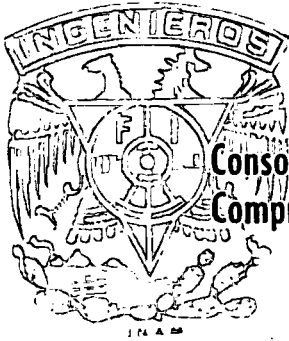


0226

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**División de Estudios Superiores
FACULTAD DE INGENIERÍA**



**Consolidación Acelerada de Estratos Arcillosos
Compresibles con Flujo Radial**

T E S I S

Que para obtener el título de :

**MAESTRO EN INGENIERIA CIVIL
(Mecánica de Suelos)**

p r e s e n t a :

ANGEL ALBITER RODRIGUEZ

México, D. F.

1975



DEPA

T. UNAM
1975
ALB

P R E F A C I O

La realización de este trabajo fue posible gracias a la paciente ayuda del Dr. Sergio W. Covarrubias Yáñez. Agradezco también a la Asociación Nacional de Universidades e Institutos de Enseñanza Superior la concesión de la Beca que me permitió llevar a cabo mis estudios de Maestría.

A Juanita, con Amor.

A mis padres, con cariño.

I N D I C E

	Página
P R E F A C I O	1
L I S T A D E T A B L A S	2
L I S T A D E F I G U R A S	3
N O T A C I O N	5
C A P I T U L O I	
INTRODUCCION	8
C A P I T U L O II	
FLUJO DE AGUA A TRAVES DE SUELOS	10
2.1 Antecedentes	10
2.2 Consideraciones Fundamentales	11
2.3 Proceso de Consolidación Considerando Flujo Vertical	13
2.4 Proceso de Consolidación Considerando Flujo Radial	16
2.5 Proceso de Consolidación Considerando Flujo Vertical y Flujo Radial	20

C A P I T U L O I I I

**FORMACION DE DEPRESIONES EN EL LAGO
DE TEXCOCO**

3.1 Antecedentes	23
3.2 Definición del Modelo	24
3.3 Procedimiento de Cálculo	26
3.4.- Discusión de Resultados	39

C A P I T U L O I V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones	41
4.2 Recomendaciones	42

R E F E R E N C I A S

43

LISTA DE TABLAS

Página

TABLA No. 1. Cálculos y resultados obtenidos para el caso PT-EPI-5	32
TABLA No. 2. Cálculos y resultados obtenidos para el caso ICOLT EP4-4.	33
TABLA No. 3. Cálculos y resultados obtenidos para el caso ICOLT EP2-4.	34
TABLA No. 4. Cálculos y resultados obtenidos para el caso ICOLT EP8-3.	35
TABLA No. 5. Cálculos y resultados obtenidos para el caso ICOLT EP6-4.	36
TABLA No. 6. Cálculos y resultados obtenidos para el caso ICOLT EPI-4.	37
TABLA No. 7. Resumen de resultados obtenidos.	38

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1. Abatimientos piezométricos alrededor de un pozo de bombeo.
- Fig. 2. Flujo hacia un dren de arena.
- Fig. 3. Estratigrafía típica de la zona del lago de prueba del Proyecto Texcoco.
- Fig. 4. Características de los pozos en las pruebas piloto.
- Fig. 5. Espaciamiento entre pozos en las pruebas piloto y en el Lago Texcoco Sur.
- Fig. 6. Idealización de la estratigrafía.
- Fig. 7. Distribuciones de presiones iniciales y finales para los dos casos supuestos.
- Fig. 8. Idealización de los abatimientos piezométricos en los Depósitos Profundos.
- Fig. 9. Observaciones piezométricas en las estaciones EP2 y EP3.

- Fig. 10. Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso PT-EP2-3.
- Fig. 11. Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso PT-EPI-5.
- Fig. 12. Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT-EP4-4.
- Fig. 13. Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT-EP2-4.
- Fig. 14. Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT-EP8-3.
- Fig. 15. Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT-EP6-4.
- Fig. 16. Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT-EPI-4.
- Fig. 17. Comparación entre asentamientos medidos y asentamientos calculados para diferentes tiempos. Caso ICOLT-EP2-4.

N O T A C I O N

a_v = Coeficiente de compresibilidad = $-\frac{de}{dp}$

C = Coeficiente de consolidación:

$$C_h \text{ para flujo horizontal} = \frac{k_h (1 + e)}{a_v \gamma_w}$$

$$C_v \text{ para flujo vertical} = \frac{k_v (1 + e)}{a_v \gamma_w}$$

C_{vx} en la dirección x

C_{vy} en la dirección y

C_{vz} en la dirección z

d = diámetro :

d_e de la zona de influencia

d_w del pozo

- e = relación de vacíos del suelo
 H = espesor del estrato compresible
 h_i = carga hidráulica
 i = índice para nombrar una dirección determinada
 k = coeficiente de permeabilidad:
 k_h en la dirección horizontal
 k_v en la dirección vertical
 k_i en la dirección i
 k_x, k_y, k_z en las direcciones x, y, z
 n = $\frac{d_e}{d_w}$
 N = 0, 1, 2, 3, 4, ... (números naturales).
 \bar{p} = esfuerzo efectivo
 \bar{p}_f = esfuerzo efectivo final
 Q = (Gasto)
 r = radio, ó coordenada en el sistema cilíndrico:
 r_e de la zona de influencia
 r_w del pozo
 T = factor tiempo:
 T_h para flujo horizontal = $\frac{C_h t}{d^2}$
 T_v para flujo vertical = $\frac{C_v t}{H^2}$

- t = tiempo de consolidación
 u = presión de poro en exceso de la hidrostática
 u_0 inicial
 u_h debida a flujo radial
 $u_{h,v}$ debida a flujo radial y flujo vertical
 u_v debida a flujo vertical
 \bar{u} = presión de poro promedio en exceso de la hidrostática:
 \bar{u}_h debida a flujo radial
 $\bar{u}_{h,v}$ debida a flujo radial y flujo vertical
 \bar{u}_v debida a flujo vertical
 \bar{U} = grado de consolidación promedio
 \bar{U}_h debido a flujo radial
 $\bar{U}_{h,v}$ debido a flujo radial y flujo vertical
 \bar{U}_v debido a flujo vertical
 V = volumen de la masa de suelo
 \bar{V} = vector velocidad
 v_i = velocidad en la dirección i
 w = peso de un elemento de suelo
 x, y, z coordenadas en el sistema rectangular
 x_i = coordenada en el sistema rectangular
 γ_w = peso volumétrico del agua
 $\lambda = - \frac{8 T_h}{F(n)}$
 ψ = coordenada en el sistema cilíndrico

C A P I T U L O I

I N T R O D U C C I O N

La aplicación de una carga a un suelo predominantemente arcilloso induce en éste un proceso de consolidación. Conforme este proceso ocurre se produce un cambio de las propiedades mecánicas del suelo; aumenta su resistencia al esfuerzo cortante y disminuyen su compresibilidad y su permeabilidad.

El análisis del proceso de consolidación se hace tradicionalmente, considerando que el flujo de agua ocurre sólo en dirección vertical. Sin embargo, la instalación de drenes ó pozos dentro del suelo modifica las condiciones del flujo que se convierte en tridimensional.

Debido al proceso de formación de cierto tipo de suelos, el agua fluye en éstos más fácilmente en el sentido horizontal que en el vertical, es decir, la permeabilidad horizontal es mayor que la vertical. Así, en los casos en los que el drenaje ocurra no sólo vertical sino también radialmente, el tiempo en que se complete el proceso de consolidación será menor que el que se calcule a partir de los ensayos de consolidación unidimensional estándar.

En este trabajo se resumen las teorías existentes para el cálculo de los asentamientos considerando el efecto combinado de los flujos vertical y radial, y se comparan los resultados obtenidos mediante dichas teorías con las mediciones hechas en las pruebas piloto del Plan Lago de Texcoco, así como con las realizadas durante las operaciones de desarrollo del Lago Texcoco Sur.

C A P I T U L O II

Flujo de Agua a Través de Suelos

2.1.- ANTECEDENTES.

Considérese una masa de suelo compresible saturado que se sujeta a una sobrecarga. Como consecuencia de la aplicación de esta sobrecarga, - se tendrá una disminución en el volumen de vacíos del suelo al tiempo que ocurre una expulsión del agua que ocupa dicho volumen.

Cuando el suelo es poco permeable se requiere de cierto tiempo para que ese fenómeno se produzca, y en tal caso, antes de que haya ocurrido cualquier reducción en el volumen de vacíos, el incremento en los esfuerzos será tomado íntegramente por el agua. Ese incremento de esfuerzos se conoce como presión de poro en exceso de la hidrostática.

A medida que el exceso de presión de poro se disipa mediante la expulsión del agua, los esfuerzos de compresión se transfieren al esqueleto sólido incrementándose la presión entre los granos del suelo ó esfuerzos efectivos. Explicado brevemente, en eso consiste el proceso de consolidación.

La mayoría de los suelos compresibles son depósitos aluviales ó la

costres y son más permeables en la dirección de los planos de sedimentación que en una dirección perpendicular a ésta. Así, algunas veces se emplea un método para acelerar el proceso de consolidación que consiste en el uso de drenes verticales, los que aprovechan la menor resistencia del flujo del agua en el sentido horizontal.

Existen además otros casos en los que la dirección del flujo es prácticamente horizontal. Se tiene por ejemplo el flujo de agua hacia pozos de bombeo, Fig. 1, donde el gradiente hidráulico tiene una dirección aproximadamente igual a la de la pendiente de la línea superior de flujo, la cual tiene una componente horizontal muy importante.

2.2.- CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES.

En la teoría de flujo de fluidos a través de masas porosas, se requiere del planteamiento de ecuaciones de (Covarrubias, 1972):

- a) Continuidad
- b) Estado
- c) Equilibrio dinámico de las fases fluída-sólida.

Para el caso particular de flujo de agua a través de suelos, las ecuaciones de continuidad plantean la condición de que en todo elemento de suelo, para cada incremento de tiempo, la cantidad de agua que fluye hacia dentro menos la cantidad de agua que fluye hacia afuera, es igual a la cantidad de agua almacenada en el elemento. Esa cantidad de agua puede ser positiva ó negativa y dependerá, entre otros factores, de la compresibilidad de: el agua, los sólidos, la estructura del suelo y el aire libre que pueda estar presente.

Si se supone que el agua y las partículas sólidas son incompresibles y que el suelo está completamente saturado, el cambio que ocurre en el almacenamiento de agua se debe únicamente a la compresibilidad de la estructura del suelo; así, la condición de continuidad se puede escribir:

$$\operatorname{div} \gamma_w \vec{V} = \frac{\partial w}{\partial t} \quad (1)$$

en donde :

γ_w es la densidad del agua.

\vec{V} es el vector velocidad,

$\frac{\partial w}{\partial t}$ es el cambio en el peso del elemento.

Las ecuaciones de estado gobiernan el comportamiento de las fases s3lida y fluida en funci3n de: la presi3n, la temperatura y la densidad de cada una de las fases. En el caso que se analiza se supone que los valores de la presi3n y de la temperatura quedan dentro de un rango de valores tal que la densidad del fluido, agua, no varfa de su valor est3ndar de --- $\gamma_w = 1\ 000\ \text{Kg/m}^3$

Finalmente, las condiciones din3micas expresan las relaciones existentes entre dos fases as3 como sus respectivas respuestas cuando les son aplicados determinados esfuerzos. En general, el agua se mueve cuando actúan sobre ella gradientes de presi3n y fuerzas de cuerpo. Estas últimas son, principalmente, la fuerza de la gravedad y las fuerzas de arrastre -- producidas por la resistencia viscosa al movimiento del agua. La combinaci3n de los efectos de estas fuerzas lleva a la obtenci3n de las ecuaciones de Navier-Stokes (Rouse, 1943), cuya soluci3n en forma directa es muy dif3cil, si no imposible, para las complicadas condiciones de frontera que plantea el flujo de agua dentro de los poros de un suelo.

Darcy (1856), en formá experimental, encontr3 que la velocidad de flujo a trav3s de una masa de suelo (velocidad de descarga) es proporcional al gradiente de presi3n a lo largo de la trayectoria, esto es :

$$v_i = k_i \frac{\partial h_i}{\partial x_i} = \frac{k_i}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x_i} \quad (2)$$

en donde :

v_i es la velocidad en la dirección i

u es la presión de poro

k_i es una constante de proporcionalidad, denominada coeficiente de permeabilidad en la dirección i .

En esta expresión implícitamente se toma en cuenta la viscosidad del fluido, las características geométricas de los poros y otros factores que intervienen en el fenómeno.

Combinando las expresiones (1) y (2), se tiene :

$$k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial w}{\partial t} \quad (3)$$

en donde cualquier variación $\frac{\partial w}{\partial t}$ ocurre debido a un cambio en la relación de vacíos, e , del suelo.

2.3.- PROCESO DE CONSOLIDACION CONSIDERANDO FLUJO VERTICAL .

Partiendo de la ecuación (3), y aceptando como válidas las siguientes consideraciones :

1) Que existe una relación única entre los esfuerzos efectivos \bar{p} y las relaciones de vacíos e , lo que equivale a despreciar los efectos de la consolidación secundaria.

2) Que la sobrecarga se aplica en forma instantánea y que permanece constante con el tiempo.

3) Que las características de la sobrecarga son tales que el espesor del estrato, la relación de vacíos, el coeficiente de permeabilidad y el coeficiente de compresibilidad no cambian en forma apreciable.

4) Que la deformación y el flujo ocurren en forma unidimensional.

5) Que la carga de velocidad es despreciable.

Se puede evaluar la variación $\frac{\partial w}{\partial t}$ en función de las propiedades del suelo, mediante la expresión:

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{a_v \gamma_w}{1 + e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4)$$

donde $a_v = -\frac{de}{dp}$, es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

Si se considera que la deformación y el flujo ocurren en la dirección z , se tiene:

$$k_z = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial w}{\partial t} \quad (5)$$

por lo tanto:

$$k_z \frac{(1 + e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (6)$$

ecuación que puede escribirse así:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (7)$$

en la que :

$$C_v = \frac{k_z (1 + e)}{a_v \gamma_w} \quad (8)$$

es el coeficiente de consolidación en la dirección vertical.

La solución de la ecuación diferencial (7), para condiciones de -- frontera dadas, puede expresarse en serie de Fourier en la siguiente forma:

$$u = u_0 \sum_{N=0}^{\infty} f_1 \left(N, \frac{z}{H} \right) f_2 \left(N, k_z, a_v, e, t, \gamma_w \right) \quad (9)$$

en la que u_0 es el exceso de presión de poro inicial y f_1 y f_2 son dos funciones diferentes que dependen respectivamente de: la geometría del estrato y las propiedades del suelo. Ambas funciones se pueden expresar en forma adimensional mediante la definición del factor tiempo T_v :

$$T_v = \frac{t (1 + e) k_z}{H^2 a_v \gamma_w} = \frac{C_v t}{H^2} \quad (10)$$

Definiendo ahora el grado de consolidación promedio, \bar{U} , del estrato como:

$$\bar{U} = \frac{\int_{z=0}^H (u_0 - u) dz}{u_0 H} \quad (11)$$

se puede escribir:

$$\bar{U} = 1 - \sum_{N=0}^{\infty} f_3 \left(N, T_v \right) \quad (12)$$

ó bien:

$$\bar{U} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{N=0}^{\infty} \frac{1}{(2N+1)^2} \exp \left(- \frac{(2N+1)^2 \pi^2 T_v}{4} \right) \quad (13)$$

La expresión anterior que relaciona a \bar{U} con T_v , puede sustituirse por la expresión simplificada:

$$\bar{U} = \sqrt{\frac{4 T_v}{\pi}} \quad (14)$$

siempre que se cumpla que:

$$T_v < 0.197, \text{ que corresponde a } \bar{U} < 50 \%$$

La ecuación (14) también puede escribirse así :

$$T_v = \frac{\pi}{4} \bar{U}^2 \quad (15)$$

las ecuaciones (14) y (15) representan a una parábola cuadrática.

Cuando $T_v > 0.197$, la expresión simplificada que relaciona a \bar{U} con T_v , es la siguiente :

$$T_v = 1.78 - 0.933 \log_{10} (1 - \bar{U}) \quad (16)$$

ó bien :

$$\bar{U} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp \left(- \frac{\pi^2 T_v}{4} \right) \quad (17)$$

El error máximo que se tiene al usar las expresiones (14) y (17) es de 0.5 %, que se tiene cuando $\bar{U} = 50$ %.

2.4.- PROCESO DE CONSOLIDACION CONSIDERANDO FLUJO RADIAL .

La teoría correspondiente a este proceso se ha desarrollado a partir del estudio de flujo de agua hacia drenes de arena.

En este caso puede presentarse una cualquiera de las dos siguientes posibilidades :

- a) Que el proceso ocurra con deformación unitaria libre.
- b) Que el proceso ocurra con deformación unitaria uniforme.

El caso (a) se tendrá cuando la distribución de esfuerzos en el suelo sea constante, lo que equivale a considerar que la superficie cargada del suelo experimenta asentamientos diferenciales.

El caso (b) se tendrá cuando se considere que la distribución de asentamientos sea uniforme.

Para simplificar el análisis se consideran válidas las siguientes hipótesis:

- 1) El dren de arena es incompresible radialmente
- 2) El dren tiene permeabilidad infinita
- 3) La instalación del dren no altera las propiedades del suelo.

El problema así planteado fué analizado por Barron (1948) y posteriormente discutido por Richart (1959). Se encontró que la diferencia entre los casos de deformación unitaria libre y deformación unitaria uniforme es muy pequeña y que, dada la relativa sencillez de la solución para -- éste último caso, su uso resulta más conveniente para el estudio del comportamiento de los drenes.

Deformación unitaria uniforme.- En el caso de consolidación por -- flujo radial con deformación unitaria libre, el suelo adyacente al dren se consolida y se comprime más rápidamente que el suelo que se encuentra alejado de dicho dren. Esta diferencia en la velocidad de consolidación es -- la que ocasiona que se desarrollen asentamientos diferenciales en la superficie del suelo; así, en este caso, se acepta que los efectos anteriores -- no alteran ni la distribución de la carga, ni la velocidad de consolidación del suelo.

Sin embargo, los efectos mencionados producirán una redistribución de la carga, pudiendo presentarse el caso extremo para el cual esta redistribución sea tal que no se desarrollen asentamientos diferenciales. Se -- tendrá entonces el caso de deformación unitaria uniforme, que es el que se analiza a continuación.

Para obtener la ecuación que gobierna el proceso de consolidación-- radial se parte de la expresión:

$$\frac{k_h}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \frac{a_v}{1+e} \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad (18)$$

que está dada en coordenadas cilíndricas y es equivalente a la siguiente ecuación, dada en coordenadas cartesianas:

$$\frac{k_h}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (19)$$

que es la ecuación básica para el flujo tridimensional.

En las ecuaciones anteriores, k_h y k_v son los coeficientes de permeabilidad en las direcciones horizontal y vertical respectivamente; u es la presión de poro en exceso de la hidrostática; a_v es el coeficiente de compresibilidad; e es la relación de vacíos; γ_w es el peso volumétrico del agua y el resto de las literales son las correspondientes a las coordenadas de cada uno de los casos mencionados, según se muestra en la Fig. 2.

De la ecuación (18), la velocidad a la cual el agua es expulsada de un elemento diferencial cúbico de la masa de suelo es:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = - \left[\frac{k_h}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] \cdot 2 \pi r \, dr \, dz \quad (20)$$

y el volumen perdido en cualquier punto es:

$$- \frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial e}{1+e} \frac{2\pi r \, dr \, dz}{\partial t} \quad (21)$$

el cual es el mismo a cualquier profundidad y en cualquier tiempo. A una profundidad z , la relación entre el promedio de la presión en exceso de la hidrostática \bar{u} , y el esfuerzo efectivo medio, \bar{p} , es:

$$\bar{u} + \bar{p} = p_f \quad (22)$$

en donde p_f es la presión ó esfuerzo efectivo final cuando el proceso de consolidación se ha completado. Así, se tiene que:

- $\partial \bar{u} = \partial \bar{p}$; y que :

$\partial e = a_v \partial \bar{u}$; con lo que la ecuación (21) puede escribirse:

$$-\frac{\partial V}{\partial t} = -\frac{a_v \partial \bar{u}}{(1+e) \partial t} 2\pi r dr dz \quad (23)$$

igualando las ecuaciones (20) y (23) y simplificando :

$$C_h \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (24)$$

en donde :

$$C_h = \frac{k_h (1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (25)$$

es el coeficiente de consolidación para flujo radial.

Considerando únicamente el flujo radial, la ecuación (24) queda :

$$C_h \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (26)$$

Una solución de esta ecuación es :

$$u_h = \frac{4 \bar{u}}{d_e^2 F(n)} \left[r_e^2 L \left(\frac{r}{r_w} \right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \quad (27)$$

en la que :

$$\bar{u} = u_0 \exp \lambda \quad (28)$$

es la presión de poro promedio en exceso de la hidrostática.

u_0 es la presión de poro inicial en exceso de la hidrostática

$$\lambda = -\frac{8 T_h}{F(n)} \quad (29)$$

T_h es el factor tiempo para flujo radial y vale :

$$T_h = \frac{(i + e) k_h t}{d_e^2 a_v \gamma_w} \quad (30)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} L(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (31)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (32)$$

L es logaritmo natural ó de base e

d_e , d_w , r_e , r_w y r tienen el significado que se indica en la Fig. 2.

Finalmente, el grado de consolidación para flujo radial, \bar{U}_h , expresado en función del factor tiempo T_h , se indica a continuación :

$$\bar{U}_h = 1 - \exp\left(-\frac{8 T_h}{F(n)}\right) \quad (33)$$

2.5.- PROCESO DE CONSOLIDACION CONSIDERANDO FLUJO VERTICAL Y FLUJO RADIAL .

De manera semejante a la utilizada para obtener las ecuaciones que gobiernan el proceso de consolidación con flujo vertical, Terzaghi (1943), obtuvo la ecuación para el proceso de consolidación tridimensional con deformación vertical y flujo radial y vertical :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_{vy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (34)$$

que es equivalente a la ecuación (19); con C_{vx} , C_{vy} y C_{vz} iguales a los coeficientes de consolidación en las direcciones x , y y z , respectivamente.

De la misma manera, la ecuación (18) es equivalente a :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (35)$$

cuando se usan coordenadas cilíndricas y donde C_h y C_v son los coeficientes de consolidación para drenaje horizontal y vertical.

Carrillo (1942) demostró que la solución al problema de flujo tri dimensional descrito por la ecuación (35) puede obtenerse si se conocen los valores u_v y u_h que son las soluciones de las ecuaciones :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (7)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (26)$$

que representan, respectivamente, a los fenómenos de flujo vertical y flujo radial considerados en forma independiente. Si las soluciones mencionadas se combinan en la siguiente forma :

$$u_{v,h} = \frac{u_v u_h}{u_o} \quad (36)$$

se conoce entonces el valor de $u_{v,h}$ que es el exceso de presión de poro cuando hay flujo radial y vertical simultáneamente, siendo:

u_v el exceso de presión de poro debido a flujo vertical

u_h el exceso de presión de poro debido a flujo radial

u_o la presión de poro inicial en exceso de la hidrostática

Si \bar{U}_h es el grado de consolidación medio de una masa de suelo debido a drenaje radial en un tiempo t , y \bar{U}_v el grado de consolidación medio debido al drenaje vertical en ese mismo tiempo, entonces, el grado de consolidación medio $\bar{U}_{v,h}$, debido a la combinación de los drenajes --

radial y vertical está dado por la ecuación :

$$1 - \bar{U}_{v,h} = (1 - \bar{U}_h) (1 - \bar{U}_h) \quad (37)$$

ó bien :

$$\bar{U}_{v,h} = 1 - (1 - \bar{U}_v) (1 - \bar{U}_h) \quad (38)$$

C A P I T U L O

III

Formación de Depresiones en el Lago de Texcoco

3.1.- ANTECEDENTES.

El Plan Texcoco tiene como uno de sus objetivos la construcción de lagos en el vaso del antiguo Lago de Texcoco. Para formar las depresiones que contendrán el agua se ha utilizado el bombeo de aguas subterráneas de la zona, con lo que se pretende producir hundimientos de la superficie de hasta ocho metros. Estas depresiones se utilizarán como vasos de almacenamiento y de regulación de aguas en el Valle de México, para proteger a la Ciudad de inundaciones y para mejorar la utilización de los recursos hidráulicos de la cuenca. En la primera etapa del proyecto se construirán los Lagos Texcoco Sur y Churubusco y, en una etapa posterior, los Lagos Texcoco Norte y Desviación Combinada.

Como parte de los estudios previos se realizó una prueba piloto de desarrollo de un lago, (Marsal, 1969). La estratigrafía de la zona se estudió mediante sondeos a diferentes profundidades. Como resultado de esa exploración se obtuvo que el subsuelo de la zona de los lagos presenta el siguiente perfil, (Alberro et al, 1974):

1) Costra superficial, de 1.5 m. de espesor medio, constituida -- por arcillas preconsolidadas por secado, surcadas por grietas infiltradas -- por materiales de tipo eólico.

2) Formación arcillosa superior, con un espesor variable entre -- 18 m. (en el Caracol) y 39.6 m. (en el Bordo Xochiaca); en la zona de la -- prueba piloto el espesor medio fué de 33.5 m. Está constituida por arci-- llas muy blandas altamente plásticas, con contenidos de agua variables en-- tre 100 y 400 % y con intercalaciones de arena a diferentes profundidades, destacándose las localizadas a 6 y 22 m. de profundidad.

3) Capa dura, con un espesor aproximado de 3 m. en la zona de --- prueba, constituida por materiales limo arenosos, ligeramente cementados.

4) Formación arcillosa inferior, con un espesor medio de 15 m; -- constituida por arcillas de alta plasticidad con un contenido de agua me-- dio de 220 %.

5) Depósitos profundos que, en un espesor aproximado de 14 m. es-- tán constituidos por materiales permeables y que, a partir de 67 m. de pro-- fundidad y hasta 80 m; aproximadamente, están formados por materiales arci-- llosos.

En este trabajo, para simplificar la estratigrafía de la zona, se -- adoptará la idealización presentada por Alberro et al (1974) que se mues-- tra en la Fig. 3, en la que también se han anotado las propiedades (índices y mecánicas promedio de cada una de las capas y la referencia de donde se -- obtuvieron.

Las características de los pozos de bombeo utilizados en la prueba -- piloto se muestran en la Fig. 4 y la Fig. 5 muestra el espaciamiento entre -- pozos en la zona de la prueba piloto y en la del Lago Texcoco Sur.

3.2.- DEFINICION DEL MODELO .

Las características estratigráficas del terreno se idealizaron co-

mo se muestra en la Fig. 6. Según se indica en esa figura, se considerará ahora un estrato homogéneo de arcilla, saturado, de espesor $2H$ y drenado - por sus caras superior e inferior, con las propiedades (índices y mecánicas que ahí se muestran. En particular, el coeficiente de permeabilidad vertical equivalente se calculó considerando los coeficientes de permeabilidad-vertical de cada una de las capas que presentan Alberro et al (1974). El coeficiente de permeabilidad horizontal se calculará mediante las observaciones de campo.

La instalación y puesta en funcionamiento de un conjunto de pozos-de bombeo dentro del estrato de arcilla ocasiona un abatimiento de la presión de poro en los depósitos profundos y, con el paso del tiempo, un incremento de los esfuerzos efectivos en la arcilla, generándose un proceso-de consolidación que para las condiciones supuestas ocurrirá en forma tri-dimensional. En la Fig. 7 se muestra esquemáticamente la variación de esfuerzos efectivos para el sistema original de tres capas, así como para el caso idealizado. De acuerdo con las mediciones de los piezómetros instalados en la Capa Dura, (Marsal, 1969 e ICOLT, 1973), se sabe que en ella los abatimientos de presión son menores que los que se tienen en los depósitos profundos por lo que, y sólo como una aproximación, se puede aceptar que - el comportamiento de las tres capas es semejante al de un estrato único.

La disminución en el valor de la presión de poro inducida por el - bombeo, que equivale a la aplicación de incrementos de carga, ocurre en -- forma paulatina de acuerdo con la variación de la carga hidráulica en los-depósitos profundos. Es necesario recurrir a un método aproximado para -- idealizar la aplicación de la carga y utilizar las soluciones obtenidas en el capítulo anterior, (Scott, 1963). Este método consiste en considerar - que la carga no se aplica en forma continua, sino en una serie de incremen- tos como los que se muestran en la Fig. 8. Esto equivale a considerar la- superposición de un cierto número de procesos de consolidación, cada uno - de los cuales se inicia en el momento en el que se aplica el incremento c_0

rrespondiente. Se supuso además que la carga actúa uniformemente en todo el estrato, lo que equivale a suponer que el abatimiento piezométrico es - uniforme en los depósitos permeables profundos.

En este punto conviene aclarar que el presente trabajo propone una solución diferente al problema que resuelven Alberro, Herrera, León y Chen (1974).

3.3. PROCEDIMIENTO DE CALCULO .

De acuerdo con los procedimientos explicados en el capítulo 2, la-secuencia para obtener los resultados que se pretenden es:

1) Cálculo del grado de consolidación promedio, suponiendo un pro-ceso de consolidación con flujo exclusivamente vertical.

2) Cálculo del grado de consolidación promedio suponiendo un pro-ceso de consolidación con flujo exclusivamente radial.

3) Cálculo del grado de consolidación promedio considerando el --efecto combinado de los procesos de consolidación con flujo vertical y con flujo radial.

4) Evaluación de los asentamientos correspondientes al grado de -consolidación obtenido en el inciso 3.

Se resolvieron en forma numérica siete casos en total, dos de los- cuales corresponden a la etapa de pruebas realizadas en 1967-68, (Marsal, -1969), en tanto que los restantes corresponden a la etapa de formación del Lago Texcoco Sur, (ICOLT, 1973). Para su solución se utilizó la informa--ción acerca de la variación de los abatimientos piezométricos en función - del tiempo que se presenta en dichas referencias. Los asentamientos calcu- lados fueron ajustados, variando el coeficiente de permeabilidad horizon--tal k_h , hasta hacer coincidir su valor con el de los que fueron medidos, los que también se reportan en las referencias mencionadas.

A continuación se indica la forma en que se realizaron los cálculos para uno de los casos analizados correspondiente a la etapa de pruebas piloto realizadas en 1967-68, mismo que se conviene en llamar PT-EP2, de acuerdo al piezómetro en el que se hicieron las mediciones**. Para ese caso, la Fig. 9 (Marsal, 1969) muestra la variación de la carga hidráulica con el tiempo en los depósitos profundos y su idealización se muestra en la Fig. 10.

De acuerdo con el procedimiento propuesto para considerar la aplicación de la carga en incrementos, se muestran en la Fig. 10 los valores que se asignaron a cada uno de ellos. La fecha final que se considerará para el cálculo de asentamientos fué el 15 de Febrero de 1968 y el tiempo de aplicación de cada uno de los incrementos de carga se calcula respecto a esa fecha.

Los incrementos de carga supuestos fueron:

a. $\Delta p_1 = 0.48 \text{ Kg/cm}^2$, que se considera aplicado el 12 de Noviembre de 1967, de donde el tiempo transcurrido es: $t_1 = 8.2 \times 10^6 \text{ seg.}$

b. $\Delta p_2 = 0.10 \text{ Kg/cm}^2$, aplicado el 5 de Diciembre de 1967, de donde: $t_2 = 6.22 \times 10^6 \text{ seg.}$

c. $\Delta p_3 = 0.10 \text{ Kg/cm}^2$, aplicado el 28 de Diciembre de 1967, de donde: $t_3 = 4.23 \times 10^6 \text{ seg.}$

Con esos valores se efectúan los cálculos ya mencionados.

(i) Cálculo del grado de consolidación promedio considerando flujo vertical.

** Aunque este piezómetro no se localiza en los Depósitos Profundos sino en una capa permeable intermedia entre la Capa Dura y dichos Depósitos cálculos posteriores con base en los datos disponibles mostraron que esto induciría un error del orden de 3.0 cm., como máximo.

Utilizando la expresión simplificada (14) para \bar{U}_v :

$$\bar{U}_v = \sqrt{\frac{4 T_v}{\pi}} = 1.128 \sqrt{T_v} \quad (14)$$

sabiendo que :

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad (10)$$

y que :

$$C_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \quad (8')$$

y utilizando los siguientes valores :

$$m_v = 0.42 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$k_v = 5.5 \times 10^{-8} \text{ cm/seg}$$

$$\gamma_w = 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$$

$$H = 2 \ 500 \text{ cm.}$$

se obtiene que :

$$C_v = 1.3 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

y que :

$$T_v = 2.1 \times 10^{-11} t.$$

los cálculos subsecuentes se muestran en la siguiente tabla :

INCREM. No.	t (seg.)	T_v	$\sqrt{T_v}$	\bar{U}_v	\bar{u}_v %
1	0.82×10^7	1.72×10^{-4}	0.0131	1.48	98.52
2	0.62×10^7	1.30×10^{-4}	0.0114	1.35	98.71
3	0.42×10^7	0.88×10^{-4}	0.0094	1.00	98.94

(2) Cálculo del grado de consolidación promedio considerando flujo radial.

A partir de la expresión :

$$\bar{U}_h = 1 - \exp \lambda \quad (33)$$

y sabiendo que :

$$\lambda = - \frac{8 T_h}{F(n)} \quad (29)$$

$$T_h = \frac{k_h (1 + e) t}{\gamma_w a_v d_e} \quad (30)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} L(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (31)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (32)$$

y utilizando los siguientes valores :

$$d_e = 10\ 000 \text{ cm.}$$

$$d_w = 76 \text{ cm.}$$

$$k_h = 5.5 \times 10^{-5} \text{ cm/seg. (supuesto)}$$

$$e = 6.55$$

$$\gamma_w = 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$$

$$a_v = m_v (1 + e) = 3.17 \text{ cm}^2/\text{Kg.}$$

de los valores anteriores se concluye que :

$$F(n) = 4.1$$

$$\lambda = - 1.94 T_h$$

$$T_h = 0.82 \times 10^{-9} t$$

y los resultados obtenidos se tabulan a continuación :

INCREM. No.	INCREM. t seg.	T_H	λ	$\exp-\lambda$	$\exp (+\lambda)$	\bar{U}_h %
1	0.82×10^7	6.5×10^{-3}	12.9×10^{-3}	1.0130	0.9871	1.29
2	0.62×10^7	5.3×10^{-3}	10.5×10^{-3}	1.0105	0.9890	1.10
3	0.42×10^7	2.9×10^{-3}	5.7×10^{-3}	1.0060	0.9920	0.80

(3) Cálculo del grado de consolidación promedio $\bar{U}_{v,h}$ considerando el efecto combinado de los flujos vertical y radial.

Partiendo de la expresión:

$$\bar{U}_{v,h} = 1 - (1 - \bar{U}_v) (1 - \bar{U}_h) \quad (38)$$

se obtienen los resultados siguientes :

INCREM. No.	\bar{U}_v %	$1-\bar{U}_v$	\bar{U}_h %	$1-\bar{U}_h$	$(1-\bar{U}_v) (1-\bar{U}_h)$	$\bar{U}_{v,h}$ %
1	1.48	0.9852	1.29	0.9871	0.9722	2.78
2	1.35	0.9865	1.10	0.9890	0.9751	2.49
3	1.00	0.9900	0.80	0.9920	0.9821	1.79

(4) Cálculo de los asentamientos correspondientes al grado de consolidación obtenido en el inciso anterior.

Para calcular los asentamientos máximos se utilizó la fórmula :

$$\Delta H_{m\acute{a}x} = m_v \Delta p H' \quad (39)$$

en tanto que los asentamientos calculados a los tiempos t_1 , t_2 y t_3 fue

ron obtenidos mediante la expresión:

$$\Delta H_t = \bar{U}_{v,h} \Delta H_{máx} \quad (40)$$

siendo

$$H' = 2 H = 5\,000 \text{ cm.}$$

Los resultados finales se presentan en la siguiente tabla :

INCREM. No.	$\bar{U}_{v,h}$ %	$\Delta H_{máx}$ cm.	ΔH_t cm.
1	2.78	1 008	28.0
2	2.49	210	5.3
3	1.79	210	3.8

$$\Delta H_{t\text{total}} = 37.1 \text{ cm.}$$

De acuerdo con los datos de la Fig. 9 (Marsal, 1969), el asentamiento medido es de 38.0 cm.

Utilizando la secuencia explicada, fueron analizados los otros seis casos, cuyos resultados se muestran en las siguientes páginas, en las Tablas 1 a 6. En las figuras 10 a 16 se muestran las variaciones de la carga hidráulica con el tiempo para cada caso. En la Fig. 17 se muestra la comparación entre los asentamientos medidos y los asentamientos calculados con el valor del coeficiente de permeabilidad k_h obtenido previamente (Tabla No. 3).

1) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo vertical.

$$k_v = 2.0 \times 10^{-6} \text{ cm/seg} \quad T_v = 0.77 \times 10^{-11} \quad U_v = 1.128 \sqrt{T_v}$$

INCREM No.	t seg	T_v	$\sqrt{T_v}$	U_v %	Δp Kg/cm ²	$\Delta H_{máx}$ cm.
1	1.09×10^7	0.84×10^{-4}	0.92×10^{-2}	1.04	0.28	588
2	0.97×10^7	0.75×10^{-4}	0.87×10^{-2}	0.98	0.28	588
3	0.84×10^7	0.65×10^{-4}	0.81×10^{-2}	0.92	0.28	588
4	0.71×10^7	0.55×10^{-4}	0.74×10^{-2}	0.84	0.28	588
5	0.58×10^7	0.45×10^{-4}	0.67×10^{-2}	0.76	0.28	588

2) Cálculo del grado de Consolidación considerando flujo radial.

$$k_H = 1.0 \times 10^{-3} \text{ cm/seg} \quad T_H = 2.38 \times 10^{-10} t \quad \lambda = -1.98 T_H \quad U_H = 1 - e^{-\lambda}$$

INCREM No.	t seg	T_H	λ	$e^{-\lambda}$	$e^{+\lambda}$	U_H %
1	1.09×10^7	2.6×10^{-3}	5.15×10^{-3}	1.0051	0.9946	0.54
2	0.97×10^7	2.31×10^{-3}	4.58×10^{-3}	1.0046	0.9950	0.50
3	0.84×10^7	2.0×10^{-3}	3.96×10^{-3}	1.0040	0.9957	0.43
4	0.71×10^7	1.69×10^{-3}	3.35×10^{-3}	1.0034	0.9961	0.39
5	0.58×10^7	1.38×10^{-3}	2.74×10^{-3}	1.0027	0.9975	0.25

3) Cálculo del grado de consolidación promedio debido a flujo vertical y flujo radial

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_H)$$

INCREM No.	U_v %	$1 - U_v$	U_H %	$1 - U_H$	$(1 - U_v)(1 - U_H)$	$U_{v,r}$ %
1	1.04	0.9896	0.54	0.9946	0.9841	1.59
2	0.98	0.9902	0.50	0.9950	0.9850	1.50
3	0.92	0.9908	0.43	0.9957	0.9865	1.35
4	0.84	0.9916	0.39	0.9961	0.9877	1.23
5	0.76	0.9924	0.25	0.9975	0.9880	1.10

4) Cálculo de los asentamientos correspondientes a $U_{v,r}$

INCREM No.	$U_{v,r}$ %	$\Delta H_{máx}$ cm.	ΔH_l cm.
1	1.59	588	9.3
2	1.50	588	8.8
3	1.35	588	7.9
4	1.23	588	7.3
5	1.10	588	6.5

$$\Delta H_{TOTAL} = 39.8 \text{ cm. ; } \Delta H_{MEDIO} = 39.0 \text{ cm}$$

TABLA No. 1 CALCULOS Y RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL CASO: PT - EPI-5.

1) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo vertical

$$k_v = 5.5 \times 10^{-8} \text{ cm/seg} \quad T_v = 2.1 \times 10^{-11} \text{ t} \quad U_v = 1.128 \sqrt{T_v}$$

INCREM No.	t seg	T_v	$\sqrt{T_v}$	U_v	Δp kg/cm ²	$\Delta H_{\text{máx}}$ cm.
1	1.175×10^7	2.46×10^{-8}	1.57×10^{-2}	0.0178	1.20	2520
2	0.36×10^7	0.76×10^{-8}	0.87×10^{-2}	0.0098	0.17	357

2) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo radial

$$k_H = 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/seg} \quad T_H = 5.95 \times 10^{-11} \text{ t} \quad \lambda = -1.58 T_H \quad U_H = 1 - e^{+\lambda}$$

INCREM No.	t seg	T_H	λ	$e^{-\lambda}$	$e^{+\lambda}$	U_H %
1	1.175×10^7	7.0×10^{-8}	11.0×10^{-8}	1.0011	0.9983	0.17
2	0.36×10^7	2.14×10^{-8}	3.38×10^{-8}	1.0003	-	-

3) Cálculo del grado de consolidación debido a flujo radial y flujo vertical

$$U_{v,H} = 1 - (1-U_v)(1-U_H)$$

INCREM No.	U_v %	$1 - U_v$	U_H %	$1 - U_H$	$(1-U_v)(1-U_H)$	$U_{v,H}$ %
1	1.78	0.9822	0.17	0.9983	0.9805	1.95
2	0.98	0.9902	-	1.00	0.9902	0.98

4) Cálculo de los asentamientos correspondientes a $U_{v,H}$

INCREM No.	$U_{v,H}$ %	$\Delta H_{\text{máx}}$ cm.	ΔH_1 cm.
1	1.95	2520	49.1
2	0.98	357	3.5

$$\Delta H_{\text{TOTAL}} = 52.6 \text{ cm.} ; \Delta H_{\text{MEDIDO}} = 46.0 \text{ cm.}$$

TABLA No. 2 CALCULOS Y RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL CASO: ICOLT-EP4-4.

$$k_v = 5.5 \times 10^{-8} \text{ cm/seg} \quad T_v = 2.1 \times 10^{-11} t \quad U_v = 1.128 \sqrt{T_v}$$

INCREM No.	t seg	T_v	$\sqrt{T_v}$	U_v	Δp kg/cm ²	$\Delta H_{máx}$ cm.
1	2.035×10^7	4.28×10^{-8}	2.07×10^{-2}	0.0235	0.18	378
2	1.64×10^7	3.44×10^{-8}	1.86×10^{-2}	0.0290	0.18	378
3	1.25×10^7	2.62×10^{-8}	1.62×10^{-2}	0.0183	0.18	378
4	0.86×10^7	1.84×10^{-8}	1.34×10^{-2}	0.0152	0.18	378
5	0.47×10^7	0.99×10^{-8}	0.99×10^{-2}	0.0112	0.18	378

$$k_H = 1.0 \times 10^{-8} \text{ cm/seg} \quad T_H = 7.14 \times 10^{-10} t \quad \lambda = -1.58 T_H \quad U_H = 1 - e^{+\lambda}$$

INCREM No.	t seg	T_H	λ	$e^{-\lambda}$	$e^{+\lambda}$	U_H %
1	2.035×10^7	1.45×10^{-2}	2.29×10^{-2}	1.023	0.9776	2.24
2	1.64×10^7	1.17×10^{-2}	1.85×10^{-2}	1.019	0.9814	1.86
3	1.25×10^7	0.89×10^{-2}	1.41×10^{-2}	1.014	0.9861	1.39
4	0.86×10^7	0.615×10^{-2}	0.97×10^{-2}	1.010	0.9900	1.00
5	0.47×10^7	0.337×10^{-2}	0.55×10^{-2}	1.005	0.9950	0.50

$$U_{v,H} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_H)$$

INCREM No.	U_v %	$1 - U_v$	U_H %	$1 - U_H$	$(1 - U_v)(1 - U_H)$	$U_{v,H}$ %
1	2.35	0.9765	2.24	0.9776	0.9545	4.55
2	2.10	0.9790	1.86	0.9814	0.9604	3.96
3	1.83	0.9817	1.39	0.9864	0.9678	3.22
4	1.52	0.9848	1.00	0.9900	0.9748	2.52
5	1.12	0.9888	0.50	0.9950	0.9838	1.62

INCREM No.	$U_{v,H}$ %	$\Delta H_{máx}$ cm.	ΔH_t cm.
1	4.55	378	17.2
2	3.96	378	15.0
3	3.22	378	12.2
4	2.52	378	9.5
5	1.62	378	6.1

$$\Delta H_{TOTAL} = 60.0 \text{ cm} \quad ; \quad \Delta H_{HEQ100} = 57.0 \text{ cm.}$$

TABLA No. 3 CALCULOS Y RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL CASO: ICOLT - EP2 - 4.

1) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo vertical

$$k_v = 5.5 \times 10^{-6} \text{ cm/seg} \quad T_v = 2.1 \times 10^{-11} t \quad U_v = 1.128 \sqrt{T_v}$$

INCREM No.	t seg	T_v	$\sqrt{T_v}$	U_v	ΔP kg/cm ²	$\Delta H_{máx}$ cm.
1	2.63×10^7	5.52×10^{-4}	2.35×10^{-2}	0.0265	0.225	4720
2	2.40×10^7	5.03×10^{-4}	2.25×10^{-2}	0.0254	0.225	4720
3	1.98×10^7	4.16×10^{-4}	2.04×10^{-2}	0.0230	0.200	4200
4	1.40×10^7	2.95×10^{-4}	1.72×10^{-2}	0.0194	0.200	4200
5	0.83×10^7	1.74×10^{-4}	1.32×10^{-2}	0.0149	0.200	4200

2) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo radial

$$k_H = 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/seg} \quad T_H = 6.0 \times 10^{-11} t \quad \lambda = -1.58 T_H \quad U_H = 1 - e^{+\lambda}$$

INCREM No.	t seg	T_H	λ	$e^{-\lambda}$	$e^{+\lambda}$	U_H %
1	2.63×10^7	1.58×10^{-3}	2.5×10^{-3}	1.0025	0.9974	0.26
2	2.40×10^7	1.45×10^{-3}	2.3×10^{-3}	1.0023	0.9975	0.25
3	1.98×10^7	1.19×10^{-3}	1.88×10^{-3}	1.0019	0.9980	0.20
4	1.40×10^7	0.84×10^{-3}	1.32×10^{-3}	1.0013	0.9985	0.15
5	0.83×10^7	0.50×10^{-3}	0.79×10^{-3}	1.0008	0.9990	0.10

3) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo radial y flujo vertical

$$U_{v,H} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_H)$$

INCREM No.	U_v %	$1 - U_v$	U_H %	$1 - U_H$	$(1 - U_v)(1 - U_H)$	$U_{v,H}$ %
1	2.65	0.9735	0.26	0.9974	0.9710	2.90
2	2.54	0.9746	0.25	0.9975	0.9720	2.80
3	2.30	0.9770	0.20	0.9980	0.9750	2.50
4	1.94	0.9806	0.15	0.9985	0.9795	2.05
5	1.49	0.9851	0.10	0.9990	0.9840	1.60

4) Cálculo de los asentamientos correspondientes a $U_{v,H}$

INCREM No.	$U_{v,H}$ %	$\Delta H_{máx}$ cm.	ΔH_t cm.
1	2.90	472	13.7
2	2.80	472	13.2
3	2.50	420	10.5
4	2.05	420	8.6
5	1.60	420	6.7

$$\Delta H_{TOTAL} = 52.7 \text{ cm} \quad ; \quad \Delta H_{HE0100} = 49.0 \text{ cm.}$$

TABLA No. 4 CALCULOS Y RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL CASO: ICOLT-EP8-3

1) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo vertical

$$k_v = 5.5 \times 10^{-8} \text{ cm/seg} \quad T_v = 2.1 \times 10^{-11} t \quad U_v = 1.128 \sqrt{T_v}$$

INCREM No.	t seg	t_v	$\sqrt{T_v}$	U_v	Δp kg/cm ²	$\Delta H_{máx}$ cm.
1	2.39×10^7	5.1×10^{-2}	2.26×10^{-2}	0.0255	0.12	252
2	1.87×10^7	3.93×10^{-2}	1.99×10^{-2}	0.0225	0.12	252
3	1.15×10^7	2.42×10^{-2}	1.56×10^{-2}	0.0176	0.13	273
4	0.75×10^7	1.58×10^{-2}	1.26×10^{-2}	0.0142	0.13	273
5	0.45×10^7	0.94×10^{-2}	0.97×10^{-2}	0.0110	0.17	357

2) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo radial

$$k_H = 4.4 \times 10^{-8} \text{ cm/seg} \quad T_H = 2.62 \times 10^{-9} t \quad \lambda = -1.58 T_H \quad U_H = 1 - e^{+\lambda}$$

INCREM No.	t seg	T_H	λ	$e^{-\lambda}$	$e^{+\lambda}$	U_H %
1	2.39×10^7	6.28×10^{-2}	9.9×10^{-2}	1.104	0.9048	9.52
2	1.87×10^7	4.91×10^{-2}	7.75×10^{-2}	1.081	0.9250	7.50
3	1.15×10^7	3.02×10^{-2}	4.78×10^{-2}	1.049	0.9523	4.77
4	0.75×10^7	1.96×10^{-2}	3.10×10^{-2}	1.031	0.9693	3.07
5	0.45×10^7	1.18×10^{-2}	1.86×10^{-2}	1.019	0.9812	1.88

3) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo radial y flujo vertical

$$U_{v,H} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_H)$$

INCREM No.	U_v %	$1 - U_v$	U_H %	$1 - U_H$	$(1 - U_v)(1 - U_H)$	$U_{v,H}$ %
1	2.55	0.9745	10.52	0.9048	0.8026	12.74
2	2.25	0.9775	7.50	0.9250	0.9046	9.54
3	1.76	0.9824	4.77	0.9523	0.9358	6.42
4	1.42	0.9858	3.07	0.9693	0.9554	4.46
5	1.10	0.9890	1.88	0.9812	0.9702	2.98

4) Cálculo de los asentamientos correspondientes a $U_{v,H}$

INCREM No.	$U_{v,H}$ %	$\Delta H_{máx}$ cm.	ΔH_t cm.
1	11.74	252	30.0
2	2.54	252	24.0
3	6.42	273	17.6
4	4.46	273	12.2
5	2.98	357	10.6

$$\Delta H_{TOTAL} = 94.4 \text{ cm.} ; \Delta H_{K=0.100} = 99.0 \text{ cm.}$$

TABLA No. 5 CALCULOS Y RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL CASO: ICOLT-EP6-4

1) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo vertical

$$k_v = 2.5 \times 10^{-8} \text{ cm/seg} \quad T_v = 0.95 \times 10^{-11} \quad U_v = 1.128 \sqrt{T_v}$$

INCREM No.	t seg	T_v	$\sqrt{T_v}$	U_v	Δp kg/cm ²	$\Delta H_{\text{máx}}$ cm.
1	0.795×10^7	0.755×10^{-8}	0.87×10^{-2}	0.0098	0.87	1827
2	0.57×10^7	0.542×10^{-8}	0.74×10^{-2}	0.0084	0.14	294

2) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo radial

$$k_H = 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/seg} \quad T_H = 5.95 \times 10^{-11} t \quad \lambda = 1.58 T_H \quad U_H = 1 - e^{-\lambda}$$

INCREM No.	t seg	T_H	λ	$e^{-\lambda}$	$e^{+\lambda}$	U_H %
1	0.795×10^7	4.73×10^{-4}	7.48×10^{-4}	1.00075	0.9992	0.081
2	0.57×10^7	3.40×10^{-4}	3.38×10^{-4}	1.00054	0.9994	0.06

3) Cálculo del grado de consolidación considerando flujo radial y flujo vertical

$$U_{v,H} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_H)$$

INCREM No.	U_v %	$1 - U_v$	U_H	$1 - U_H$	$(1 - U_v)(1 - U_H)$	$U_{v,H}$ %
1	0.98	0.9902	0.08	0.9992	0.999	1.10
2	0.84	0.9916	0.06	0.9994	0.991	0.90

4) Cálculo de los asentamientos correspondientes a $U_{v,H}$

INCREM No.	$U_{v,H}$ %	$\Delta H_{\text{máx}}$ cm.	ΔH_t cm.
1	1.10	1827	20.1
2	0.90	294	2.6

$$\Delta H_{\text{TOTAL}} = 22.7 \text{ cm} \quad ; \quad \Delta H_{\text{MEDIO}} = 21.0 \text{ cm.}$$

TABLA No. 6 CÁLCULOS Y RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL CASO: ICOLT-EPI-4.

DATOS Obtenidos de	Asentamiento Medido (cm.)	Asentamiento Calculado (cm.)	k_v (cm ² /seg)	k_H (cm/seg)	k_H/k_v	Asentamiento por flujo ver- tical % Resp. Al Total.	Asentamiento por flujo Radial --- % Resp. Al Total	Asentamiento calculado suponiendo de' = $\frac{de}{2}$ (cm.)	Asentamiento Calculado suponiendo de" = 2de (cm.)
PT EPI-5	39.0	39.8	2.0×10^{-2}	1.0×10^{-5}	500	68	32	80.7	
PT EP2-3	38.0	37.1	5.5×10^{-8}	3.3×10^{-5}	600	52	48	93.5	
ICOLT EP4-4	46.0	52.6	5.5×10^{-8}	1.0×10^{-5}	180	92	8	64.5	
ICOLT EP2-4	57.0	57.6 60.0	5.5×10^{-8}	1.7×10^{-4}	3,100 1800	54	46	167.0 110.0	35.4 33.0
ICOLT EP8-3	49.0	52.7	5.5×10^{-8}	1.0×10^{-5}	180	84	16	71.2	
ICOLT EP6-4	99.0	96.4	5.5×10^{-8}	4.4×10^{-4}	8,000	26	74	327.0	40.5
ICOLT EPI-4	21.0	22.7	2.5×10^{-8}	1.0×10^{-5}	400	89	11	28.2	

* VALOR MODIFICADO DE k_v

TABLA NO. 7 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS

3.4.- DISCUSION DE RESULTADOS .

Los resultados más importantes de todos los casos analizados se -- muestran en la Tabla 7, en la que se anotan:

- (1) El asentamiento medido.
- (2) El asentamiento calculado utilizando los métodos descritos en este trabajo.
- (3) Los valores de los coeficientes de permeabilidad vertical y horizontal que se usaron para que los asentamientos observados y los calculados fueran prácticamente iguales.
- (4) Los porcentajes del asentamiento total producidos por flujo vertical y por flujo radial.
- (5) Los asentamientos que se habrían obtenido si el espaciamiento entre pozos fuera la mitad del utilizado. También se anotan algunos valores de los asentamientos que ocurrirían si el espaciamiento fuese el doble del utilizado.

Como se observa en la Tabla fué posible seleccionar valores de k_h tales que, con el valor de k_v previamente calculado, pudieran calcularse asentamientos iguales a los registrados. En el caso de los piezómetros -- PT-EPI-5 e ICOLT-EPI-4, para obtener resultados congruentes del asentamiento calculado, fué necesario utilizar un valor de k_v diferente, que se determinó suponiendo que el valor de k_h era el más bajo de los calculados en el resto de los casos, y que resultó ser del mismo orden de magnitud que el valor de k_v utilizado en todos los otros casos.

Se observa que la relación de coeficientes de permeabilidad k_h/k_v varió entre 180 y 8 000, lo que indica el efecto de las capas de suelo más permeable intercaladas en la arcilla, las que favorecen el flujo en la dirección horizontal.

La contribución del flujo vertical sobre los asentamientos calculados para el espaciamiento real entre pozos, varía entre el 26 y el 92%,

mientras que la del flujo horizontal varía entre el 8 y el 74 %.

Sin embargo, si se disminuye el espaciamiento a la mitad, suponiendo los mismos abatimientos de la presión de poro y los mismos tiempos, los asentamientos aumentan entre un 23 y un 250 %, y la contribución del flujo radial a estos asentamientos será más significativa, variando entre el 25- y el 92 %.

Por otro lado, el caso ICOLT EP2-4 y el ICOLT EP6-4, demuestran -- que si el espaciamiento es el doble del real, la contribución del flujo radial que antes para esos casos era 46 y 74 %, se convierte ahora en 12.0 y 38 %, a pesar de que se trata de casos con muy alta relación k_h/k_v .

C A P I T U L O IV

Conclusiones y Recomendaciones

4.1.- C O N C L U S I O N E S .

Las conclusiones más importantes que se pueden obtener de los resultados indicados en este trabajo son :

1. La aplicación de la teoría presentada permite reproducir razonablemente los resultados de campo obtenidos referentes a asentamientos, - para los tiempos analizados.
2. Los suelos del Lago de Texcoco tienen una relación de permeabilidades k_h/k_v mayor de dos órdenes de magnitud, cuando menos.
3. El elevado valor de la relación entre permeabilidades ocasiona que el espaciamiento entre pozos sea una variable importante en los asentamientos que se produzcan.
4. Si se dan restricciones sobre la magnitud del asentamiento y - sobre el tiempo para que éste se produzca, deberá existir un espaciamiento óptimo respecto al costo unitario del volumen de depresión.

4.2.- RECOMENDACIONES.

Debido a la importancia del problema y al carácter preliminar de este trabajo, es recomendable:

1. Instrumentar con piezómetros puntos dentro de la masa de arcilla para verificar si la teoría también reproduce aceptablemente los valores de las presiones de poro.

2. Hacer determinaciones de campo y en el laboratorio, de la relación entre permeabilidades k_h/k_v para correlacionarlas con las obtenidas mediante la aplicación de los métodos aquí expuestos.

3. Plantear un modelo de optimización del costo de la depresión - en función de las propiedades de los suelos, del espaciamiento entre pozos y de los costos de instalación y de operación, tomando en cuenta las restricciones de asentamientos y de tiempo.

R E F E R E N C I A S

ALBERRO J., HERRERA I., LEON J.L., CHEN B. "Análisis de asentamientos para la construcción de los lagos del Plan Texcoco". Pub. No. - 340 Instituto de Ingeniería. U.N.A.M., México (1974).

BARRON R.A. "Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells", - Trans. ASCE 113, pág. 718 (1948).

CARRILLO N. "Simple two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils"., Journal Mathematical Physics, Vol. 21- pp 1-5 (1942).

COVARRUBIAS S.W. "Diseño óptimo de tratamiento de terrenos blandos con drenes verticales de arena". Pub. No. 302 Instituto de Ingeniería. U.N.A.M., México (1972).

DARCY "Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon". Dijon (1856).

MARSAL R.J. "Desarrollo de un lago por la consolidación de arcillas blandas, inducida con bombeo". Volumen Nabor Carrillo, México ---- (1969).

MARSAL R.J., GRAUE R. "El subsuelo del Lago Texcoco". Volumen Nabor Carrillo, México (1969).

RICHART F.E. "Review of the theories of sand drains." Trans. ASCE- Vol. No. 124 (1959).

ROUSE H. "Advanced Mechanics of Fluids". John Wiley and Sons Inc. New York (1943).

SCOTT R.F. "Principles of Soil Mechanics". Addison Wesley Co. -- Reading, Mass. (1963).

TERZAGHI K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons Inc. New York (1943).

ICOLT. Informe sobre el comportamiento del Lago Texcoco Sur. Secretaría de Recursos Hidráulicos. México. (1973).

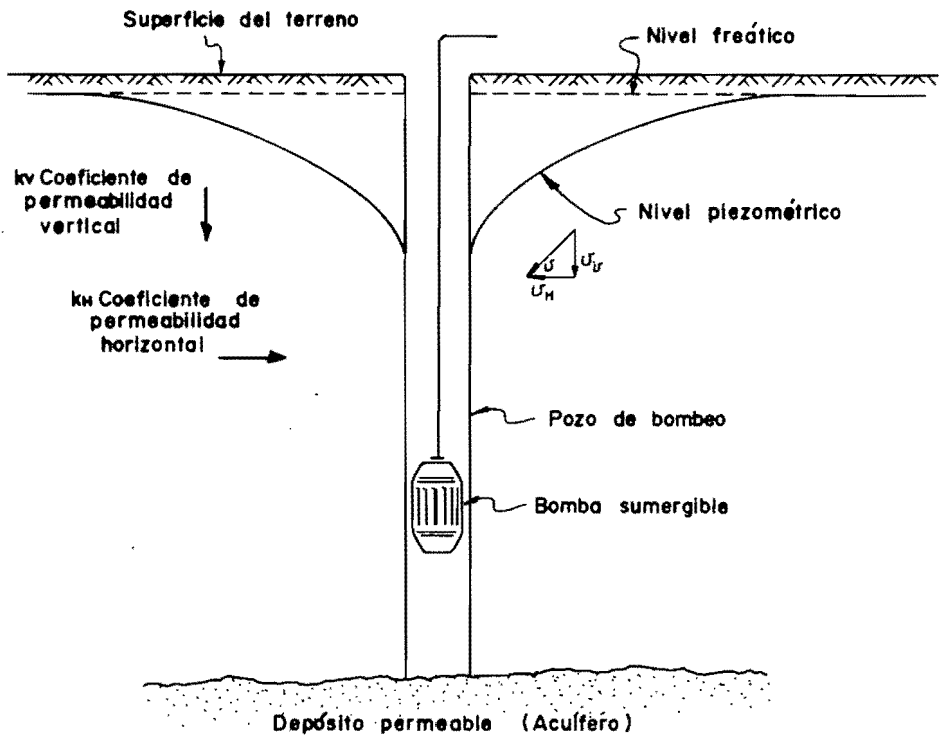


Figura No. 1 Abatimientos piezométricos alrededor de un pozo de bombeo

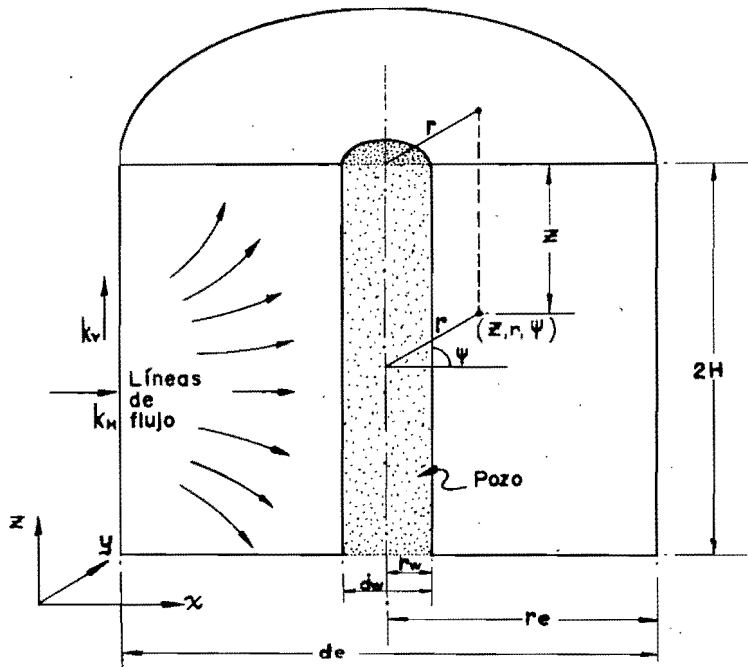


Figura No. 2 Flujo hacia un dren de arena

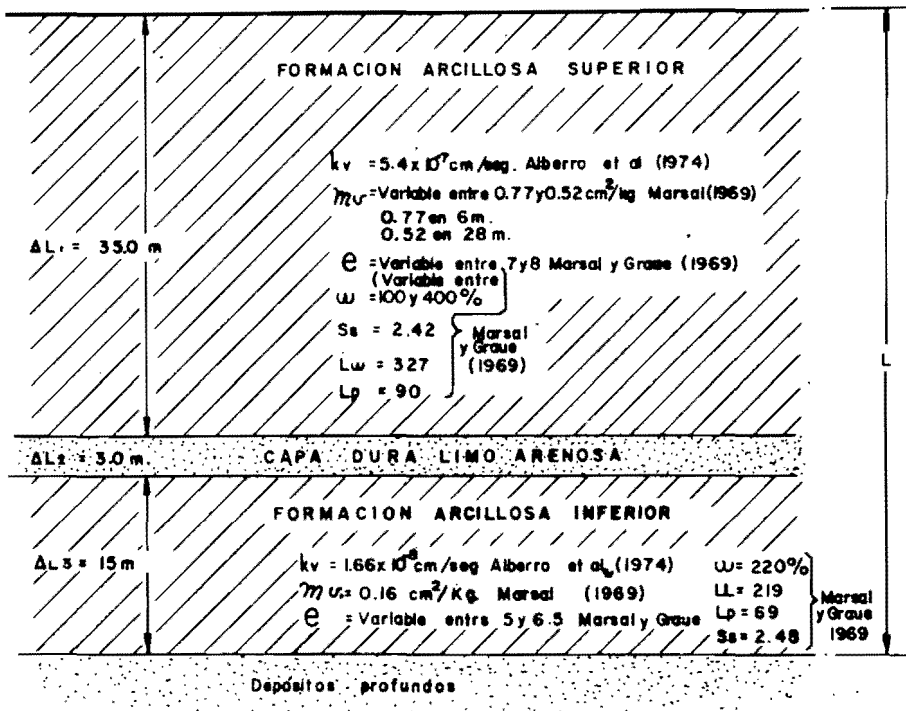


Figura No. 3 Estratigrafía típica de la zona del lago de prueba del proyecto Texcoco. Alberro et al (1974)

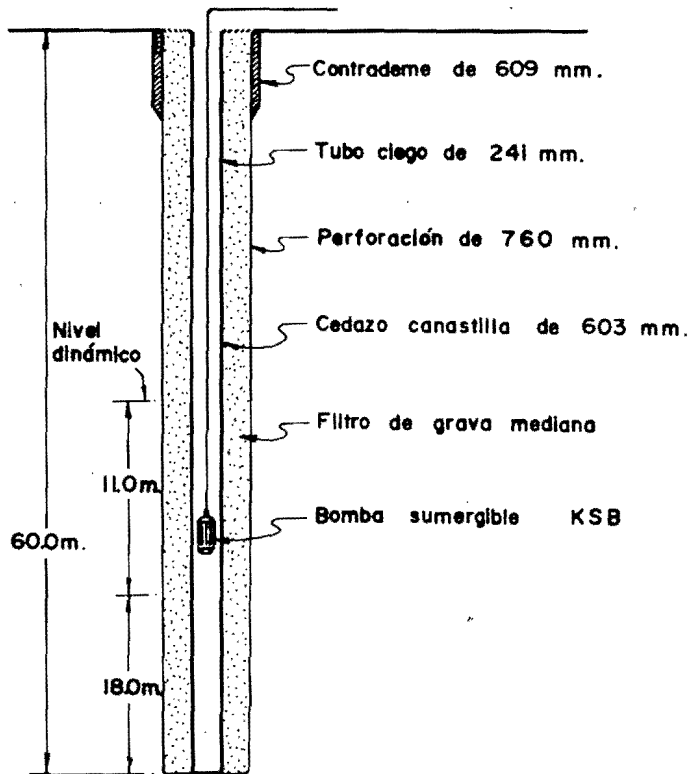
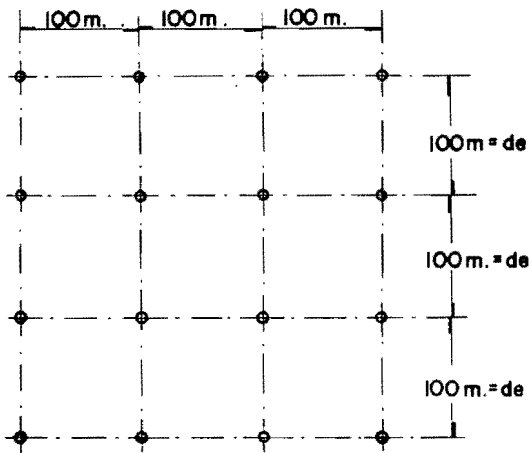
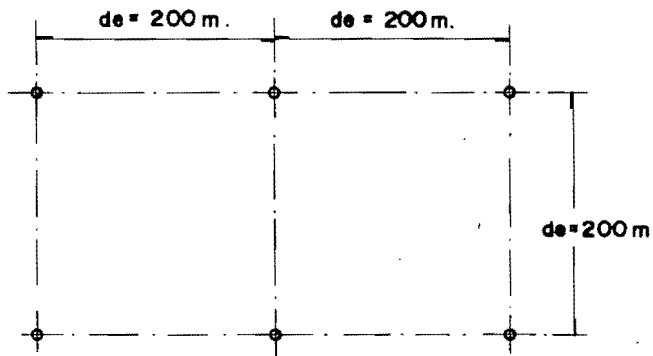


Figura No. 4 Características de los pozos en las pruebas piloto, Marsal (1969)



Pruebas piloto, proyecto Texcoco (1967-1968), Marsal (1969)



Informe del comportamiento observado en lago Texcoco sur (1973)

Figura No. 5 Espaciamento entre pozos.

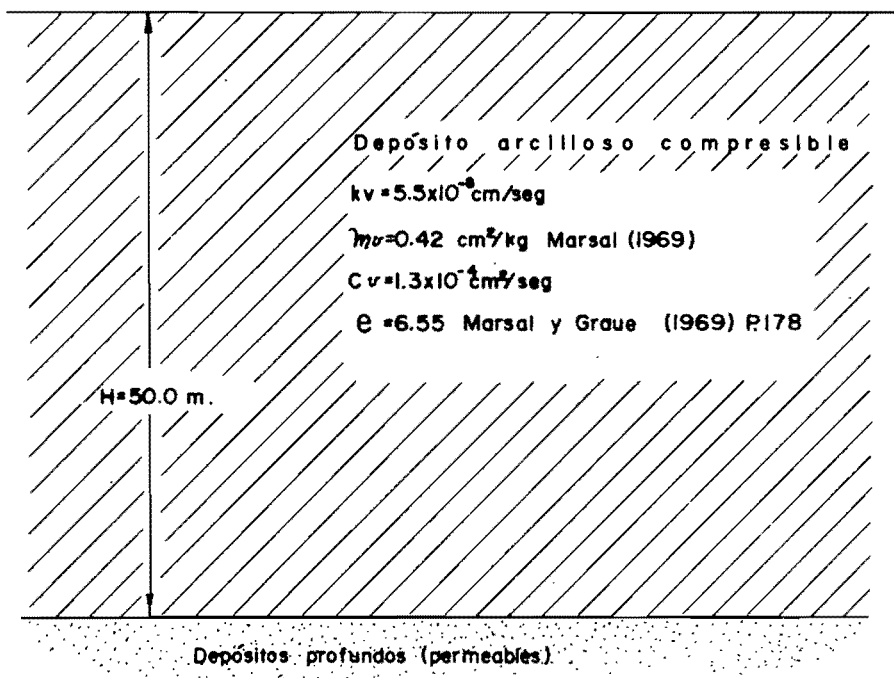


Figura No. 6 Idealización de la estratigrafía.

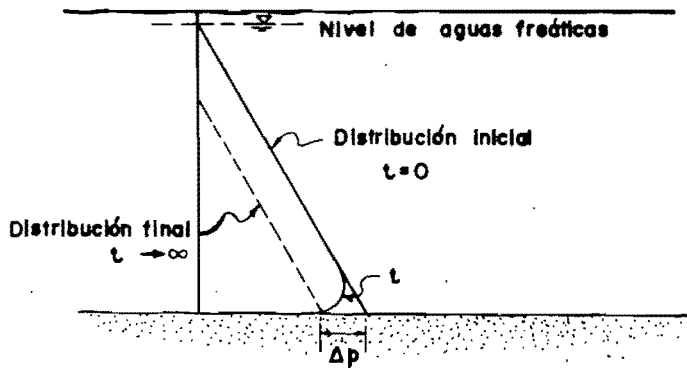
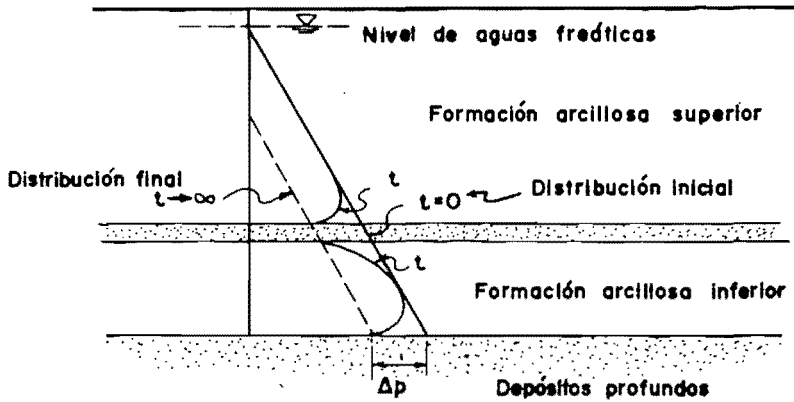


Figura No. 7 Distribuciones de presiones iniciales y finales para los dos casos supuestos.

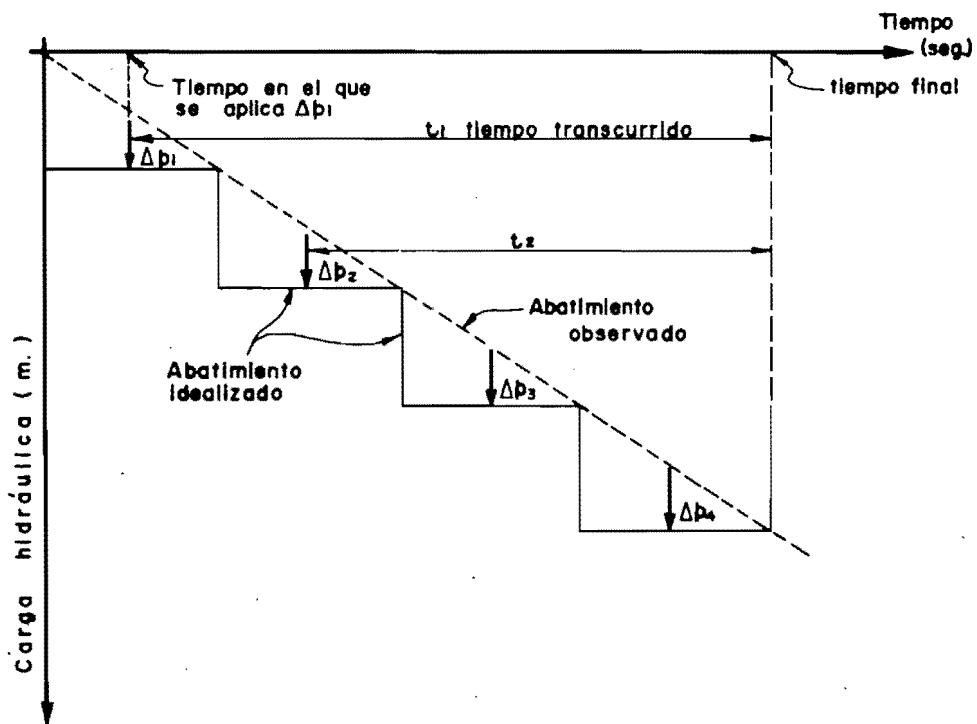


Figura No. 8 Idealización de los abatimientos piezométricos en los depósitos profundos.

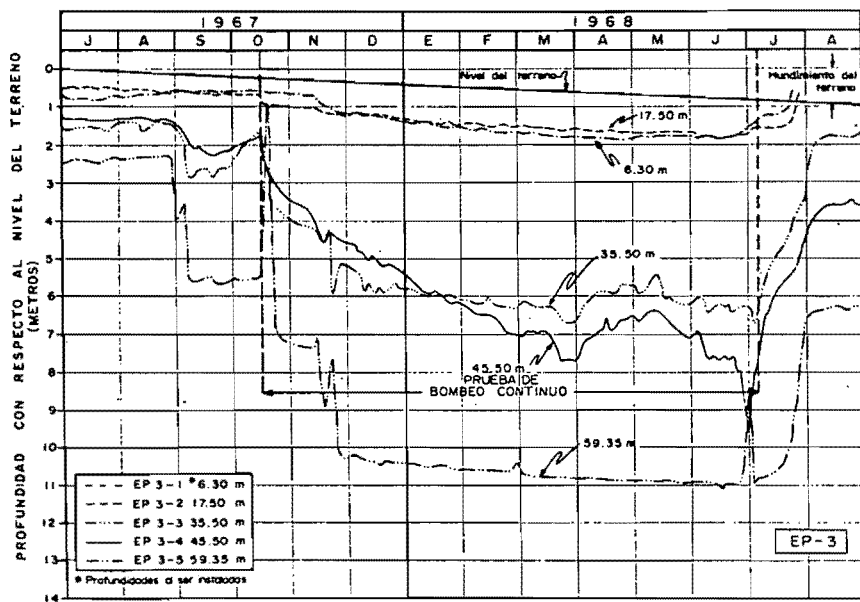
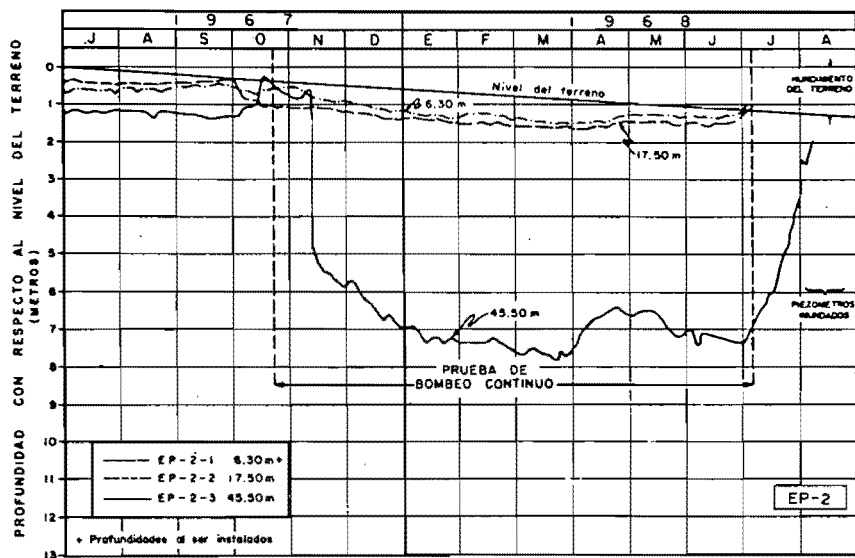
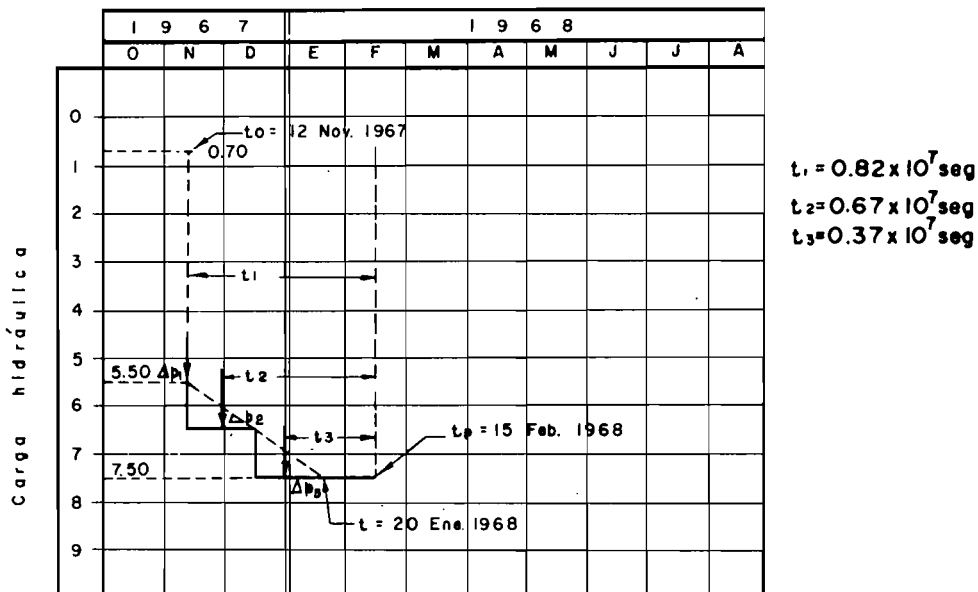


FIGURA No. 9 OBSERVACIONES PIEZOMETRICAS EN LAS ESTACIONES EP-2 y 3



Pérdidas de carga

$$\Delta h_1 = 5.50 - 0.70 = 4.80 \text{ m. en un solo incremento}$$

$$\Delta h_2 = 7.50 - 5.50 = 2.0 \text{ m. en dos incrementos}$$

=> Los incrementos de carga son

$$\Delta p_1 = 4.8 \text{ ton/m}^2 = 0.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta p_2 = \Delta p_3 = \frac{2.0 \text{ ton/m}^2}{2} = 1.0 \text{ ton/m}^2 = 0.10 \text{ kg/cm}^2$$

----- Abatimiento observado

———— Abatimiento idealizado

Figura No.10 Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso PT-EP 2-3

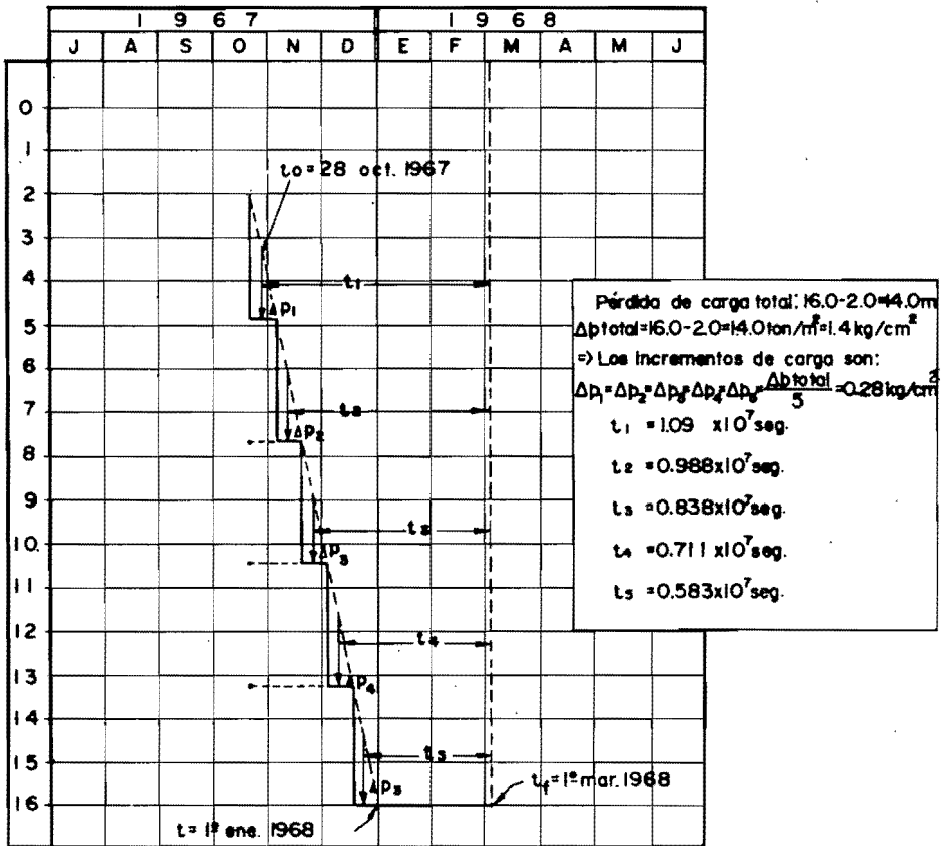
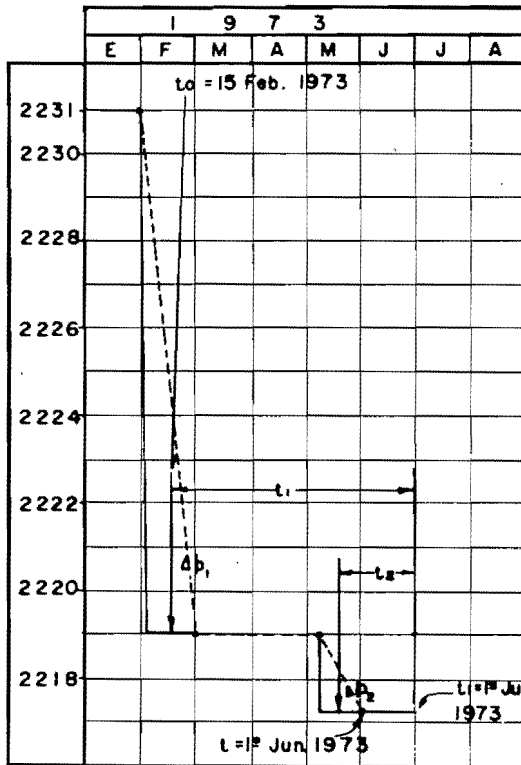


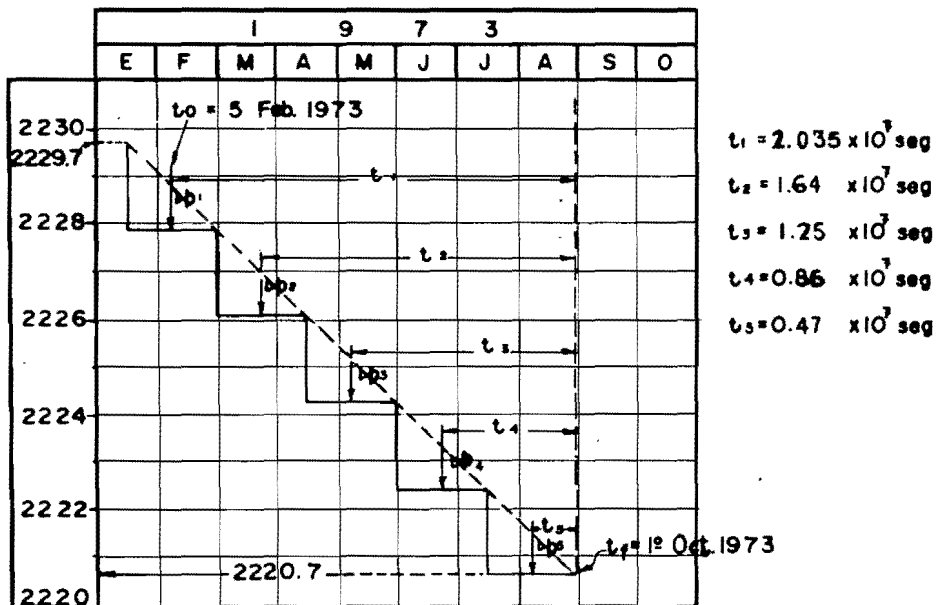
Figura No. 11 Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso PT-EP 1-5



Pérdidas de carga:
 $\Delta h_1 = 2231 - 2219 = 12.0 \text{ m.}$
 $\therefore \Delta p_1 = 12.0 \text{ ton/m}^2 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$
 $\Delta h_2 = 2219 - 2217.3 = 1.7 \text{ m.}$
 $\therefore \Delta p_2 = 1.7 \text{ ton/m}^2 = 0.17 \text{ kg/cm}^2$

$t_1 = 1.175 \times 10^7 \text{ seg}$
 $t_2 = 0.36 \times 10^7 \text{ seg}$

Figura No.12 Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT EP-4-4

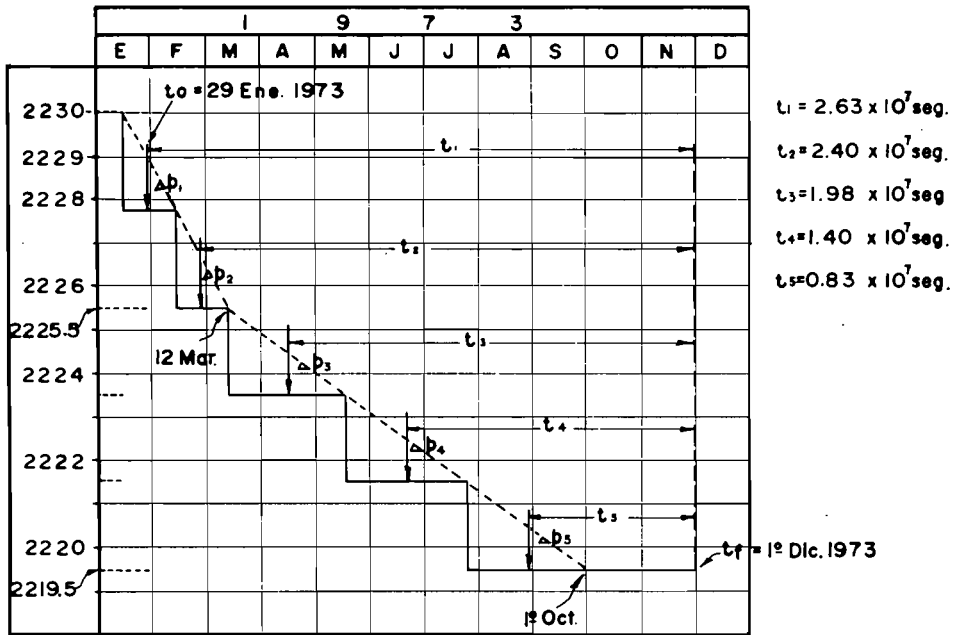


Pérdida de carga total : 9.0 m.

$$\Delta p_{\text{total}} = 0.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta p_1 = \Delta p_2 = \Delta p_3 = \Delta p_4 = \Delta p_5 = \frac{\Delta p_{\text{total}}}{5} = 0.18 \text{ kg/cm}^2$$

Figura No.13 Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT EP-2-4



Pérdidas de carga

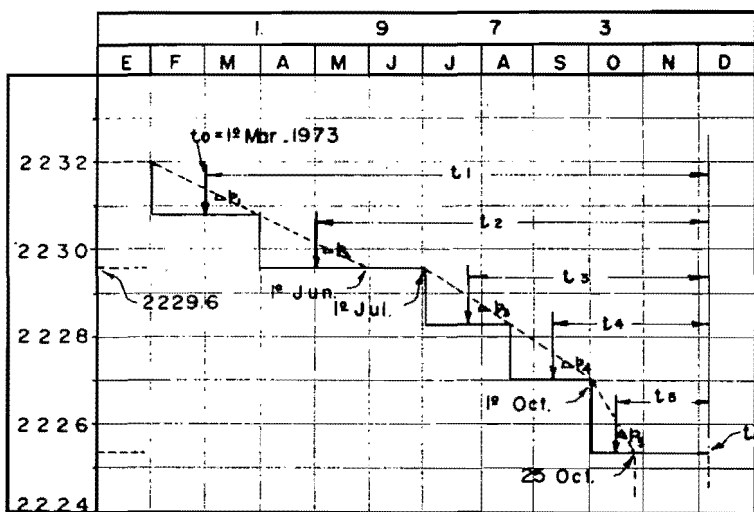
$\Delta h_1 = 2230 - 2225.5 = 4.5 \text{ m.}$ supuesto aplicado en 2 incrementos:

$$\Delta p_1 = \Delta p_2 = \frac{\Delta h_1}{2} = 2.25 \text{ ton/m}^2 = 0.225 \text{ kg/cm}^2$$

$\Delta h_2 = 2225.5 - 2219.5 = 6.0 \text{ m.}$ supuesto aplicado en 3 incrementos:

$$\Delta p_3 = \Delta p_4 = \Delta p_5 = \frac{\Delta h_2}{3} = 2.0 \text{ ton/m}^2 = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

Figura No.14 Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT EP-8-3



$$t_1 = 2.39 \times 10^7 \text{ seg.}$$

$$t_2 = 1.87 \times 10^7 \text{ seg.}$$

$$t_3 = 1.15 \times 10^7 \text{ seg.}$$

$$t_4 = 0.75 \times 10^7 \text{ seg.}$$

$$t_5 = 0.45 \times 10^7 \text{ seg.}$$

Pérdidas de carga:

$$\Delta h_1 = 2232 - 2229.6 = 2.4 \text{ m. supuesto aplicado en 2 incrementos:}$$

$$\Delta p_1 = \Delta p_2 = \frac{\Delta h_1}{2} = 1.2 \text{ ton/m}^2 = 0.12 \text{ kg/cm}^2$$

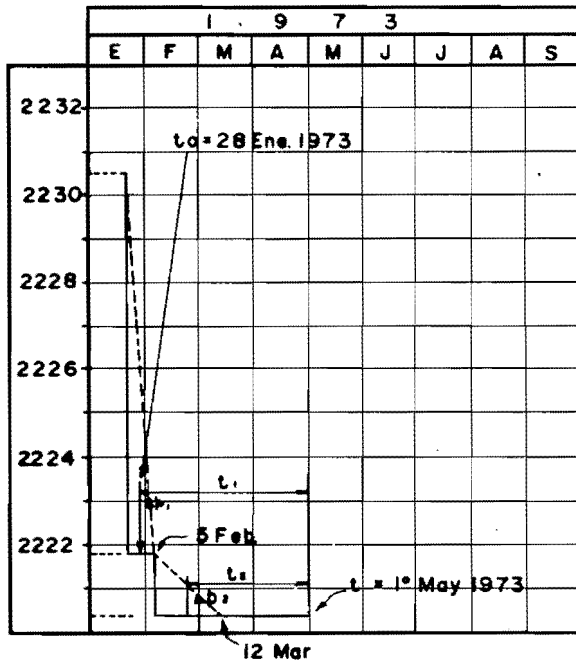
$$\Delta h_2 = 2229.6 - 2227.0 = 2.6 \text{ m. supuesto aplicado en 2 incrementos:}$$

$$\Delta p_3 = \Delta p_4 = \frac{\Delta h_2}{2} = 1.3 \text{ ton/m}^2 = 0.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta h_3 = 2227.0 - 2225.3 = 1.7 \text{ m.}$$

$$\Delta p_5 = \Delta h_3 = 1.7 \text{ ton/m}^2 = 0.17 \text{ kg/cm}^2$$

Figura No. 15 Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso ICOLT EP-6-4



$$t_1 = 7.95 \times 10^6 \text{ seg.} = 0.795 \times 10^7 \text{ seg.}$$

$$t_2 = 5.7 \times 10^6 \text{ seg.} = 0.57 \times 10^7 \text{ seg.}$$

Pérdidas de carga

$$\Delta h_1 = 2230.5 - 2221.8 = 8.7 \text{ m}$$

Considerando:

$$\Delta p_1 = \Delta h_1 = 8.7 \text{ ton/m} = 0.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta h_2 = 2221.8 - 2220.4 = 1.4 \text{ m.}$$

Considerando:

$$\Delta p_2 = \Delta h_2 = 1.4 \text{ ton/m} = 0.14 \text{ kg/cm}^2$$

Figura No.16 Idealización de la variación del abatimiento piezométrico con el tiempo para el caso COLT E.P - I - 4

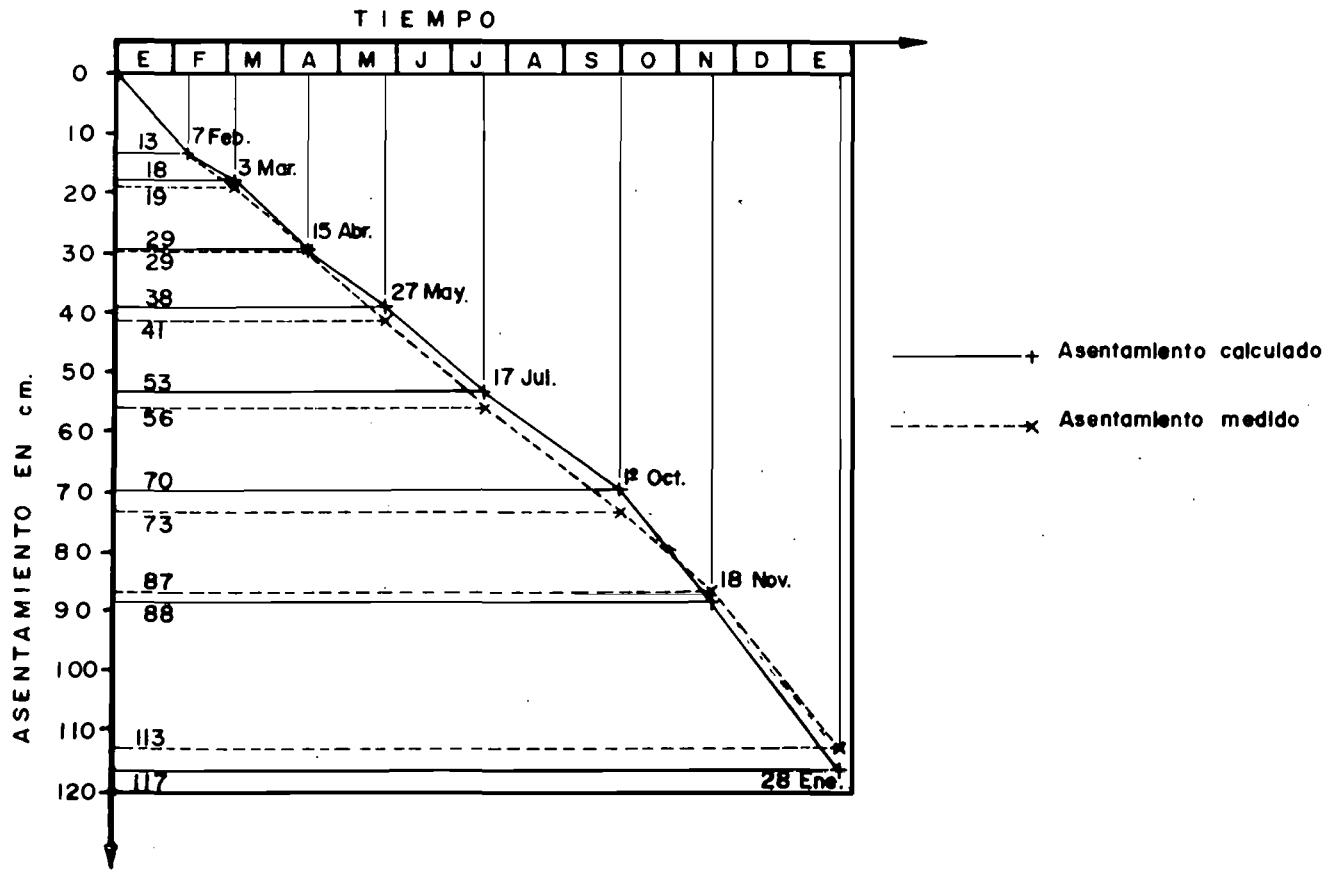


Figura No 17 Comparación entre asentamientos medidos y asentamientos calculados para diferentes tiempos Caso ICOLT-EP2-4.