}_{z_0}$.

Para el cálculo de la fricción positiva en la parte inferior de los pilotes, para $z_0 \leq z \leq d$:

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \bar{A}_i \bar{\sigma}_{oi} + \bar{B}_i \sigma_{i-1} + \bar{C}_i (PF)_{i-1} \\ (PF)_i &= (\sigma_i - \bar{\sigma}_{oi}) \bar{a}_i \end{aligned} \quad \dots (182)$$

y la carga en el pilote:

$$Q_i = (Q_a + (NF)_{z_0}) - (PF)_i \quad \dots (183)$$

aquí, $\bar{\sigma}_{oi}$ es el esfuerzo inicial obtenido del cálculo de (NF) en la parte superior de los pilotes a una profundidad z_0 :

$$\bar{\sigma}_{oi} = \sigma_{oi} - \frac{(NF)_{z_0}}{\bar{a}_0} \quad \dots (184)$$

se integrará de z_0 hacia abajo, a la elevación $z_0 - z_0$ se tiene --
 $\bar{\sigma}_{oi-1} = \sigma_{i-1}$ y $(PF)_{i-1} = 0$ y la carga en el pilote $Q_{z_0} = Q_a + (NF)_{z_0}$.
 $(NF)_{z_0}$ no se conoce, por lo que se integra (PF) con varios valores probables de $(NF)_{z_0}$ para una profundidad z_0 . Se obtienen las curvas B, fig. (54b), e interpolando, se localiza el punto donde $(NF)_{z_0} + Q_a = (Q)_{z_0}$.

b) Los pilotes trabajan totalmente por fricción positiva --

(PF), soportando parte de la carga total del edificio y permitiendo al suelo tomar una pequeña carga unitaria, ésto último, para fines de estabilidad, fig. (55).

En este tipo de cimentación, la carga por fricción positiva total $(PF)_d = Q_{fu}$ se calcula con los siguientes algoritmos:

$$\begin{aligned} \bar{V}_i &= \bar{A}_i \bar{V}_{0i} + \bar{B}_i \bar{V}_{i-1} + \bar{C}_i (PF)_{i-1} \quad \dots(185) \\ (PF)_i &= (\bar{V}_i - \bar{V}_{0i}) \bar{a}_i \end{aligned}$$

La carga en el pilote es:

$$Q_i = Q_{fu} - (PF)_i \quad \dots(186)$$

Los coeficientes de las fórmulas (180), (182) y (185) - se calculan con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \bar{A}_i &= \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} & A_i &= \frac{\bar{a}_i}{a_i + m_i \Delta z_i} \\ \bar{B}_i &= \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} & B_i &= \frac{m_i \Delta z_i}{a_i + m_i \Delta z_i} \\ \bar{C}_i &= \frac{1}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} & C_i &= \frac{1}{a_i + m_i \Delta z_i} \end{aligned} \quad \dots(187)$$

La integración se inicia a nivel de desplante, donde -----

$(PF)_{i-1} = 0$ y $\sigma_{i-1} = 0$, continuándose a todo lo largo del pilote hasta el nivel d-d.

En suelos tipo preconsolidado, se permite que el terreno tome una carga unitaria q_u adicional a Q_{fu} , por lo que a las cimentaciones compensadas con pilotes de fricción se pueden cargar -- con:

$$q_B = \bar{q}_B + \frac{(PF)_d}{\bar{a}} \quad \dots(188)$$

donde $\bar{a} = \bar{\alpha} \beta$ es el área tributaria nominal al nivel de desplazamiento y $(PF)_d = Q_{fu}$.

Para obtener el valor de $(PF)_d$ consideramos una carga \bar{q}_B -- aplicada en la superficie del terreno fig. (56), y utilizando -- los algoritmos descritos anteriormente, las condiciones límite -- serán $z=0$, $(PF)_{i-1}=0$ y $\sigma_{i-1} = q_B$.

El asentamiento se calcula integrando el área del incremento de esfuerzo total 1-2-3-3'-2'-1 fig. (56).

$$\delta = \sum_0^L m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z_i \quad \dots(189)$$

2. LEVANTAMIENTO ELÁSTICO.

Si los pilotes se hincan antes de la excavación desde la --

superficie del terreno, se tendrá un máximo beneficio de éstos, ya que evitarán levantamientos del suelo. El número de pilotes es un factor muy importante para evaluar, en el diseño, los levantamientos admisibles y los asentamientos subsecuentes.

Para evitar el fenómeno de levantamiento, es necesario realizar la excavación en dos etapas, primero se hincan los pilotes desde la superficie del terreno a la profundidad requerida y se excava hasta la profundidad h_1 , los esfuerzos producidos a este nivel serán $(\Delta \bar{\sigma}_{ex})_1$, en esta zona ocurrirá un levantamiento, restringido notablemente por los pilotes de fricción trabajando a tensión; esto es, la parte superior es "jalada" hacia arriba hasta que se alcanza un equilibrio estático a la profundidad z_1 , -- fig. (57). El esfuerzo residual en el suelo se calcula usando las siguientes expresiones:

$$\sigma_i = A_i \bar{\sigma}_{oi} + B_i \bar{\sigma}_{i-1} + \bar{C}_i (PF)_{i-1}$$

$$(PF)_i = (\sigma_i - \bar{\sigma}_{oi}) a_i \quad \dots(190)$$

el alivio de esfuerzos a cualquier profundidad es:

$$\Delta \bar{\sigma}_{oi} = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \quad \dots(191)$$

la integración se realiza desde $h-h$, aquí: $z=0$, $(PF)_{i-1}=0$ y ---
 $\bar{\sigma}_{oi-1} = \bar{\sigma}_{oi-1} - (\Delta \bar{\sigma}_{ex})_1$. El valor de z_i se determina cuando ---
 $(PF)_i = (\Delta \bar{\sigma}_{ex})_1 a_1$, la tensión en el pilote en la zona 1 es:

$$T_i = (PF)_i \quad \dots (192)$$

En la parte superior de los pilotes $T_{i-1} = 0$ a $z = z_1$, $T_i = T_a$, por lo que $(PF)_i = T_a$, fig. (57).

Como la fuerza de tensión T_a tiene que ser equilibrada se produce fricción negativa que puede calcularse como:

$$\begin{aligned} \sigma_{i-1} &= \bar{A}_{i-1} \sigma_{oi-1} + \bar{B}_{i-1} \sigma_i - \bar{C}_{i-1} (NF)_i \quad \dots (193) \\ (NF)_{i-1} &= (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1} \end{aligned}$$

para el nivel d-d:

$$\begin{aligned} (NF)_i &= (\Delta \sigma_{ex})_1 \cdot \bar{a}_1 \\ \sigma_i &= \sigma_{od} - (\Delta \sigma_{ex})_1 \end{aligned}$$

para el nivel d-z₂:

$$\begin{aligned} (NF)_{i-1} &= 0 \\ T_i &= T_a \end{aligned}$$

para cualquier profundidad entre z_2 y d:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{oi} &= (\sigma_{oi} - \sigma_i) \\ T_i &= T_a - (NF)_i \end{aligned}$$

El levantamiento elástico se calcula por medio de la siguiente

te expresión:

$$\sigma_e = \sum_0^{z_1} \rho_e \gamma_c^{Meil} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \sum_0^{d-z_2} \rho_e \gamma_c^{Meil} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \sum_0^z \rho_e \gamma_c^{Meil} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \sigma_R \quad \dots(194)$$

para suelos altamente estratificados $\gamma_c^{Me} = m_{ve}$, si esta condición no se presenta $\gamma_c = 1.0$

$$\sigma_R = \rho_e \gamma_c^{Mea} \Delta \sigma_{ep} (z_2 - z_1) \quad \dots(195)$$

esta última expresión es debida a un alivio adicional de esfuerzos $\Delta \sigma_{ep}$.

$$\sigma_R = \frac{\tau_a}{a_p \epsilon_p} (z_2 - z_1) \quad \dots(196)$$

$\epsilon_p = \text{módulo elástico de tensión.}$

3. REAPLICACION DE CARGA.

Concluida la primera etapa de excavación hasta h_1 el nuevo estudio de esfuerzos se muestra en la fig. (58), por la curva - 1'-2-3-4', a estos esfuerzos los llamaremos $\bar{\sigma}_{oi}$. La segunda etapa de excavación se hará por sustitución de pesos, de esta forma, no habrá cambios importantes en los esfuerzos. El esfuerzo efectivo $(\Delta \sigma_{ex})_2$ en esta etapa, a una profundidad h , será tomado -- por los pilotes que a su vez comenzarán a tener fricción positiva. La fricción que actúa hacia abajo en la parte inferior produ

ce una tensión T_a que se anulará cuando la carga en los pilotes llegue al valor de $(\Delta \sigma_{ex})_1 \bar{a}$, fig. (58). El esfuerzo inducido en la masa de suelo tiende a regresar a su estado inicial representada por la curva 3-4-5 en la parte baja de los pilotes, fig. (58), en este tipo de cimentación los pilotes y el suelo soportan una carga equivalente al esfuerzo vertical original al nivel h-h:

$$\sigma_{oh} = (\Delta \sigma_{ex})_1 + (\Delta \sigma_{ex})_2 \quad \dots(197)$$

En esta última expresión, $(\Delta \sigma_{ex})_2$ es tomado por los pilotes de fricción y $(\Delta \sigma_{ex})_1$ por el suelo entre los pilotes.

El asentamiento, debido a la reaplicación de la carga se calcula como:

$$\delta_s = \sum_{z_2}^L \rho_c m_{vi} (\sigma_{oi} - \sigma_{oi}') \Delta z_i \quad \dots(198)$$

ya que sólo corresponderá el área de esfuerzos de recompresión - 3-4'-5'-5-4-3, fig.(58).

Cuando la carga en los pilotes se incrementa, debido al abultamiento frédico en el terreno, la fricción positiva actúa a lo largo de cada uno de los pilotes desde z_1 hasta d-d, ésta se calcula paso a paso con:

$$\sigma_i = \bar{A}_i \bar{\sigma}_{oi} + \bar{B}_i \bar{\sigma}_{i-1} + \bar{C}_i (PF)_{i-1} \quad \dots(199)$$

$$(PF)_i = (\sigma_i - \bar{\sigma}_{oi}) \bar{a}_i$$

La carga última que el pilote puede soportar además de $(\Delta \sigma_{ex})_1 \bar{a}$ se obtiene integrando desde z_1 hasta el nivel d-d, al nivel z_1 :

$$(PF)_{i-1} = (PF)_{z_0} = 0$$

$$\sigma_{i-1} = (\sigma_{oi})_{z_1}$$

y a d-d:

$$\sigma_i = \sigma_d$$

$$(PF)_d = (\sigma_d - \bar{\sigma}_{od}) \cdot \bar{a}$$

Los valores de σ_{oi} se pueden conocer de la curva 2-3-4'-5'.

La carga total que se puede aplicar en los pilotes es:

$$Q_{fu} = (\Delta \sigma_{ex})_1 \bar{a} + (\sigma_d + \bar{\sigma}_{od}) \bar{a}_d \quad \dots (200)$$

y la carga unitaria equivalente total de la cimentación, que pueden soportar es:

$$q_h = (\Delta \sigma_{ex})_z + \frac{Q_{fu}}{\bar{a}} + u_h \quad \dots (201)$$

y el asentamiento esperado es:

$$s_s = \sum_{z_2}^k p_{cv} m_{vi} (\sigma_{oi} - \bar{\sigma}_{oi}) \Delta z_i + \sum_{z_1}^k m_{vi} (\sigma_i - \bar{\sigma}_{oi}) \Delta z_i \quad \dots (202)$$

4. RESISTENCIA POR PUNTA.

Generalmente la resistencia por punta de los pilotes de fricción es insignificante, esto sucede, cuando se cimienta en suelos de mediana a muy alta compresibilidad. Si es imprescindible su cálculo, este puede hacerse como:

$$Q_{pu} = a_p \cdot \sigma_c$$

σ_c = esfuerzo crítico de compresión confinada al nivel d-d.

a_p = área de la sección transversal de la punta del pilote.

5. EJEMPLO: CAJON CON PILOTES DE FRICCIÓN.

5.1 Descripción.

En este punto se presentan las teorías propuestas en los capítulos anteriores, aplicadas a un ejemplo técnico cuya finalidad es mostrar, en forma resumida, el uso de fórmulas y algoritmos analizados en esta tesis.

El objetivo es determinar la distribución de esfuerzos, análisis de expansiones, asentamiento por recompresión y por compresión.

sión del suelo, para una cimentación compensada con pilotes de fricción, de una estructura con planta rectangular de 60,00m por 16,00m, con un sótano desplantado a 6,40m bajo el nivel del terreno natural. La estructura transmite una carga, a nivel de losa de cimentación de 13.20 T/m^2 , sin considerar su presión a esa profundidad.

Se cuenta con información de campo y laboratorio.

$$u_{6.4m} = 0.38 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{diagrama de presiones de poro condición hidrodinámica})$$

$$q_h = 1.32 - 0.38 = 0.94 \text{ Kg/cm}^2$$

5.2 Forma de trabajar de los pilotes de fricción.

El sitio donde se ubicará el edificio, está sujeto a hundimiento regional, calculado del orden de 1,2 cm/año. Por esta razón, es conveniente que los pilotes trabajen a una capacidad última, tanto de fricción como en la punta, ya que de lo contrario, el edificio emergerá con respecto a la superficie del terreno.

5.3 Cálculo preliminar de la capacidad de carga última.

El subsuelo puede tomar la carga del edificio de la siguiente manera: una parte de esta carga la toma el suelo en el contacto de cimentación y la otra se transmite a los pilotes de -

fricción, que como ya se mencionó, trabajarán a capacidad de carga última.

El factor Rq , definido como la relación de carga pilote/suelo, en cimentaciones compensadas con pilotes de fricción conviene que se encuentre entre 1 y 4, y se escogerá a criterio del ingeniero:

$$1 < Rq \leq 4 \quad Rq = \frac{Q_{pu}}{q_a \bar{a}}$$

Q_{pu} = capacidad de carga última.
 q_a = esfuerzo de contacto cimentación-suelo.
 \bar{a} = área tributaria.

Para este caso, se tomará un $Rq = 1$, es decir, la mitad de la carga transmitida al subsuelo la tomarán los pilotes y la otra mitad actuará en el contacto suelo-losa de cimentación.

$$q_h = q_a(1 + Rq) \quad q_a = \frac{q_h}{1 + Rq} = \frac{0.94}{1 + 1} = 0.47 \text{ Kg/cm}^2$$

Para obtener el valor de Q_{pu} se calcularán las capacidades de carga por fricción y por punta.

La primera depende de la fricción entre pilote y suelo, de mediciones antiguas (ver capítulo IV), se tiene que:

$$\text{A una distancia } \bar{r}_0 = 1.05 r_0 ; S_{0z} = K\beta_z \sqrt{0z} \quad \dots(155)$$

$$\text{A una distancia } \bar{r}_0 = 1.10 r_0 ; S_{0z} = 0.3 q_{uz} \quad \dots(156)$$

$$\text{y donde: } K\beta = \frac{\tan \phi_r}{\bar{r}_\beta} \quad \bar{r}_\beta = \frac{1 + \sin^2 \phi_r}{1 - \sin^2 \phi_r}$$

Para la arcilla del Valle de México, se ha encontrado que α es del orden de 26° , en la práctica, este valor se debe determinar en el laboratorio en muestras de suelo remoldeadas a contenido de agua constante, consolidadas, aumentando el esfuerzo efectivo y después llevantas a la falla mediante corte directo entre pilote y suelo bajo presión hidrostática nula.

En la siguiente tabla se presentan los valores de $0.3qu$ para diferentes profundidades.

Estrato	Profundidad media m	Profundidad m	qu^* Kg/cm ²	$0.3qu$ Kg/cm ²	s cm	$(0.3qu)_m$ Kg/cm ²
1	6.65	6.40 - 7.00	0.74	0.222	60	0.222
2	7.35	7.00 - 9.50	0.52	0.156	250	0.156
3	9.80	9.50 - 10.50	0.80	0.240	100	0.194
	10.90	10.50 - 11.50	0.77	0.231	100	
	12.05	11.50 - 12.60	0.74	0.216	110	
	13.10	12.60 - 13.70	0.70	0.210	111	
B	13.95	13.70 - 14.50	0.72	0.216	80	0.216
	14.85	14.50 - 15.40	0.38	0.114	90	
	15.80	15.40 - 16.60	0.46	0.138	120	
4	17.20	16.60 - 17.40	0.64	0.192	80	0.147
	17.55	17.40 - 18.00	0.52	0.156	60	
	18.60	18.00 - 19.40	0.62	0.186	140	
	19.90	19.40 - 20.90	0.43	0.129	150	
5	21.60	20.90 - 23.00	0.64	0.192	210	0.171
	23.15	23.00 - 24.40	0.37	0.111	140	
	25.50	24.40 - 26.75	0.30	0.090	235	
6	27.55	26.75 - 28.30	0.81	0.243	155	0.0978
	29.05	28.30 - 29.60	0.66	0.198	130	
	30.10	29.60 - 30.00	0.77	0.231	40	
7						0.2235

* Se obtuvieron del pozo de muestreo

Los valores $0.3qu$ se obtuvieron como promedio pesado:

$$(0.3qu)_m = \frac{\sum (0.3qu) \Delta z_i}{\sum \Delta z_i}$$

A largo plazo, en el contacto suelo losa de cimentación, a

6.40 m de profundidad actuará un esfuerzo $q_a = 0.47 \text{ Kg/cm}^2$. La variación de este esfuerzo $\bar{\sigma}_{oi}$ con la profundidad se calcula a -- continuación. Por efecto de la fricción positiva en los pilotes, los esfuerzos en el suelo se ven incrementados; para determinar si lo que rige en la capacidad de carga última es el valor de -- $\bar{w}_1 K \bar{\sigma}_{oi}$, $u \bar{w}_2 (0.3 q_u)$, se puede tomar como primera aproximación -- $K \bar{\sigma}_{oi} = K \bar{\sigma}_{oi}$.

Para obtener la variación de $\bar{\sigma}_{oi}$ con la profundidad, se emplean los valores de influencia, correspondientes a presiones co locadas en el centro del área de $60 \times 16 \text{ m}$.

Profundidad z	Z	\bar{I}_x	I_x	$-\Delta \bar{\sigma}_z$ Kg/cm ²
6.65	0.25		0.991	0.0321
7.35	0.95		0.966	0.0313
9.80	3.40		0.879	0.0285
10.90	4.50	336	0.840	0.0272
12.05	5.65		0.792	0.0257
13.10	6.70		0.748	0.0242
13.95	7.55		0.712	0.0231
14.85	8.45		0.674	0.0218
15.80	9.40		0.634	0.0205
17.20	10.80	230	0.575	0.0186
17.55	11.15		0.565	0.0183
18.60	12.20		0.534	0.0173
19.90	13.50		0.495	0.0160
21.60	15.20	178	0.445	0.0144
23.15	16.75		0.415	0.0134
25.50	19.10		0.369	0.0119
27.55	21.15		0.320	0.0107
29.05	22.65		0.300	0.0106
30.10	23.70	112	0.280	0.0091

$$K_x = 0.0025$$

Del diagrama de esfuerzos efectivos Fig. (74), $\bar{\sigma}_{0.4} = 0.5024$

Los valores de influencia se obtuvieron de acuerdo a la teoría de Fröhlich. Carta de influencia para $x=2$. Fig. 80.

La disminución de esfuerzos a 6.40m toma el siguiente valor:

$$-\Delta\bar{\sigma}_{6.4m} = \sigma_{0,6.4} - q_a = 0.5024 - 0.47 = 0.0324 \text{ Kg/cm}^2$$

Los valores de $-\Delta\bar{\sigma}_z$ se obtienen multiplicando $-\Delta\bar{\sigma}_{6.4}$ por $1z$:

$$-\Delta\bar{\sigma}_z = -\Delta\bar{\sigma}_{6.4} \cdot 1z$$

Restando a la gráfica $\bar{\sigma}_0$ los valores de $\Delta\bar{\sigma}_z$, se obtiene la curva $\bar{\sigma}_0$ (ver Fig. 74), esto se muestra en la tabla siguiente:

Estrato	Profundidad m	z m	$\sigma_{0,1}$ Kg/cm ²	$\Delta\bar{\sigma}_z$ Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_{0,1}$ Kg/cm ²
1	6.65	0.25	0.511	0.0321	0.479
2	7.35	0.96	0.536	0.0313	0.505
3	9.80	3.40	0.622	0.0285	0.594
	10.90	4.50	0.641	0.0272	0.614
	12.05	5.65	0.675	0.0257	0.649
	13.10	6.70	0.679	0.0242	0.655
B	13.95	7.55	0.697	0.0231	0.674
4	14.85	8.45	0.706	0.0218	0.684
	15.80	9.40	0.706	0.0205	0.686
	17.20	10.80	0.709	0.0186	0.690
	17.55	11.15	0.709	0.0183	0.691
5	18.60	12.20	0.715	0.0173	0.698
	19.90	13.50	0.722	0.0160	0.706
	21.60	15.20	0.740	0.0144	0.726
6	23.15	16.75	0.755	0.0134	0.742
	25.50	19.10	0.755	0.0119	0.743
7	27.55	21.15	0.774	0.0107	0.763
	29.05	22.65	0.775	0.0106	0.764
	30.10	23.70	0.785	0.0091	0.776

Si se emplean pilotes de 40 cm de diámetro, tenemos:

$$K\phi = 0.326$$

$$\bar{w}_1 = 2\pi\bar{\sigma}_0 = 2\pi(1.05\sigma_0) = 131.947 \text{ cm}$$

$$\bar{w}_2 = 2\pi\bar{\sigma}'_0 = 2\pi(1.10\sigma_0) = 138.230 \text{ cm}$$

Estrato	Profundidad	Profundidad media	Δz	$\bar{w}_1 K \delta \bar{v}_0 z$	$\bar{w}_2 (0.3qu)$
1	6.40 - 7.00	6.70	-	20.69	30.69
2	7.00 - 9.30	8.15	1.45	22.97	21.56
A	9.30 - 9.60	9.45	-	24.99	-
3	9.60 - 13.70	11.65	2.20	27.40	26.82
B	13.70 - 14.50	14.10	2.45	29.08	29.86
4	14.50 - 18.00	16.25	2.15	29.55	20.32
5	18.00 - 23.00	20.50	4.25	31.23	23.64
6	23.00 - 26.50	24.75	4.25	-	13.52
C	26.50 - 27.00	26.75	-	-	-
7	27.00 - 30.00	28.50	1.75	-	30.89

De la tabla anterior podemos darnos cuenta que para el estrato número 1 no se cumple $\bar{w}_2(0.3qu) < \bar{w}_1 K \delta \bar{v}_0 z$, para el estrato B sucede lo mismo, pero no se tomará como tal debido a las aproximaciones de la gráfica. Por lo que la capacidad de carga última por fricción de los pilotes valdrá:

$$Q_{Lu} = \left[(PF)_{K_0} \right]_0^{z_0} + \bar{w}_2 \sum_{z_0}^d c_i \Delta z_i \quad c_i = 0.3qu$$

$$Q_{Lu} = \left[(PF)_{K_1} \right]_1^{z_1} + \bar{w}_2 \sum_{z_1}^z c_i \Delta z_i$$

$$(PF)_{30} = \bar{w}_1 K \delta \bar{v}_0 z \Delta z + \bar{w}_2 \sum_{z_1}^z c_i \Delta z_i$$

$$(\bar{w}_1 K \delta \bar{v}_0 z \Delta z)_1 = 20.69(30) = 620.70 \text{ kg} \quad ; \quad 0.621 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \bar{w}_2 \sum_{z_1}^z c_i \Delta z_i &= 21.56(145) + 26.82(220) + 29.86(245) + 20.32(275) \\ &\quad + 23.64(245) + 13.52(425) + 30.89(175) \\ &= 47909.85 \text{ Kg} \\ &= 41.92 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Por lo que la capacidad última por fricción será:

$$(PF)_{30} = 0.621 + 42.54 = 42.54 \text{ Ton}$$

La capacidad de carga por punta para condiciones de flujo plástico es:

$$Q_{pu} = a_p \sigma_b$$

Conforme a la estratigrafía del subsuelo, a una profundidad de desplante de los pilotes de 30.00m, existen dos estratos cercanos a ella, fig. (69).

estrato	profundidad m	σ_b (esfuerzo cíclico) Kg/cm ²
7	27.00 - 30.00	1.13
8	30.00 - 35.50	1.50

Se empleará un valor promedio de σ_b :

$$\sigma_{b30m} = \frac{1.13 + 1.50}{2} = 1.315 \text{ Kg/cm}^2$$

Para pilotes de 40 cm de diámetro:

$$a_p = \frac{\pi d^2}{4} = 1256.48 \text{ cm}^2$$

Por lo que la capacidad última de punta es:

$$Q_{pu} = 1256.48 \times 1.315 = 1652.48 \text{ Kg}$$

La capacidad de carga última de los pilotes será la suma de las capacidades por fricción y por puntas:

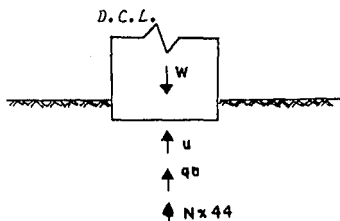
$$Q_{Lu} = (PF)_{30m} + Q_{pu}$$

$$Q_{Lu} = 42.54 + 1.652 = 44.192 \text{ Ton}$$

5.4 Número total y espaciamiento de los pilotes.

Para obtener el número total N de los pilotes, se conside--

san todas las fuerzas que actúan sobre el edificio:



$$W = 13.27 \text{ ton/m}^2 \times \text{área}$$

$$= 13.2 \times 16.6 = 12,672.0 \text{ Ton}$$

$$u = 3.8 \times 16 \times 60 = 3,648.0 \text{ T}$$

$$q_0 = 4.7 \times 16 \times 60 = 4,512.0 \text{ T}$$

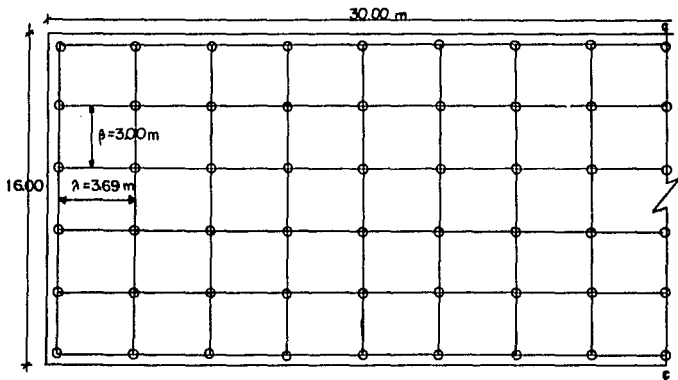
$$N \times 44 = 44 \text{ N}$$

Por equilibrio de fuerzas en "Y" : $F_y = 0$

$$W = u + q_0(\text{área}) + N(44)$$

$$0 = 12,672.0 - 3,648.0 - 4,512.0 - 44N$$

$$N = \frac{4512}{44} = 102 \text{ pilotes}$$



Distribución de los pilotes

El espacio mínimo recomendado en depósitos de arcillas es - de $N_0 = 3-4$ diámetros. Con la distribución anterior se obtiene -- que:

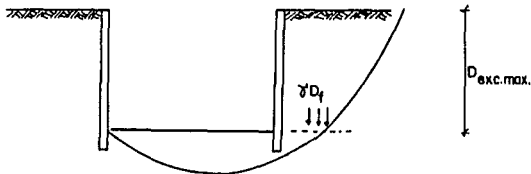
$$\beta = 3.0m \quad \text{y} \quad \lambda = 3.69m$$

5.5 Etapas de excavación.

Para evitar la falla de fondo, la profundidad de excavación deberá cumplir con lo siguiente:

$$\gamma D_{exc. máx.} = \frac{cN_c}{FS}$$

$D_{exc. máx.}$ = profundidad de excavación máxima.



Suponiendo que no hay sobrecarga alrededor de la excavación.

$$2c = q_u \quad ; \quad FS = 1.5$$

Por tanteos se tiene: (ver tabla en la siguiente página)

Como se puede observar, la profundidad máxima de excavación está por abajo de la profundidad de desplante escogida anteriormente, por lo que las etapas de excavación estarán en función de

D _r cm	q _u Kg/cm ²	c Kg/cm ²	D/B	N _c	$\frac{2}{3}cN_c$	γ Kg/cm ²	γ_{Dr}
100	0.39	0.195	0.0625	5.200	0.676	0.00127	0.127
200	0.39	0.195	0.1250	5.370	0.698	0.00127	0.254
300	0.39	0.195	0.1875	5.485	0.713	0.00127	0.381
385	0.39	0.195	0.2400	5.583	0.726	0.00127	0.489
400	0.52	0.260	0.2500	5.600	0.849	0.00132	0.509
450	0.52	0.260	0.2813	5.627	0.853	0.00132	0.575
500	0.52	0.260	0.3125	5.654	0.857	0.00132	0.641
515	0.52	0.260	0.3218	5.662	0.859	0.00132	0.674
600	0.50	0.250	0.3750	5.707	0.894	0.00132	0.773

Las características de la cimentación. Para nuestro ejemplo se excavará hasta 3.75m de profundidad directamente y de aquí hasta 6.40m, se hará por sustitución, excavando las zanjas de las contratrabes y colando éstas, sustituyendo el peso del suelo removido entre las contratrabes por peso de arena coladas entre ellas; por lo que la excavación se realizará en dos etapas:

$$h_1 = 3.75 \text{ m ; } \left[\Delta \sigma_{exc} \right]_1 = 0.385 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_2 = 2.65 \text{ m ; } \left[\Delta \sigma_{exc} \right]_2 = 0.480 - 0.385 = 0.095 \text{ Kg/cm}^2$$

Se obtienen del diagrama de presiones efectivas, ver fig. (73) El proceso constructivo propuesto da lugar a que por la excavación $h_1 = 3.75 \text{ m}$, se presenten expansiones del suelo y recompresiones subsiguientes que pueden ocasionar fuertes asentamientos de la cimentación, por lo que conviene hincar los pilotes antes de realizar la excavación, para que éstos tomen los esfuerzos por expansión del suelo y se reduzcan los asentamientos por recompresión.

5.6 Estado de esfuerzos en la masa de suelo y carga sobre los --

pilotes por la excavación hasta $h_1 = 3.75$ m.

La excavación hasta $h_1 = 3.75$ m tiende a provocar un decremento de esfuerzos en el suelo, alcanzando los valores de $\bar{\sigma}_i$ - calculados a continuación:

z m	Profundidad m	I_s	$-\Delta\sigma_z$	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_i$
0.25	6.65	0.991	0.3815	0.511	0.1295
0.95	7.35	0.996	0.3719	0.536	0.1641
2.40	9.80	0.879	0.3384	0.622	0.2836
4.50	10.90	0.840	0.3234	0.641	0.3176
5.65	12.05	0.792	0.3049	0.675	0.3701
6.70	13.10	0.748	0.2879	0.679	0.3911
7.55	13.95	0.712	0.2749	0.697	0.4221
8.45	14.85	0.674	0.2594	0.706	0.4466
9.40	15.80	0.634	0.2441	0.709	0.4649
10.80	17.20	0.575	0.2214	0.709	0.4876
11.15	17.55	0.565	0.2175	0.715	0.4975
12.20	18.60	0.534	0.2055	0.722	0.5165
13.50	19.90	0.495	0.1906	0.740	0.5494

$[\Delta\sigma_{exc.}]_1 = 0.385 \text{ kg/cm}^2$, por lo que hay que multiplicar I_z por este valor para obtener $\Delta\sigma_z$: $-\Delta\sigma_z = -[\Delta\sigma_{exc.}]_1 \cdot I_z$

$$\bar{\sigma}_i = \bar{\sigma}_0 - \Delta\sigma_z$$

Sin embargo, la presencia de los pilotes hace que el estado de esfuerzos cambie, ya que al expandirse el suelo por la liberación de esfuerzos se generan cargas de tensión en la parte superior de los pilotes y en la parte inferior; la primera por fricción positiva y la segunda por fricción negativa.

La obtención de los esfuerzos en la masa de suelo, de las - fricciones positiva y negativa entre pilotes y suelo, y la carga sobre los pilotes debido a la excavación hasta $h_1 = 3.75$ m, se -

encuentra a continuación:

Tracción Positiva.

Para el fuste superior de los pilotes de acuerdo a las ecuaciones 152 y 154, cuando: $\bar{w}_1 K \beta \sigma_i < \bar{w}_2 (0.3 qu)_i$

$$\sigma_i = \bar{A}_i \bar{\sigma}_{o_i} + \bar{B}_i \sigma_{i-1} + \bar{C}_i (PF)_{i-1}$$

$$(PF)_i = (\sigma_i - \bar{\sigma}_{o_i}) \bar{a}_i$$

donde:

$$\bar{A}_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} ; \bar{B}_i = \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} ; \bar{C}_i = \frac{1}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i}$$

$$m_i = \pi \bar{n}_o \cdot K \beta_i$$

Cuando $\bar{w}_1 K \beta \sigma_i > \bar{w}_2 (0.3 qu)_i$ de acuerdo a las ecuaciones 157 y - 156 :

$$(PF)_i = (PF)_{i-1} - \bar{w}_2 (0.3 qu)_i \Delta z_i$$

$$\sigma_i = \bar{\sigma}_{o_i} + (PF)_i / \bar{a}_i$$

Para utilizar los algoritmos anteriores, es necesario encontrar las áreas tributarias \bar{a}_i ; para una distribución de esfuerzos trapezoidal, es decir, una combinación de lineal y constante, que es el caso III (ver capítulo IV), $S_{o_z} = S_e + Kz$, ya que $\sigma_i = \bar{\sigma}_{o_i}$ para $z=0$, aumentando σ_i en forma aproximadamente lineal.

Caso III: $S_{o_z} = S_e + Kz$ para $z=0$

$$S_o = K \beta_i \sigma_i = K \beta_z \cdot \bar{\sigma}_{o_i}$$

$$S_o = 0.326(0.095) = 0.03097 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_o = S_e = 0.03097 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora bien, tenemos: $\bar{\pi}_o = 1.05(0.20) = 0.21 \text{ cm}$

$$\bar{a}_p = \frac{\pi d^2}{4} = 0.12566 \text{ m}$$

para la profundidad de $h=6.40\text{m}$ es posible utilizar la siguiente expresi3n, para obtener el 3rea tributaria equivalente:

$$\bar{a}_{ez} = \bar{a}'_{ez} - a_p$$

donde:

$$a'_{ez} = (2he + z) \pi z^2 / z \bar{I}z_K + he \bar{I}z_C$$

y

a_p = es el 3rea transversal del pilote.

$\bar{I}z_K$ e $\bar{I}z_C$ = son los valores de influencia, para cada caso, en cuanto a la distribuci3n de la fricci3n, indicados como sigue:

$$\bar{I}z_K = (\bar{I}z_0)_K + \sum_{k=1}^n I z_{Kk}$$

$$\bar{I}z_C = (\bar{I}z_0)_C + \sum_{c=1}^n I z_{Cc}$$

Prof. m	z m	z/h ₀	Caso I (Iz ₀) _K	Caso II (Iz ₀) _C	Caso I $\sum_{k=1}^n I z_{Kk}$	Caso II $\sum_{c=1}^n I z_{Cc}$	$\bar{I}z_K$	$\bar{I}z_C$	\bar{a}'_{ez}	\bar{a}_{ez}	\bar{a}_i
6.40	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7.00	0.60	2.86	0.53	-	-	-	0.53	1.05	1.543	1.41	1.42
7.45	3.05	14.52	8.00	11.00	-	-	8.00	11.00	1.74	3.61	3.61
13.70	7.30	34.76	20.00	25.00	3.83	5.52	23.83	28.83	7.74	7.51	7.51
14.50	8.10	38.57	22.00	-	-	-	-	-	-	-	7.95
18.00	11.60	55.24	35.00	40.00	12.86	23.32	47.86	52.86	9.98	9.85	9.85
23.00	16.60	79.05	49.00	59.00	-	-	49.00	59.00	18.89	18.76	18.76

Ahora si, podemos continuar con el c3lculo de la fricci3n - positiva utilizando los algoritmos antes citados:

$$h_1 = 3.75 \text{ m} \quad [\Delta f_{exc}]_1 = 3.85 \text{ Ton/m}^2 \quad [\Delta f_{exc}]_2 = 0.95 \text{ Ton/m}^2$$

$$\bar{f}_{oi} = \bar{f}_{oi} - \Delta f_2$$

METODO DE CALCULO

Para indicar como se utilizan los algoritmos en cada estrato, sólo se calcularán algunos de ellos, ya que el cálculo es repetitivo. Empecemos con el algoritmo: $\bar{w}_1 K \delta \sigma_i < \bar{w}_2 (0.3 \text{ qu})_i$

Para el estrato 1

$$(PF)_i = (PF)_0 + \bar{w}_2 (0.3 \text{ qu})_1 \Delta z_1 \\ = 0 + 3.069 (0.3) = 0.9207 \text{ Ton}$$

$$\sigma_i = \sigma_{0i} + (PF)_1 / \bar{a}_i = 1.30 + 0.9207 / 0.7086 = 2.599 \text{ Ton/m}^2$$

$$\bar{w}_1 K \delta \sigma_i = 1.3194 (0.326) 2.59 = 1.1141 \text{ Ton/m}$$

Para el estrato 1-2

$$(PF)_{1-2} = (PF)_1 + \bar{w}_2 (0.3 \text{ qu})_{1-2} \Delta z_{1-2} \\ = 0.9207 + 3.069 (0.3) = 1.8414 \text{ Ton}$$

$$\sigma_{1-2} = \sigma_{01-2} + (PF)_{1-2} / \bar{a}_{1-2} = 1.468 + 1.8414 / 1.4173 \\ = 2.7672 \text{ Ton/m}^2$$

$$\bar{w}_1 K \delta \sigma_{1-2} = 1.3194 (0.326) 2.7672 = 1.1902 \text{ Ton/m}$$

Para el estrato 2

$$(PF)_2 = (PF)_{1-2} + \bar{w}_2 (0.3 \text{ qu})_2 \Delta z_2 \\ = 1.8414 + 2.156 (1.15) = 4.3208 \text{ Ton}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{02} + (PF)_2 / \bar{a}_2 = 2.031 + 4.3208 / 2.5152 = 3.7489$$

$$\bar{w}_1 K \delta \sigma_2 = 1.32194 (0.326) 3.7489 = 1.6126$$

y así sucesivamente hasta el estrato 3-B donde: $\bar{w}_1 K \delta \sigma_i > \dots$

$\bar{w}_2 (0.3 \text{ qu}) \Delta z$:

$$\pi_{3-B} = \pi_{03-B} K \delta = \pi (1.05) (0.20) (0.326) = 0.21507$$

$$\bar{\pi}_{3-B} = \bar{\pi}_{3-B} / (\bar{\pi}_{3-B} - \pi_{3-B} \Delta z_{3-B}) = 7.5130 / (7.5130 - (0.21507) (2.05)) \\ = 1.06234$$

$$\bar{\beta}_{3-B} = \pi_{3-B} \Delta z_{3-B} / (\bar{\pi}_{3-B} - \pi_{3-B} \Delta z_{3-B}) = \frac{(0.21507) (2.05)}{7.5130 - (0.21507) (2.05)}$$

$$= 0.06234$$

$$\bar{C}_{3-B} = \frac{1}{\bar{a}_{3-B} - m_{3-B} \Delta z_{3-B}} = \frac{1}{7.5130 - (0.21507)(2.05)} = 0.14140$$

$$\bar{\sigma}_{3-B} = \bar{A}_{3-B} \bar{\sigma}_{0,3-B} + \bar{B}_{3-B} \bar{\sigma}_3 + \bar{C}_{3-B} (PF)_3$$

$$\bar{\sigma}_{3-B} = 7.06234(4.129) + 0.06234(5.8152) + 0.1414(13.024) \\ = 6.59055 \text{ Ton/m}^2$$

$$(PF)_{3-B} = (\bar{\sigma}_{3-B} - \bar{\sigma}_{0,3-B}) \bar{a}_{3-B} = (6.59055 - 4.129)7.5130 = 18.493 \text{ Ton}$$

$$\bar{w}_1 \kappa \theta \bar{\sigma}_{3-B} = 1.31947(0.32616.59055) = 2.83499 \text{ Ton/m}$$

El procedimiento se repite dependiendo del cumplimiento de la condición de $\bar{w}_1 \kappa \theta \bar{\sigma}_i$, $\bar{w}_2(0.3 \text{ qu}) \Delta z_i$

Est.	Prof. m	\bar{a}_i m ²	Δz_i m	$\bar{\sigma}_{0,i}$ Ton/m ²	$\bar{\sigma}_i$ Ton/m ²	$(PF)_i$ Ton	$\bar{w}_1 \kappa \theta$ Ton/m	$\bar{w}_2(0.3 \text{ qu})$ Ton/m	$\bar{\sigma}_{0,i}$ Kg/cm ²
-	6.40			1.25	1.25	-	-	-	-
1	6.70	0.709	0.30	1.30	2.59	0.9207	1.1141	<	3.069
1-2	7.00	1.417	0.30	1.468	2.767	1.8414	1.1903	<	3.069
2	8.15	2.525	1.15	2.031	3.749	4.3208	1.6126	<	2.156
2-3	9.45	3.613	1.30	2.665	4.637	7.1256	1.9940	<	2.156
3	11.65	5.563	2.20	3.474	5.815	13.0240	2.5014	<	2.682
3-B	13.70	7.513	2.05	4.129	6.591	18.4936	2.8349	>	2.682
B	14.10	7.731	0.40	4.262	6.803	19.6458	2.9262	<	2.986
B-4	14.50	7.948	0.40	4.370	6.991	20.8325	3.0071	>	2.986
4	16.26	8.901	1.75	4.722	7.683	26.3554	-	-	0.707
4-5	18.00	9.854	1.75	5.056	8.343	32.3871	-	-	0.712
5	20.50	14.308	2.50	5.962	8.872	41.6432	-	-	0.728
5-6	23.00	18.763	2.50	6.401	9.137	51.3262	-	-	0.755

Se puede observar que a partir de 14.60 m de profundidad se tiene $\bar{\sigma}_i = \bar{\sigma}_{0,i} = 7.025 \text{ Ton/m}^2$, por lo que:

$$(PF)_{14.6m} = (PF)_{14.5} + \bar{w}_2(0.3 \text{ qu})_{14.6} \Delta z_{14.6} \\ = 20.83253 + 1.38230(0.3)(4.744)(0.1) \\ = 20.92639 \text{ Ton}$$

La fricción positiva $(PF)_{14.6}$ tiene que ser equilibrada por la fricción negativa en el tramo inferior de los pilotes:

$$(NF)_{30m} = (PF)_{14.6} = 20.92639 \text{ Ton}$$

$$\sigma_{30m} = \sigma_{30} - \frac{(NF)_{30}}{a_{30}} = 7.875 - \frac{20.92639}{18.7633}$$

$$= 6.75972 \text{ Ton/m}^2$$

Con estas condiciones de frontera se pueden obtener los valores de σ_{i-1} y $(NF)_{i-1}$ trabajando de abajo hacia arriba, con los algoritmos siguientes:

$$\sigma_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}\sigma_{i-1} + n_i \Delta z_i \sigma_i - (NF)_i}{\bar{a}_{i-1} - n_i \Delta z_i}$$

$$(NF)_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1}$$

A continuación se presenta el cálculo de σ_{i-1} y $(NF)_{i-1}$, en la parte inferior de los pilotes, a manera de explicación se presentan sólo algunos cálculos:

$$\sigma_7 = \frac{\bar{a}_7 \sigma_7 + m_{7-8} \Delta \sigma_{7-8} - (NF)_{7-8}}{\bar{a}_7 - m_{7-8} \Delta z_{7-8}} \quad ; \quad (NF)_7 = (\sigma_7 - \sigma_7) \bar{a}_7$$

$$\sigma_7 = \frac{18.7633(7.7495) + 0.21507(1.50)(6.7597)}{18.7633 - 0.21507(1.50)} = 6.8085 \text{ Ton/m}^2$$

$$(NF)_7 = (7.7495 - 6.8085) 18.7733 = 16.5298 \text{ Ton}$$

$$\sigma_{6-7} = \frac{18.7633(7.6658) + 0.21507(1.50)(6.8085)}{18.7633 - 0.21507(1.50)} = 7.0237 \text{ Ton/m}^2$$

$$(NF)_{6-7} = (7.6658 - 7.0237) 18.7633 = 12.0481 \text{ Ton}$$

$$\sigma_6 = \frac{18.7633(7.5500) + 0.21507(1.75)(7.0237)}{18.7633 - 0.21507(1.75)} = 7.1721 \text{ Ton/m}^2$$

$$(NF)_6 = (7.5500 - 7.1721) 18.7633 = 7.0908 \text{ Ton}$$

Est.	Prof.	\bar{a}_i	Δz_i	σ_i	σ_i	$(NF)_i$
	"	m ²	"	Ton/m ²	Ton/m ²	Ton
7-8	30.00	cond. de front.		7.8450	6.7597	20.9263
7	28.50	18.763	1.50	7.7495	6.8685	16.5298
6-7	26.75	18.763	1.75	7.6658	7.0237	12.0481
6	24.75	18.763	2.00	7.5500	7.1721	7.0908
5-6	23.00	18.763	1.75	7.5500	7.5086	0.7761
5	20.50	14.308	2.50	7.2818	7.6257	- 4.9201
4-5	18.00	9.854	2.50	7.1157	8.4947	-13.5875
4	16.25	8.901	1.75	7.0675	9.6927	-23.3664
(B-4)	14.60	8.003	1.65	7.0243	10.9132	-31.1219

5.7 Decremento de esfuerzos bajo el nivel de desplante de los pilotes.

Al nivel de desplante de los pilotes (30.00m) se tiene un decremento de esfuerzos que vale:

$$\sigma_{o_{30}} - \sigma_{30} = \frac{(NF)_{30}}{a_{30}} = \frac{20.9264}{78.7633} = 1.1153 \text{ Ton/m}^2$$

Este decremento de esfuerzos se perderá con la profundidad siguiendo una ley de variación que se puede calcular con la teoría de la elasticidad:

$$-\Delta\sigma_z = -I_z (\sigma_{o_{30}} - \sigma_{30}) \quad ; \quad \sigma_z = \sigma_{o_z} - \Delta\sigma_z$$

$$-\Delta\sigma_z = I_z (0.11153) \text{ Kg/cm}^2$$

El cálculo se presenta en la siguiente tabla:

Prof. m	z m	Iz	$-\Delta\sigma_z$ Kg/cm ²	σ_{o_i} Kg/cm ²	σ_i Kg/cm ²
30.25	0.25	0.991	0.1105	0.7856	0.6751
30.95	0.95	0.966	0.1077	0.7877	0.6799
33.40	3.40	0.879	0.0980	0.7880	0.6899
34.50	4.50	0.840	0.0936	0.7880	0.6943
35.65	5.65	0.792	0.0883	0.7864	0.6981
36.70	6.70	0.748	0.0834	0.7843	0.6988
37.75	7.75	0.712	0.0794	0.7823	0.7029
38.45	8.45	0.674	0.0752	0.7808	0.7056
39.40	9.40	0.634	0.0707	0.7872	0.7164
40.80	10.80	0.575	0.0641	0.8054	0.7412
41.15	11.15	0.565	0.0630	0.8104	0.7474
42.20	12.20	0.534	0.0595	0.8260	0.7664
43.50	13.50	0.495	0.0552	0.8453	0.7900
45.20	15.20	0.445	0.0496	0.8780	0.8283
46.75	16.75	0.415	0.0463	0.9159	0.8696
49.10	19.10	0.369	0.0412	0.9686	0.9274
51.15	21.15	0.330	0.0368	1.0115	0.9747
52.65	22.65	0.300	0.0335	1.0442	1.0107
53.70	23.70	0.280	0.0312	1.0668	1.0371

5.8 Incremento de esfuerzos en el suelo debido a la carga sobre los pilotes.

Durante la construcción del edificio, la carga transmitida al subsuelo la tomarán primeramente los pilotes, ya que para que haya esfuerzos en el contacto losa de cimentación-subsuelo es necesario que los pilotes trabajen a su capacidad de carga última. A continuación se presenta el cálculo del incremento de esfuerzos en la masa del suelo debidos a la carga sobre los pilotes.

Hasta la profundidad $z_1 = 14.60$ m, los pilotes han desarrollado su capacidad de carga última por fricción positiva, por lo tanto, al aplicarse la carga sobre los pilotes, se desarrollará fricción positiva de este nivel hacia abajo, hasta la profundidad de desplante de los pilotes que es de 30.00m.

La obtención del incremento de esfuerzos y de la fricción positiva sobre los pilotes aparece a continuación:

Est.	Prof. m	\bar{w}_i cm ²	Δz_i m	σ_{oi} Ton/m ²	$(0.3qu)_i$ Ton/m ²	$(PF)_i$	σ_i'
	14.60	cond. de fric.		7.0240	1.470	0.0000	7.0240
4	16.60	8.9009	1.65	7.0675	1.470	3.3527	7.4440
4-5	18.25	9.8535	1.75	7.1157	1.710	6.9086	7.8168
5	20.50	14.3084	2.50	7.2818	1.710	12.8179	8.1776
5-6	23.00	18.7633	1.50	7.5500	1.710	16.3635	8.4221
6	24.75	18.7633	1.75	7.5500	0.978	18.7293	8.5482
6-7	26.75	18.7633	2.00	7.6658	0.978	21.4331	8.8081
7	28.50	18.7633	1.75	7.7495	2.235	26.8396	9.1799
7-8	30.00	18.7633	1.50	7.8450	2.235	31.4738	9.5224

A partir de 13.70 m hacia abajo $\bar{w}_2(0.3qu)_i, Lw_i, K\sigma_i'$, por lo que la fricción positiva del pilote se calculó empleando una re-

sistencia de $(0.3qu)_i$, de 14.60 m hacia abajo con los algoritmos:

$$(PF)_i = (PF)_{i-1} + \bar{w}_2(0.3qu)_i \Delta z_i \quad ; \quad \sigma'_i = \sigma_{oi} + \frac{(PF)_i}{a_i}$$

$$(PF)_{i-1} = (PF)_{14.60} = 0$$

Se presentan algunos ejemplos de las operaciones:

$$(PF)_4 = 0 + 1.47(1.65)1.3823 = 3.3527 \text{ Ton}$$

$$\sigma'_4 = 7.0675 + \frac{3.3527}{8.9009} = 7.444 \text{ Ton/m}^2$$

$$(PF)_{4-5} = 3.3527 + 1.3823(1.47)(1.75) = 6.9086 \text{ Ton}$$

$$\sigma'_{4-5} = 7.1157 + \frac{6.9086}{9.8535} = 7.8168 \text{ Ton/m}^2$$

$$(PF)_5 = 6.9086 + 1.3823(1.71)(2.50) = 12.8179 \text{ Ton}$$

$$\sigma'_5 = 7.2818 + \frac{12.8179}{14.3084} = 8.1776 \text{ Ton/m}^2$$

5.9 Incremento de esfuerzos en el suelo debido a la carga en el contacto losa de cimentación-suelo.

Después de que la carga del edificio fue tomada por los pilotes en su capacidad de carga última, empieza a haber un esfuerzo en el contacto suelo-losa de cimentación, el cual alcanza un valor máximo $q_a = 0.47 \text{ Kg/cm}^2$, al nivel $h = 6.40 \text{ m}$.

El suelo a la profundidad $h = 6.40 \text{ m}$, tiene un esfuerzo que vale:

$$[\Delta \sigma'_{exc}]_2 = 0.095 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que el incremento de esfuerzos es:

$$\Delta \sigma_a = 0.47 - [\Delta \sigma'_{exc}]_2 = 0.470 - 0.095 = 0.375 \text{ Kg/cm}^2$$

Prof. m	I _s	$\Delta\sigma_{za}$ Kg/cm ²	σ_i Kg/cm ²	σ'_i Kg/cm ²
6.65	0.991	0.3716	0.2590	0.6306
7.35	0.960	0.3622	0.3650	0.7272
10.90	0.840	0.3150	0.5400	0.8550
12.05	0.792	0.2970	0.5930	0.8900
13.10	0.748	0.2805	0.6250	0.9155
13.95	0.712	0.2670	0.6700	0.9370
14.85	0.674	0.2528	0.7100	0.9628
15.80	0.634	0.2378	0.7225	0.9703
17.20	0.575	0.2156	0.7640	0.9796
17.55	0.565	0.2119	0.7700	0.9819
18.60	0.534	0.2003	0.7880	0.9883
19.90	0.495	0.1856	0.8075	0.9931
21.60	0.445	0.1669	0.8285	0.9954
23.15	0.415	0.1556	0.8440	0.9996
25.50	0.369	0.1531	0.8675	1.0206
27.55	0.330	0.1238	0.9002	1.0240
29.05	0.300	0.1125	0.9300	1.1425
30.10	0.280	0.1050	0.9550	1.0600

$$\Delta\sigma_{za} = \Delta\sigma_a \cdot I_z = 0.375 \cdot I_z \quad ; \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_i = \sigma_i + \Delta\sigma_{ia}$$

5.10 Esfuerzo en la masa de suelo bajo el nivel de desplante de los pilotes.

Bajo el nivel de desplante de los pilotes (30m), se tiene un incremento de esfuerzo en el suelo con respecto a σ'_0 , provocado por:

a) Fricción positiva al nivel de desplante de los pilotes - (PF) 30m.

b) Efecto de la carga q_a aplicada al nivel de 6.40 m.

El incremento total de esfuerzo se puede observar a la profundidad de 30 m. Este incremento de esfuerzo irá disminuyendo con la profundidad con una ley de variación que se puede obtener con la teoría de la elasticidad.

$$\Delta\sigma_i^* = (\Delta\sigma)_{30m} \cdot I_z = 0.2738 I_z \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Prof. m	z m	Iz	$\Delta\sigma_i^*$ kg/cm ²	Prof. m	z m	Iz	$\Delta\sigma_i^*$ kg/cm ²
30.25	0.25	0.091	0.2713	41.15	11.15	0.565	0.1552
30.95	0.95	0.966	0.2645	42.20	12.20	0.534	0.1462
33.40	3.40	0.879	0.2407	43.50	13.50	0.495	0.1355
34.50	4.50	0.840	0.2300	45.20	15.20	0.445	0.1218
35.65	5.65	0.792	0.2168	46.75	16.75	0.415	0.1136
36.70	6.70	0.748	0.2048	49.10	19.10	0.369	0.1010
37.55	7.55	0.712	0.1949	51.15	21.15	0.330	0.0904
38.45	8.45	0.674	0.1845	52.65	22.65	0.300	0.0821
39.40	9.40	0.634	0.1736	53.70	23.70	0.280	0.0767
40.80	10.80	0.575	0.1574	-	-	-	-

El esfuerzo en la masa de suelo provocado por carga sobre los pilotes y por carga en el contacto losa de cimentación-suelo, se obtiene sumando $\Delta\sigma_i^*$ al esfuerzo efectivo inicial σ_{o_i} bajo la profundidad de 30m.

$$\sigma_i^* = \sigma_{o_i} + \Delta\sigma_i^*$$

A continuación se presenta la tabla con los resultados:

Prof. m	σ_{o_i} kg/cm ²	$\Delta\sigma_i^*$ kg/cm ²	σ_i^* kg/cm ²
30.25	0.7856	0.2713	1.0569
30.95	0.7877	0.2645	1.0522
33.40	0.7880	0.2407	1.0287
34.50	0.7880	0.2300	1.0180
35.65	0.7864	0.2168	1.0032
36.70	0.7843	0.2048	0.9891
37.55	0.7823	0.1949	0.9772
38.45	0.7808	0.1845	0.9653
39.40	0.7900	0.1736	0.9636
40.80	0.8054	0.1574	0.9628
41.15	0.8104	0.1552	0.9656
42.20	0.8260	0.1462	0.9722
43.50	0.8453	0.1355	0.9808
45.20	0.8780	0.1218	0.9998
46.75	0.9159	0.1136	1.0295
49.10	0.9686	0.1010	1.0695
51.15	1.0115	0.0914	1.1029
52.65	1.0442	0.0821	1.1263
53.70	1.0683	0.0767	1.1450

5.11 Capacidad de carga de los pilotes.

Con el diagrama de esfuerzos σ_i^+ Fig. (75), se puede calcular la fricción positiva sobre el pilote, una vez que la carga total del edificio actúa en el contacto suelo-losa de cimentación y sobre los pilotes. A continuación se muestran dichos valores:

Est.	Prof.	Δz	σ_i^+	$\bar{w}_1 K \theta \sigma_i^+$	$\bar{w}_2 (0.3qu)_i$
	"	"	Kg/cm ²	Kg/cm	Kg/cm
1	6.70	0.30	0.6306	27.125	< 30.69
2	8.15	1.45	0.7560	32.519	> 21.56
3	11.65	3.50	0.8780	37.766	> 26.82
B	14.10	2.45	0.9413	40.489	> 29.86
4	16.25	2.15	0.9733		20.30
5	20.50	4.25	0.9939		23.64
6	24.75	4.25	1.0139		13.52
7	28.50	3.75	1.0357		30.89

De la tabla se observa que a partir del estrato 2 se cumple que:

$$\bar{w}_1 K \theta \sigma_i^+ > \bar{w}_2 (0.3qu)_i$$

por lo que la fricción positiva (PF)_{30m} valdrá:

$$(PF)_{30m} = (\bar{w}_1 K \theta \sigma_i^+ \Delta z)_1 + \bar{w}_2 \sum_2^7 c_i \Delta z_i$$

$$(\bar{w}_1 K \theta \sigma_i^+ \Delta z)_1 = 27.125 (30) = 813.75 \text{ Kg} = 0.813 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \bar{w}_2 \sum_2^7 c_i \Delta z_i &= 21.56 (145) + 26.82 (350) + 29.86 (245) + 20.30 (- \\ &\quad 215) + 23.64 (425) + 30.89 (375) \\ &= 51,570.15 \text{ Kg} = 51.57 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$(PF)_{30m} = 51.57 + 0.813 = 52.38 \text{ Ton}$$

La capacidad última de los pilotes valdrá:

$$Q_{pu} = Q_{pu} + (PF)_{30m} = 52.38 + 1.65 = 54.03 \text{ Ton}$$

5.12 Análisis de expansiones.

La excavación directa hasta $h_p = 3.75m$ provoca expansiones -- del suelo por el decremento de esfuerzos debidos a ella. Los -- esfuerzos ocasionados por la excavación están representados por el esfuerzo σ_i .

5.12.1 Expansión del suelo.

La expansión elástica del suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta_e = \sum_0^z p_e \gamma_c m e_i (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \frac{d-z^2}{2} p_e \gamma_c m e_i (\sigma_{oi} - \sigma_i) + \sum_0^z p_e \gamma_c m e_i (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta \sigma_i + \delta_R$$

donde:

δ_R = alargamiento elástico del pilote.

$$\gamma_c = \frac{(1+\nu) + (1-2\nu)}{1-\nu}$$

$$p_e = \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_e} \right)^{c-1}$$

$$\sigma_R = \sigma_{oi} - \sigma_i$$

$$\sigma_e = \sigma_{oi}$$

y:

ν = es el módulo de Poisson, y que para arcillas y limos lacustres de alta compresibilidad adquiere un valor de 0.4.

σ_R = esfuerzo de descarga por excavación.

σ_e = esfuerzo de descarga total.

γ_c es una constante que para el caso de la excitación del Valle de México, se tiene un valor promedio de 1.5.

De esta forma se tiene que:

$$\gamma_c = \frac{(1 + 0.4) + (1 - 2(0.4))}{1 - 0.4} = 0.45$$

$$f_c = \left(\frac{\sigma_c}{\gamma_c}\right)^{0.5}$$

Utilizando las expresiones arriba mencionadas se obtienen los siguientes resultados:

Est.	σ_r kg/cm ²	σ_o kg/cm ²	Prof. m	σ_i kg/cm ²	f_c
1	0.2538	0.5128	6.70	0.2590	0.7035
2	0.1887	0.5636	8.15	0.3749	0.5786
3	0.0839	0.6655	11.65	0.5815	0.3552
4	0.0181	0.6984	14.10	0.6813	0.1609
5	0.0068	0.7068	16.25	0.7000	0.0977
6	0.0081	0.7281	20.50	0.7200	0.1055
7	0.0378	0.7550	24.75	0.7172	0.2237
8	0.0878	0.7746	28.50	0.6869	0.3366
9	0.1008	0.7880	32.75	0.6872	0.3576
10	0.0658	0.8008	40.45	0.7350	0.2866
11	0.0467	0.8936	45.90	0.8469	0.2286
	0.0349	1.0241	51.75	0.9891	0.1846

Aplicando la ecuación escrita anteriormente, es decir:

$$S_e = \sum \frac{3}{7} f_c i \gamma_c i n_{e_i} (\sigma_{o_i} - \sigma_i) \Delta z_i + \sum \frac{7}{7} f_c i \gamma_c i n_{e_i} (\sigma_{o_i} - \sigma_i) \Delta z_i + \sum \frac{11}{7} f_c i \gamma_c i n_{e_i} (\sigma_{o_i} - \sigma_i) \Delta z_i + \delta'_R$$

Presentándose los resultados en la siguiente tabla:

Prof. m	Est.	$f_c i$	$\gamma_c i$	γ_{o_i}	n_{e_i} cm ² /kg	$(\sigma_{o_i} - \sigma_i)$ kg/cm ²	Δz_i cm	$f_c i \gamma_c i n_{e_i} (\sigma_{o_i} - \sigma_i) \Delta z_i$
6.70	1	0.7035	0.40	0.45	0.0290	0.2538	60	0.1398
8.50	2	0.5786	0.40	0.45	0.0300	0.1887	230	0.3390
11.65	3	0.3552	0.40	0.45	0.0330	0.0840	410	0.1805
14.10	4	0.1609	0.30	0.73	0.0320	0.0181	80	0.0054
16.25	5	0.0977	0.35	0.62	0.0322	0.0068	350	0.0046
20.50	6	0.1055	0.35	0.62	0.0405	0.0081	500	0.0107
24.75	7	0.2237	0.40	0.45	0.0430	0.0378	350	0.0573
28.50	8	0.1133	0.35	0.62	0.0320	0.0878	300	0.0592
32.75	9	0.3575	0.40	0.45	0.0320	0.1008	550	0.2853
40.45	10	0.2866	0.30	0.73	0.0250	0.0658	590	0.2031
45.90	11	0.2286	0.30	0.77	0.0187	0.0467	420	0.0639
51.75		0.1849	0.30	0.77	0.0163	0.0349	670	0.0543

$\Sigma 1.3923$

$$\sum_{i=1}^{11} p_{ei} \gamma_{ci} \eta_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i = 1.3923 \text{ cm}$$

5.12.2 Alargamiento elástico de los pilotes.

Debido a la excavación, se produce en los pilotes continua---
tes una fuerza de tensión, ocasionada por la fricción positiva -
(PF) en la parte superior de los mismos y por la fricción negati
va (ΔF) en un tramo inferior.

El alargamiento de un pilote vale:

$$\delta'_R = \frac{T_a - \Delta T_a}{p_e \epsilon_p} (z_2 - z_1)$$

en donde:

$$\Delta T_a = \frac{T_a}{p_e \gamma_c \eta_{ea} \epsilon_p} \frac{\bar{a}}{a_p}$$

$$\epsilon_p = 10000 \sqrt{f'c} = 10000 \sqrt{250} = 158174 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\eta_{ea} = \eta_{e14.6} = 0.033 \text{ cm}^2/\text{Kg} ; p_e = 0.1609 ; \gamma_c = 0.73'$$

estos datos corresponden al estirato B:

$$T_a = 20.8 \text{ Ton} ; a_p = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0.40)^2}{4} = 0.12566 \text{ m}^2$$

$$T_a = 20800 \text{ Kg}$$

$$\bar{a}_{14.6} = 7.9484 \text{ m}^2 = 79484 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo:

$$\Delta T_a = \frac{20800}{(0.1609)(0.73)(0.033)(158174)} = 2146.80 \text{ Kg}$$

$$\delta'_R = \frac{20800 - 2146.80}{1256.6(158174)} (2250 - 1450) = 0.075 \text{ cm}$$

El alargamiento elástico del pilote δ'_R es 0,075 cm, sustituyendo valores:

$$\delta_e = 1,3923 + 0,075 = 1,46 \text{ cm}$$

Por lo tanto la expansión elástica del suelo después de la excavación al centro del área de 60 x 16 m del edificio, será -- del orden de 1.5 cm, hincando los pilotes antes de efectuar la excavación hasta la profundidad $h = 3.75\text{m}$.

En realidad, será necesario obtener la expansión del suelo en las orillas y en las esquinas de la excavación, para conocer la configuración de la expansión en: el área total.

5.13 Asentamiento por recompresión.

Después de efectuar la excavación y de haberse producido expansiones en el fondo de la misma, la carga del edificio se transmite a los pilotes en el contacto losa de cimentación-suelo, generando esfuerzos en el suelo que provocan asentamientos por recompresión.

El asentamiento por recompresión valdrá:

$$\delta_{rc} = \sum_{0,4}^{30} \rho_{ci} \text{ mvi} (\sigma_{0_i} - \sigma_i) \Delta z_i + \sum_{30}^{55} \rho_{ci} \text{ mvi} (\sigma_{0_i} - \sigma_i) \Delta z_i$$

Para simplificar el cálculo de la recompresión, se calculará el asentamiento únicamente bajo el centro del área total de -

60 x 30 m .

De la profundidad de 30 m hacia abajo, la diferencia entre σ_{0i} y σ_i va disminuyendo con la ley de variación elástica, por lo que entre 30.00 y 55.50 m de profundidad se pueden emplear -- las matrices de influencia correspondientes a cada una de las áreas en las que se divide el área total. Para efectuar esto, se supone que el decremento de esfuerzos al nivel de 30 m, tiene -- un valor de 1.0853 Ton/m² bajo el centro del área total, y es el mismo bajo cada una de las áreas a las que se divide la superficie total de la cimentación.

Esta misma hipótesis se puede considerar entre 6.40 y 30.00 m.

$$[S_{nc}]_{6.4}^{30} \sum_{i=1}^{30} P_{ci} m_{vi} (\sigma_{0i} - \sigma_i) \Delta z_i$$

el factor de recompresión P_c se obtiene con la siguiente fórmula:

$$P_c = \frac{1 + \frac{\sigma_e}{\sigma_e} (K_{vp})_e}{1 + (K_{vp})_e} P_e$$

$$(K_{vp})_e = \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_p}$$

De acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio Fig. (59) a (67), los estratos 1, 2, 3, 5 y 6 están formados -- por suelos homogéneos del tipo I (Capítulo II), mientras que los estratos 4, 7, 8, 9, 10 y 11 los forman suelos con cavidades del tipo II.

En suelos tipo I $(K_{vp})_e$ está dado por:

$$(K_{vp})_{eI} = \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}} = \frac{\beta \log \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (T_v - T_{v0}) \right] \right\}}{T (T_v - T_{v0})} \quad \text{para } t \geq t_c$$

$$\beta = \frac{m_z}{c_p} \quad ; \quad T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

La ecuación anterior $(K_{vp})_{eI}$ es válida para un incremento de carga lineal hasta un tiempo t_c ; en este caso se considera -- que el edificio se construye en dos años.

Para suelos con cavidades tipo II:

$$(K_{vp})_{eII} = \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}} = \beta \log \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (T_{vp} - T_{vc}) \right] \right\} \quad \text{para } t \geq t_c$$

Como la consolidación primaria ocurre rápidamente por la presencia de las cavidades $T(T_v - T_{v0}) = 1$. La determinación de $(K_{vp})_e$ se realizará para 2 y 10 años. Debido a que los parámetros m_{ep} , m_z , C_v y C_{vp} , dependen del nivel de esfuerzos efectivos, dichos parámetros se obtendrán para un esfuerzo intermedio entre σ_i y σ_{oi} . Ver la siguiente tabla:

SUELOS TIPO I (homogéneos)

Est.	Prof. media m	d cm	σ_i kg/cm ²	σ_{oi} kg/cm ²	$\frac{\sigma_i + \sigma_{oi}}{2}$ kg/cm ²	m_{ep} cm ² /Kg	m_z cm ² /Kg	C_v cm ² /Kg	β
1	6.70	60	0.2590	0.1300	0.1945	0.0280	0.0138	0.0013	0.0280
2	8.15	230	0.3749	0.2030	0.2889	0.0143	0.0080	0.0034	0.5614
3	11.65	410	0.5815	0.3474	0.4645	0.0205	0.0143	0.0014	0.6951
5	20.50	500	0.8872	0.5962	0.7417	0.0168	0.0135	0.0021	0.8060
6	24.75	300	0.7172	0.7550	0.7361	0.0210	0.0125	0.0030	0.5959

SUELOS TIPO II (con cavidades)

						C _{vp}			
4	16.25	350	0.7683	0.7668	0.7375	0.0170	0.0313	0.0001	1.8382
7	28.50	300	0.6869	0.7750	0.7309	0.0280	0.0125	0.0002	0.4464

De acuerdo con las condiciones de drenaje de los estratos considerados (Fig. 68) y del diagrama de esfuerzos efectivos de la Fig. (75), para el cálculo de los asentamientos por recompresión a 2 y 10 años respectivamente, se pueden estimar los siguientes estratos:

Est.	Prof. media m	σ_{ep} cm^2/Kg	β_m	C_u	C_{up}	$Hd/2$ m
1 y 2	7.85	0.01709	0.4510	0.0025	-	290
3	11.65	0.02050	0.6951	0.0014	-	205
6	24.75	0.02100	0.5952	0.0029	-	350
7	28.50	0.02800	0.4464	-	0.00016	300

$$s_{p_m} = \frac{\sum \sigma_{p_i} d_i}{\sum d_i} \quad ; \quad m = \frac{\sum \beta_i d_i}{\sum d_i} \quad ; \quad C_u = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{C_{u_i}}}$$

Para este cálculo no se consideran los estratos 4 y 5 porque a esas profundidades 14.5 a 23.0 m, entre las que está comprendido, $\bar{\sigma}_{oi} - \bar{\sigma}_i \approx 0$ Fig. (75), además, el estrato 3 drena hacia el estrato permeable B y el estrato 6 lo hace hacia el estrato permeable C.

Cálculo de los asentamientos por recompresión para 2 y 10 años respectivamente.

tiempo $t=2$ años $= 6.3072 \times 10^7$ seg

Est.	$T_v = T_v_0$	$\delta(T_v)$	$T_v - T_{01}$	T_{01}	$T_v \cdot T_v_0$	$F(T_v - T_{01})$	(Kvp)0
1 y 2	1.8750	0.83	0.60	1.275	-	0.830	0.2361
3	2.1600	0.86	0.70	1.460	-	0.860	0.3512
6	1.5200	0.78	0.505	1.015	-	0.505	0.5122
7	-	-	-	-	0.114	-	0.1940

Los valores de T_{01} se obtienen para la condición:

$$\delta(T_{01}) = F(T_{01} - T_{01})$$

$\delta(T_v)$ y $F(T_v)$ se obtuvieron de la Fig. (66), recordando que:

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad ; \quad T_{vp} = \frac{C_{vp} \cdot t}{H^2}$$

Los valores de $(K_{vp})_e$ se determinaron empleando las siguientes expresiones:

Estado Tipo I (homogéneos)

$$(K_{vp})_e = \frac{\Delta E_{vp}}{\Delta E_p} = \frac{\beta \log \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.2}{T_v - T_{v0}} (T_v - T_{vp}) \right] \right\}}{F(T_v - T_{v0})} \quad ; \quad t \geq t_c$$

Estado Tipo II (con cavidades)

$$(K_{vp})_e = \frac{\Delta E_{vp}}{\Delta E_p} = \beta \log \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.2}{E_{vp} - T_{vp}} (E_{vp} - T_{vp}) \right] \right\} \quad ; \quad t \geq t_c$$

tiempo $t = 10$ años $= 31.536 \times 10^7$ seg

Est.	T_{v0}	T_v ó T_{vp}	T_{v0}	$T_v - T_{v0}$	$F(T_v - T_{v0})$	$(T_{vp} - T_{vp})$	$(K_{vp})_e$	$(T_v - T_{v0})$
1 y 2	1.875	9.3745	0.60	8.7745	0.99	-	0.8659	7.4995
3	2.161	10.8059	0.70	10.1059	0.992	-	1.2471	8.6459
6	1.524	7.6201	0.78	6.8401	0.989	-	1.0230	6.1001
7	0.114	0.5676	-	-	-	0.4536	0.3885	-

Cálculo de P_c :

Para obtener el factor de recompresión P_c se emplea la ecuación:

$$P_c = \frac{1 + \frac{P_a}{P_e} (K_{vp})_e}{1 + (K_{vp})_e} P_e$$

tiempo $t = 2$ años

Est.	σ_r kg/cm^2	σ_e kg/cm^2	$(K_{vp})_e$	P_e	P_c	Prof. media
1 y 2	0.21690	0.5507	0.2361	0.6044	0.5344	7.85
3	0.08398	0.6655	0.3512	0.3552	0.2745	11.65
6	0.03779	0.7550	0.5122	0.2237	0.1517	24.75
7	0.08775	0.7746	0.1939	0.3366	0.2881	28.50

tiempo $t = 10$ años

Est.	σ_r	σ_e	$(K_{vp})_e$	P_e	P_c	Prof.
1 y 2	0.21690	0.5507	0.8659	0.6044	0.4344	7.85
3	0.08398	0.6655	1.2471	0.3552	0.1829	11.65
6	0.03779	0.7550	1.0230	0.2237	0.1162	24.75
7	0.08775	0.7746	0.3885	0.3366	0.2531	28.50

Otención de los módulos de deformación (mv_z)_{ic}:

El módulo de deformación está dado por:

Suelos tipo I (homogéneos)

$$mv_z = m_{ep} F(Tv - T_{01}) + m_z \cdot \text{Log} \left\{ 2.72 \left[\frac{1+z}{r} (Tv - T_{vc}) \right] \right\}$$

Suelos tipo II (con cavidades)

$$F(Tv - T_{01}) = 1$$

$$mv_z = m_{ep} + m_z \cdot \text{Log} \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1+z}{r} \right] \right\}$$

tipo de suelos	cat.	m_{ep} cm ² /Kg	β	T_{vc}	T_{01}	Tv	t = 2 años	
							$F(Tv - T_{01})$	mv_z
I	1 y 2	0.01709	0.4510	1.875	1.275	1.875	0.830	0.0175
I	3	0.02050	0.6951	2.160	1.460	2.161	0.860	0.0238
I	6	0.02100	0.5952	1.520	1.015	1.524	0.505	0.0160
II	7	0.02800	0.4464	0.114	-	0.114	-	0.0334

t = 10 años		
Tv	$F(Tv - T_{01})$	mv_z
9.3745	0.99	0.03157
10.8059	0.992	0.04569
7.6201	0.989	0.04201
0.5676	-	0.03887

5.13.1 Otención del asentamiento por recompresión entre 6.40 u

30.00 m.

Aplicando la ecuación:

$$\left[\Delta z \right]_{6.4}^{30} = \sum_{6.4}^{30} \rho_{ci} mv_z (\sigma_{oi} - \sigma_z) \Delta z_i$$

Para t = 2 años: $\left[\Delta z \right]_{6.4}^{30} = 1.70 \text{ cm}$

Para t = 10 años: $\left[\Delta z \right]_{6.4}^{30} = 3.80 \text{ cm}$

Prof. media m	$\sigma_i - \tau_i$ Kg/cm ²	Δz_i cm	tiempo=2 años			tiempo=10 años			Est.
			ρ_{ci}	η_{ci} cm ² /Kg	δ_{rc_i}	ρ_{ci}	η_{ci} cm ² /Kg	δ_{rc_i}	
7.85	0.2169	290	0.5344	0.0175	0.5893	0.4344	0.0316	0.8626	1 y 2
11.65	0.0840	410	0.2745	0.0238	0.2251	0.1829	0.0457	0.2878	3
24.75	0.0378	350	0.1517	0.0160	0.0322	0.1162	0.0420	0.0646	6
28.50	0.0878	300	0.2881	0.0334	0.2535	0.2531	0.3888	2.5904	7
			$\Sigma 1.1001$			$\Sigma 3.8054$			

5.13.2 Asentamiento por recompresión de 30.00 a 55.50 m de profundidad.

Los hundimientos por recompresión de 30.00 a 55.50 m de profundidad se calculan empleando las matrices de influencia $[\delta_{ic}]_{nc}$:

$$[\delta_{nc}] = [\delta_{ic}]_{nc}^T \cdot \{\sigma_i - \tau_i\}$$

El asentamiento por recompresión está dado por:

$$\delta_{nc} = \sum_{i=1}^{55.50} \rho_{ci} \eta_{ci} (\sigma_i - \tau_i) \Delta z_i = \sum_{i=1}^{11} \rho_{ci} \eta_{ci} (\sigma_i - \tau_i) \Delta z_i$$

Bajo el nivel -30.00m, los estratos 8, 9, 10 y 11 son los que sufren recompresión.

Obtención de ρ_c :
$$\rho_c = \frac{1 + \left(\frac{\sigma_c}{\tau_c}\right) (Z_{up})_e}{1 + (Z_{up})_e} \rho_c$$

Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Est.	Prof. media	σ_i	τ_i	$\frac{\sigma_i + \tau_i}{2}$	h	η_{ep}	η_c	C_{up}	β
		Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²		cm	cm ² /Kg	cm ² /Kg	
8	32.75	0.6872	0.7880	0.7376	550	0.2266	0.0105	0.000043	0.3947
9	39.40	0.7350	0.8008	0.7679	250	0.2167	0.0070	0.000113	0.4321
10	42.60	0.8469	0.8936	0.8703	163	0.1162	0.0090	0.000069	0.5556
11	49.75	0.9891	1.0066	0.0066	596	0.0096	0.0130	0.000142	1.3542

Los valores de m_{ep} , m_z y C_{vp} se obtuvieron de las fig. para el esfuerzo $\frac{F_i + G_i}{2}$.

Obtención de los módulos de deformación $(m_{vz})_{\alpha e}$

$$m_{vz} = m_{ep} + m_z \cdot \text{Log} \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{p} (T_{vp} - T_{vc}) \right] \right\} \text{ suelos tipo II}$$

$$m_{vz} = m_{ep} \left\{ 1 + p \cdot \text{Log} \left[2.72 \left(1 + \frac{1.7}{p} (T_{vp} - T_{vc}) \right) \right] \right\}$$

$$\text{donde: } (K_{vp})_e = p \cdot \text{Log} \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{p} (T_{vp} - T_{vc}) \right] \right\}$$

$$\text{por lo que: } m_{vz} = m_{ep} \left[1 + (K_{vp})_e \right]$$

$$T_{vc} = \frac{C_{VR} t_c}{H^2}; \quad T_{vp} = \frac{C_{VP} t}{H^2}$$

Est.	T _{vc}	tiempo=2 años			tiempo=10 años		
		T _{vp}	(K _{vp}) _e	m _{vz} cm ² /Kg	T _{vp}	(K _{vp}) _e	m _{vz} cm ² /Kg
8	8.9656x10 ³	8.9656x10 ³	0.1715	0.03116	4.4828x10 ²	0.1961	0.03181
9	1.7818x10 ¹	1.7818x10 ¹	0.1878	0.01984	8.9089x10 ¹	0.4385	0.02402
10	4.3520x10 ¹	4.3520x10 ¹	0.2414	0.02011	2.1760	0.6866	0.02732
11	2.5298x10 ²	2.5298x10 ²	0.5885	0.01525	1.2649x10 ¹	0.6588	0.01592

Est.	Prof. media m	Gr = G _i - G _i Kg/cm ²	G _e	t = 2 años		t = 10 años		
				(K _{vp}) _e	f _e	f _c	(K _{vp}) _e	f _c
8	32.75	0.1008	0.7880	0.1715	0.3576	0.3119	0.1961	0.3065
9	39.40	0.0658	0.8008	0.1978	0.2866	0.2450	0.4385	0.2064
10	42.60	0.0467	0.8936	0.2414	0.2286	0.1865	0.6866	0.1404
11	49.75	0.0349	1.0241	0.5885	0.1846	0.1185	0.6588	0.1138

Conociendo las matrices de influencia $[I_{wp}]_i^T$, provocadas por presiones unitarias, las deformaciones debidas a estas val-
dadas:

$$\{\bar{\delta}_n\}_{\alpha e} = [I_{wp}]_i^T \cdot \{w\}_{\alpha e} \quad \dots (203)$$

siendo $\alpha_{re_i} = (P_i m_{DZ} \Delta Z)_i$, de donde el vector $\{\alpha\}_{re}$ vale:

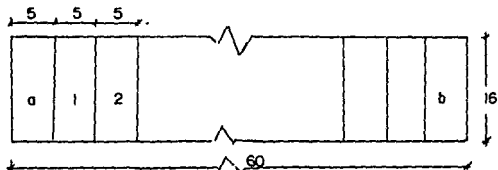
Est.	ΔZ cm	t = 2 años			t = 10 años		
		P_c	m_{DZ} cm ² /Kg	α cm ³ /Kg	P_c	m_{DZ}	α cm ³ /Kg
8	550	0.3119	0.0312	5.3453	0.3065	0.03181	5.3624
9	409	0.2450	0.0198	1.9443	0.2064	0.02240	1.9831
10	200	0.1865	0.0201	0.7501	0.1404	0.02732	0.7671
11	1190	0.1185	0.0152	2.1505	0.1138	0.01592	2.1559

Por lo tanto:

$$\{\alpha_{re}\}_{2 \text{ años}} = \begin{Bmatrix} 5.3453 \\ 1.9443 \\ 0.7501 \\ 2.1505 \end{Bmatrix}; \text{ cm}^3/\text{Kg} \quad \{\alpha_{re}\}_{10 \text{ años}} = \begin{Bmatrix} 5.3624 \\ 1.9831 \\ 0.7671 \\ 2.1559 \end{Bmatrix}$$

Matrices de Influencia.

El área total de 60 x 16 m en planta del edificio, se divide en 12 áreas de 5 m de ancho cada una:



Para una presión unitaria colocada sobre el área a, empleando los valores de influencia I_{re} determinados en el diseño de cimentaciones con pilotes, se obtiene la matriz de influencia $[I_{re}]_a$:

A R E A

z m	Est.	a	1	2	3	4	5	6 a b
2.75	8	0.760	0.078	0.011	0.0025	0.0010	0.0000	
9.40	9	0.203	0.129	0.057	0.0198	0.0092	0.0048	
12.60	10	0.128	0.096	0.058	0.0245	0.0121	0.0060	menor que
19.75	11	0.050	0.040	0.030	0.0200	0.0150	0.0100	0.010

Con el objeto de calcular hundimientos conviene tener la --
 transpuesta de $[I_{ap}]$, o sea $[I_{ap}]^T$, la que tiene el siguiente va-

lor:

$$[I_{ap}]_a^T = \begin{bmatrix} 0.760 & 0.230 & 0.128 & 0.050 \\ 0.078 & 0.129 & 0.096 & 0.040 \\ 0.011 & 0.057 & 0.058 & 0.030 \\ 0.003 & 0.020 & 0.025 & 0.020 \\ 0.001 & 0.009 & 0.012 & 0.015 \\ 0.000 & 0.005 & 0.006 & 0.010 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \end{bmatrix}$$

$$[I_{ap}]_1^T = \begin{bmatrix} 0.078 & 0.129 & 0.096 & 0.040 \\ 0.760 & 0.203 & 0.128 & 0.050 \\ 0.078 & 0.129 & 0.096 & 0.040 \\ 0.011 & 0.057 & 0.058 & 0.030 \\ 0.003 & 0.019 & 0.025 & 0.020 \\ 0.001 & 0.009 & 0.012 & 0.015 \\ 0.000 & 0.005 & 0.006 & 0.010 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \end{bmatrix}$$

y así sucesivamente, hasta obtener, para el área ó su transpuesta.

Aplicando la ec. (203) para el caso del área a por ejemplo, tenemos:

$$\{\bar{\delta}_{na}\}_{n,e} = [I_{ap}]_a^T \cdot \{t\}_{n,e}$$

para $t = 2$ años y para $t = 10$ años, de esta forma, la matriz --
 de desplazamientos provocados por cargas unitarias $[Si]_{n,e}^T$ que--
 da integrada como a continuación se muestra:

$$[S_{ij}]_{rc}^T = \begin{pmatrix} 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 & 0.0353 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 & 0.0353 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 & 0.0353 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 & 0.0353 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 & 0.0353 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0353 & 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 & 0.0353 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0353 & 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 & 0.0353 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0353 & 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 & 0.0353 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0353 & 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 & 0.0646 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0353 & 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 & 0.0786 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0353 & 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 & 0.2776 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0353 & 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 & 0.8258 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0353 & 0.0646 & 0.0786 & 0.2776 & 0.8258 & 4.6607 \end{pmatrix}$$

cm/Kg/cm²

Para obtener los asentamientos por recompresión bajo el nivel de desplante de los pilotes los valores de la matriz $[S_{ij}]_{rc}$ hay que multiplicarlos por el vector

$$\{\sigma_{oi} - \sigma_i\}_{30m} = \begin{pmatrix} 0.11153 \\ 0.11153 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0.11153 \\ 0.11153 \end{pmatrix} \begin{matrix} a \\ 1 \\ \vdots \\ \vdots \\ 10 \\ b \end{matrix} ; \text{Kg/cm}^2 ; \text{ así para } t=2 \text{ años :}$$

$$\{\delta_n\}_{rc2} = \{\sigma_{oi} - \sigma_i\}_{30m} \cdot [S_{ij}]_{rc2} = \begin{pmatrix} 5.9426 \\ 6.7684 \\ 7.0460 \\ 7.1246 \\ 7.1892 \\ 7.2245 \\ 7.2245 \\ 7.1842 \\ 7.1246 \\ 7.0460 \\ 6.7684 \\ 5.9426 \end{pmatrix} \times (0.11153) = \begin{pmatrix} 0.6628 \\ 0.7549 \\ 0.7858 \\ 0.7946 \\ 0.8018 \\ 0.8057 \\ 0.8018 \\ 0.7946 \\ 0.7858 \\ 0.7549 \\ 0.6628 \end{pmatrix} ; \text{cm}$$

de esfuerzos $\{\sigma_{oi} - \sigma_i\}$ que actúa al nivel de -30.00 m.

Matriz de desplazamientos provocados por carga unitaria, para $t = 10$ años.

$$[\delta_{ij}]^T r_{e_{10m}} = \begin{pmatrix} 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 & 0.0347 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 & 0.0347 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 & 0.0347 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 & 0.0347 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 & 0.0347 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0347 & 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 & 0.0347 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0347 & 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 & 0.0347 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0347 & 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 & 0.0347 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0347 & 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 & 0.0652 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0347 & 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 & 0.1146 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0347 & 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 & 0.2812 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0347 & 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 & 0.8340 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0347 & 0.0652 & 0.1146 & 0.2812 & 0.8340 & 4.6840 \end{pmatrix}$$

Asentamientos por recompresión para $t = 10$ años.

$$\{ \sigma_{oi} - \sigma_{ci} \}_{30m} = \begin{pmatrix} 0.11153 \\ 0.11153 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0.11153 \\ 0.11153 \end{pmatrix} \begin{matrix} a \\ t \\ \vdots \\ \vdots \\ 10 \\ k \end{matrix} \quad K_g/cm^2. \text{ Así } \{ \delta_{ij} \}_{r_{e_{10}}} = [\delta_{ij}]^T r_{e_{10}} \{ \sigma_{oi} - \sigma_{ci} \}_{30m}$$

$$\begin{pmatrix} 6.0147 \\ 6.8487 \\ 7.1299 \\ 7.2445 \\ 7.3097 \\ 7.3454 \\ 7.3454 \\ 7.3097 \\ 7.2445 \\ 7.1299 \\ 6.8487 \\ 6.0147 \end{pmatrix} \times 0.11153 = \begin{pmatrix} 0.6708 \\ 0.7638 \\ 0.7952 \\ 0.8080 \\ 0.8152 \\ 0.8192 \\ 0.8192 \\ 0.8152 \\ 0.8080 \\ 0.7952 \\ 0.7638 \\ 0.6708 \end{pmatrix} \text{ cm}$$

5.14 Asentamientos por compresión del suelo.

Según se puede observar de la fig. (75) el esfuerzo σ_i' debido a la carga sobre los pilotes y en el contacto losa de cimentación-suelo es mayor que el esfuerzo inicial σ_{oi} por lo que ocurrirán hundimientos de la cimentación por compresión de los estratos que existen de 6.40 m hacia abajo.

El asentamiento por compresión está dado por:

$$S_c = \sum_{6.40}^{30.00} m_{vi} (\sigma_i' - \sigma_{oi}) \Delta z_i + \sum_{30.00}^{55.50} m_{vi} (\sigma_i' - \sigma_{oi}) \Delta z_i$$

Se calculará el asentamiento para los pilotes centrales por consolidación de los estratos entre 6.40 y 30.00 m de profundidad y empleando las matrices de influencia para los estratos comprendidos entre 30.00 y 55.50 m de profundidad.

5.14.1. Obtención de los parámetros m_{vi} , n_{vi} , C_v y C_{vp} .

Para determinar el módulo de deformación m_{vi} se requiere -- conocer antes los parámetros n_{vi} , C_v y C_{vp} , cuya obtención -- se muestra a continuación:

Est.	Prof. media m	d cm	σ_{oi} Kg/cm ²	σ_i' Kg/cm ²	$\frac{\sigma_{oi} + \sigma_i'}{2}$ Kg/cm ²	n_{ep} cm ² /Kg	n_t cm ² /Kg	C_v cm ² /seg	C_{vp} cm ² /seg	ϕ
1	6.70	60	0.5128	0.6306	0.5717	0.0186	0.0253	0.00310	-----	1.3602
2	8.15	230	0.5636	0.7560	0.6598	0.0226	0.0175	0.00170	-----	0.7743
3	11.65	410	0.6655	0.8780	0.7718	0.0165	0.0245	0.00164	-----	1.4848
4	16.25	350	0.7068	0.9733	0.8401	0.0426	0.0340	-----	0.00008	0.7981
5	20.50	500	0.7281	0.9939	0.8610	0.0171	0.0149	0.00311	-----	0.8713
6	24.75	350	0.7550	1.0139	0.8845	0.0209	0.0157	0.00255	-----	0.7368
7	28.50	300	0.7746	1.0357	0.9052	0.0272	0.0317	-----	0.00023	1.1654
8	32.75	550	0.7880	1.0349	0.9115	0.0258	0.0143	-----	0.00004	0.5543
9	39.40	400	0.7900	0.9636	0.8768	0.0162	0.0088	-----	0.00007	0.5432
10	42.60	200	0.8319	0.9748	0.9034	0.0160	0.0090	-----	0.00006	0.5625
11	49.75	1190	0.9822	1.0801	1.0312	0.0095	0.0130	-----	0.00014	0.3542

Los valores de m_{ep} , m_{Σ} , C_v y C_{vp} se calcularán para un estrato intermedio $\sigma'_i + \sigma'_o$ de las fig. (74) y (75).

De acuerdo a las condiciones de drenaje para la consolidación de los estratos, fig. (80), se consideran los siguientes estratos representativos:

Estr.	h	m_{ep}	m	C_{vm}	C_{vp}
	cm	$\frac{cm^2}{Kg}$		$\frac{cm^2}{seg}$	$\frac{cm^2}{seg}$
1 y 2	290	0.0218	0.8955	0.0018	-----
3	205	0.0165	1.4848	0.0016	-----
4,5,6	600	0.0256	0.8107	0.0037	-----
7	300	0.0272	1.1654	-----	0.000226
8	550	0.0258	0.5543	-----	0.000044
9	200	0.0162	0.5432	-----	0.000067
10	100	0.0160	0.5625	-----	0.000063
11	595	0.0096	1.3542	-----	0.000143

Según se puede observar de la fig. (69), los estratos 5 y 6 están formados por suelos homogéneos (Tipo I), mientras que el 4 está constituido por suelos con cavidades (Tipo II), por lo que para obtener el C_{vm} del estrato representativo de los tres (Tipo I), al estrato 4 se le asigna un coeficiente de permeabilidad k , 10 veces mayor que el estrato 6, el cual está formado por un suelo similar al 4:

$$k_6 = C_{v6} m_{ep6} \gamma_w = 5.25 \times 10^{-8} \text{ cm/seg}$$

$$k_4 = 10 k_6 = 5.25 \times 10^{-7} \text{ cm/seg}$$

$$C_{v4} = \frac{k_4}{m_{ep4} \gamma_w} = 0.01196 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

En rigor, los estratos 7 y 8 se deberán tratar como un sólo estrato representativo de ellos, pero como se realiza el cálculo de los hundimientos por compresión del suelo, de 6.40 a 30.00m - bajo los pilotes centrales, y de 30.00 a 55.50 m de profundidad

empleando las matrices de influencia, se puede considerar el espesor efectivo de cada uno como el espesor total de ellos, drenando el estrato 7 hacia el estrato C II el 8 hacia el D, fig. (69). El error que se comete con esta consideración es pequeño.

Para obtener los valores promedio de los parámetros:

$$m_{ep} = \frac{\sum m_{epi} \cdot d_i}{\sum d_i} ; \beta_m = \frac{\sum \beta_i \cdot d_i}{\sum d_i} ; C_{vii} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{C_{vi}}} ; \beta = \frac{m_L}{m_{ep}}$$

Módulos de deformación:

Suelos homogéneos Tipo I:

$$m_{vL} = m_{ep} \left\{ F(Tv - T_{01}) + \beta \cdot \text{Log} \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (Tv - T_{vc}) \right] \right\} \right\}$$

Suelos con cavidades Tipo II:

$$m_{vL} = m_{ep} \left\{ 1 + \beta \cdot \text{Log} \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (Tv - T_{vc}) \right] \right\} \right\}$$

En la siguiente tabla se presenta el cálculo de los valores de m_{vL} .

Est.	suelo tipo	m_{ep} cm ² /Kg	β_m	T_{vc}	$T_{vc}-T_{01}$	Para t = 2 años				m_{vL} cm ² /Kg
						T_{01}	T_v	T_v-T_{01}	$F(T_v-T_{01})$	
1 y 2	I	0.0218	0.8955	1.4099	0.50	0.9099	1.4099	0.50	0.76	0.02505
3	I	0.0105	1.4848	2.4613	0.75	1.7113	2.4613	0.75	0.87	0.02500
5, 4, 6	I	0.0256	0.8107	0.6449	0.29	0.3549	0.6449	0.29	0.58	0.02387
7	II	0.0272	1.1654	0.1584	----	----	0.1584	----	----	0.04098
8	II	0.0258	0.5543	0.0092	----	----	0.0092	----	----	0.03201
9	II	0.0162	0.5432	0.1056	----	----	0.1056	----	----	0.02002
10	II	0.0150	0.5625	0.3974	----	----	0.3974	----	----	0.01991
11	II	0.0095	1.3542	0.0255	----	----	0.0255	----	----	0.01525

Para t = 10 años

7.0497	6.1398	0.992	0.05097
12.3067	10.5954	1.000	0.05382
3.2246	2.8697	0.990	0.05111
0.7919	-----	-----	0.04999
0.0459	-----	-----	0.03268
0.5282	-----	-----	0.02324
1.9868	-----	-----	0.02678
0.1274	-----	-----	0.01643

$$T_D = \frac{C_v t}{H^2} \quad ; \quad T_{vc} = \frac{C_{vc} t_c}{H^2}$$

$$t_c = 2 \text{ años} = 6.3072 \times 10^{-7} \text{ seg}$$

Los valores de T_{01} se obtienen para la condición :

$$\delta(T_{vc}) = T(T_{vc} - T_{01})$$

Obtención del asentamiento por compresión del suelo entre -
6.40 y 30.00 m.

$$[S_c]_{6.40}^{30.00} = \sum_{i=1}^7 m v_{zi} (\sigma_i^* - \sigma_{oi})$$

Ent.	Prof. media m	$\sigma_i^* - \sigma_{oi}$ Kg/cm ²	Δz_i cm	$m v_{zi}$ cm ² /Kg	δc_i cm	$m v_{zi}$ cm ² /Kg	δc_i cm
1 y 2	7.85	0.1770	290	0.02505	1.2858	0.05097	2.61629
3	11.65	0.2125	205	0.02500	1.0891	0.05382	2.34450
4,5,6	20.50	0.2640	1200	0.02387	7.5620	0.05111	16.19160
7	28.50	0.2611	300	0.04098	3.2099	0.04999	3.95570
					<u>13.1467</u>		<u>25.06</u>

$$[S_c]_{6.40}^{30.00} = 13.15 \text{ cm} \quad ; \quad \text{para 2 años}$$

$$[S_c]_{6.40}^{30.00} = 25.06 \text{ cm} \quad ; \quad \text{para 10 años}$$

Hundimientos por compresión del suelo 30.00 y 55.50 m de --
profundidad.

$$\{S_n\}_c = [S_c]_c \cdot \{\sigma_i^* - \sigma_{oi}\}$$

$$= \int_{30.00}^{55.50} m v_{zi} (\sigma_i^* - \sigma_{oi}) \Delta z_i$$

$$= \int_{i=8}^{11} m v_{zi} (\sigma_i^* - \sigma_{oi}) \Delta z_i$$

Por lo que:

$$\{\bar{\delta}_n\}_c = [I_{nc}]_c \cdot \{\sigma\}_c$$

donde: $\{d_c\} = \{m v_t; \Delta z_t\}$

Para obtener el vector d_t

Est.	Z cm	$m v_t$ cm^2/Kg	Δz_t años cm^3/Kg	$m v_t$ cm^2/Kg	Δz_t años cm^3/Kg
8	550	0.032010	17.6055	0.03268	17.9740
9	400	0.020010	8.0080	0.02324	9.2960
10	200	0.019911	3.9822	0.02678	5.3560
11	1190	0.015250	18.1475	0.01643	19.5520

Por lo tanto:

$$\{d_c\}_{2 \text{ años}} \begin{Bmatrix} 17.606 \\ 8.008 \\ 3.982 \\ 18.148 \end{Bmatrix} ; cm^3/Kg \quad \{d_c\}_{10 \text{ años}} \begin{Bmatrix} 17.974 \\ 9.296 \\ 5.356 \\ 19.552 \end{Bmatrix} ; cm^3/Kg$$

Utilizando la matriz de influencia $[I_{\theta}]_a^T$

$$\{\delta_{na}\}_c = [I_{\theta}]_a^T \cdot \{d_c\}$$

para $t = 2$ años

$$\{\delta_{na}\}_{c_{2 \text{ años}}} \begin{Bmatrix} 0.7600 & 0.2030 & 0.1280 & 0.0500 \\ 0.0780 & 0.1290 & 0.0960 & 0.0400 \\ 0.0110 & 0.0570 & 0.0580 & 0.0300 \\ 0.0025 & 0.0198 & 0.0245 & 0.0200 \\ 0.0010 & 0.0092 & 0.0121 & 0.0150 \\ 0.0000 & 0.0048 & 0.0060 & 0.0100 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \end{Bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 17.606 \\ 8.008 \\ 3.982 \\ 18.148 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 16.423 \\ 3.145 \\ 1.426 \\ 0.663 \\ 0.412 \\ 0.244 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{Bmatrix} ; cm/Kg/cm^2$$

para $t = 10$ años

$$\{\delta_{na}\}_{c_{10 \text{ años}}} \begin{Bmatrix} 0.7600 & 0.2030 & 0.1280 & 0.0500 \\ 0.0780 & 0.1290 & 0.0960 & 0.0400 \\ 0.0110 & 0.0570 & 0.0580 & 0.0300 \\ 0.0025 & 0.0198 & 0.0245 & 0.0200 \\ 0.0010 & 0.0092 & 0.0121 & 0.0150 \\ 0.0000 & 0.0048 & 0.0060 & 0.0100 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \end{Bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 17.974 \\ 9.296 \\ 5.356 \\ 19.552 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 17.211 \\ 3.897 \\ 1.625 \\ 0.751 \\ 0.462 \\ 0.272 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{Bmatrix} ; cm/Kg/cm^2$$

Matriz de desplazamientos provocados por cargas unitarias.

$$\begin{matrix}
 \left[\delta_i \right]_c^T \\
 \text{años} \\
 \text{cm/Kg/cm}^2
 \end{matrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 6.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 & 0.412 & 0.244 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\
 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 & 0.412 & 0.244 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\
 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 & 0.412 & 0.244 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\
 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 & 0.412 & 0.244 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\
 0.412 & 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 & 0.412 & 0.244 & 0.000 & 0.000 \\
 0.244 & 0.412 & 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 & 0.412 & 0.244 & 0.000 \\
 0.000 & 0.244 & 0.412 & 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 & 0.412 & 0.244 \\
 0.000 & 0.000 & 0.244 & 0.412 & 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 & 0.412 \\
 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.244 & 0.412 & 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 & 0.663 \\
 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.244 & 0.412 & 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 & 1.426 \\
 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.244 & 0.412 & 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423 & 3.145 \\
 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.244 & 0.412 & 0.663 & 1.426 & 3.145 & 16.423
 \end{bmatrix}$$

desplazamientos por compresión para $t = 2$ años.

$$\left\{ \sigma_c - \sigma_{oc} \right\}_{30} = \left\{ \begin{matrix} 0.273 \\ 0.273 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 0.273 \\ 0.273 \end{matrix} \right\} \begin{matrix} a \\ 1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 10 \\ \epsilon \end{matrix} ; \left\{ \delta_n \right\}_c = \left[\delta_{ij} \right]_c \cdot \left\{ \sigma_c - \sigma_{oc} \right\}_{30} =$$

$$\begin{bmatrix} 22.313 \\ 25.458 \\ 26.884 \\ 27.547 \\ 27.959 \\ 28.203 \\ 28.203 \\ 27.959 \\ 27.547 \\ 26.884 \\ 25.458 \\ 22.313 \end{bmatrix} \times 0.273 = \begin{bmatrix} 6.091 \\ 6.950 \\ 7.339 \\ 7.520 \\ 7.633 \\ 7.699 \\ 7.699 \\ 7.633 \\ 7.520 \\ 7.339 \\ 6.950 \\ 6.091 \end{bmatrix} ; \text{cm}$$

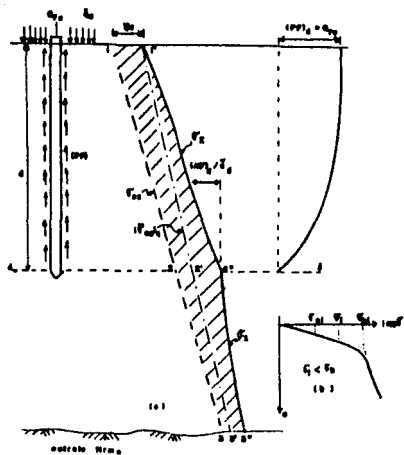


fig.56

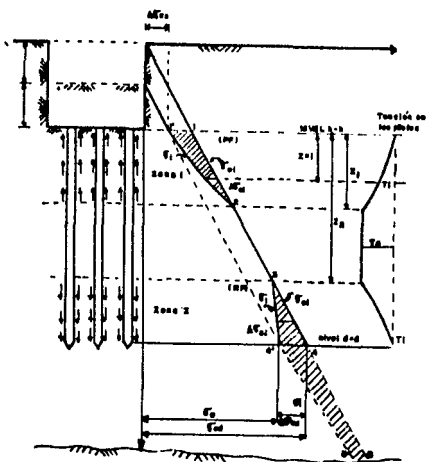
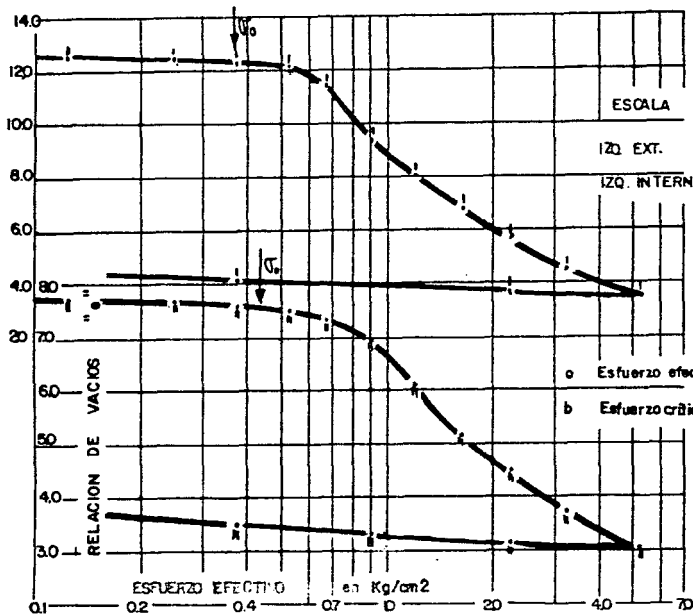


fig. 57



ESCALA	SIGNO	MUESTRA	PROF	a	b
IZQ. EXT.	!	PCA-3, M-3	3.05	Q37	Q84
IZQ. INTERNA	ii	H-3	5.40	Q44	Q84

a Esfuerzo efectivo actual
 b Esfuerzo crítico

fig. 59

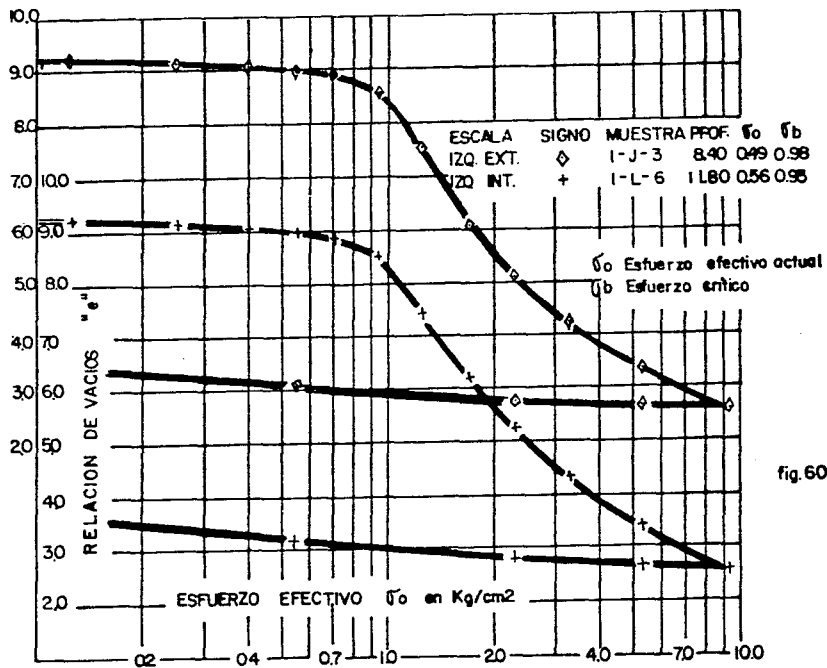


fig.60

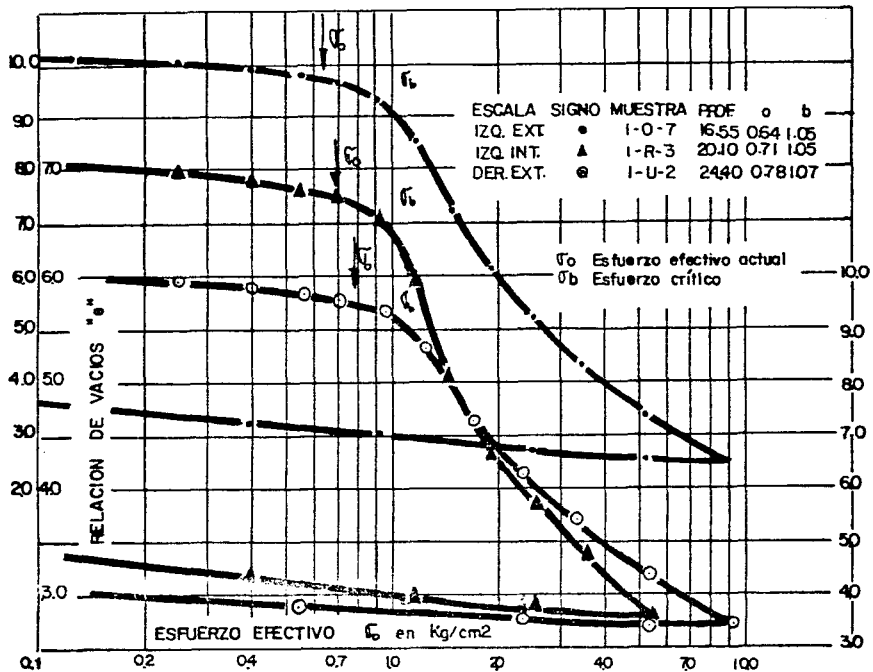


fig. 61

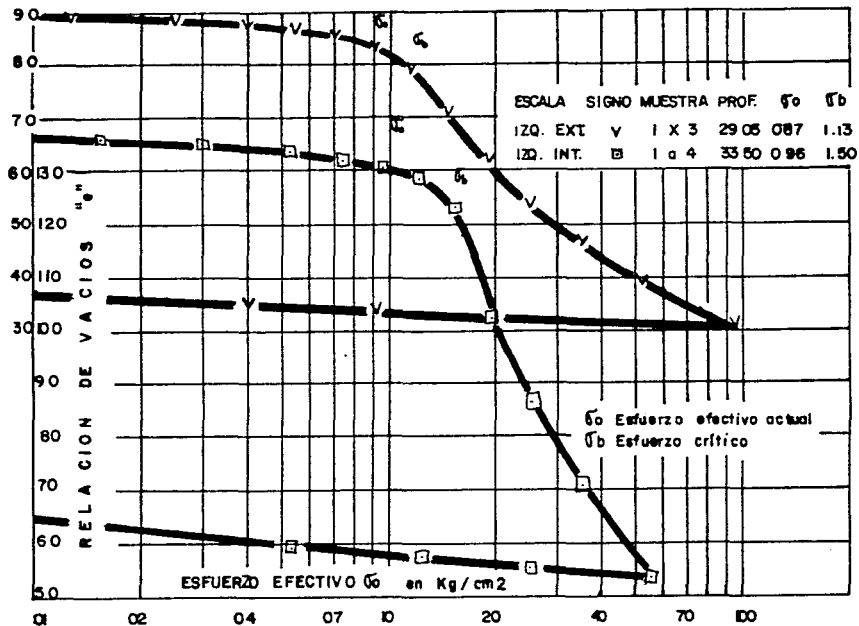


fig.62

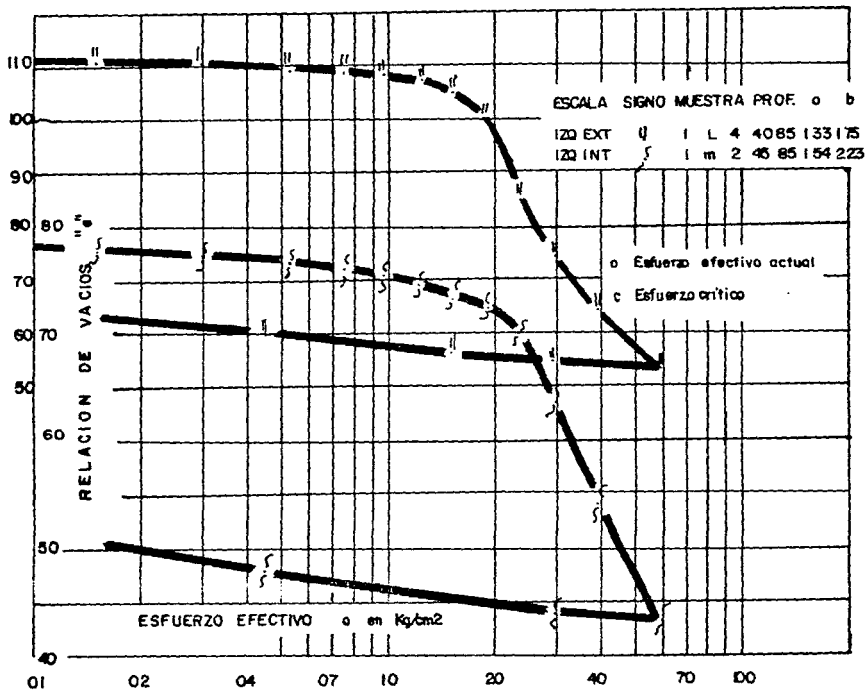


Fig. 63

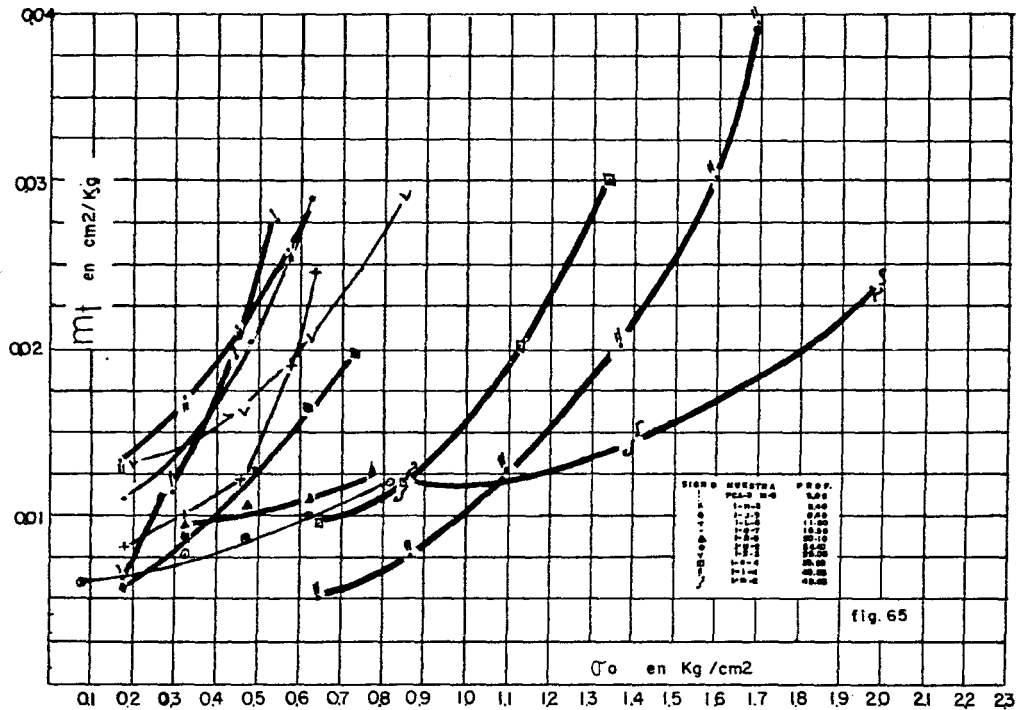


fig. 65

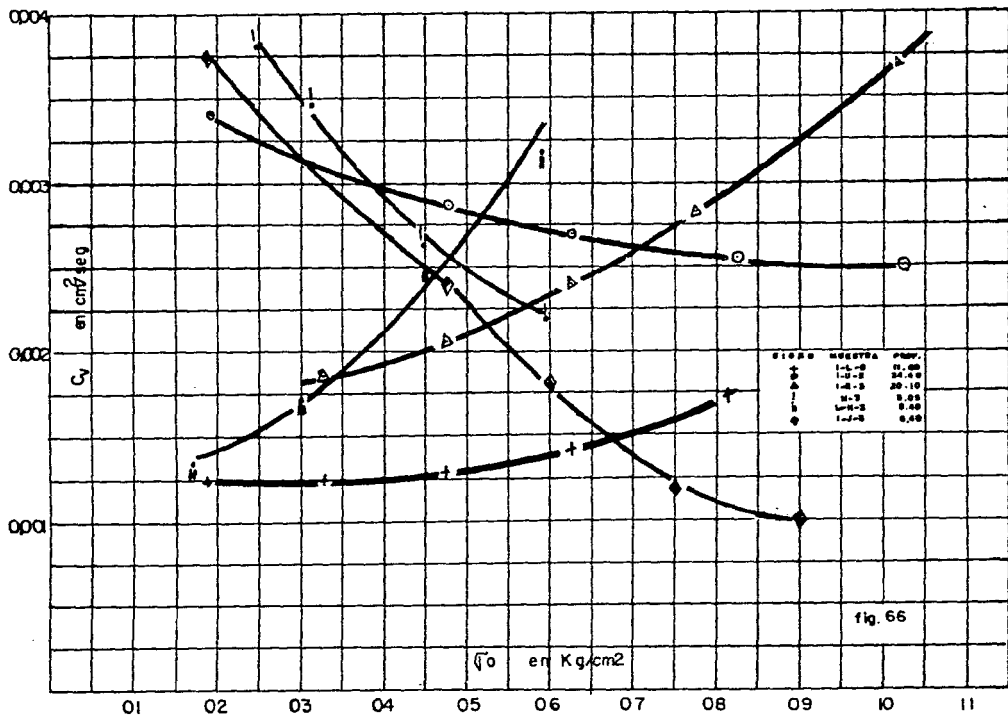


fig. 66

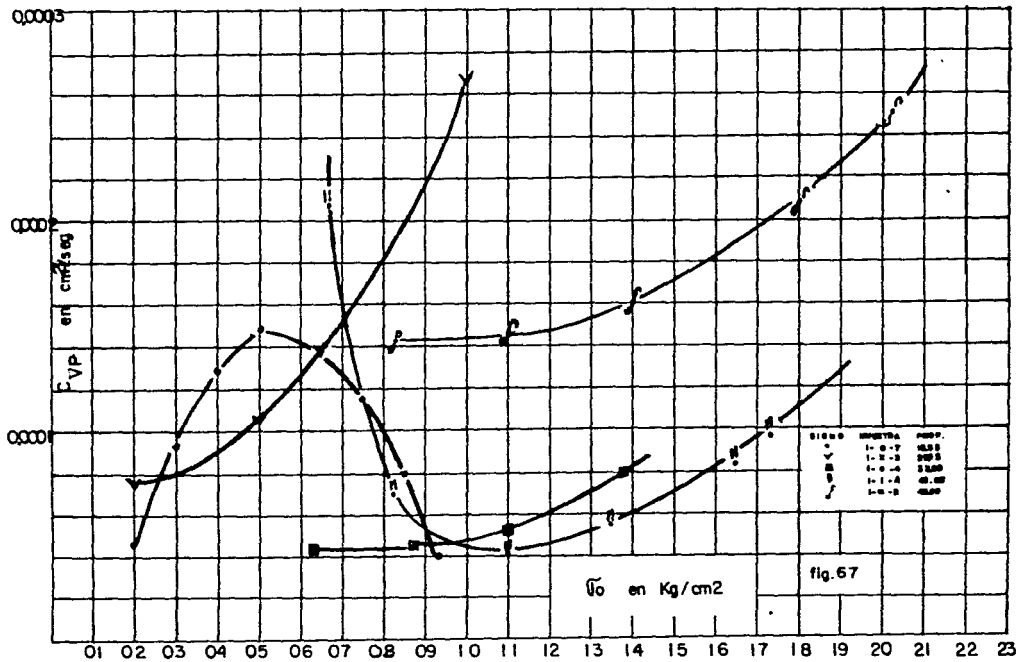
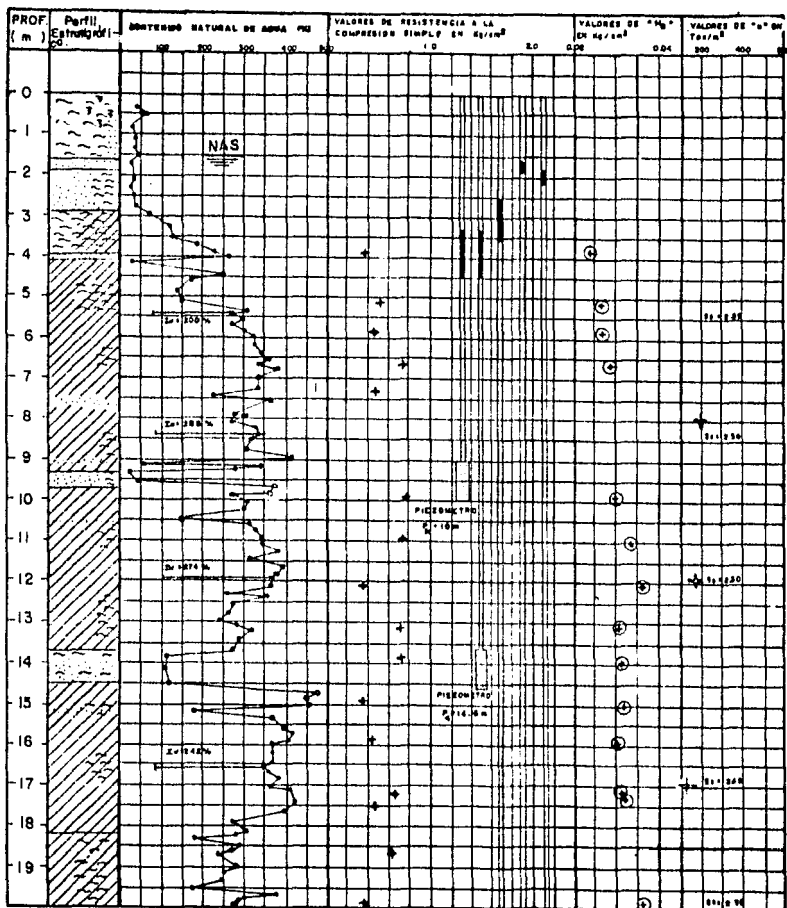


TABLA DE RESULTADOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION NO CONFIADA $\sigma_{0.2}$ Y DE ALARGO ELASTICO $\epsilon_{0.2}$.

MUESTRA	PACT. CM	DESCRIPCION DEL MATERIAL	N	F	G	E _{0.2}	R _{0.2}
1-F-1	3.85	Acicillo poco lineal, pale oscuro, con adherencia natural suavia	126	1.7	v.4	43.9	0.024
1-H-2	5.75	Acicillo ligero, gris claro con acicillo	789	1.32	0.44	0.52	0.027
1-H-5	5.80	Acicillo café oscuro, con adherencia natural suavia	107	1.17	0.45	0.50	0.027
1-I-7	6.65	Acicillo café claro claro, con adherencia natural suavia	143	1.14	0.17	0.74	0.028
1-K-4	5.90	Acicillo poco lineal, café oscuro, semilimpido, c/conchas	789	1.14	0.54	0.02	0.030
1-L-2	10.95	Acicillo poco lineal café oscuro obscuro, semilimpido c/conchas	351	1.18	0.55	0.76	0.034
1-L-7	12.05	Acicillo poco lineal café claro obscuro y amarillo - semilimpido, c/conchas	338	1.14	0.57	0.33	0.036
1-L-5	13.10	Acicillo lineal verde oliva, semilimpido, c/conchas	183	1.21	0.58	0.89	0.037
1-L-2	13.95	Acicillo lineal y n. de conchas, verde oliva, semilimpido	127	1.21	0.60	0.72	0.032
1-R-0	14.80	Acicillo poco lineal pale oscuro, con adherencia natural suavia, c/conchas	151	1.13	0.62	0.39	0.033
1-D-4	15.90	Acicillo poco lineal, con adherencia natural, c/conchas y diatomos	402	1.13	0.63	0.68	0.037
1-P-3	17.10	Acicillo poco lineal, verde oliva, semilimpido, c/conchas y diatomos	173	1.13	0.65	0.83	0.032
1-P-4	17.55	Acicillo poco lineal, gris y verde oliva, semilimpido	170	1.13	0.66	0.37	0.033
1-G-3	18.60	Acicillo poco lineal verde oliva obscuro, semilimpido c/conchas	273	1.18	0.68	0.63	0.040
1-R-2	19.80	Acicillo lineal café oscuro oliva, poco lijado, c/conchas	292	1.18	0.70	0.49	0.047
1-T-3	21.75	Acicillo poco oscuro claro, suavia, c/conchas	323	1.23	0.76	0.47	0.042
1-M-7	23.50	Acicillo poco lineal verde oliva obscuro, suavia, c/conchas y diatomos	657	1.13	0.77	0.36	0.044
1-U-6	27.55	Acicillo lineal café oscuro claro, semilimpido, c/conchas	798	1.22	0.81	0.83	0.032
1-R-3	29.05	Acicillo café oscuro obscuro, semilimpido, c/conchas y diatomos	324	1.14	0.87	0.72	0.032
1-Y-7	30.05	Acicillo café oscuro, semilimpido, c/leante de vidrio verde, negro, c/conchas	294	1.24	0.89	0.53	0.048
1-Z-2	31.60	Acicillo poco lineal, verde oscuro, semilimpido, c/conchas y diatomos	391	1.16	0.93	0.74	0.032
1-A-3	33.30	Acicillo poco lineal, verde oscuro obscuro, c/conchas y diatomos	246	1.13	0.96	0.49	0.029
1-A-6	33.50	Acicillo poco lineal, verde oscuro obscuro, semilimpido, c/leante de vidrio	206	1.13	0.97	0.52	0.028
1-J-6	34.45	Acicillo poco lineal, café claro, semilimpido, c/conchas y diatomos	104	1.13	0.99	0.57	0.023
1-H-7	38.85	Acicillo lineal, pale oliva, semilimpido, c/conchas y diatomos	379	1.16	1.03	0.27	0.026
1-J-1	40.85	Acicillo poco lineal, verde oscuro, semilimpido, c/conchas y diatomos	573	1.13	1.03	0.50	0.027
1-J-3	42.20	Acicillo poco lineal, verde oscuro obscuro, semilimpido c/leante	377	1.15	1.07	0.67	0.028
1-L-1	46.15	Acicillo poco lineal, verde oliva, semilimpido, c/conchas y diatomos	300	1.16	1.07	0.73	—
1-N-2	45.65	Acicillo lineal, gris oliva - de adherencia algida, c/conchas y diatomos	279	1.20	1.03	1.40	0.017
1-R-6	47.40	Acicillo poco lineal, verde oliva, ligero, poco lijado, c/conchas	273	1.24	1.00	1.13	0.020
1-R-6	37.70	Acicillo lineal, gris claro, ligero, poco lijado, c/conchas y diatomos	227	1.21	1.09	1.24	0.023
1-F-2	53.45	Acicillo lineal, verde oliva, ligero, c/conchas y diatomos, c/conchas	220	1.22	1.06	1.60	0.017
1-U-2	54.75	Acicillo lineal, verde oliva, ligero, poco lijado, c/conchas y diatomos	736	1.25	1.02	1.07	0.018

fig. 68



SIMBOLOGIA:



Limo



Mat. Organice



Reteno



Arcilla



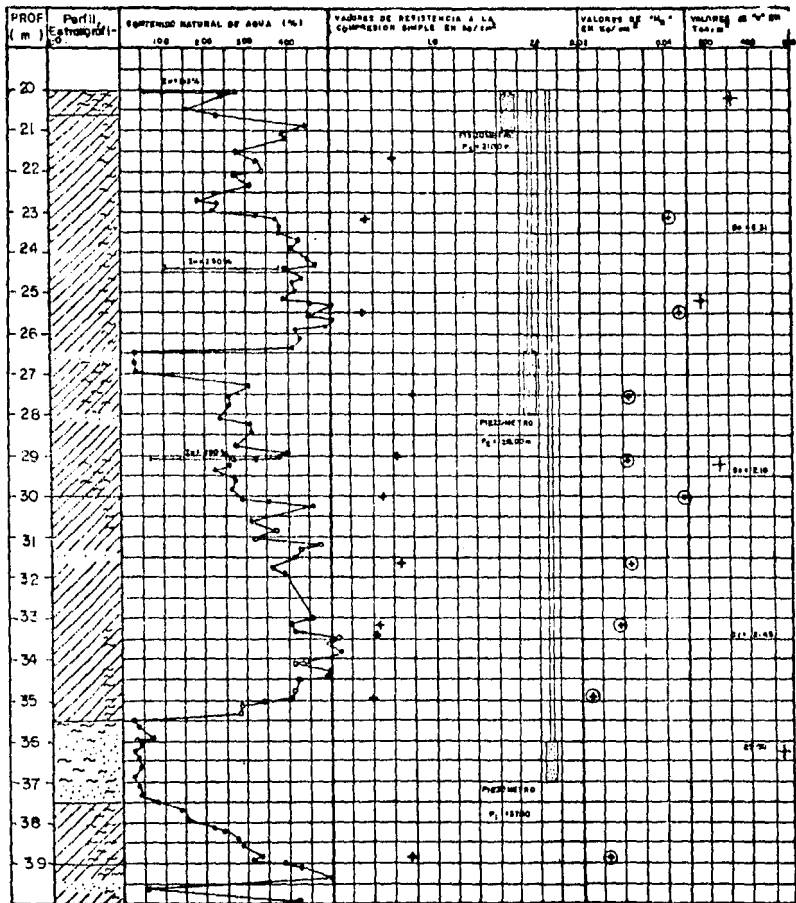
Grava



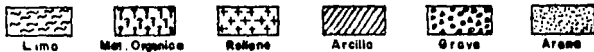
Arena

SECCIONES DE SOLIDOS

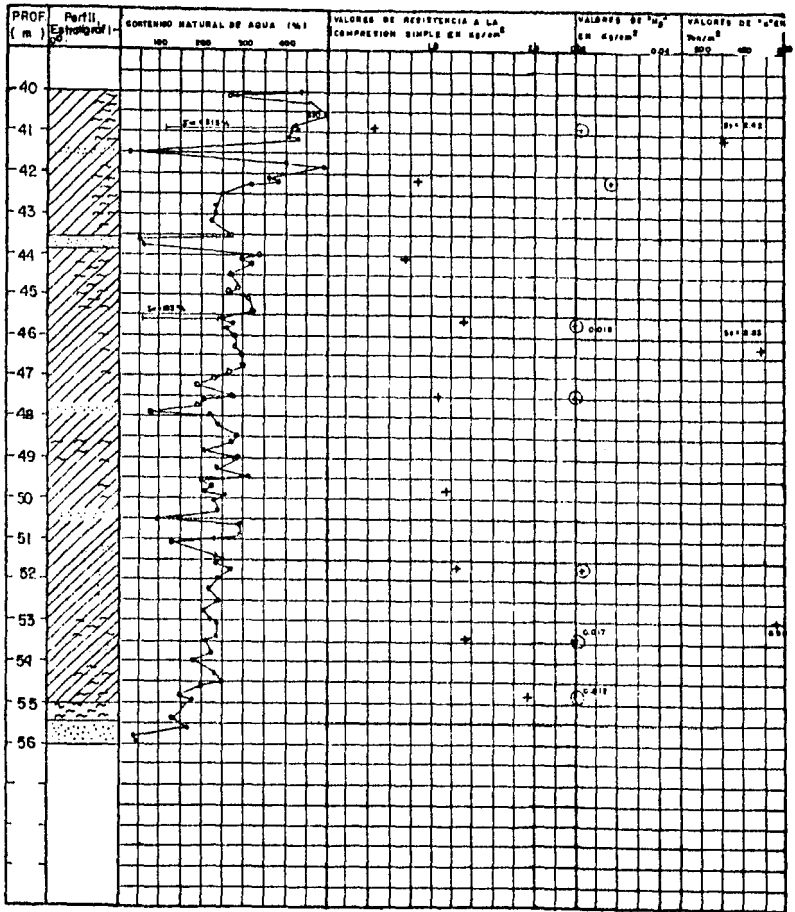
fig. 69



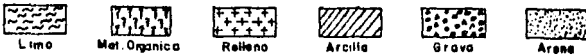
SIMBOLOGÍA:



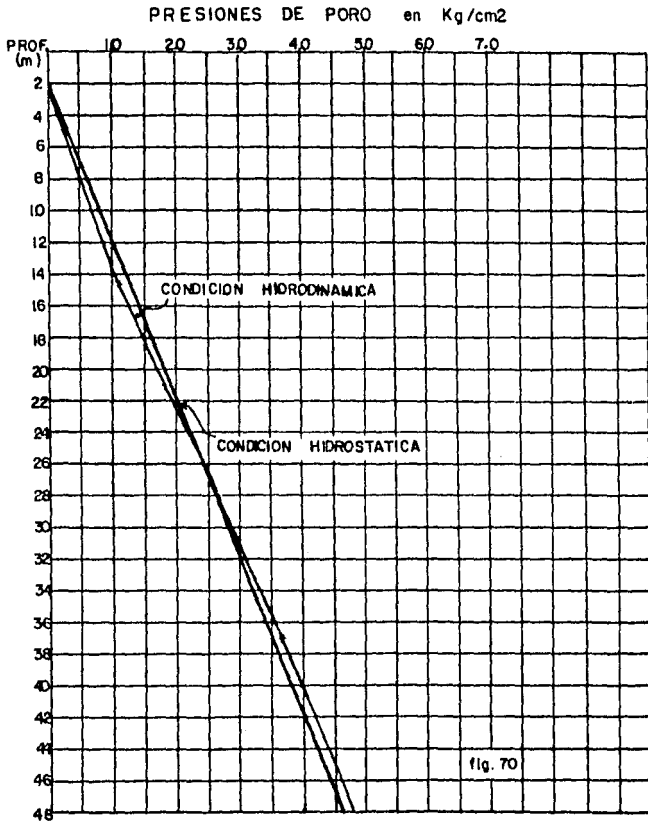
Seg. D.F.N.M. de 1950



SIMBOLOGIA:



8.5 x DENSIDAD DE SOLIDOS



ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO DEBIDOS A
LA CARGA SOBRE LOS PILOTES, en Kg/cm²

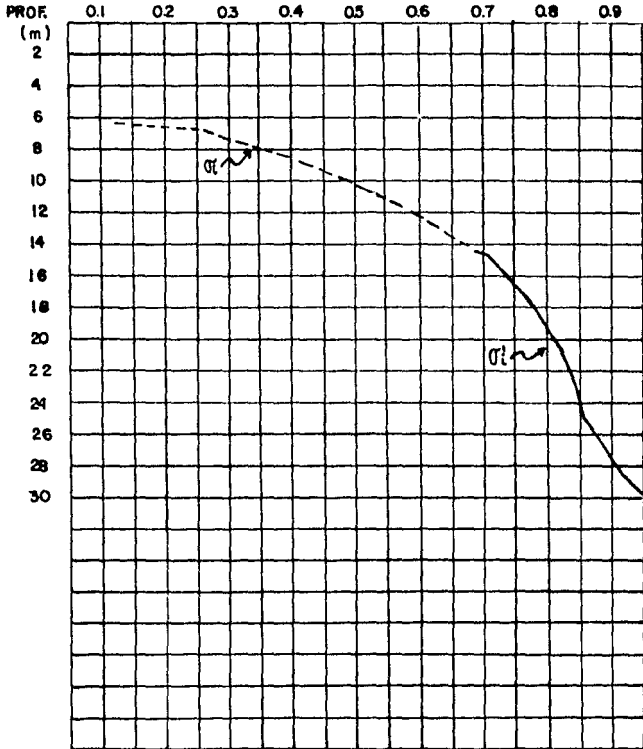
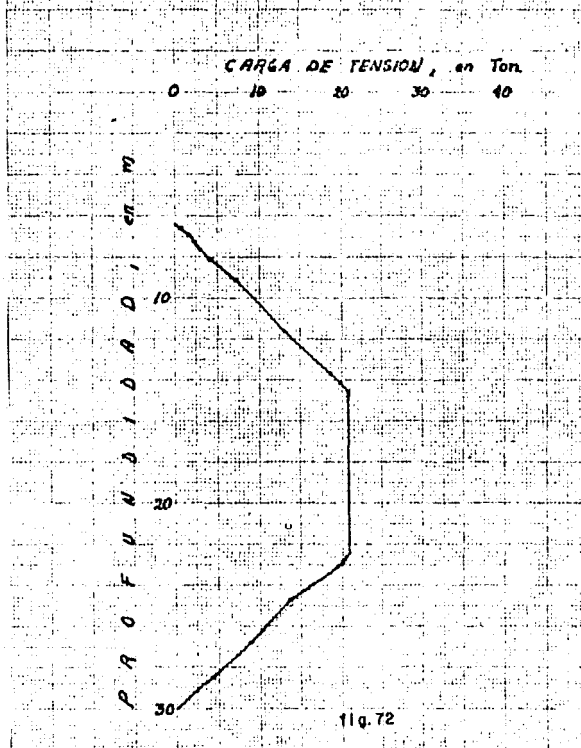
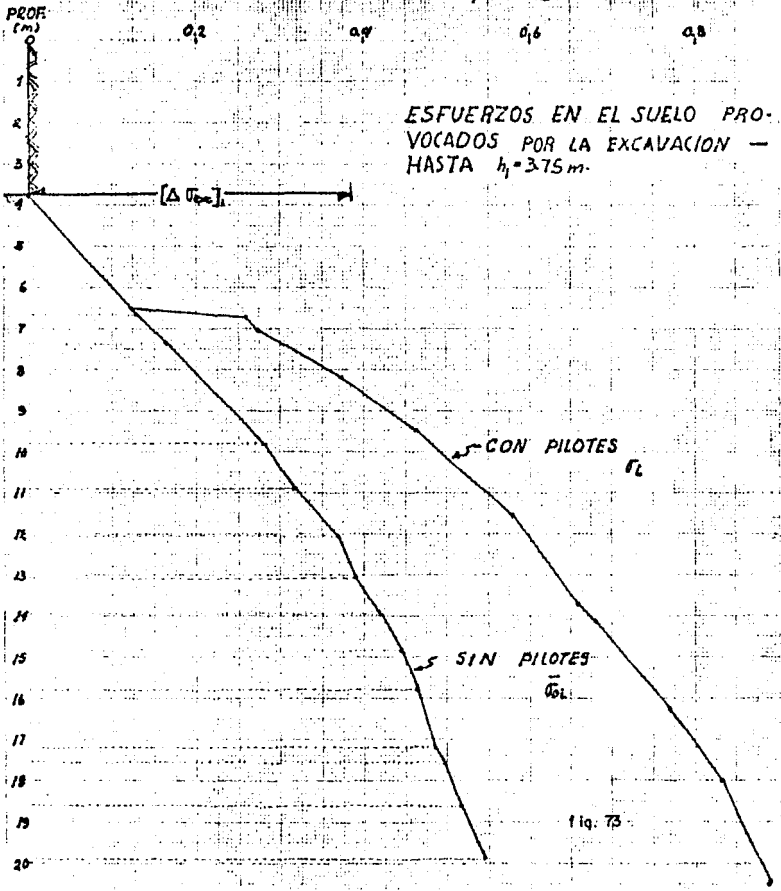


fig. 71

CARGA SOBRE LOS PILOTES POR LA EXCAVACION A 3.75 m





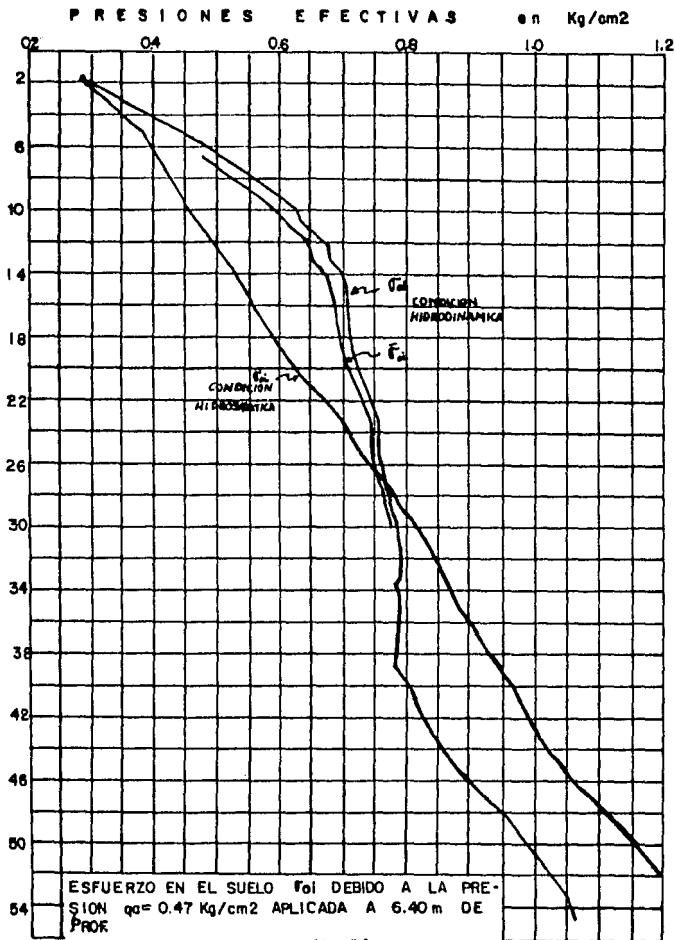
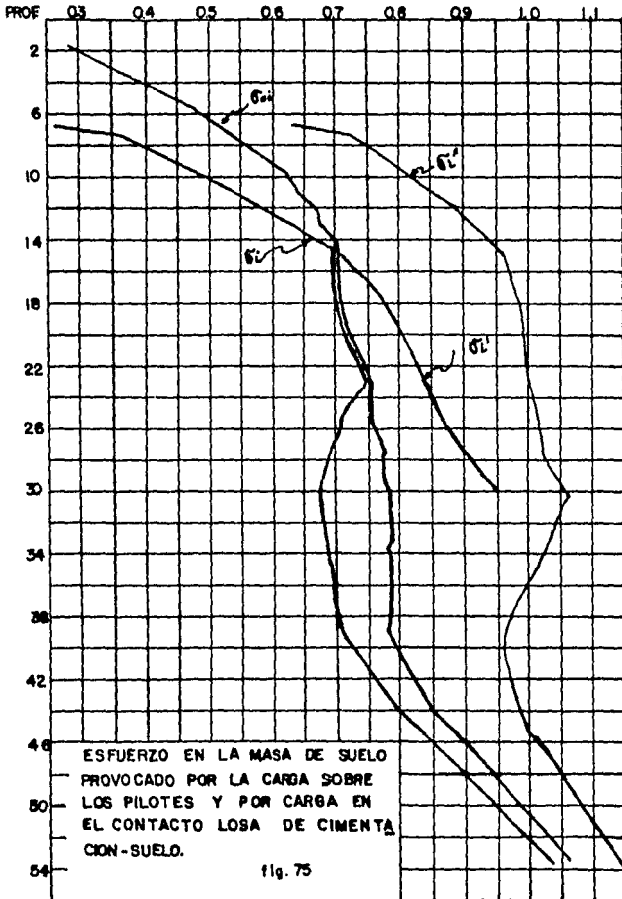


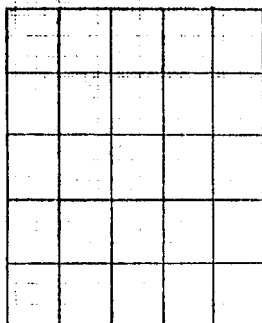
fig. 74



STOCK: 7.2.10
2.10.10
DATE: 2.10.10
PAGE: 1

2

fig. 77



ESCALA 4.0:11.00

E = 25.210
ILG

CARO 12 B = 450

+ 5.00

+ 3.00

λ

β

fig. 78

ESCALA: 4:00 1:23

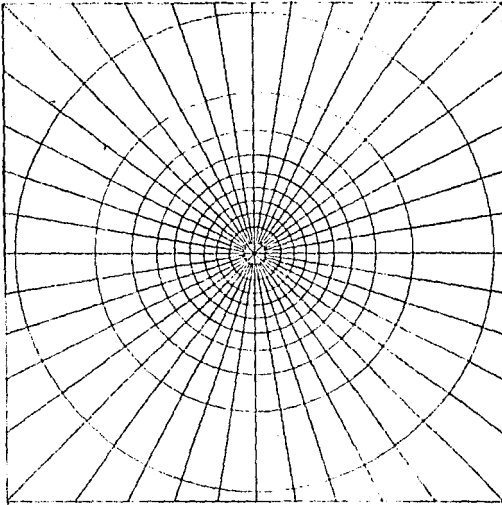
Σ = 0,0220

CMO IN = 0,000

Σ = 0,000

Σ = 0,000

fig. 79



$N_x = 0.0025$

Depth scale

influence stress net $\chi = 2$ for vertical stresses in a semi-infinite solid, intermediate between an isotropic solid and a high layered soil mass.

fig. 80

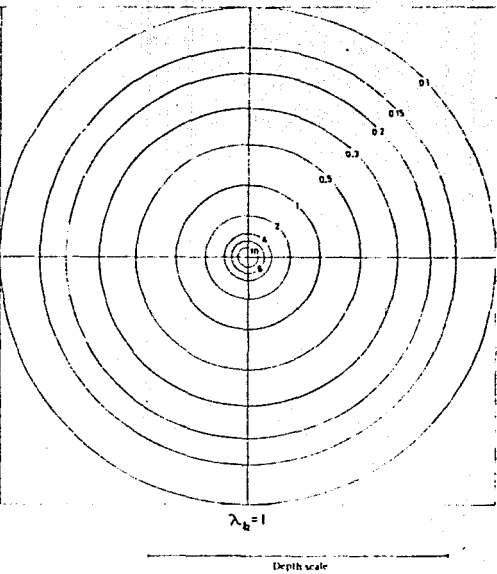
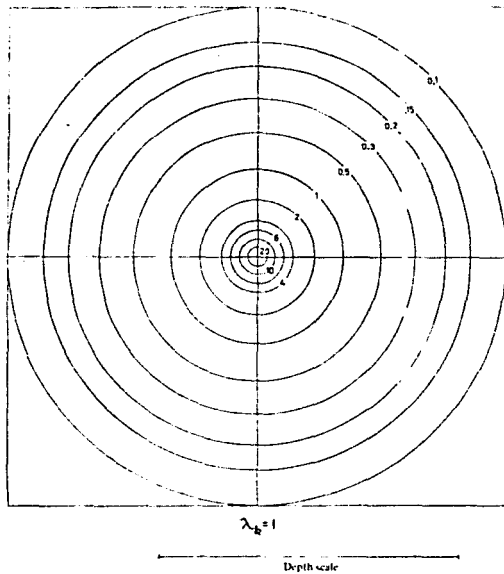


Fig. 8-8 Friction pile influence chart to calculate equivalent tributary area in pile groups for case I: $z = kz$.

fig. 81

fig. 82

CAPITULO VI
CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Del análisis realizado a lo largo de este trabajo, utilizando las teorías del Dr. L. Zeevaert, hemos de concluir lo siguiente: La aplicación de las teorías concebidas por el Dr., basan su éxito en los estudios minuciosos que se realicen al subsuelo, -- efectuando una serie de muestras inalteradas, para que con ellas, las situaciones que se presenten en el campo durante la construcción de una cimentación tales como: la descarga del terreno, la recarga del mismo de manera paulatina, las condiciones de bombeo y la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, se vean reflejadas en pruebas de laboratorio que se lleven a cabo, para obtener tanto curvas de consolidación como de compresibilidad y de resistencia al esfuerzo cortante último, conociendo de esta forma las deformaciones del material, los ciclos de histéresis y el esfuerzo cortante último, es decir, los parámetros que representan las características del suelo. Los parámetros así obtenidos representarán, de acuerdo a una metodología a seguir, el comportamiento del material.

Dentro de estas teorías, uno de los efectos que mejor se visualizan, es el de estimar las deformaciones debidas a la consolidación secundaria, indicándolas como un fenómeno de viscosidad intergranular en el material, y es que, en la mayoría de de los cálculos que se realizan en un proyecto de cimentación éste no se toma en cuenta, siendo un factor muy importante, principalmen

te en suelos de origen lacustre y marino como es el caso de las arcillas que se tienen en la Cd. de México, los parámetros que se exponen en esta teoría como son el factor T_{07} y T_{vc} representan en forma aproximada las condiciones reales de campo, que son la aplicación paulatina de la carga durante el período de construcción. El no considerar el efecto de consolidación secundaria se debe a la poca investigación que se tiene sobre el tema.

Ahora bien, las consideraciones que se tienen al estimar la fricción lateral de una cimentación con pilotes, implica un estado plástico de deformación en el suelo, como requisito para que tenga lugar la resistencia proyectada, ello significa, que sólo basta con que se presenten pequeños desplazamientos entre pilote y suelo para que se desarrolle totalmente la fricción lateral.

El ejemplo presentado en esta tesis, es en sí, una conclusión de lo realizado a lo largo de este trabajo. El exponer los avances que se tienen en cuanto al estudio de la consolidación secundaria que resultó ser del orden de 47% y de la fricción lateral de un pilote en el terreno, así como su aplicación a las construcciones que utilicen pilotes de fricción en materiales muy compresibles. Los análisis que se realizan en el ejemplo, consideran cuidadosamente cada etapa de la construcción de la cimentación, con el fin de tener un mayor control de las condiciones de campo, como son las expansiones o levantamientos y asentamientos subsiguientes del terreno, forma y características de ing

*bajar de los pilotes en el campo y efecto del nivel de aguas --
predicadas.*

*La manera en que se utilicen los métodos presentados en --
esta tesis, para la solución de problemas de cimentaciones, de-
pende de las características de proyecto, de las condiciones
estratigráficas e hidráulicas en el terreno y sobre todo de la
habilidad con la cual el ingeniero de cimentaciones adecua la -
metodología aquí vista, al problema en consideración.*

*Una cimentación compensada combinada con el uso de pilotes
de fricción, como una alternativa posible de solución en un pro-
yecto de cimentación, muestra grandes ventajas en suelos de baja
resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad; ello no
significa que los asentamientos sean nulos, éstos podrán ser esti-
mados con mayor aproximación si se usan los métodos indicados en
este trabajo. Aunque existe el inconveniente de que deben de rea-
lizarse cuidadosos estudios mediante pruebas de laboratorio, que
representan un gasto mayor en el proyecto de una edificación. --
Este se justificará por los resultados que se obtengan en el cál-
culo de los asentamientos de la cimentación y que nos conducirán
a conocer el comportamiento de ésta, previniendo de esta forma -
futuros daños a la estructura ocasionada por hundimientos tota-
les o diferenciales posibles, lo cual, a largo plazo representa-
rá un ahorro en cuanto al mantenimiento de la edificación misma.*

S I M B O L O S Y A D R E V I A T U R A S

ϵ_T = deformación total	A_e = coeficiente de proporcionalidad en la teoría elástica
ϵ_e = deformación elástica	δ = módulo elástico inicial
ϵ_p = deformación plástica	\bar{Q}_u = carga última
M = módulo de deformación unitario	a = módulo plástico
ν = relación de Poisson	A_p = coeficiente de proporcionalidad en la teoría plástica
$\Delta \epsilon_v$ = deformación volumétrica	b_a = fluidez
$L\bar{\sigma}$ = presión total	$\Delta \bar{\sigma}_H$ = esfuerzo tangencial
m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica	m_{ep} = módulo de deformación elasto-plástico
K_v = unidad de masa compresible	$\Delta \bar{\sigma}_t$ = incremento de carga con el tiempo
u = presión hidrostática	$\Delta \bar{\sigma}_c$ = incremento total de carga
Δu = incremento de presión hidrostática	t_c = tiempo de construcción
$\Delta \epsilon_{ep}$ = deformación elasto-plástica	t = tiempo
$\Delta \epsilon_{vp}$ = deformación visco-plástica	$\Delta \epsilon_{v1}$ = deformaciones producidas en la estructura primaria
H = espesor del estrato	$\Delta \epsilon_{v2}$ = deformaciones producidas en la estructura secundaria
M_{ep} = módulo de deformación --- elasto-plástica unitario	b_f = coeficiente de fluidez no constante
$\bar{\sigma}$ = presión efectiva	m_{vB} = coeficiente de compresibilidad volumétrica incluyendo tanto el comportamiento --- elasto-plástico como viscoso intergranular en un tiempo t_B
k = coeficiente de permeabilidad	m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica viscoso intergranular obtenido de la pendiente de la ley logarítmica de base 10, representando la consolidación secundaria
C_v = coeficiente de consolidación	
T_v = factor tiempo	
U = grado promedio de consolidación	
ϵ_t = compresión en un tiempo t	
m_{ep} = coeficiente de compresibilidad volumétrica indicando el comportamiento elasto-plástico	
γ_{10} = peso unitario del agua	
E = módulo de elasticidad	

- β = relación de coeficientes de compresibilidad volumétrica de consolidación volumétrica y elasto-plástica.
- K_v = relación de incrementos de deformación visco-plástica.
- w_{en} = incremento neto de presión
- w_e = incremento total de carga de toda la estructura
- p_{0D} = presión total inicial en el suelo al nivel de desplante
- δe_i = levantamiento elástico en un punto i
- λ_i^H = caída de potencial del agua en el estrato N
- β_e = factor de alivio por expansión
- β_c = factor de recompresión
- $\bar{\sigma}$ = promedio de alivio de esfuerzos debido a la excavación
- M_{ac} = módulo de deformación por recompresión para un alivio de esfuerzos parcial
- M_{oc} = módulo secante unitario de deformación para un alivio de esfuerzos total
- K_{ver} = relación de deformación
- $\Delta \bar{\sigma}_{hc}$ = esfuerzos horizontales en el centro
- $\Delta \bar{\sigma}'_{hc}$ = esfuerzos horizontales en los bordes
- M_{hi} = módulo de deformación lineal de un estrato i
- O_T = momento de volteo
- V = fuerza cortante
- r_0 = radio del pilote
- $\tan \phi_r$ = resistencia cortante adquirida, una vez que el suelo se consolida
- $\bar{\sigma}_z$ = esfuerzo efectivo horizontal a profundidad z
- $\tan \phi'_p$ = fricción que ocurre en tre suelo y pilote
- $(NF)_i$ = fricción negativa en el estrato i
- S_{0z} = fricción que se desarrolla en el fuste del pilote
- S_e = fricción que se desarrolla en el fuste del pilote --- cuando es cte.
- \bar{w} = perimetro del pilote
- \bar{A} = área tributaria
- $(PF)_i$ = fricción positiva en el estrato i
- $K\phi$ = fricción del material
- c_i = cohesión
- q_{uz} = consistencia natural de un suelo inalterado a una profundidad z
- \bar{a}_0 = área tributaria nominal
- \bar{a}_{ez} = área tributaria equivalente
- Iz_K = magnitud total del valor de influencia
- Iz_n = valor de influencia de todos los pilotes
- Iz_0 = valor de influencia de un pilote
- Re_z = radio de área efectiva a cualquier profundidad, despreciando sección transversal
- z = profundidad
- Q_a = capacidad de carga admisible en el grupo de pilotes
- Q_i = carga en el pilote

T_i = tensión en el pilote a una profundidad i

E_p = módulo elástico de tensión

δ_e = expansión de suelo

δ_R = alargamiento elástico -- del pilote

$(\Delta\sigma_{ex})_1$ = esfuerzo debido a la excavación 1

$(\Delta\sigma_{ex})_2$ = esfuerzo debido a la excavación 2

δ_s = asentamiento debido a la reaplicación de la carga

q_h = carga unitaria equivalente

Q_{fu} = resistencia por punta del pilote

a_p = área de la sección transversal de la punta del pilote

σ_c = esfuerzo crítico de compresión confinada al nivel d-d

R_q = relación de carga pilote suelo

q_a = esfuerzo de contacto cimentación suelo

N = número total de pilotes

δ_c = asentamiento por compresión

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

Departamento del Distrito Federal. "Seguridad Estructural de las construcciones". En Diario Oficial de la Federación, México, D.F., 3 de julio de 1987. p.p. 117-142.

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. Quinta Epoca No. 40. Noviembre de 1987.

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. Quinta Epoca No. 38. Noviembre de 1987.

Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. Tomo I. "Fundamentos de la Mecánica de Suelos". Tercera Edición. México, F.D. Editorial Limusa, 1981. 642 p.

Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. Tomo II. "Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos". Segunda Edición. México, F.F. Editorial Limusa, 1981. 703 p.

Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. Tomo III. "Flujo de agua en suelos". Sexta reimpresión. México. --- Editorial Limusa, 1982. 414 p.

León, José Luis y Resendiz Daniel. Cálculo de Asentamientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción. Instituto de -- Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, --- 1979. (No. 420).

Popov, Egor P. Introducción a la Mecánica de Sólidos. Tercera -- Reimpresión. México, D.F. Editorial Limusa, 1981. 652 p.

Rainville, Earl D. Ecuaciones Diferenciales elementales. Novena Reimpresión. México. Editorial Trillas, 1980. 556 p.

Resendiz Daniel y Auvinet Gabriel. Analysis of pile foundations in consolidating soil. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, 1973. (no. E7)

Zeevaert, Leonard. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Condition. Nueva York, U.S.A., Editorial Van Nostrand -- Reinhold Company, 1973. 652 p.