

✓ 3 / 45
633

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

ASENTAMIENTOS EN UNA CIMENTACION
EN LA
CIUDAD DE MEXICO.

UNICO

TESIS QUE PRESENTA EL PASANTE

JORGE AGUILAR ORTIZ

PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL.

1945.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A la Memoria

de

Mi Padre

A Mi Madre

A Mis

Hermanos .

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.
Dirección
Núm. 731-1528
Exp. Núm. 731/214.2/-

C O P I A.

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE MEXICO.

Al Pasante señor Jorge AGUILAR ORTIZ.
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa me es grato -- transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Alberto Barocio, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"Por ser de gran importancia para las construcciones que se levantan en la Ciudad de México, el señor Aguilar desarrollará el Tema general de Tipos de: Cimentaciones - que se hacen actualmente en la Ciudad de México. Tratará los siguientes puntos: Historia Geológica del suelo de la Ciudad de México; sistemas de cimentación por ampliación de base y por pilotes. Tratará también las cuestiones relativas a compensación de pesos, análisis de cimentaciones, trabajos de laboratorio que es preciso efectuar y cálculo estructural de la cimentación".

Ruego a usted que tome nota del contenido de la Circular que me permito enviarle adjunta al presente, con el fin de que cumpla con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

México, D.F., a 3 de septiembre de 1945

EL DIRECTOR

Rubrica
Ing. Pedro Martínez Tornel.

I N D I C E .

I.- INTRODUCCION.-

Historia Geologica del suelo de la Cdad. de
México.

II.- TIPOS DE CIMENTACIONES.-

- a).- Por Ampliación de Base
- b).- Por Pilotes
- c).- Por Compensación de Pesos.

III.- ANALISIS DE ASENTAMIENTOS.-

Teoría de la Consolidación.
Estudios del suelo.
Asentamientos Probables.

IV.- METODO GENERAL DE CALCULO.-

Distribución de Cargas.
Diseño Estructural.

V.- EPILOGO.-

INTRODUCCION.

La cimentación de un edificio es la estructura o conjunto de estructuras cuya función primordial es la de proporcionar una base firme, estable y resistente para desplantar el edificio mismo o estructura viva; de acuerdo con esta función las cimentaciones están íntimamente ligadas con el terreno, debido a lo cual las características del suelo son un factor determinante en el diseño de las mismas. Las características propias de los suelos, son estudiadas por la Mecánica de Suelos, que considera a la tierra como se encuentra en la naturaleza, tomando en consideración su origen, estado actual y las condiciones en que trabajará en el futuro.

Como en general los suelos no son homogéneos, no es posible tener un conocimiento completo de sus características y habrá ocasiones en que al estudiar sus propiedades se tengan errores bastante grandes; sin embargo los resultados obtenidos se acercan más a la realidad que los que puede lograrse con otros procedimientos.

Teniendo presente las consideraciones que hace la Mecánica de Suelos, se tratará el origen del suelo de la Ciudad de México. Este se origina en la época en que el valle se encontraba ocupado en su mayor parte por lagos y canales alimentados por corrientes y por el agua debida a los deshielos de las cumbres circundantes; los cuales han ido desapareciendo paulatinamente, en parte por evaporación y principalmente por las obras de desecación que se han hecho. Es por esto que casi todo el subsuelo

de la ciudad es una formación de origen lacustre, constituida principalmente por arcilla y limo, con un elevado porcentaje de agua (500 a 800 %) se encuentran también formaciones de depósito originadas por ventisqueros, constituidos por arena, grava y cantos rodados, aunque estas formaciones son de poca importancia ya que se encuentran alojadas en la periferia del valle en las faldas de las montañas; se encuentran también formaciones calcáreas en delgadas capas y en bancos aislados de calizas, originados por la precipitación de las sales de carbonato de calcio que traían las corrientes y por los restos de los moluscos existentes en los lagos.

Contribuyeron también en una gran parte para la formación del suelo, las cenizas y materiales de origen volcánico arrojados por los cráteres circundantes, que depositados en el fondo del valle, en combinación con el carbonato de calcio y los agentes intemperizantes (mecánicos, desintegración y químicos y descomposición) que actuaron al ocurrir evaporaciones y desecaciones locales de carácter temporal o permanente, dieron origen a la formación de mantos resistentes conocidos generalmente con el nombre de tepetate.

Con el transcurso del tiempo y de las obras emprendidas para desecar los lagos y canales se ha originado otro tipo de material, el más superficial de características diferentes a las de los más antiguos y con menor contenido de agua.

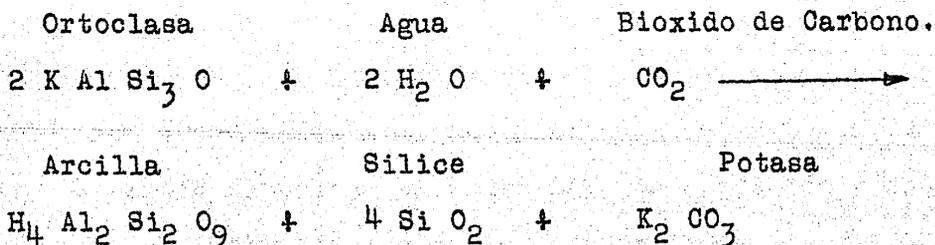
Por las características generales antes dichas podemos decir que corresponde éste tipo de formación a la denominación -

geológica de Manto de Roca.

Este Manto de Roca se encuentra en casi toda la superficie de la Tierra y su espesor varía desde unos centímetros hasta cientos de metros, su composición y sus propiedades mecánicas son igualmente variables y dependen principalmente de su origen. En términos generales se clasifican en dos grupos: Tipo residual y tipo transportado.

En el caso particular de este estudio, se tiene un manto de Roca debido a los dos tipos pues como se vió existen componentes residuales de origen volcánico debido a descomposición de rocas ígneas atacadas por los agentes del intemperismo. Ya que todos los minerales comunes que se presentan en las rocas ígneas, excepto el cuarzo y la mica moscovita, son atacados fácilmente por estos agentes. El proceso es facilitado por las grietas en las juntas y las grietas microscópicas en los granos de los minerales que permiten que el aire y el agua se pongan en contacto íntimo con la masa de roca.

Las reacciones químicas que tienen lugar debido al intemperismo son complicadas, pero como ejemplo, se puede citar la expresión simplificada de la reacción de descomposición del feldespato ortoclasa.



Los productos finales de esta reacción son minerales arcillosos, sílice coloidal y potasa. Los minerales arcillosos son relativamente insolubles y tienden a acumularse en el sitio. Los otros dos son relativamente solubles, pero ambos son en gran parte absorbidos por los minerales arcillosos y retenidos por ellos.

Este proceso no es rápido en el sentido común de la palabra, sino que se requieren miles de años.

Siendo continuo el proceso los resultados acumulados son muy grandes originando gruesas capas de Manto de roca.

Como el proceso del intemperismo no concluye cuando el lecho de roca se ha desintegrado para formar el manto de roca, deben tomarse en cuenta las alteraciones que sigue sufriendo por su solubilidad en el agua y por la acción del deslave.

Influyen también el clima y con él la vegetación que origina un proceso de descomposición del manto de roca, dando por resultado que el suelo contenga materia vegetal parcialmente descompuesta que recibe el nombre de humus, que en el caso de la ciudad de México es muy escaso.

La contribución del material transportado a la formación del manto de roca, son los fragmentos minerales que se forman como resultado de la acción del intemperismo sobre las rocas, y son fácilmente transportados por el viento, agua, o hielo, y pueden ser depositados a cierta distancia de su punto de origen. Si estos depósitos se consolidan bajo presión y son cementados por precipitación en los intersticios, se les clasifi

ca como rocas sedimentarias. Pero mientras permanecen sin consolidar, se les considera como Manto de Roca transportado.

Como los depósitos en el presente caso se formaron en el agua, se trataron únicamente éstos, ya que se originan una -- gran diversidad de ellos.

Las corrientes de agua son capaces de transportar grandes cantidades de rocas en sus pensión hasta un 12 a 14 %.

El tamaño de las partículas en suspensión varía aproximadamente⁴ con la 5a. potencia de la velocidad.

Es entonces evidente, que una ligera disminución de la velocidad del agua dará lugar a que se depositen las partículas. El resultado es que los sedimentos depositados por el agua que dan normalmente serparados por tamaños y dispuestos en capas.

Las partículas más finas transportadas a un lago por las corrientes se asientan lentamente y se esparcen sobre una área considerable del fondo.

Las partículas muy finas de arcilla se asientan con mucha lentitud y se depositan sólo en agua tranquila. Estos depósitos quedan expuestos al drenaje.

Estos depósitos del fondo generalmente están constituídos por granos finos que pueden variar desde los limos hasta las - arcillas casi puras. En ingeniería con frecuencia se llaman - gambó a estos depósitos, de arcilla fina, muy pegajosa y plástica. Los depósitos de arena o limo qualquiera que sea su origen, son capaces de contener agua. Si la carga de agua es suficiente los granos pueden permancer en suspensión y toda la -

masa podrá escurrir como si fuera plástica y es lo que se denomina con el nombre de arenas movedizas; pero al ir perdiendo el agua van quedando estables. En la ciudad de México los mantos arcillosos han perdido agua y perdido su estado plástico - originando contracciones del suelo.

El estado actual y el comportamiento del suelo después de cargado se verá en detalle en los capítulos correspondientes.

CIMENTACIONES UTILIZADAS EN LAS ESTRUCTURAS EN LA CIUDAD DE MEXICO.

En términos generales, son tres los tipos de cimentaciones empleadas con mayor frecuencia en las estructuras de la Ciudad, a saber:

- Cimentación por ampliación de base.
- Cimentación por pilotes.
- Cimentación por compensación de pesos.

Otras soluciones dadas al problema de la cimentación, no son sino combinaciones de los tipos antes anotados, tomando características particulares de cada una de ellas.

Las características y consideraciones generales de cada tipo se pueden ver a continuación.

CIMENTACION POR AMPLIACION DE BASE.-

Este tipo de cimentación, consiste en la distribución de las cargas sobre bases, lo suficientemente amplias, para transmitir al terreno fatigas no mayores que un límite especificado por comparación con otras estructuras o bien si no existen datos se efectúan pruebas de capacidad de carga que se hacen en el terreno.

Así pues si se tiene una fatiga admisible F, en el terreno, fijada por las pruebas de capacidad de carga, y el valor de la carga por cimentar es P, se necesita un área de:

$$A = \frac{P}{F}$$

de donde se ve que si la carga permanece constante y se aumentan

ta el área hay una disminución inversamente proporcional en la fatiga transmitida.

Con un área fijada de éste modo se evita que la cimentación falle por esfuerzo cortante en el terreno, evitándose también que se rompa la estructura del suelo; pero debe tenerse muy en cuenta los hundimientos debidos a los asentamientos de las capas blandas del terreno.

Con objeto de prever los asentamientos probables en la estructura deberá estudiarse la consolidación del estrato y determinar la velocidad de asentamiento de la misma, bajo las condiciones de carga a que va a someterse.

Debido a las características particulares del terreno, los asentamientos pueden ser de dos tipos, asentamientos por contacto, debidos a los esfuerzos cercanos a la cimentación y a la presencia de una capa compresible superficial; y asentamientos en las capas profundas, debidos a la presencia de una capa compresible alojada en una profundidad considerable.

En el caso particular de la ciudad de México, la capa compresible se encuentra desde la superficie hasta grandes profundidades, interceptada en algunos lugares por capas resistentes de poco espesor y muy discontinuas.

Por lo que se presentan asentamientos debidos a deformaciones en las superficies de contacto con la estructura y debidos a deformaciones en capas profundas originados por la sobrecarga.

Con objeto de estimar dichos asentamientos se puede hacer

una comparación de la estructura, con el comportamiento que ha ya seguido alguna similar en terreno semejante; esto dará una idea aproximada de lo que puede ocurrir al cimentar la nueva estructura.

Otro procedimiento es el de determinar las constantes elásticas del suelo, μ y E , y empleando las fórmulas obtenidas por J. Boussinesq para la distribución de esfuerzos en los suelos, obtener el asentamiento teórico originado por las cargas.

En el caso de un disco circular de radio r , sobre el cual actúa una carga uniformemente distribuida p , se tiene que la deformación tendría dos expresiones, según se trate de un disco rígido o un disco flexible.

La deformación en el caso de un disco flexible sería:

$$w_0 = \frac{2(1 - \mu^2) p r}{E} = \frac{2(1 - \mu^2) P}{\pi E r}$$

Si el disco es rígido se tiene:

$$w_0 = \frac{(1 - \mu^2) p}{2 E r} P$$

Ahora bien si se denomina

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

se tiene la expresión simplificada de los asentamientos máximos de los discos:

$$w_0 = \frac{P}{C} D \dots \dots \dots (1) \text{ disco flexible.}$$

$$w_0 = \frac{\pi P}{4 C} D \dots \dots \dots (2) \text{ disco rígido.}$$

C se conoce con el nombre de coeficiente de asentamiento.

De donde se ve que el asentamiento teórico sería, en el caso de un disco circular, proporcional a su diámetro.

Para el caso de placas rectangulares se tienen soluciones semejantes.

Estas fórmulas únicamente indican los asentamientos que ocurren dentro de la etapa elástica del proceso.

En los casos de que el subsuelo esté constituido por capas de arena y grava compacta, las fórmulas anteriores se pueden aplicar obteniendo resultados muy efectivos. Pero en el problema de asentamiento la etapa elástica no tiene importancia.

En el caso de las arcillas, blandas, el asentamiento se determina empleando otros métodos y haciendo nuevas consideraciones.

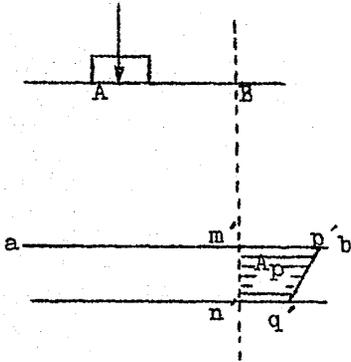
Se considera que el proceso de asentamiento se desarrolla en dos etapas características:

- a).- Asentamientos antes de la consolidación.
- b).- Asentamientos debidos a la consolidación.

Los asentamientos debidos a la primera etapa, es decir anteriores a la consolidación, pueden valorizarse haciendo la consideración de que la cimentación es un disco circular o un rectángulo, y emplear las fórmulas de la Elasticidad antes mencionadas.

En el caso de la ciudad de México, son despreciables estos asentamientos elásticos. Sin embargo en otros casos es po

sible determinar valores de μ y de E , por medio de pruebas de compresión y considerar un valor $\mu = 1/2$ como masa incompresible.



Los asentamientos de la segunda etapa se determinan valorizando el asentamiento en un punto cualquiera B, de la superficie del terreno, debidos a la carga P, concentrada en el punto A, que representa la estructura. Se determina la presión z vertical para todos los puntos de la línea B, $m' n'$ y el área de presiones $A_p = \text{área } m' p' q' n'$ se puede valorizar.

Para simplificar las operaciones se toma un valor medio de presión z que multiplicado por el espesor de la capa compresible da el valor del área de presión A_p .

Con objeto de obtener los valores del asentamiento, se toman muestras inalteradas del terreno y se estudian en un laboratorio para determinar el coeficiente de consolidación,

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w} \frac{1 + e}{A_v}$$

y la pérdida específica del contenido de agua $\frac{a_v}{1 + e}$ siendo en ambas expresiones, a_v , el coeficiente de compresibilidad.

El valor del asentamiento final se obtiene del producto del área de presiones y la pérdida específica de contenido de agua:

$$\Delta H = \frac{a_v}{1 + e} A_p$$

La distribución de los asentamientos en diferentes tiempos se determina por medio de una gráfica utilizando el coeficiente de consolidación.

Tanto la determinación de los coeficientes como la gráfica de asentamientos se tratarán con mayor amplitud en el capítulo correspondiente.

Otro factor que influye en los asentamientos es la rigidez propia de la estructura y a continuación se consideran tres casos:

1°.- Cuando la capa compresible de arcilla se encuentra a una profundidad considerable, las cargas en la superficie pueden estar concentradas o repartidas; su distribución no influye en el asentamiento porque al transmitirse en la capa intermedia se anulan los efectos de la concentración y en éste caso no importa que la estructura sea rígida o flexible y en ambos casos se tendrán efectos semejantes.

Debido a que el cálculo se simplifica mucho considerando las cargas concentradas es de recomendarse hacerlo en esa forma.

2°.- Cuando los asentamientos tienen lugar en una capa compresible poco profunda y de poca resistencia al esfuerzo cortante, se pueden analizar los siguientes casos:

a).- Si la estructura es ancha; los asentamientos diferenciales serán mayores en el caso de una estructura flexible que en una rígida.

b).- Si la estructura es angosta y rígida, puede con

centrar un fuerte empuje y penetrar en el suelo destruyendo la estructura del mismo, fallando éste por esfuerzo cortante.

Si no ocurre esta falla, se presentarán asentamientos con siderables. Generalmente esta falla ocurre en un solo senti-- do.

3º.- Cuando los asentamientos tienen lugar en una ca pa compacta y poco profunda (arena y grava). Los asentamien-- tos son muy pequeños y prácticamente no hay diferencia entre -- una estructura flexible y una rígida.

Teniendo en cuenta las consideraciones antes anotadas se puede determinar la superficie de cimentación y proceder al -- cálculo estructural de la misma.

CIMENTACION POR PILOTES.-

Es uno de los métodos más antiguos de cimentar las estructuras y debido a su forma de trabajo se pueden clasificar en: Pilotes trabajando por apoyo directo y Pilotes trabajando por fricción.

Con los pilotes se forman entramados dentro del subsuelo sobre los cuales se apoyan las losas de cimentación propiamente dichas.

En el caso de que los pilotes trabajen por apoyo directo se tiene también un cierto porcentaje de trabajo a la fricción, que dependerá del coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo y de la inclinación de las caras del pilote.

Al apoyar los pilotes en un estrato firme y resistente, de modo que transmitan a éste directamente la carga de la estructura, podrán calcularse como columnas trabajando a la compresión, o bien a la flexión debida a la compresión, según la naturaleza del terreno,

Los efectos que producen los pilotes al ser hincados en el terreno, dependen en gran parte de la constitución del suelo y podemos considerar los siguientes efectos:

a) En un suelo granular sin cohesión, producen una compactación del suelo que tiene por objeto dar un alto grado de densidad a la masa del suelo.

b) En los suelos cohesivos no saturados, incrementan la densidad del mismo.

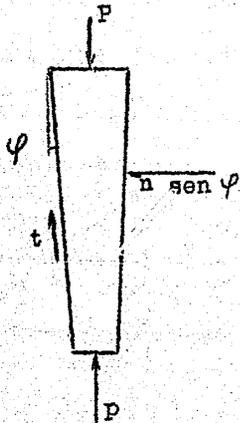
c) En suelos cohesivos saturados; remoldean el suelo, --

expulsando el agua. En éste último caso no existen estudios suficientes que permitan determinar hasta que grado llega el remoldeo del suelo ni hasta donde favorece o limita su efecto en la capacidad de carga de los pilotes.

Sucede en éstos casos que el agua expulsada sirve de lubricante y ocurren deslizamientos de los pilotes dentro del suelo muchas veces debidos únicamente a su propio peso; por lo cual en tipos de suelos como el de la ciudad de México, el trabajo del pilote a la fricción carece de importancia, y la efectividad del piloteado requiere la presencia de un estrato resistente para apoyarlos.

Muchas veces al estar hincando un pilote llega un momento en que es practicamente imposible seguirlo haciendo en ese momento; creyendose que se tiene la seguridad de poder cargarlo en ese punto; pero al transcurrir el tiempo (algunas veces lapsos cortos de 24 a 48 horas) el pilote vuelve a hundirse debido a la sobre carga, o bien puede seguir hincandose con relativa facilidad.

ESFUERZOS EN UN PILOTE:- Los esfuerzos que se desarrollan en un pilote son:



a) Esfuerzos debidos a la fricción con el suelo (en la figura se indican por "t").

b) Esfuerzos debidos a la inclinación de las caras del pilote ($n \text{ sen } \varphi$).

A partir de estos esfuerzos, se obtiene una expresión general para el cálculo de la capacidad de carga " P ".

$$P = p A + t \bar{S} + S n \operatorname{sen} \varphi .$$

Donde "P" es la capacidad de carga del pilote que tenga una sección de área A, en el punto de aplicación de la carga; S, la superficie lateral total; " p, t, y n, son esfuerzos unitarios cuya distribución es desconocida, luego se ve la imposibilidad de obtener un valor matemático de P, siendo el mejor método de obtener dicha capacidad, de las pruebas con carga estática hechas en el terreno.

Cuando se usa un grupo de pilotes, el esfuerzo en el suelo se incrementa por la acción conjunta de los mismos; y el esfuerzo máximo depende mucho de la rigidez relativa de la superestructura y de la cimentación.

La mayoría de las fórmulas establecidas para el cálculo de los pilotes, tienen por origen la teoría del Impacto desarrollada por Newton; y partiendo de la misma, se han establecido un sin número de fórmulas.

A partir de la siguiente expresión se analizará una de las fórmulas más frecuentemente empleadas:

$$W h = R S \dots \dots \dots (1)$$

En dicha ecuación tenemos:

W = Carga transmitida por el martinete.

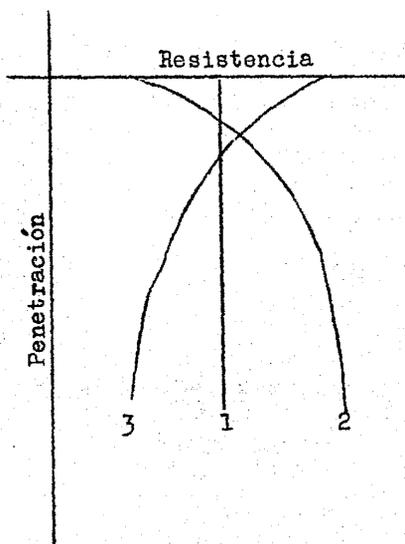
h = Altura de caída.

R = Resistencia a la penetración.

S = Longitud del pilote hincada bajo un golpe del -
martinete.

En esta expresión, S , no permanece constante, se puede -
referir a la máxima penetración o bien a la penetración perma-
nente; generalmente se emplea el valor de la penetración perma-
nente.

R , tampoco permanece constante, bien sea constante a todo
lo largo de la penetración o bien el valor promedio de la pene-
tración; pero de ningún modo es constante, sino que varía con
la penetración del pilote.



Si se construye una gráfica de la variación de la resis-
tencia R , con respecto a la profundidad del pilote, se tendrán
tres casos generales.

1) R , es constante a lo largo del recorrido de penetra-
ción.

2) R , aumenta conforme el pilote penetra.

3) R, disminuye conforme el pilote penetra.

Esto dependerá de las características particulares del sub suelo. Luego la ecuación (1) se podrá escribir en la siguiente forma:

$$W h = C R S + Q$$

En ésta nueva expresión, pueden tomarse en consideración las variaciones de R y S, con el coeficiente C, y las pérdidas de energía que ocurren durante el impacto, por medio del término Q.

Generalmente parece que C, se considera como un valor unitario debido a que la variación de R, se balancea por la variación de S; sin embargo el valor de C, puede ser mayor o menor de la unidad, dependiendo del suelo, pero en ninguna de las fórmulas se ha considerado este coeficiente.

El cálculo de Q, es la diferencia básica de todas las fórmulas; a partir de que la única pérdida es la compresión elástica temporal, se puede escribir que

$$Q = \frac{R^2 L}{2A E}$$

donde: L, es la longitud del pilote.

A, es el área de su sección.

E, es el módulo de Young.

La resistencia a la penetración R, se considera nula en la cabeza del pilote y se considera nula también a lo largo de la superficie; estas consideraciones pueden no ser ciertas; por otra parte la expresión completa se funda en teorías de es

tática y no se deben aplicar estas mismas consideraciones en un problema dinámico.

De la teoría del Impacto desarrollado por Newton, el valor de:

$$Q = W h \frac{P (1 - n^2)}{W + P}$$

donde: P, es el peso del pilote,

n, el coeficiente de restitución; esta expresión no puede ser aplicada a cuerpos que no tengan desalojamiento libre como en el caso de un pilote, porque fue desarrollada para el caso de dos esferas con movimiento libre.

En la llamada fórmula completa tenemos:

$$W h = R S + \left[w h \frac{P (1 - n^2)}{W + P} \right] + \left[\frac{R^2 L}{2 A E} + \frac{R^2 L'}{2 A' E'} + K \right]$$

se utiliza indebidamente la teoría del impacto de Newton

$$\left[w h \frac{P (1 - n^2)}{W + P} \right]$$

y en igual forma el término

$$\left[\frac{R^2 L}{2 A E} + \frac{R^2 L'}{2 A' E'} + K \right]$$

donde:

L' , es la longitud.

A' , el área en la sección

E' , el módulo de Young

en el regatón del pilote, siendo K , la compresión elástica temporal del suelo, es decir que se tienen en cuenta otra vez algunas de las pérdidas que ya se habían considerado en el segun

do término.

Otra fórmula en la cual se expresa $Q = 0.1$ y

$$R = \frac{W h}{S + 0.1}$$

siendo R , la carga final, h , y S , se expresan en pulgadas.

Se puede aceptar que Q , sea una constante, porque las pérdidas de energía debidas a la compresión elástica y a la inercia, se pueden compensar una con otra y en tal caso tener un solo coeficiente como lo es el 0.1, proposición hecha por la fórmula del Engineering News, que puede representar la pérdida total de la energía, razonable en algunos casos.

Si se comparan un pilote de madera y uno de concreto, se tiene que en el caso del pilote de madera las pérdidas debidas a la inercia son menores que en el caso del pilote de concreto; pero las pérdidas elásticas son mayores en el de madera que en el de concreto.

Sin embargo no se hace notar nada respecto a la elasticidad de los diferentes suelos; ni tampoco respecto a la fabricación del pilote compacto que reduciría las pérdidas debidas a la inercia.

Se ve que en general las fórmulas para el cálculo de los pilotes son muy convencionales y podrían seguirse citando -- otras muchas; ya que algunas otras fórmulas se han deducido -- partiendo de la teoría del impacto longitudinal, pero encontramos las mismas lagunas que dejan las anteriores.

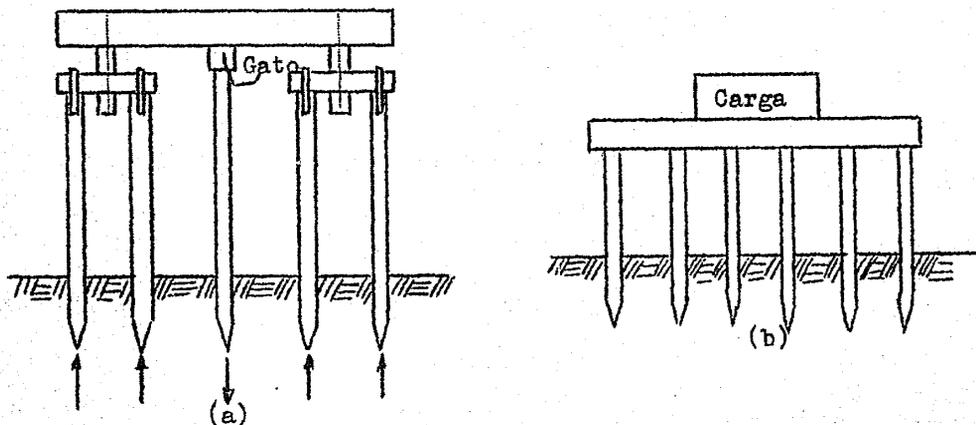
Siendo lo más recomendable determinar en cada caso la ca

pacidad de carga de los pilotes por medio de pruebas en el sitio mismo de la construcción.

PRUEBAS DE CARGA EN LOS PILOTES:- Pueden hacerse éstas - pruebas sobre un pilote o bien sobre grupos de pilotes cargandolos y anotando los asentamientos correspondientes a cada carga. Una carga que produce asentamientos iguales o semejantes a un valor pre-determinado, puede considerarse admisible.

Es preferible que las pruebas se efectuen sobre grupos de pilotes que sobre un solo pilote; ya que en la cimentación actuarán en grupos y no aislados, luego serán más reales los resultados obtenidos de las pruebas en grupo.

Los pilotes pueden cargarse con gatos hidraulicos, con el auxilio de pilotes adyacentes como se ve en la figura (a).



La mejor manera de hacer pruebas en grupo es por medio de cargas muertas figura (b)

Puede combinarse una prueba de carga con una prueba de extracción del pilote por medio de una cruceta y un gato hidráulico.

Se recomienda que bajo ninguna circunstancia deben hacerse las pruebas inmediatamente después de que se hincaron los pilotes, sino unos 20 o 30 días después, debido a las fluctuaciones de la resistencia del pilote con el tiempo y con las vibraciones que se originan al hincarlo.

A medida que crece la carga aumentarán los asentamientos. Siendo en un principio más o menos proporcionales los asentamientos a las cargas, pero luego los asentamientos aumentan rápidamente y finalmente el pilote se hunde. Este hundimiento puede ser de unos cuantos centímetros hasta de uno o dos metros. Para determinar el esfuerzo por fricción se considera el coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo, y la superficie donde se produce.

La siguiente gráfica puede dibujarse con los datos de registro de la prueba y determinar la carga que podrá darse a cada pilote.

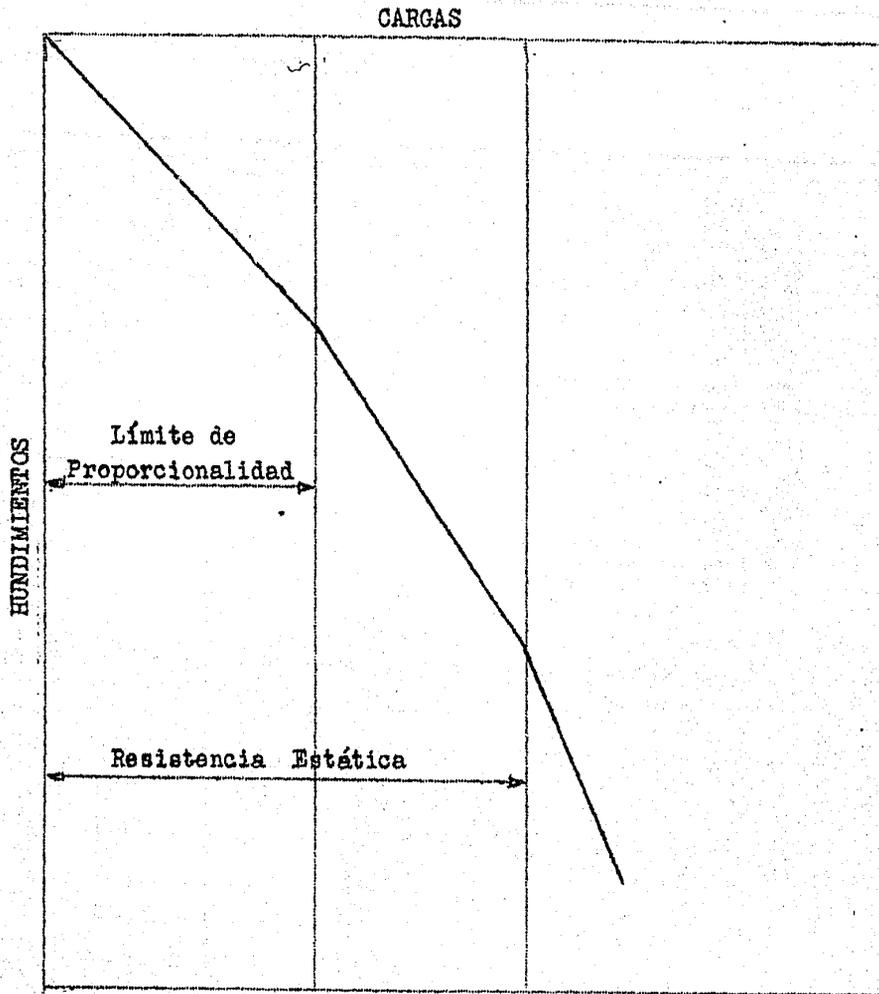
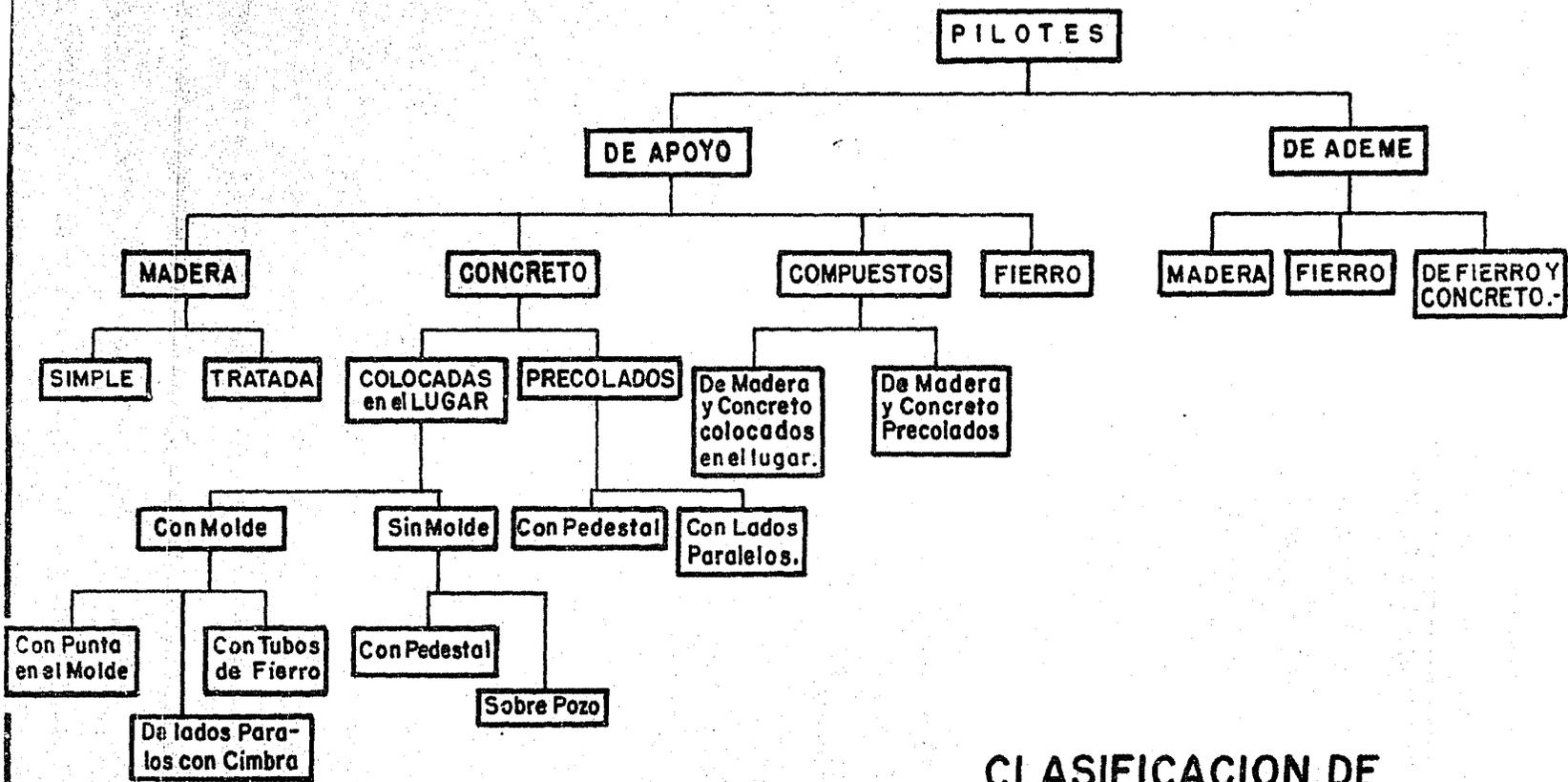


Diagrama de una prueba de carga en pilotes.

Desde el punto de vista de los materiales se pueden clasificar los pilotes de acuerdo con el cuadro siguiente, donde se considera también dos clasificaciones por su forma de trabajo.



**CLASIFICACION DE
LOS PILOTES.**

CIMENTACION POR COMPENSACION DE PESOS.-

Este tipo de cimentación es llamado generalmente por flotación y sus características generales se enuncian a continuación:

Se le puede llamar con mayor propiedad cimentación por compensación de pesos, debido a que se procede a descargar el terreno, haciendo una excavación cuyo peso volumétrico sea aproximadamente el peso de la estructura por construir y de esa manera evitar la sobre carga del terreno y en esa forma reducir los asentamientos.

Si se pueden tener éstas condiciones después de hacer la excavación, la mayor parte de los movimientos de la estructura serán debidos a las deformaciones elásticas y a la consolidación del suelo bajo los cimientos.

Si fuera posible distribuir la carga del edificio de un modo uniforme sobre su área de cimentación y fuera posible que al hacer la excavación se pudiera ir aplicando las cargas simultaneamente, no habría ningún asentamiento. Sin embargo esto es impracticable hasta ahora y deberá tenerse en consideración que las condiciones teóricas no pueden llenarse y es por lo que es necesario investigar las consecuencias de ello.

La práctica hasta hoy seguida por los Ingenieros que han empleado este tipo de cimentación es la siguiente:

a) Los asentamientos se pueden reducir hasta un grado admisible, removiendo una cantidad de suelo, cuyo peso, sea aproximadamente igual al peso por sobre poner de la estructu--

ra.

b) Este método puede emplearse cuando el estrato resistente está a unos 10 o 15 mts. de profundidad y donde el suelo y las aguas subterráneas permiten hacer dicho trabajo.

c) Si una estructura está apoyada sobre un suelo blando se presentarán asentamientos a pesar de que el peso de la estructura sea menos que el peso del suelo removido. Al hacer la excavación puede haber un levantamiento en el fondo de dicha excavación y ésto será debido en parte a una deformación producida por empujes laterales y en parte al bufamiento de las capas inferiores del suelo.

Al restablecer las condiciones de fatiga originales podrá presentarse un asentamiento igual o mayor en magnitud al levantamiento, que se había presentado en el fondo de la excavación.

d) Los asentamientos debidos a la deformación y a la recompresión después del bufamiento tienen lugar durante el período de la construcción.

Los Asentamientos progresivos que ocurren después de este período en lapsos de tiempo más grandes, (algunos años) y de un modo decreciente se presentan si el peso de la estructura es mayor que el peso del suelo removido.

e) El control de los asentamientos diferenciales es más completo, cuando el diseño de la estructura y la cimentación se hace como si fuera una unidad integral respecto a rigidez. Cuando ésto no es posible, se aumenta la rigidez de la cimentación, lo cual aumenta el costo y disminuye la efectividad de

la solución.

f) Los asentamientos diferenciales se pueden controlar, aumentando la carga unitaria sobre aquellas áreas donde sean los asentamientos progresivos menores y disminuyéndola en los lugares donde los asentamientos progresivos se anticipen en mayor grado.

Estas son en general las consideraciones principales que deben tomarse para compensar los pesos del edificio y la masa por excavar.

Se deberá proceder a valorizar de un modo aproximado el peso total de la estructura, para hacer una excavación cuyo peso compense el de la estructura sobre puesta.

El problema principal en éste tipo de cimentación es más bien de procedimientos de construcción y deberá estudiarse en cada caso su solución particular.

ASENTAMIENTOS.-

En el diseño de las cimentaciones el punto primordial que se persigue es el de anular los asentamientos de la estructura, o por lo menos disminuirlos y distribuirlos en forma tal que no modifiquen las condiciones de trabajo de los miembros de ella, con objeto de que no se presenten modificaciones en las condiciones de trabajo que originan la falla de la estructura.

Generalmente se emplea el término Asentamiento, para indicar el desplazamiento vertical de la base de una estructura; y el término Asentamiento Diferencial para indicar la diferencia de desplazamientos verticales que presentan en una o más partes de la base de la estructura con respecto a las otras.

Se puede decir que no existe realmente un asentamiento uniforme, sino que éste es un concepto ideal, que se usa en el estudio de los desplazamientos.

Los asentamientos verticales, pueden originar desplazamientos horizontales en las estructuras, debidos muchas veces a la diferencia de carga, o bien a que los estratos del suelo sigan determinados ángulos de inclinación.

CAUSAS DE LOS ASENTAMIENTOS.-

Los asentamientos pueden deberse a la acción de fuerzas dinámicas. Las fuerzas estáticas pueden ser originadas por las cargas muertas y vivas que va a soportar la estructura; por un cambio del nivel de las aguas subterráneas lo cual origina una sobre carga o bien una disminución de la misma sobre las capas inferiores; por actividades subterráneas, como la

construcción de un túnel o la colocación de drenajes, o simplemente por la excavación de una cimentación vecina. Las fuerzas dinámicas pueden ser originadas por movimientos de las capas del subsuelo, o bien por cambio de volumen del mismo; pueden ser originadas también por congelación del agua que contiene el suelo, que en el caso de la Ciudad de México no es de importancia pero en regiones frías deberá tenerse en consideración. Las vibraciones en algunos casos si adquieren grandes proporciones, pueden originar también asentamientos que deberán preverse.

Los asentamientos permisibles en una estructura dependen de la función a que se destine y de la relación que guarde con respecto a los edificios adyacentes, con objeto de no perjudicarlos.

Los asentamientos debidos a las cargas, tramitadas por la estructura hasta su base pueden ser esencialmente de dos tipos.

a) Asentamientos de contacto, debidos a las fatigas que se desarrollan en la superficie de contacto del suelo y la cimentación.

b) Asentamientos en las capas profundas, debidos a la presencia de una capa compresible dentro del suelo.

En el primer caso, si la masa del suelo es más o menos homogénea, los esfuerzos y consecuentemente las deformaciones, decrecen de la superficie de contacto hacia abajo luego los mayores asentamientos tendrán lugar cerca de la superficie de

contacto.

En el segundo caso, los mayores asentamientos tendrán lugar en el estrato compresible dentro de la masa del suelo.

Al diseñar una cimentación deberá hacerse una estimación de los posibles asentamientos, lo cual se puede lograr comparando la estructura por cimentar con el comportamiento seguido por una similar en terreno semejante.

Si no es posible tener datos suficientes que permitan hacer una estimación aceptable, pueden estudiarse muestras del terreno en el laboratorio y determinar los asentamientos probables, o bien hacer pruebas de compresión sobre el terreno.

En algunos casos es recomendable seguir los procedimientos de laboratorio y el de observaciones por comparación, con objeto de tener una mayor seguridad. Estudios en éste sentido se han efectuado en algunas construcciones, tales como el monumento de Sn. Jacinto Texas y se han obtenido resultados muy aceptables.

En los estudios encaminados a valorizar los asentamientos, existen diversas teorías, a partir de las cuales se determinan dichos valores: pero debe hacerse notar las condiciones y consideraciones que se hacen en ellas, con objeto de aplicar, aquella que llene de una manera más completa, los requisitos del problema.

Dentro del proceso general de asentamiento, podemos considerar una primera etapa de asentamientos elásticos y una segunda etapa de asentamientos no elásticos; siendo despreciables -

los de la etapa inicial, se tratará únicamente de los asentamientos no elásticos.

La Mecánica de suelos, ha contribuido grandemente en el desarrollo del problema de los asentamientos de las estructuras que se encuentran cimentadas sobre arcillas compresibles, que es cuando se presentan los asentamientos no elásticos.

El método propuesto por ella, se basa en el proceso físico de la consolidación, por lo cual se expone a continuación la teoría de la consolidación.

El proceso de la consolidación, en términos generales se puede expresar como sigue:

Si sobre una capa de arcilla saturada se aplica una carga cualquiera, se producen compresiones dentro de ella.

Sin embargo los granos del suelo y el agua alojada en los espacios intergranulares, son relativamente incompresibles y como la compresión requiere una reducción de vacíos; ésto podrá ocurrir sólo cuando el agua que los llena pueda ser expulsada.

Después de la aplicación de la carga sobre la masa de suelo y antes de que el agua pueda escapar, la estructura granular del suelo no soporta ninguna parte de la carga, sino que temporalmente se origina una presión en el agua que llena los vacíos y es la que soporta la carga colocada en la superficie; a este esfuerzo se le llama "exceso de presión hidrostática", a medida que va fluyendo el agua a través de la masa de suelo se origina la compresión de los granos, decreciendo gradualmen

te dicho exceso de presión y en consecuencia su gradiente.

Los esfuerzos originados por la carga pasan lentamente del exceso de presión hidrostática a presión intergranular, con una correspondiente compresión del suelo, que al ocurrir continuamente va decreciendo con el tiempo, siendo al fin la carga soportada únicamente por los granos de la estructura desapareciendo totalmente el exceso de presión hidrostática.

El análisis de los asentamientos desde éste punto de vista en el caso de una estructura, consta de los siguientes pasos:

1º).- Una estimación del incremento de esfuerzos en la capa compresible, debidos a la aplicación de la estructura. Este incremento de esfuerzos sumado al exceso de presión hidrostática que existe, debida a cualquier sobre-carga que se presente, representa el incremento total de esfuerzos bajo los cuales se desarrollará el proceso de consolidación.

2º).- Un estudio de las muestras del suelo, las cuales deberán procurar se obtengan en tal forma que no sufran alteraciones morfológicas, en el laboratorio se determinarán las propiedades del suelo que definen la compresibilidad y la velocidad de compresión.

3º).- La determinación de los asentamientos probables, empleando los datos relativos a las cargas estimadas y los valores de los coeficientes del suelo obtenidos de las pruebas y relacionarlos de acuerdo con la teoría de la consolidación.

Los resultados finales, generalmente se presentan en forma de curvas de asentamientos V.S. tiempo.

Una de las consideraciones básicas en éste análisis es la de tratar éste problema de la consolidación en una sola dimensión, debido a lo cual se considera que:

- a) Las deformaciones ocurren en una dirección vertical.
- b) El agua al fluir lo hace a través de filtraciones verticales.

En general las condiciones reales, varían mucho de las -- que se consideran debido a lo cual los datos que se obtienen -- sólo sirven para dar al proyectista datos aproximados. Es por -- ésto que deben comprobarse los resultados una vez construída -- la estructura, haciendo observaciones periódicas de los movi-- mientos que vayan presentándose, para comparar los resultados -- teóricos con los asentamientos reales, Procurando en todos -- los casos dar a conocer tales resultados con objeto de benefi-- ciar las investigaciones que se hagan en éste campo tan amplio.

A continuación se expone un desarrollo condensado de la -- teoría de consolidación expuesta por Therzaghi:

ECUACION DIFERENCIAL.-

Considerando en una masa de arcilla saturada un volumen -- elemental, de un espesor, dz y una área A , a una distancia Z , de la superficie de la arcilla, considerando además que la fil-- tración a través del suelo es vertical y que la consolidación se desarrolla en una sola dimensión; el flujo Q , a través de

la superficie A , expresado por la Ley de Darcy es:

$$Q = k i A$$

en la cual k , es el coeficiente de permeabilidad, i , es el gradiente hidráulico.

El gradiente hidráulico es la relación entre la pérdida de carga y la distancia en que ocurre dicha pérdida; y para el flujo vertical y en una dimensión, se puede escribir

$$i = - \frac{\partial h}{\partial z}$$

siendo h , la carga y el signo menos indica que el flujo es en un sentido tal que hace decrecer la carga h .

Como las variaciones de la carga h , dependen únicamente de las variaciones que sufre el exceso de presión hidrostática, el gradiente podrá expresarse como sigue:

$$i = - \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

donde γ_w es el peso específico del agua y u , el exceso de presión hidrostática.

Luego tenemos que

$$Q_s = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} A$$

El gradiente varía con la profundidad y el flujo a través de la superficie del fondo, siendo la dirección positiva hacia abajo, será

$$Q_1 = - \frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \right) A$$

como esta agua entra al elemento, la diferencia entre

$$Q_1 - Q_s = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} Adz$$

que sería pérdida de agua en el elemento Ecc. (1).

Si la arcilla está completamente saturada, la pérdida total de agua corresponderá a la disminución de volumen del elemento.

En el elemento el volumen de vacíos es

$$\frac{e}{1+e} A dz$$

y el volumen de solidos

$$\frac{1}{1+e} Adz$$

Luego la disminución de volumen se puede expresar como la disminución del volumen de vacíos que valdría

$$- \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} Adz \right)$$

El signo menos indica que la relación de vacíos disminuye con el transcurso del tiempo.

Si el volumen de solidos $\frac{1}{1+e} Adz$, es constante, la expresión del cambio de volumen es:

$$- \frac{Adz}{1+e} - \frac{\partial e}{\partial t} \dots \dots \dots (2)$$

Igualando las ecuaciones 1 y 2 se tiene

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} - \frac{\partial e}{\partial t}$$

Que es la ecuación fundamental a partir de la cual se analizan los problemas de consolidación en una dimensión.

Las consideraciones que requiere son: homogeneidad del flujo en una dimensión, saturación completa, sustancias incom

presibles y la validez de la Ley de Darcy.

La Teoría de Terzaghi presenta como consideración básica, la relación proporcional que liga a la relación de vacíos con el exceso de presión hidrostática y que puede expresarse como sigue:

$$\partial e = a_v \partial u. \dots\dots\dots(3)$$

donde, a_v , es el coeficiente de compresibilidad primaria, o compresibilidad teórica.

Por otra parte, se dice que a cualquier disminución del exceso de presión hidrostática, corresponde un equivalente aumento de presión intergranular; luego si hacemos la sustitución del valor de ∂e , en la ecuación general tenemos:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \dots\dots\dots(4)$$

Las propiedades del suelo, k , e , y a_v , varían con la presión, pero para un incremento de carga dado, se considera generalmente de un valor medio sin incurrir en errores apreciables.

Cada una de las propiedades físicas pueden ser agrupadas y expresando la combinación de esas propiedades con el nombre de "coeficiente de consolidación" se tiene la expresión siguiente:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w}$$

que sustituida en la ecuación (4) se obtiene:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \dots\dots(5)$$

Ecuación diferencial de la consolidación.

La solución matemática dada a ésta expresión es el desa--

rollo que se presenta a continuación.

CONDICIONES DE LINDERO.-

Cuando el drenaje es completo en la superficie de la arcilla se tiene que el exceso de presión hidrostática es nulo y si tomamos como origen de coordenadas el fondo del estrato de arcilla, de manera que a medida que z , crece lo hace de abajo hacia arriba. El espesor del elemento que consideramos dz , y al espesor total del estrato lo llamaremos H , y la carga que se aplica al suelo P' , Carga que soporta el agua de los va---cios al instante después de aplicarla. Luego las tres condiciones que deberá satisfacer la ecuación son:

1. Cuando $0 < t < \infty$ tendremos que $-\frac{\partial u}{\partial z} = 0$
y $0 = z$

Debido a que la velocidad en el fondo es cero y entonces

$$v = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

2. Cuando $0 < t < \infty$ Entonces $U = 0$ porque en la superficie no hay ninguna oposición al flujo.

- 3.- Cuando $0 \leq z \leq H$ Entonces $U = P'$

$$y \quad t = 0$$

4. Cuando $t = \infty$ $U = 0$

$$y \quad 0 \leq z \leq H$$

Suponiendo que la solución de la ecuación (5)

$U(t, z) = Z(z) T(t)$ se tendría una expresión:

$$C_v Z'' T = T' Z \quad \text{de donde} \quad \frac{Z''}{Z} = \frac{T'}{T} = -\frac{1}{C_v}$$

Como z , y t , son independientes las relaciones $\frac{z''}{z'}$ y $\frac{T'}{T}$ será una constante luego:

$$\frac{z''}{z'} = \frac{T'}{T} \frac{1}{C_v} = K \quad y \quad \frac{z''}{z'} = K \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$\frac{T'}{T} \frac{1}{C_v} = K \quad \dots \dots \dots (7)$$

La solución de (7) es:

$$T' = K C_v T = -\frac{dT}{dt}$$

$$\int K C_v dt = \int -\frac{dT}{T} \quad : \quad K C_v = \text{Log } T + C \quad : \quad T = e^{-K C_v t + C}$$

La solución de (6) es:

$$z'' = K z \quad : \quad \frac{d^2 z}{dz^2} = K z$$

introduciendo una nueva variable

$$\frac{dz}{dz} = X \quad : \quad \frac{d^2 z}{dz^2} = \frac{dX}{dz} = \frac{dX}{dZ} \frac{dZ}{dz} = X \frac{dX}{dz}$$

de donde:

$$X \frac{dX}{dz} = K z$$

integrando:

$$\int X dX = \int K z dz \quad : \quad \frac{X^2}{2} = K \frac{z^2}{2} + C_1 \quad : \\ X^2 = K z^2 + C_1$$

sustituyendo el valor de X.

$$\left(\frac{dz}{dz}\right)^2 = K z + C_1 \quad ; \quad \frac{dz}{dz} = \sqrt{K z^2 + C_1}$$

de donde

$$dz = \frac{dz}{\pm \sqrt{K z^2 + C_1}} \quad \dots \dots \dots (8)$$

A medida que pasa el tiempo la cantidad de agua expulsada

es menor, por consiguiente la $-\frac{\partial u}{\partial t}$ es negativa y como

$$-\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{dT}{dt} = T' \quad \text{y} \quad T' = K C_v T$$

luego K, es negativa de donde la solución de la ecuación (8) deberá hacerse con K, negativa.

$$z = \frac{1}{\sqrt{-K}} \text{Sen}^{-1} \left(z \sqrt{\frac{-K}{C_1}} \right) + C_2$$

tomando el signo + del radical

$$(z + C_2) \sqrt{-K} = \text{Sen}^{-1} \left(z \sqrt{\frac{-K}{C_1}} \right)$$

$$z_p = \sqrt{\frac{C_1}{-K}} \text{Sen} \left(z + C_2 \right) \sqrt{-K} \dots\dots (9)$$

tomando el signo (-) del radical

$$-z = \frac{1}{\sqrt{-K}} \text{Sen}^{-1} \left(z \sqrt{\frac{-K}{C_1}} \right)$$

$$z_p = \sqrt{\frac{C_1}{-K}} \text{Sen} \left(-z + C_2 \right) \sqrt{-K} \dots\dots (10)$$

Luego la solución a la ecuación (8) es:

$$z = \sqrt{\frac{C_1}{-K}} \left[\text{Sen} \left(z + C_2 \right) \sqrt{-K} + \text{Sen} \left(C_2 - z \right) \sqrt{-K} \right]$$

$$z = \sqrt{\frac{C_1}{-K}} \left[\text{Sen} \left(z \sqrt{-K} \right) \text{Cos} \left(C_2 \sqrt{-K} \right) + \text{Sen} C_2 \sqrt{-K} \text{Cos} z \right. \\ \left. \sqrt{-K} + \text{Sen} C_2 \sqrt{-K} \cdot \text{Cos} z \sqrt{-K} - \text{Sen} C_2 \sqrt{-K} \text{Cos} \left(C_2 \sqrt{-K} \right) \right]$$

$$z = \sqrt{\frac{C_1}{-K}} \left[\text{Sen} z \sqrt{-K} \text{Cos} C_2 \sqrt{-K} - \text{Cos} C_2 \sqrt{-K} + \text{Cos} z \sqrt{-K} \right. \\ \left. \text{Sen} C_2 \sqrt{-K} + \text{Sen} C_2 \sqrt{-K} \right]$$

$$z = C_3 \text{Sen} z \sqrt{-K} + C_4 \text{Cos} z \sqrt{-K}$$

$$u = (C_3 \operatorname{Sen} z \sqrt{-K} + C_4 \operatorname{Cos} z \sqrt{-K}) e^{(K C_{nr} t + C)}$$

$$u = (C_5 \operatorname{Sen} z \sqrt{-K} + C_6 \operatorname{Cos} z \sqrt{-K}) e^{K C_{nr} t}$$

De la 1ª condición de frontera $0 < t < \infty$

$$y \quad 0 = z$$

$$\therefore \frac{\partial u}{\partial z} = 0$$

se tiene:

$$-\frac{\partial u}{\partial z} = (C_5 \operatorname{Sen} z \sqrt{-K} + C_6 \operatorname{Cos} z \sqrt{-K}) e^{K C_{nr} t} K C_{nr} t$$

sustituyendo el valor $z = 0$ se tiene:

$$0 = C_6 K C_{nr} e^{K C_{nr} t} \quad \therefore \quad C_6 = 0$$

entonces $u = (C_5 \operatorname{Sen} z \sqrt{-K}) e^{K C_{nr} t} \dots\dots\dots (11)$

De la 2ª Condición

$$u = 0 = (C_5 \operatorname{Sen} H \sqrt{-K}) e^{K C_{nr} t}$$

Pero C_5 no puede ser igual a cero entonces:

$$\operatorname{Sen} H \sqrt{-K} = 0 \quad \text{y} \quad H \sqrt{-K} = n\pi \quad \text{siendo } n \text{ entero.}$$

luego:

$$K = -\frac{n^2 \pi^2}{H^2}$$

sustituyendo éste valor en (11)

$$u = (C_5 \operatorname{Sen} \frac{n\pi}{H} z) e^{-\frac{n^2 \pi^2}{H^2} C_{nr} t} \dots\dots\dots (12)$$

Si se trata de establecer la 3ª Condición se tiene

$$P_1 = (C_5 \operatorname{Sen} \frac{n\pi}{H} z)$$

Lo que no puede ser debido a que z es variable.

Sin embargo C_5 puede tener cualquier valor real y n , --

cualquier valor entero, por lo que puede ser que exista una combinación de términos de la forma (12) que satisfaga la 3ª condición.

$$(13) \dots\dots u = b_1 e^{-\frac{\pi^2}{H^2} Cvt} \text{ Sen } \frac{\pi}{H} z + b_2 e^{-\frac{4\pi^2}{H^2} Cvt} \text{ Sen } \frac{2\pi}{H} z + \dots\dots + b_n e^{-\frac{n^2 \pi^2}{H^2} Cvt} \text{ Sen } \frac{n\pi}{H} z$$

donde la b, y la n, deben determinarse. La ecuación (13) satisface las condiciones 1 y 2 sin embargo no satisface la condición (3) sin embargo si la generalizamos a una forma infinita:

$$(14) \dots\dots u = b_1 e^{-\frac{\pi^2}{H^2} Cvt} \text{ Sen } \frac{\pi}{H} z + b_2 e^{-\frac{4\pi^2}{H^2} Cvt} \text{ Sen } \frac{2\pi}{H} z + \dots\dots\dots$$

Si en ésta ecuación se sustituyen los valores de la condición (3) se tiene:

$$u = P_1 = b_1 \text{ Sen } \frac{\pi}{H} z + b_2 \text{ Sen } \frac{2\pi}{H} z + \dots\dots\dots (15)$$

Con objeto de determinar los valores $b_1, b_2, \dots\dots b_n$, se emplea la Serie de Fourier.

La serie (15) se satisface con los valores $0 < z < H$ de modo que los valores de b_n en el intervalo 0 y H es:

$$b_n = \frac{2}{H} \int_0^H P_1 \text{ Sen } \frac{n\pi}{H} z \, dz = \left[\frac{2 P_1}{H} \left(-\text{Cos } \frac{n\pi}{H} z \right) \frac{H}{n\pi} \right]_0^H$$

$$b_n = -\frac{2}{n\pi} P_1 (1 - \cos n\pi)$$

por consiguiente la ecuación (14) se puede escribir:

$$\begin{aligned} \bar{u} = & \frac{4 P_1}{\pi} \left[e^{-\frac{\pi^2}{H^2} Cvt} \operatorname{Sen} \frac{\pi}{H} z + \frac{1}{3} e^{-\frac{9\pi^2}{H^2} Cvt} \operatorname{Sen} \frac{3\pi}{H} z \right. \\ & \left. + \frac{1}{5} e^{-\frac{25\pi^2}{H^2} Cvt} \operatorname{Sen} \frac{5\pi}{H} z + \dots \dots \dots \right] \quad (16) \end{aligned}$$

Esta ecuación satisface las condiciones inclusive la 4ª, debido a que $e^{-\infty}$ es cero y por lo tanto $u = 0$ que marca el fin del proceso.

Esta ecuación (16) se puede expresar en la forma siguiente:

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

$$u = \frac{4}{\pi} P_1 \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{2m+1} \operatorname{Sen} \left[\frac{2m+1}{H} \pi z \right] e^{-\frac{(2m+1)^2}{H^2} \pi^2 Cvt}$$

$$u = \frac{4}{\pi} P_1 \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{2m+1} \operatorname{Sen} \left[\frac{2m+1}{H} z \pi \right] e^{-\frac{(2m+1)^2}{H^2} \pi^2 Cvt}$$

..... (17)

Si en lugar de considerar que la capa arcillosa está drenada únicamente por una superficie, se considera que se drena por ambos lados y que el grueso de la capa es $2H$, se tendrá la misma solución, salvo que en lugar de H , se sustituirá por $2H$.

Para hacer la integración de (1) en éstas condiciones se emplean la 1ª y 2ª condiciones de lindero que quedan:

Cuando $0 < t < \infty$ y $z = 0$; $u = 0$ porque en el fondo no hay oposición al flujo del agua y sustituyendo éstos valores se tiene $0_0 = 0$.

La otra condición que cambia es la 2ª: Cuando $0 < t < \infty$ y $z = 2H$; $u = 0$, porque en la superficie tampoco hay oposición a la salida del agua.

Haciendo éste cambio se llega a una ecuación análoga a la (17) salvo que en lugar de H se tiene $2H$.

De modo que:

$$u = \frac{4}{\pi} P_1 \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{2m+1} \text{Sen} \left(\frac{2m+1}{2H} z \pi \right) e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \dots\dots\dots (18)$$

La Ecuación (18) determina la variación del exceso hidrostático a lo grueso de la capa de arcilla en un tiempo determinado t .

Si se toma la variación de éste exceso a partir de la superficie hasta la mitad de la capa de arcilla doblemente drenada, se tiene la variación del exceso hidrostático en una capa drenada por ambas superficies, las condiciones son las mismas que en el caso de que existiera en ese lugar una capa impermeable.

De modo que cuando se considera una capa impermeable por un lado y una superficie de drenaje, la altura total de la capa de arcilla será H .

Cuando es permeable por los dos lados la altura total de la capa de arcilla será $2H$.

Como lo que interesa es el valor del asentamiento del terreno, debido a la consolidación tenemos que: el asentamiento final debido a la sobre carga P_1 en una capa arcillosa drenada por una sola superficie de espesor H es:

$$S_1 = H \Delta n_1 \dots\dots\dots(19)$$

donde Δn_1 es el decrecimiento final de volumen por unidad de volumen inicial y que vale:

$$\Delta n_1 = \frac{A_v}{1 + e_0} P_1 \dots\dots\dots(20)$$

donde se supone es una constante que liga la relación de vacíos con la presión efectiva, que sufren los granos del suelo.

$$A_v = \frac{e_0 - e}{P - P_0} \dots\dots\dots(21)$$

e_0 , es la relación de vacíos inicial de la capa de arcilla y $1 + e_0$, es el volumen inicial; e , es la relación de vacíos que tiene la arcilla cuando la presión efectiva intergranular pasa de P_0 inicial a P .

Cuando la presión de consolidación a lo grueso de la capa de arcilla cambia linealmente de P_1 a P_2 , se tiene un asentamiento final.

$$S_1 = H \frac{A_v}{1 + e_0} \frac{P_1 + P_2}{2} \dots\dots\dots(22)$$

A lo largo del proceso de consolidación, la presión intergranular P , varía con el exceso hidrostático de modo que:

$$P = P_1 - u$$

La disminución Δn de la capa de arcilla debida a la presión efectiva P queda valuada por:

$$n = \frac{a_v}{1 + e_0} (P_1 - u)$$

La disminución dz del grueso de una capa horizontal dz , de arcilla es:

$$d\rho = dz \Delta n = \frac{a_v}{1 + e_0} (P_1 - u) dz$$

y el asentamiento total en un tiempo t , cualquiera en una capa drenada por una sola superficie será la integral de 0 a H :

$$\int d\rho = \int_0^h \frac{a_v}{1 + e_0} (P_1 - u) dz$$

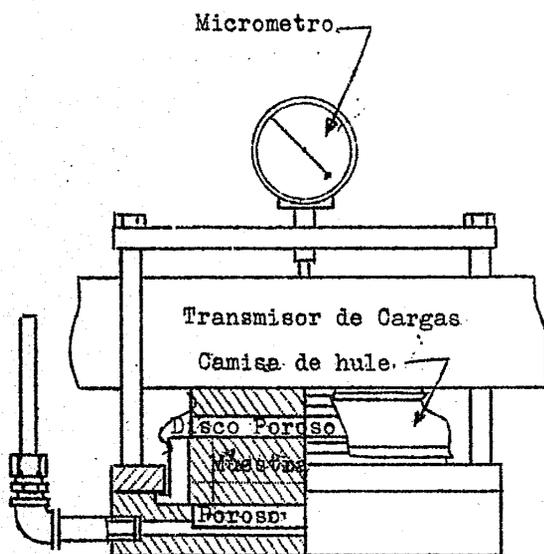
de donde:

$$(23) \dots \rho = \frac{a_v}{1 + e_0} P_1 H \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right]$$

Como interesa conocer el asentamiento total al final del proceso y el asentamiento en un tiempo cualquiera; será necesario conocer a_v , e_0 , P_1 , para determinar Δn en la ecuación (20); ahora bien para determinar el asentamiento ρ es muy largo el desarrollo de (23) y solo como investigaciones de laboratorio se debe hacer. Para determinar a_v , e_0 , y ρ se utilizan las pruebas de laboratorio ejecutadas con muestras representativas del material como se indica a continuación.

PRUEBA DE CONSOLIDACION.— La prueba en el laboratorio, se lleva a cabo en una muestra representativa del suelo cuyas características se quieren conocer, obtenida en condiciones tales que no alteren su estructura ni su contenido de agua, con objeto de apegarse en lo más posible a la realidad.

El aparato que se emplea es el consolidometro fig. 1. que es con que se efectuó éste ensayo, en los laboratorios de la --



Consolidometro

M.I.T.

C.N.I. Consiste esencialmente de un anillo circular de bronce, con un diámetro que varía entre los 10 y 15 cms. y una altura de 2 a 3 cms. dentro del cual se coloca la muestra: en la parte superior y en la parte inferior de la muestra colocada dentro del anillo, se sobreponen dos pastillas porosas, generalmente de arena gruesa y cemento con objeto --

de permitir el drenaje.

Todo el conjunto se monta sobre una base circular de bronce que tiene un escape en la parte inferior del recipiente, donde puede colocarse un tubo piezométrico cuando se quiere utilizar el consolidómetro como permeámetro.

Una vez montada la muestra y colocados los discos porosos, se sobre pone un disco circular de bronce para transmitir la carga uniformemente sobre la pastilla porosa y la muestra. Para hacer la prueba se monta el aparato y se ajusta una camisa de hule entre el disco de bronce y el anillo circular con objeto de evitar que se originen tensiones superficiales en la muestra. Este dispositivo se ha suprimido en estos laboratorios y se coloca el consolidómetro propiamente dicho, dentro de un recipiente con objeto de alojar una cantidad de agua que llegue al nivel superior de la pastilla porosa, lo cual evita dichas tensiones y la perdida de humedad de la muestra.

En las pruebas de algunos suelos es necesario emplear un ajuste que evite que la arcilla fluya a medida que la pastilla porosa penetra. Estos consisten de un anillo plano que se monta sobre el anillo donde va la muestra y ajusta perfectamente con la pastilla porosa y son de una sección de $3/16$ a $3/64$ de pulgada. En el caso de la arcilla del subsuelo de México que se estudió, no hubo necesidad de éste.

Las cargas se aplican por medio de una palanca y se mantienen en valores constantes durante ciertos tiempos (24 a 48 hs, generalmente) y las deformaciones de la muestra se registran por medio de un extensómetro que registra hasta una micra.

PREPARACION DE LA MUESTRA.- La muestra inalterada debe ser labrada con excesivo cuidado por medio de una navaja con objeto de que ensamble perfectamente con el anillo del consolidómetro. Este trabajo debe hacerse en una camara humeda con objeto de -

preservar la muestra de alteraciones.

Para los diferentes tipos de suelo se requiere diferente técnica por lo que no se dan lineamientos generales al respecto. En el caso de la muestra que se estudió, se colocó el anillo sobre la muestra y se fue labrando poco a poco de manera que el anillo iba siendo hincado, quedando completamente lleno con la muestra, después de lo cual se cortó la muestra por dos planos horizontales paralelos enrazando el anillo.

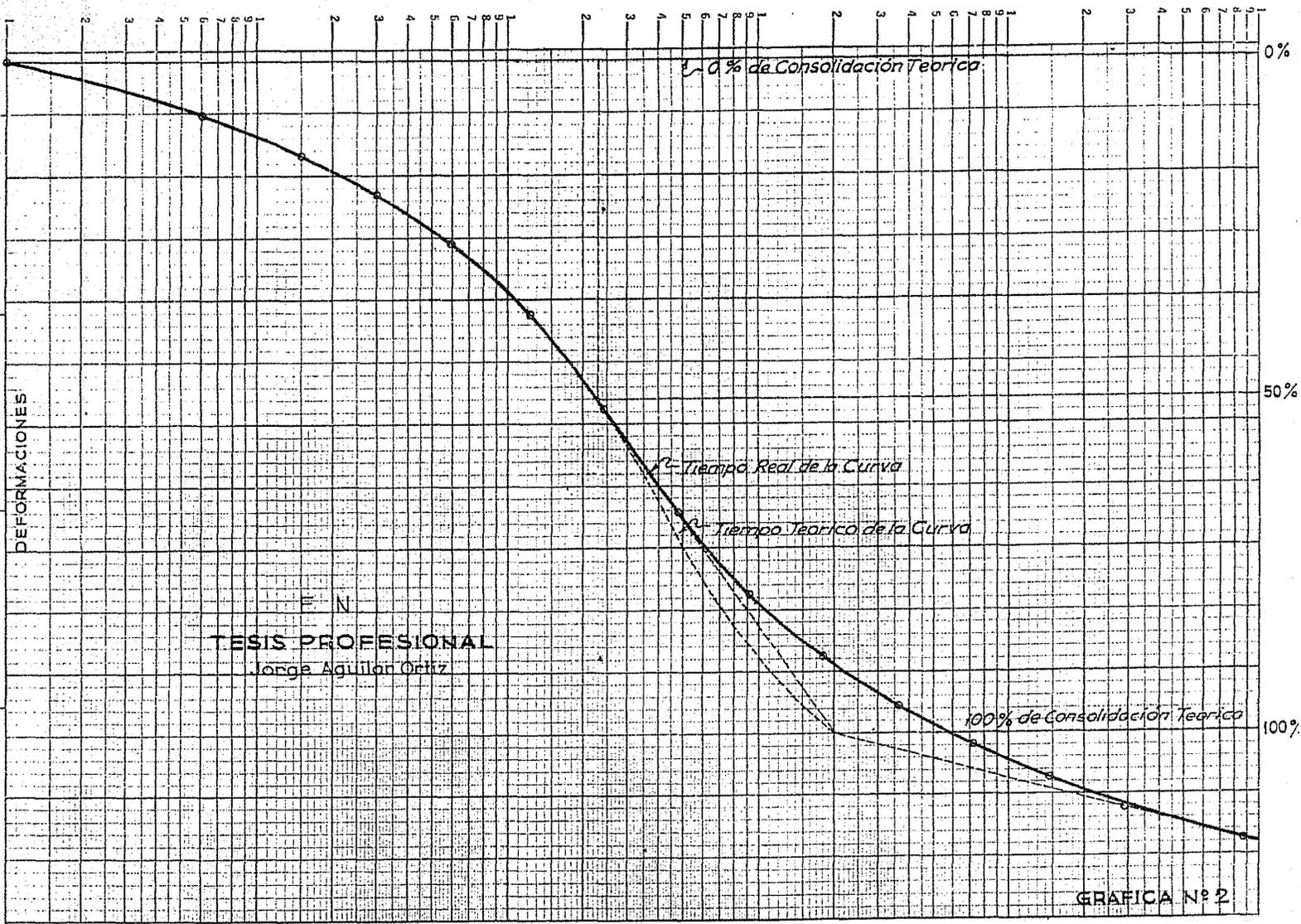
PROCESO DE CARGA.- En la prueba de consolidación, se aplican una serie de cargas sucesivas que van incrementandose permaneciendo constantes durante ciertos tiempos, suficientes para que cese prácticamente la compresión. Estos tiempos se determinan en cada caso por observaciones en la deformación de la muestra.

Las cargas empleadas en éste caso fueron 100, 200, 400, 800, 1600 y 3200 gr/cm²., y durante períodos de 24 horas.

En casi todos los laboratorios es muy común emplear incrementos de carga del doble, con respecto a la carga anterior.

Las lecturas que se registren en el micrometro son anotadas de acuerdo con los tiempos transcurridos a partir de la iniciación de la prueba, lográndose así un registro de datos con el cual será posible una gráfica como la # 1.

El micrómetro registra los desalojamientos verticales que va sufriendo la muestra, en función del tiempo y de la carga, con lo cual se conoce el volumen de la muestra en un momento dado, siendo de importancia al final de cada incremento de carga.



GRAFICA N° 2

REGISTRO DE LA PRUEBA DE CONSOLIDACION.

Operador: J. Aguilar O.

Prueba de Consolidación.

Fecha: Mayo, 1945.

Consolidometro # 6.

Muestra: México, D.F.

Area: 48.2 cm².

Altura: 2.5 cms.

Volumen: 120.5 cm³.

Peso humedo: 153.20 gr.

Peso Seco: 52.50 gr.

Densidad: 2.50

Carga 1600 gr/c².

Hora	T. seg	Leot. Micro metro.	Relación vacios	Contenido Agua	Notas:
8h 30m	0	4.740	4.730	1.95	
	6	5.020	3.922		
	15	5.210	3.950		
	30	5.385	3.940		
	60	5.660	3.922		
	120	6.032	3.910		
	240	6.510	3.884		
	480	7.045	3.865		
	900	7.438	3.801		
	1800	7.753	3.792		
	3600	7.992	3.761		
	7200	8.180	3.748		
	14400	8.348	3.734		
16h 30m	28800	8.558	3.710		
8h 30m	86400	8.684	3.695	1.582	

Una vez trazada la curva de la gráfica # 2, se determina el 100% de la consolidación, el cual se define arbitrariamente como la intersección de la tangente a la curva en el punto de inflexión inicial, con la tangente a la parte final de la curva que representa el efecto secundario de la consolidación.

De ésta manera se fija la ordenada que marca el 100% de la consolidación.

En seguida se determina la ordenada para el punto de 0% - para lo cual se toman dos puntos cualesquiera de la curva que tengan un intervalo de 1 a 4 en la escala de los tiempos y la diferencia de esos puntos se lleva a partir del punto superior en lo cual se tiene la ordenada que marca el punto 0% de consolidación.

Con los puntos conocidos de 0 y 100% se determina el 50% de la consolidación y el tiempo correspondiente t_{50} .

La expresión

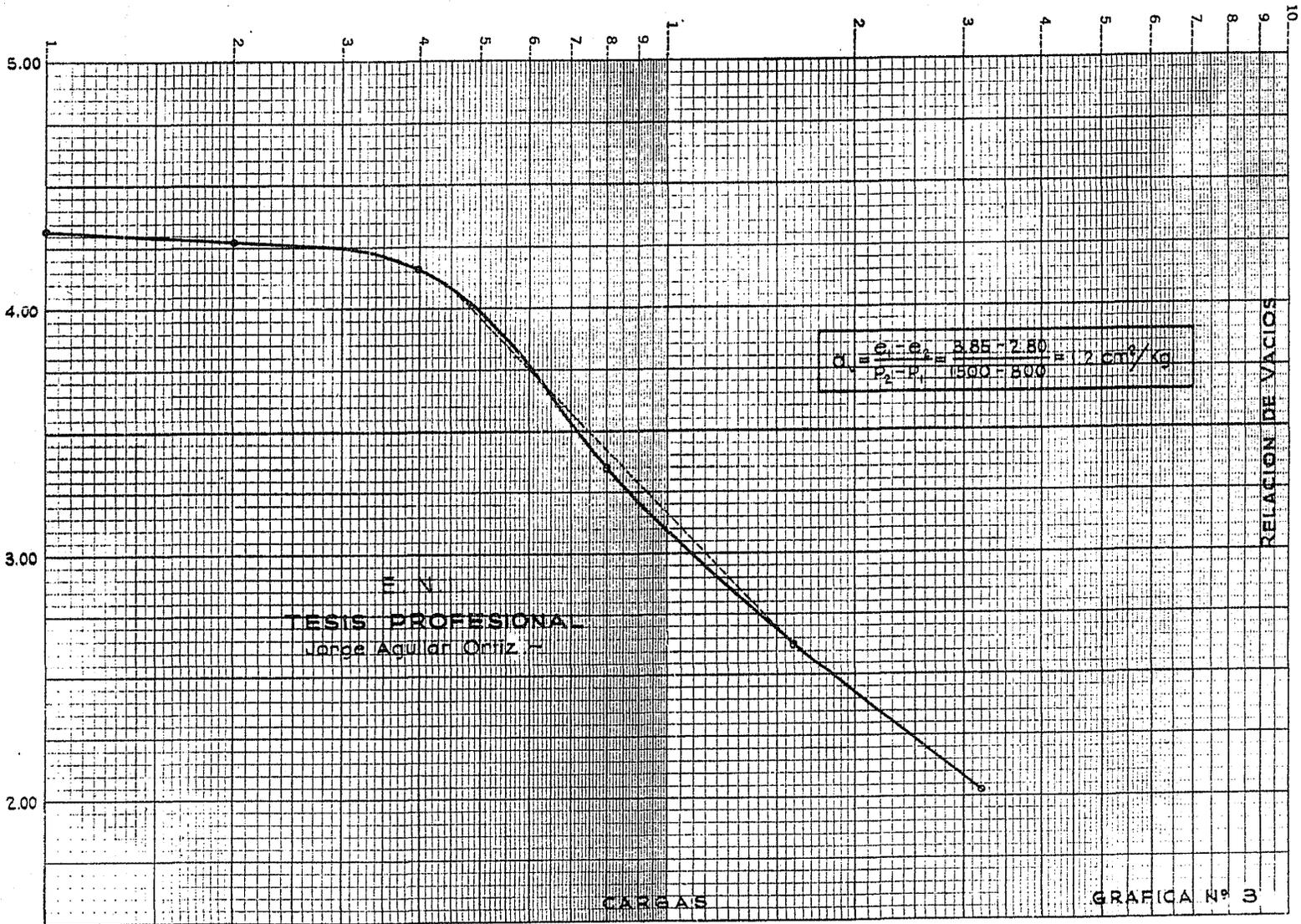
$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

puede expresarse

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

de la gráfica se tiene que; el 50% de consolidación corresponde a un tiempo de 230 seg. y de la Curva Teórica (gráfica # 2) que no es sino la representación de la expresión

$$\left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right]$$



se obtiene el factor tiempo T_v , cuyo valor aproximado es 0.2 luego se tiene que

$$c_v = \frac{0.2 \times 1.25^2}{230} = 13 \times 10^{-8} \frac{\text{m}^2}{\text{seg.}}$$

Con éste coeficiente se puede valorar el asentamiento que sufrirá la capa total de arcilla blanda en el campo, con el transcurso del tiempo, utilizando para ello la fórmula (23)

Para valorar este asentamiento se determina el asentamiento total final obtenido a_v , de la gráfica # 3 que se traza - determinando las relaciones de vacios que origina cada carga - al final del proceso de consolidación primaria que en éste caso particular. es muy semejante al que se tuvo a las 24 ha. de aplicada la carga.

La liga entre la relación de vacios y las cargas aplicadas obtenida experimentalmente se muestra en la tabla # 3 de la que se obtuvo la gráfica # 3.

De dicha gráfica se obtiene a_v , coeficiente de compresibilidad que no es sino la pendiente de la parte recta de la gráfica # 3.

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{3.85 - 2.80}{1500 - 800} = 1.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{kg.}}$$

TABLA # 3.

CARGAS	ALTURA FINAL	VOLUMEN	RELACIONES DE VACIOS.
			e inicial = 4.73
100	2.31	111.342	4.31
200	2.292	110.474	4.27
400	2.250	108.450	4.16
800	2.026	97.653	3.65
1600	1.632	78.662	2.74
3200	1.320	63.624	2.03

De la fórmula

$$P_1 = H \frac{a_v}{1 + e} P_1$$

se obtiene el asentamiento total final.

$$P_1 = 3600 \cdot 1.2 \cdot P_1$$

donde únicamente falta conocer el valor de P_1 que se determina por el analisis de las fatigas en el suelo.

La variación del asentamiento de la capa a medida que tras curre el tiempo se puede expresar $P = P_1 f(T_v)$ como se desprende de la ecuación (23).

La función del factor tiempo $f(T_v)$ en éste caso es la representada por la gráfica # 1 por lo tanto

$$P = P_1 \frac{U\%}{100} \dots\dots\dots (a)$$

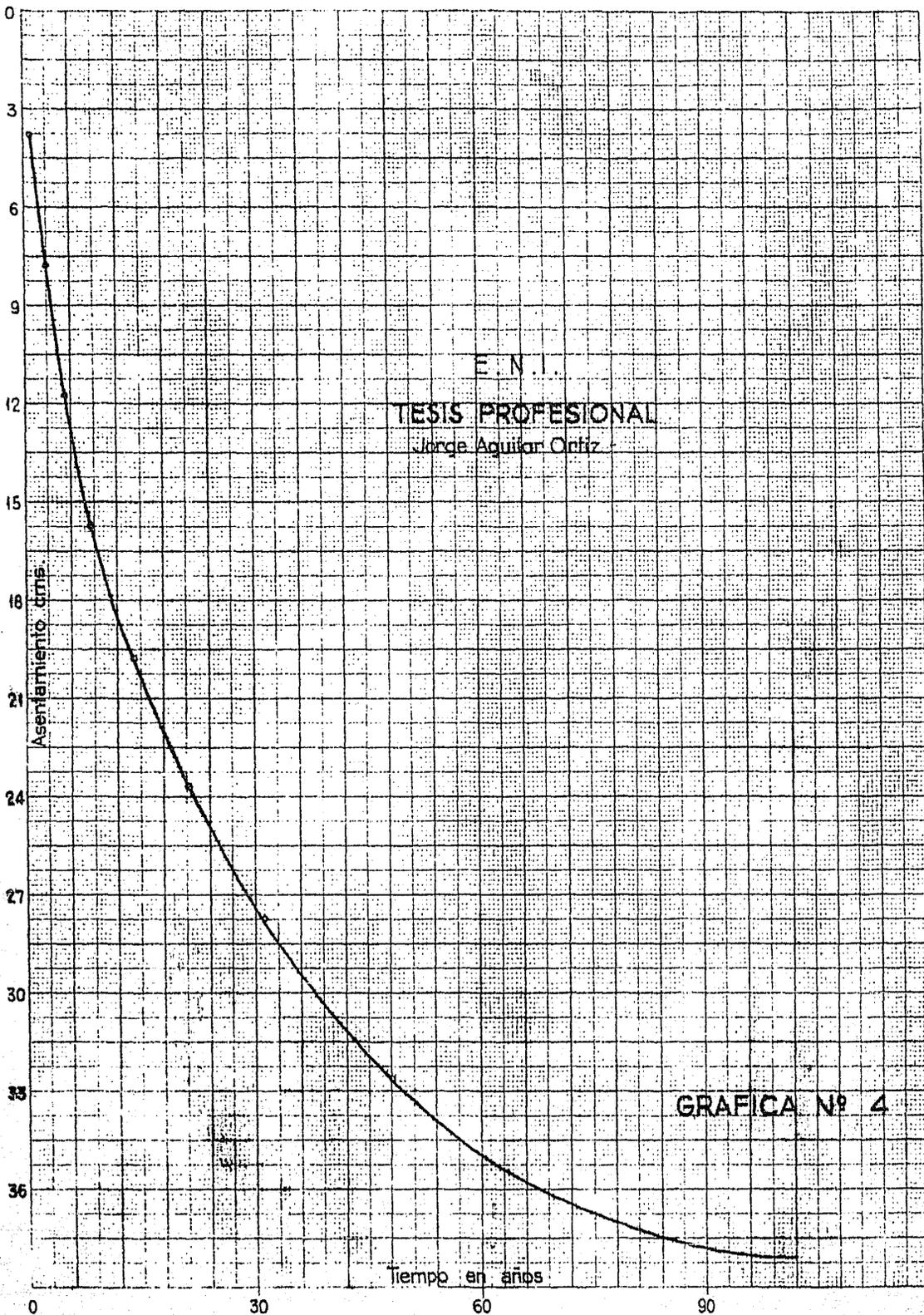
Si se tiene la variación de U y el valor P_1 se puede cal

cular P , para los diferentes tiempos.

Para determinar U , se pueden fijar tiempos arbitrarios y determinar T_v .

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

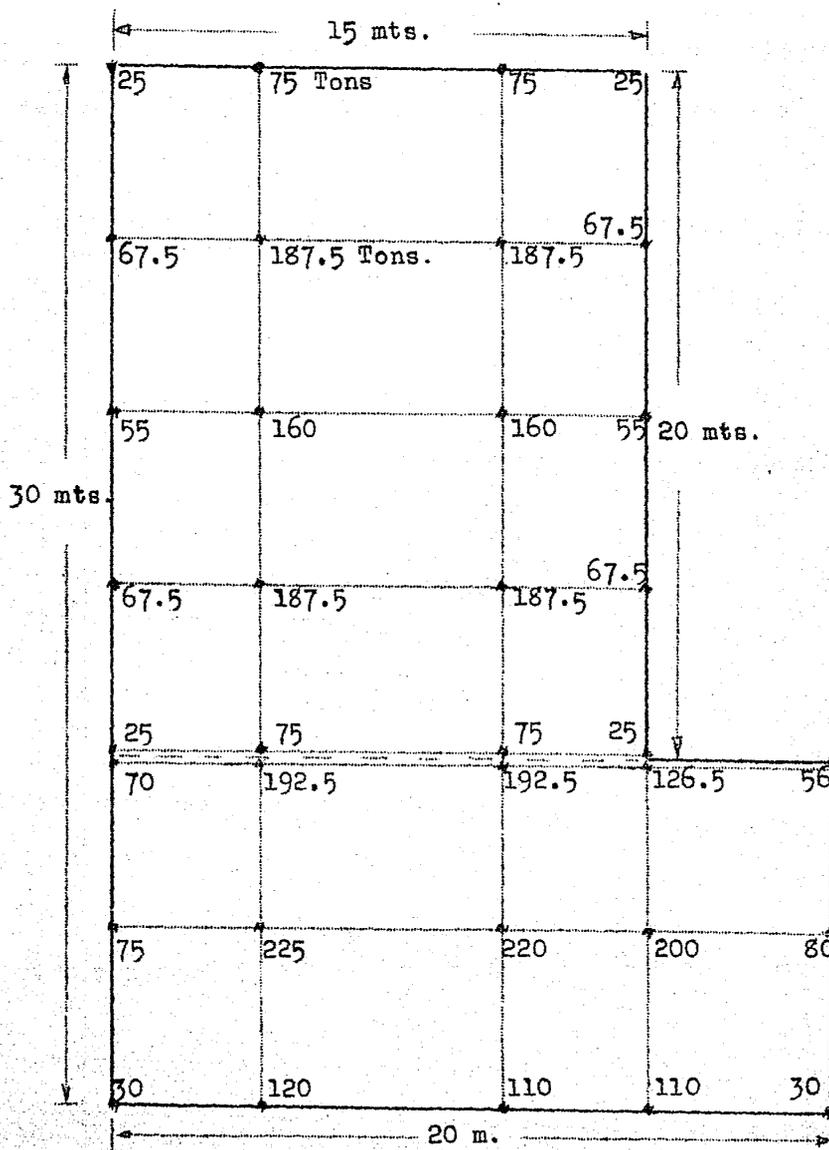
y con la gráfica teórica # 1 se tiene el U correspondiente a t ; de este modo se traza la gráfica # 4, que muestra la relación entre los asentamientos y el tiempo transcurrido.



E. N. I.
TESIS PROFESIONAL
Jorge Aguilar Ortiz

GRAFICA Nº 4

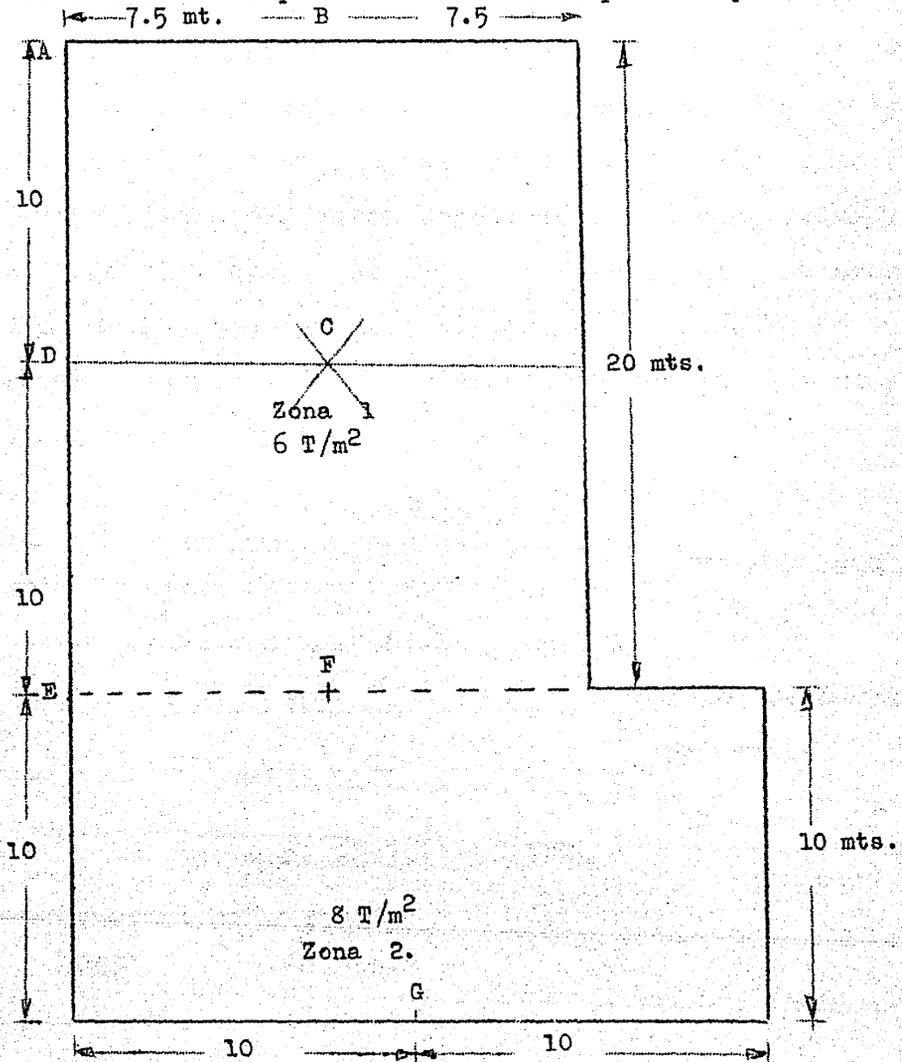
Para determinar las fatigas que va a soportar el suelo debe analizarse la distribución de las cargas de la estructura - en éste caso se tienen distribuidas como indica el croquis:



CROQUIS DE DISTRIBUCION
DE CARGAS.

Con objeto de valorizar las fatigas en el interior de la masa compresible, se considerará que la trasmisión de las cargas de la estructura al suelo se hará por medio de una losa - que tendrá una junta de construcción para poder considerar rectángulos con carga uniformemente distribuida y aplicar las tablas de Fádum. (Theorical Soil Mechanics- Therzagli) en dicha valorización.

La distribución se puede ver en el esquema adyacente.



La losa de cimentación estará dividida en dos zonas a saber:

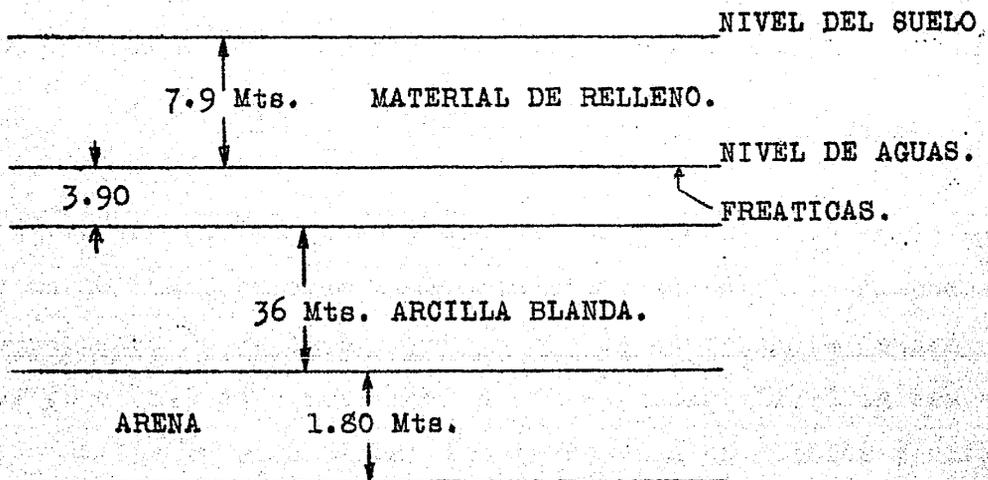
Zona 1 consistente de una losa de 20 x 15 con una carga uniforme de $6T/M^2$.

Zona 2 consistente en otra losa de 10 x 20 con una carga uniforme de $8T/M^2$.

Como se ve tiene una diferencia de cargas que originaría en el terreno asentamientos diferenciales muy considerables, - de acuerdo con las características del suelo, para tratar de evitar ésto, se hizo un primer tanteo uniformizando la fatiga a $5 T/M^2$, lo cual se logra haciendo excavaciones cuyo peso extraído disminuye la sobre carga y conociendo el peso volumétrico de dicho material que es de $1800 \text{ kh}/m^3$, se tenía una excavación de 0.60 en la zona 1 y de 1.60 mts. en la zona 2.

Con estas consideraciones y teniendo en cuenta el corte geológico que se muestra a continuación.

CORTE GEOLOGICO.



Se determinaron las fatigas de los niveles 4.00 Mts. 22.00 y 40 Mts. y utilizando las tablas de Fadum se obtuvieron los siguientes resultados:

$$P_1 = H \frac{v}{1 + e_0} P_1$$

PUNTO. F A T I G A ASENTAMIENTO TOTAL.
M E D I A

A	0.0785 K- / c ² .	59 cms.
B	0.1148	86 cms.
C	0.1300	97 cms.
D	0.1120	84 cms.
E	0.1245	94 cms.
F	0.1575	118 cms.
G	0.1500	112 cms.

Este asentamiento total sería el correspondiente al 50% de la consolidación, pero es interesante conocer el tiempo en que se producirá este 50% para lo cual se determina el

$$T_{50} = \frac{0.2 \times 1800^2}{1.3 \times 10^{-3}} = 496 \times 10^6 \text{ seg. } T_{50} = 16 \text{ años.}$$

Estos asentamientos se presentarían gradualmente en un período de 16 años, pero la vida económica del edificio la podemos considerar de 50 años y por lo que es conveniente determinar el porcentaje de consolidación que se desarrollará en ese período de tiempo para valuar los asentamientos totales y diferenciales que deben preverse.

Se determina el factor tiempo

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

$$C_v = 1.3 \times 10^{-3}$$

$$t = 50 \text{ años} = 157 \times 10^7 \text{ seg.}$$

$$H = 1800 \text{ cms.}$$

$$T = \frac{13 \times 10^{-3} \times 157 \times 10^7}{1800^2} = 0.63$$

Con este factor, se determina en la gráfica # 1 Teórica - de Consolidación, el U% correspondiente de consolidación para ese tiempo y se encuentra que es de 85%, luego los asentamientos probables serán:

PUNTO	CONSOLIDACION/	
	50%	85%
A	59 cms.	100 cms.
B	86	146
C	97	165
D	84	143
E	94	160
F	118	200
G	112	190

Como puede verse en la tabla anterior, los asentamientos probables son de consideración, luego lo conveniente es descargar el terreno con objeto de que las fatigas sean menores y re

ducir en lo posible estos asentamientos.

Con este objeto se uniformizó la fatiga en la superficie a $1T/M^2$. en la zona 1, hasta 2.50 y en la 2 hasta 3.60 mts. con lo cual se tienen nuevos valores para la fatiga media y los asentamientos se reducen como puede verse a continuación.

PUNTO.	FATIGA MED.	A S E N T A M I E N T O S .		
		50%	85%	100%
A	0.0059 K/c ² .	5.10 cms.	8.65 cms.	10.20 cms.
B	0.0190	14.20	24.10	28.40
C	0.0300	22.50	38.10	43.00
D	0.0264	19.80	33.60	39.60
E	0.0249	18.70	31.75	37.40
F	0.0315	23.05	39.15	46.10
G	0.0214	16.00	27.20	32.00

Como puede verse el asentamiento total máximo a los 50 - años será de 39 cms. lo cual es admisible en las condiciones - de la Ciudad de México y los asentamientos diferenciales deberán anularse ya que con los valores obtenidos se tendrían cuarteaduras de los muros y si los elementos de la estructura no - se calcularan con estas variaciones podían fracasar.

Ahora bien con objeto de conocer la variación de los asentamientos a medida que transcurre el tiempo se construye la - gráfica # 4 con los datos de la siguiente tabla.

% de Consolidacion	T_v	T años.	cms.
10	0.0088	0.7	3.96
20	0.0320	2.52	7.90
30	0.0700	5.52	11.80
40	0.1200	9.93	15.80
50	0.2000	15.00	19.80
60	0.2800	22.20	23.70
70	0.4000	31.50	27.70
80	0.550	43.80	31.60
100	3.000		

Esta gráfica # 4 de asentamientos tiempo nos indica los hundimientos progresivos que deben preverse en el edificio.

Conocidos éstos hundimientos se pueden calcular los elementos de distribución que son las losas y las trabes.

PLANO DE CIMENTACION.

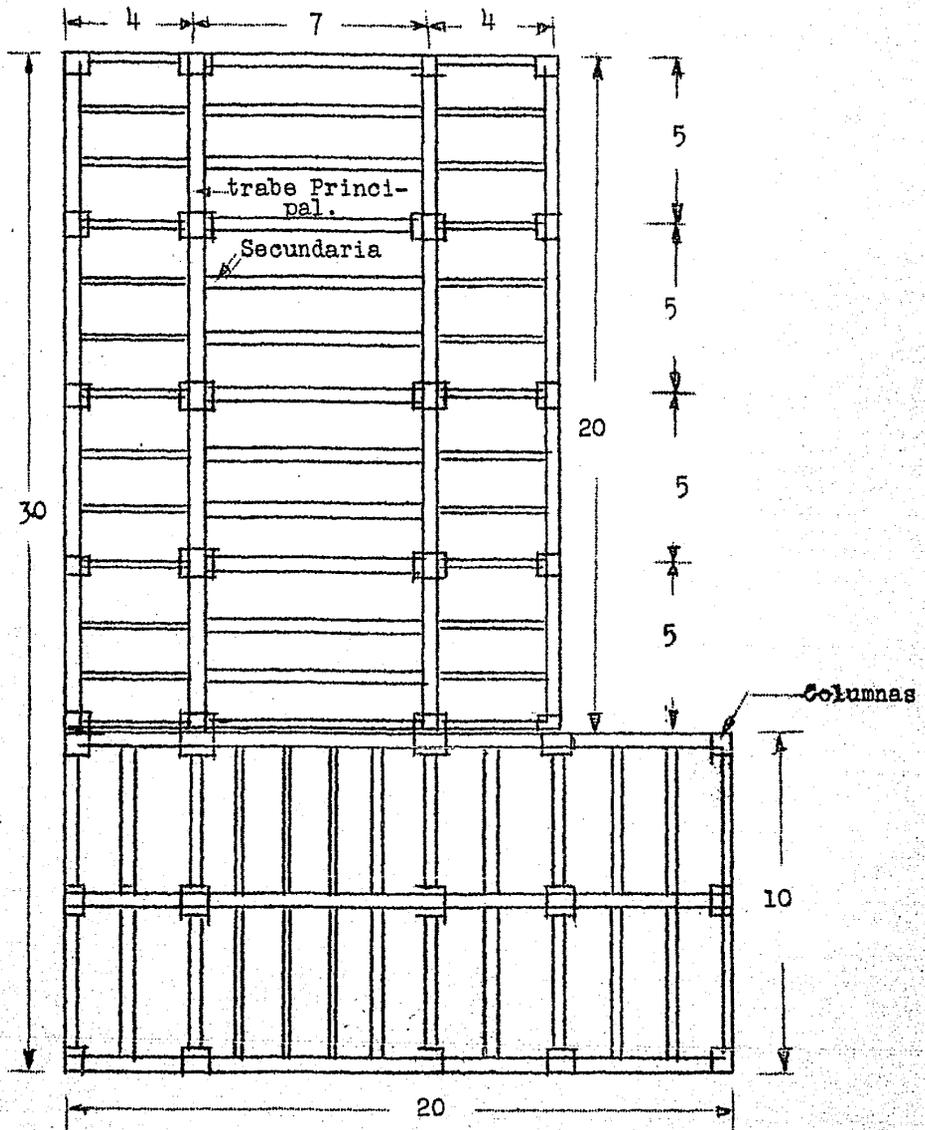


DIAGRAMA DE CARGAS

75 tons 1875 tons 160 tons 1875 tons 75 tons

34.25 tons/m

34.25 tons/m

DIAGRAMA DE MOMENTOS

DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES

ARMADO

DEFORMACION DE LA ELASTICA

Polo

Polo

Distancia Polar 20.00 cm.

Distancia Polar 20.00 cm.

POLIGONO DINAMICO

UNIVERSIDAD NAC. AUT. DE MEXICO ESCUELA NAC. DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL JÓRGE AGUILAR ORTIZ
LAMINA N° 1
MEXICO, D.F. SEPT. 1945

DIAGRAMA DE CARGAS

160 tons

1875 tons.

75 tons

34.25 tons/m

DIAGRAMA DE MOMENTOS

DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES

ARMADO

9 Vars $\frac{3}{4}$ " ϕ Barras $\frac{7}{8}$ " ϕ

DEFORMACION DE LA ELASTICA

Polo

Distancia Polar 20.00 cm.

POLIGONO DINAMICO

UNIVERSIDAD NAC. AUT. DE MEXICO
ESCUELA NAC. DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL
JORGE AGUILAR ORTIZ

LAMINA N^o 1

MEXICO DF
SEPT. 1945

PROCEDIMIENTO GENERAL DE CALCULO.

Una vez determinada la distribución de las cargas del edificio en éste caso conocidas por la localización de las columnas y por el valor de las cargas que transmiten dichas columnas a la cimentación, se puede en éste caso particular, considerar que la fatiga a que va a quedar sometido el suelo en la zona 1, es de 6 t/m^2 , ya que se construirá una losa corrida de cimentación, la cual transmite la reacción del terreno a los elementos de la cimentación propiamente dicha y además coincide el centro de gravedad de las cargas con el centro de gravedad de la losa.

Se considera en éste caso que la cimentación va a quedar constituida por trabes longitudinales que se llaman principales y por trabes secundarias que son las transversales.

La estructura se debe calcular en los casos mas desfavorables para lo cual hay que analizar dos condiciones; la primera antes de consolidarse el terreno y la segunda, despues de haberse efectuado la consolidación del mismo. En el primer caso, para éste problema particular, se puede considerar que se tiene un empuje del terreno uniformemente distribuido sobre toda la losa de cimentación, antes de verificarse los asentamientos; en el segundo de los casos, se tiene un asentamiento del terreno que origina distorsiones en las piezas de la cimentación, - lo que da por resultado una inducción de esfuerzos en las mismas.

Con éstas consideraciones, y como caso general se procedió a calcular una de las trabes longitudinales sobre las que

se apoyará la losa, para lo cual se consideró un ancho de losa tal que al transmitir la reacción del terreno se tuviera un sistema en equilibrio con las cargas de las columnas, lo cual fue posible ya que no se sobreponían las consideradas; además se considera que las vigas secundarias o trasversales serán más flexibles que las longitudinales para poder desprestigiar los esfuerzos cortantes en dicha dirección.

Se consideraron las trabes principales como elementos en equilibrio estático y se procedió a valorizar los esfuerzos a que estaba sometida dicha pieza. A continuación se tomó en cuenta la deformación probable del terreno al consolidarse en un período de 25 años con lo que se colocan las trabes en el segundo de los casos límites, ya que conociendo dicho hundimiento se pueden determinar los momentos inducidos que se presentan al moverse dichas piezas.

El asentamiento diferencial máximo en la pieza considerada es de 12 cms., debido a lo cual las trabes se arman para este caso límite; pero como dicho hundimiento se presenta gradualmente y al valorizarlo no consideramos la rigidez relativa de la cimentación, es de esperarse que dicho hundimiento diferencial sea de menor magnitud.

A partir de éstas consideraciones límites, se valoraron los momentos flexionantes y con objeto de dar una idea de los valores de los esfuerzos a que pueden quedar sometidas las trabes principales se presenta en la lámina # 1 el análisis de una de ellas.

D I S E Ñ O .

Una vez obtenidos los momentos máximos positivos y negativos que se presentaran en las dos condiciones límite en la pieza, se pueden diseñar la escuadría de concreto y las secciones de refuerzo para el armado correspondiente.

Se procedió a valuar dicha sección con el criterio siguiente:

a) Se consideró que al proporcionar cualquier elemento se tiene una resistencia uniforme en el concreto.

b) Se fijaron las fatigas del material de acuerdo con la calidad de los agregados de que se puede disponer.

c) Las fórmulas fundamentales del concreto permiten en cada caso particular la determinación de la escuadría y el proporcionamiento de las áreas de acero de refuerzo en función de las fatigas de los materiales y de los esfuerzos a que van a trabajar los elementos de la estructura.

d) Se diseñaron las secciones y el armado para resistir los esfuerzos máximos que se encuentran para los casos límites a que va a trabajar los elementos de la estructura.

Respecto al primer punto, se puede decir que con objeto de tener en la práctica la suposición de dar un valor uniforme a la resistencia del concreto, es necesario proyectar las mezclas de concreto debidamente proporcionadas, teniendo en cuenta las características de los materiales disponibles: cemento, arena, grava y agua, pues de las cualidades de éstos y del cuidado que se tenga en la preparación de las revolturas, se deci

de la resistencia del concreto.

Procurando obtener un concreto económico y a la vez con la manejabilidad suficiente para el colado de trabes y losas, en éste caso se consideró una resistencia del concreto de:

$$f_c' = 150 \text{ k/cm}^2$$

y del acero de

$$f_s = 1265 \text{ k/cm}^2$$

que es la resistencia que se tiene con acero Monterrey.

FATIGAS DE TRABAJO DE LOS MATERIALES.

A continuación se expresan los valores de las fatigas de trabajo que se consideraron en el calculo de la sección de las trabes, teniendo en consideración los materiales de que se pue de disponer en el Distrito Federal.

Las fatigas consideradas son las siguientes:

$$f_c' = 150 \text{ k/cm}^2$$

$$f_s = 1265 \text{ k/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 \times f_c' = 0.45 \times 150 = 67.5 \text{ k/cm}^2$$

Los módulos de elasticidad se consideraron como sigue:

$$E_s = 2\,250\,000 \text{ k/cm}^2$$

$$E_c = 1\,000 f_c'$$

La relación entre los modulos de elasticidad:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,250}{f_c'}$$

De donde se desprende, que el valor de dicha relación n , depende únicamente del valor de la resistencia del concreto f_c' , donde se supone que el fierro tiene un coeficiente de elasticidad constante, en cambio el valor del coeficiente de elasticidad del concreto, es variable, dependiendo de su calidad.

Para $f_c' = 150 \text{ k/cm}^2$ se tiene un valor de $n = 15$

Estas fatigas se consideraron al proyectar la sección de la pieza eb el primero de los casos límite, es decir cuando no se registran asentamientos en la superficie del suelo.

En el segundo de los casos, es decir al registrarse los asentamientos, los cuales se presentan gradualmente y durante un largo período, se consideró que el concreto dado su flujo plástico, se adapta a los nuevos esfuerzos por lo que se verifica la sección obtenida con anterioridad considerando las fatigas de trabajo de los materiales muy elevadas, ya que si se consideraran sus valores iniciales se obtendrían resultados poco económicos pues dejaría de considerarse el gran aumento que experimentan los valores de las fatigas con el transcurso del tiempo y al adaptarse el concreto a la nueva superficie de contacto.

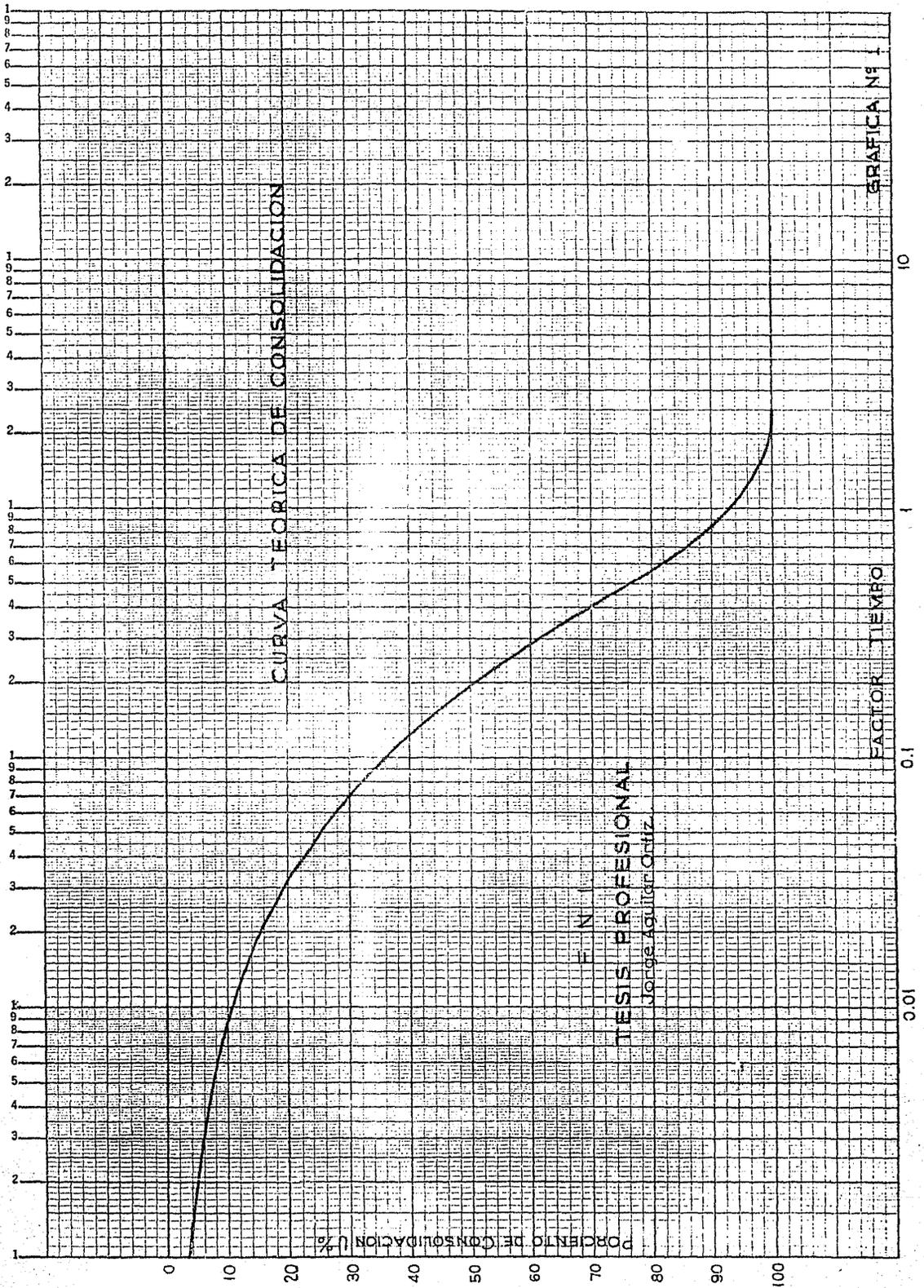
En éste caso particular se consideró que las fatigas se incrementaban hasta tener los siguientes valores:

$$f_{s25} = 2500 \text{ k/ cm}^2$$

$$f_{c25} = 85 \text{ k/ cm}^2$$

Con éstos nuevos valores se verificó la pieza y se obtuvo una sección de refuerzo de acero, conservandose la sección original de concreto.

La pieza armada y proporcionada para éstas dos condiciones ofrece un amplio margen de seguridad y eficiencia al trabajar.



CURVA TEORICA DE CONSOLIDACION

GRAFICA N° 1

F. N. (

TESIS PROFESIONAL

Jorge Aguirre Ortiz

DEFORMACIONES EN LAS TRABES DE CIMENTACION.

Con objeto de tener una idea de la forma que toma la elástica de las piezas al ser sometidas a los diferentes estados - de esfuerzos, se puede trazar la elástica de las mismas por - cualquiera de los procedimientos conocidos analítica o gráfica mente.

En ambos casos se procedió gráficamente y para el primero de ellos se hizo lo siguiente:

La deflexión tangencial entre dos puntos de la elástica o sea la distancia entre uno de los puntos y la tangente a la - curva en el otro punto, tiene por valor la siguiente expresión:

$$y = \int_{a_x}^{b_x} \frac{M_x \cdot x \cdot dx}{E \cdot I}$$

donde y, es la deflexión tangencial, M, es el momento flexio nante. x, es la abscisa contada a partir de uno de los puntos, E, el módulo de elasticidad del material..

I, el momento de inercia de la sección con respecto al - eje neutro.

La expresión $\int_{x_1}^{x_2} M \cdot x \cdot dx$, es el momento del area del diag rama de momentos flexionantes con respecto a uno de los pun-- tos.

Como se procedió a dibujar a escala el diagrama de momen tos de la trabe de cimentación, se puede con el uos de la ecua ción dibujar gráficamente también la elástica de la trabe de-- formada, para lo cual se procedio de la siguiente manera:

1.- Se dividió en pequeños tramos la línea que representa la longitud total de la trabe.

2.- Se trazaron líneas verticales a partir del eje de la trabe, por los centros de los tramos antes citados, que quedaron limitados por la intersección en el diagrama de momentos flexionantes.

3.- Se construyó un dinámico de fuerzas, eligiendo para el objeto una distancia polar y se llevó a igual escala las anteriores líneas verticales.

4.- Se trazó el polígono funicular resultante del dinámico sobre la trabe y se obtuvo una curva que es precisamente la elástica deformada llevada a cierta escala.

5.- La escala con que se midieron las deformaciones sobre la elástica resultante es:

$$e = \frac{E_m \cdot E_l}{E \cdot I} \cdot d$$

En la expresión anterior se tiene que:

E_m = escala de momentos.

E_l = escala de longitudes.

d = distancia polar.

E = Modulo de elasticidad.

I = Momento de inercia de la sección de la trabe.

Para el segundo de los casos se consideró que el asentamiento diferencial máximo que se presentaría en el terreno sería la flecha máxima que debería soportar la trabe sin sufrir desperfectos, y con este criterio se consideró deformada la

pieza como se indica en el diagrama de la lámina # 1; a partir de esta deformación se verificó la sección calculándose el momento inducido considerando la pieza como libremente apoyada - en sus extremos y se obtuvo a partir de la expresión:

$$y = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{E I}$$

$$M = \frac{W l^2}{8}$$

Con lo cual se pudo dibujar el diagrama de momentos flexionantes para el segundo caso y obtener el resultante de los dos diagramas para proyectar la distribución del acero de refuerzo en el segundo de los casos.

DISEÑO DE LA SECCION.

La trabe que ha servido como caso tipo de cálculo se proporcionó en la siguiente forma:

En la lámina # 1 se pueden ver los analisis de esfuerzos que se hicieron, éstos son: momentos flexionantes positivos y negativos y esfuerzos cortantes.

Estos esfuerzos fueron deducidos de las condiciones de carga y apoyo de la pieza, colocándola en los casos desfavorables para valorizar los esfuerzos más peligrosos.

De acuerdo con estos datos, se diseñó una viga T con los siguientes valores máximos.

Momentos flexionante.

M = 81 Toneladas metros.

La fórmula que se utilizó para determinar el peralte fué:

$$d = \sqrt{\frac{r M}{f_s b'}} + \frac{t}{2}$$

donde:

r = relación de costos del fierro al concreto que se consideró de 50

M = 81 T.mts.

b' = 50 cms.

f_s = 1265 k/c²

t = 16 cms. ∴ d = 90 cms.

En este caso como era de esperarse hubo necesidad de distribuir el acero de refuerzo en tres capas y para que el brazo del parno cambiara de valor, se utilizó una altura de $h = 100$ cms. con objeto que el centro de gravedad del área de acero es tuviera a los 92 cms. de peralte efectivo.

Considerando fijo el peralte de la trave el refuerzo necesario se determinó partiendo de la fórmula

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

y de acuerdo con el diagrama de momentos se proporcionó dicho refuerzo.

La fatiga por esfuerzo cortante se determinó utilizando la fórmula

$$\frac{v}{b j d} = v$$

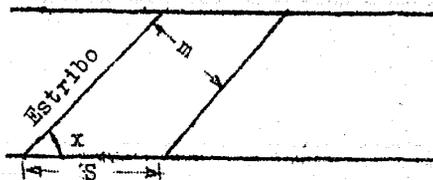
Con lo que se proporcionó al acero el refuerzo necesario para tomar dicha fatiga.

Debido a que por adherencia no era posible doblar barras, todo el esfuerzo cortante se tomó con estribos inclinados a -

45° con barras de 7/8".

De acuerdo con la fórmula.

$$A_v b v = \frac{v b s}{\text{Sen } x + \text{Cos } x}$$



Si $x = 45^\circ \phi$

$$A_v F_v = \frac{v b s}{1.41} = 0.707 \cdot v b s \dots \dots (1)$$

Usando estribos de 7/8" ϕ

$$A_v = 2 \times 3.87 \text{ cms}^2 = 7.74 \text{ cms}^2$$

$$F_v = 1125 \text{ k/c}^2.$$

$$b = 50 \text{ cms.}$$

$$v = \frac{V}{v j d}$$

De acuerdo con estos datos se procedió a distribuir los estribos.

Considerando como separación máxima $\frac{d}{2}$

$$s = \frac{A_v f_v}{0.70 v b} = \frac{K}{v}$$

Para verificar la sección se le consideró el asentamiento que podía sufrir al consolidarse el terreno y de acuerdo con el valor máximo de 12 cms. en el centro del claro se valorizó el momento inducido en la viga

$$y = \frac{w l^4}{E I} \frac{5}{384}$$

de donde $w = 26.244 \text{ K/c}^2$

$$\text{luego } M = \frac{w}{8} l^2 = -131.22 \text{ T m.}$$

Considerando la envolvente de los diagramas de Momentos - se obtuvo un valor máximo de

$$M = -152.5 \text{ Tmts.}$$

$$b = 50 \text{ cms.}$$

$$d = 90 \text{ cms.}$$

$$f_s = 2500 \text{ k/c}^2$$

$$f_c = 85 \text{ K/c}^2$$

$$n = 15$$

Verificando la sección; se determinó el valor de k a partir de la expresión:

$$k^3 - 3k^2 = \frac{6 M n k}{f_s b d^2} - \frac{2 M n}{f_s b d^2}$$

de donde $k = 0.312$

luego $j = 1 - 0.104 = 0.896$

$$k d = 0.312 \times 90 = 28.08$$

$$f_c = \frac{f_s k d}{n d - k d} = \frac{2500 \times 28.08}{106.92} = 52.5 \text{ k/c}^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{152.5 \times 10^3}{2.5 \times 81} = 76 \text{ cm}^2.$$

Este refuerzo se repartió de acuerdo con el diagrama de momentos flexionantes y se dió con barras de $3/4'' \text{ } \phi$ cuyas características son:

$$\text{Area} = 2.84 \text{ cms}^2.$$

$$\sum_0 = 5.98$$

número de barras 27

Se colocaron 3 capas de barras con 9 barras por capa a -

a una separación de ocho centímetros c. a c.

En el caso de las trabes secundarias que son las transversales se consideró que la resultante de la reacción del suelo no fuera colineal con la resultante de las columnas, para tener en cuenta el desplazamiento del centro de gravedad de la reacción del suelo sobre las áreas de losa consideradas para el cálculo de las trabes longitudinales; de acuerdo con este criterio se repartió el claro de veinte metros entre trece trabes secundarias a 1.65 mts. de separación centro a centro y con estas consideraciones se calcularon las secciones respectivas al claro central de 7 mts t a los claros laterales de 4 m.

Para la sección central se tuvo:

Claro 7 mts.

$M = 3\ 800\ 000\ \text{Kcms.}$

$b' = 30\ \text{cms.}$

$f_s = 1265\ \text{k/c}^2$

$f_c = 56\ \text{k/c}^2$

$$d = \sqrt{\frac{r M}{f_s b'}} + \frac{t}{2}$$

$d = 79.2\ \text{cms.} = 80\ \text{cms.}$

$$A_B = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3\ 800\ 000}{1265 \times 70.0} = 42\ \text{cm}^2$$

Se utilizó fierro de 3/4" cuyas características anteriormente anotadas nos dan un número de barras de:

$$n = \frac{42}{2.84} = 15\ \text{barras de } 3/4''$$

repartidas en tres capas de 5 barras cada una.

No fue posible tomar parte del esfuerzo cortante con barras dobladas debido a la limitación por la fatiga de adherencia.

$$M = \frac{V}{\sum_0 jd} = \frac{37 \ 850}{5.98 \times 70} = 91.5 \text{ K/c}^2 \text{ por barra.}$$

Se necesitarían 13 barras para estar dentro de los límites de la fatiga debido a lo cual el esfuerzo cortante se tomó con estribos inclinados a 45° con fierro de $7/8'' \phi$ y la separación entre estribos se determinó con la fórmula

$$S = \frac{A_v f_v}{0.707 v b}$$

La Sección de los tramos extremos de 4 mts. de claro se determinó igualmente con los datos respectivos.

Claro 4 mts.

$$M = 1 \ 850 \ 000 \text{ K cms.}$$

$$b' = 25 \text{ cms.}$$

$$d = \sqrt{\frac{50 \times 1 \ 850 \ 000}{1265 \times 52.5}} + 8 = 62$$

$$A_s = \frac{M}{f_s jd} = 23 \text{ cm}^2$$

Se utilizó fierro de $3/4'' \phi$ y se necesitaron $n = \frac{23}{2.84} = 8$

barras que se alojan en dos capas de 4 barras cada una.

El esfuerzo cortante se tomó con estribos a 45° en igual forma que en las anteriores.

LOSAS DE CIMENTACION.

Estas losas de concreto armado se considera que seran coladas en conjunto con las trabes de cimentación y las cargas - que se consideraron fueron las de su peso propio de arriba hacia abajo, y la de abajo hacia arriba debida a la reacción del suelo.

Para el cálculo de la escuadría y áreas de acero de la losa se tomó en cuenta lo siguiente: Debido a que el colado deberá hacerse monolíticamente con las trabes y losa, estos elementos quedaran rígidamente unidos, esto es importante por la forma de trabajo de la losa, la cual será una pieza continua y se desarrollarán esfuerzos de signos contrarios en los apoyos y en el centro de los claros. Para éste tipo de losas coladas monolíticamente con las trabes que les sirven de apoyos, existe una tabulación de coeficientes en el manual de concreto del "A.C.I." coeficientes que varían segun se trate de losas continuas en sus cuatro lados, o en dos lados, que sirven al mismo tiempo para determinar los momentos flexionantes positivos y negativos en función de la carga y el lado menor del cuadro - donde se apoya la losa.

Es posible hacer el cálculo de las losas con estas consideraciones, debido a que aun presentandose deformaciones en las trabes que le sirven de apoyo esas deformaciones no son de importancia en el trabajo de la losa debido a su poca rigidez.

Centro del claro o en los apoyos:

$$\text{Momento en los apoyos} = \frac{5.65 \times 1.65^2}{12} = - 1.28 \text{ Tm.} =$$

$$= - 128000 \text{ Kg cms.}$$

Momento en el centro:

$$\frac{5.65 \times 1.65^2}{16} = 0.96 \text{ Tm} = 96\,000 \text{ Kg cms.}$$

Peralte en los apoyos:

$$d = c \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.34 \sqrt{\frac{128\,000}{100}} = 13 \text{ cms.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{128\,000}{1265 \times .87 \times 12} = 11.8 \text{ cm}^2.$$

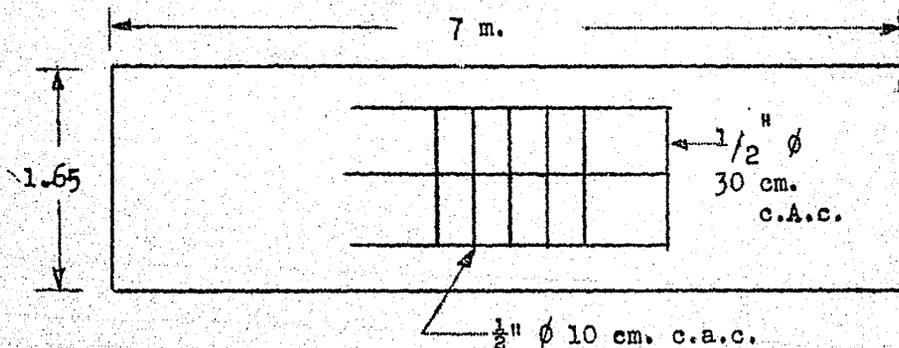
barras de $\frac{1}{2}$ " ϕ Area 1.22 cm^2 10 cms.

Acero por temperatura:

$$0.0025 \times .12 = 3 \text{ cm}^2$$

barras de $\frac{1}{2}$ " ϕ 30 cms c. a. c.

La losa se colará con 16 cms en los apoyos y con 10 cms en el centro de peralte.



E P I L O G O .

Es de recomendarse que una vez construida la estructura - sigan haciendose observaciones de los movimientos que se presenten en la misma, con objeto de ir verificando los datos obtenidos en el laboratorio con los que la práctica arroja.

Estudios en éste sentido se han hecho en diferentes países y de los cuales se han obtenido datos muy interesantes para la construcción de otros edificios en sus alrededores.

Actualmente en México son varios los profesionistas que se dedican a ésta clase de estudios y la práctica ha dado resultados muy aceptables y aproximados a los que previamente se han obtenido en los laboratorios.

Al coordinar éstos estudios y fomentar el intercambio de datos e ideas entre los profesionistas se lograría tener un conocimiento bastante amplio de los fenómenos que se desarrollan en el suelo de la Ciudad de México, lo cual ahorraría muchas dificultades a los constructores y se daría un gran paso dentro del campo de investigaciones de la Mecánica de los Suelos.

En el cálculo de la estructura de la cimentación que se esbozó anteriormente se hicieron hipótesis simplificatorias - que permitieron tratar el problema desde un punto de vista estático, pero es de recomendarse se resuelvan los problemas de éste tipo, como entramados ó retículas de trabes, lo cual permite la obtención de secciones económicas debido a que las hipótesis que se hacen para el cálculo, establecen distribucio--

nes de los esfuerzos en los nudos, proporcionalmente a las es-
cuadriás de las piezas concurrentes y se acercan mas a la rea-
lidad en el trabajo de la estructura.

Con respecto a la solución matemática de la ecuación dife-
rencial de la Consolidación se hace notar que es análoga a la
solución dada para la difusión del calor en una dimensión.

Los estudios de laboratorio se llevaron a cabo en los La-
boratorios de Ingeniería Experimental de La Comisión Nacional
de Irrigación, institución que actualmente debido al caracter
de los problemas que se le han venido presentando en los estu-
dios y la ejecución de los mismos, referentes a las diferentes
Obras Hidráulicas principalmente en la cimentación de Presas -
y en la construcción de Cortinas de Tierra que se han hecho, -
está dando un gran impulso al estudio y conocimiento de los -
suelos en el país.

BIBLIOGRAFIA.

- Theoretical Soil Mechanics.- Therzaghi,
Soil Mechanics.- Krynine.
Research on Consolidation
of Clays.- By Donald W. Taylor.
Proceedings of the Purdue Conference
on Soil Mechanics and its applications.
Notes on Symposium on
Soil Mechanics and Foundation Engineering
University of Illinois.
Concreto.- Ings. Muñoz y Riemann.
Proyecto de Cimentación. Tesis Profesional.