

9696

TRABAJO DE GRADO

INFLUENCIA DE LA FLUENCIA DEL CONCRETO Y LA DEFORMABILIDAD DEL SUELO EN LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Presentado por: Leonardo Alzate L.

Octubre de 1982

U.N.A.M.

*Osina
Tercer de Arquitectura*



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

Octubre 1, 1982

Al Coordinador de la Sección de Mecánica de Suelos,
P r e s e n t e

Por medio del presente proponemos el siguiente tema para ser desarrollado por el Señor Ingeniero Leonardo Alzate López, como parte de los requisitos para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica de Suelos)

"Valorización cualitativa de la importancia que tiene en la interacción suelo-estructura:

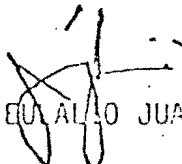
- a) La fluencia del concreto usado en la estructura de cimentación
- b) La deformabilidad del subsuelo donde apoya la cimentación."

Puntos por desarrollar:

- 1) Escoja un procedimiento para el cálculo de interacción explicando sus razones teoricas de la elección
- 2) Explique los conceptos teoricos del método elegido en todas las fases que lo componen.
- 3) Explique la herramienta de cálculo analizando cualitativamente la representación física de los términos que intervienen
- 4) Exponga sus conclusiones personales en pro y en contra del método elegido
- 5) Extensión máxima del trabajo 20 páginas

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"


DR. LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS


DR. Eovaldo JUAREZ BADILLO

En I. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

VALORIZACION CUALITATIVA DE LA IMPORTANCIA QUE TIENE EN LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- A) La fluencia del concreto usado en la estructura de cimentación.
- B) La deformabilidad del subsuelo donde se apoya la cimentación.

A-1. Introduccion

Bajo condiciones normales de esfuerzos de trabajo en subestructuras de concreto sujetas a flexión, especialmente aquellas que están constituidas por losas de cimentación, losa y vigas en dos direcciones y similares, que están apoyadas en depositos de suelo arcilloso con algun grado de compresibilidad, las deformaciones de los materiales en el contacto (concreto y suelo) son en estos de tipo elástico y plástico, solo que estas últimas pueden presentar un incremento gradual con el tiempo, a la manera de un flujo de características parecidas a las de los fluidos viscosos. Este incremento de deformación que se sucede en ambos materiales tiene una radical importancia en las configuraciones de desplazamientos y esfuerzos en el contacto. Primeramente se analizará las deformaciones diferidas en el concreto, luego se hará lo correspondiente para el suelo.

A-2. Naturaleza de la fluencia del concreto.

Para el objeto de este trabajo, se considera suficientemente apropiado referirse al comportamiento del concreto simple sometido a esfuerzos de compresión, concediendo que sus consecuencias pueden ser aplicables en cierta medida al concreto reforzado.

Cuando a una muestra de concreto simple se le aplica una carga de compresión que se incrementa en corto tiempo y de manera progresiva y a velocidad constante hasta su ruptura, se obtiene una curva esfuerzo-deformación como se presenta en la Fig. #1. Si la carga se suspende antes de llegar a la ruptura de la muestra, a diversos niveles de esfuerzo, las curvas en la descarga resultan como se presentan con la línea interrumpida de la misma figura. La manifestación curvilínea de la grafica esfuerzo-deformación del concreto, y su deformación permanente en la descarga, se atribuye a microfisuras que existen cargado, las cuales se acentúan al comenzar la carga y conducen a la ruptura final del concreto cuando alcanzan magnitudes tales que ya no se produce transmisión de esfuerzos através de ellas. Fig. #2.

A-3. Deformaciones por fluencia.

La deformabilidad que el concreto exhibe bajo efectos de una carga que se le incrementa puede dividirse en dos etapas, Fig. #3:

- Primera etapa. Esta etapa está constituida por las deformaciones iniciales que se presentan hasta los niveles de esfuerzo equivalentes al 30% de la resistencia última, que son prácticamente recuperables.
- Segunda etapa. La constituyen las deformaciones posteriores, para niveles de esfuerzo superiores al 30% de la resistencia, las cuales se componen de una porción recuperable y otra no recuperable, (Deformación plástica) la cual suele estar acompañada de crecimiento en las microfisuras.

En determinaciones se ha observado que la deformación plástica tiende a aumentar al reducirse la velocidad de aplicación de la carga, es decir, al incrementarse el tiempo requerido para alcanzar el esfuerzo máximo. De esta manera, resulta evidente que la deformación plástica del concreto está en función del tiempo que dura la carga.

Si una muestra de concreto simple se carga rápidamente a compresión hasta un determinado nivel de esfuerzos y este se mantiene constante durante un lapso de tiempo prolongado, se observa un incremento sostenido en la deformación aunque el esfuerzo ya no se incrementa. A este suceso se le conoce con el nombre de deformación por fluencia.

En la Fig. #4 se presenta la deformación característica del concreto bajo efecto de una carga sostenida durante un lapso de tiempo prolongado y su recuperación posterior cuando esta se retira. En la descarga se observa que el concreto sufre una deformación permanente,

que puede ser mayor que la deformación instantánea que se produce en el momento de aplicación de la carga.

La magnitud de la fluencia depende principalmente de la composición del concreto, la humedad, temperatura del medio, el nivel de esfuerzos aplicado (Relación entre el esfuerzo aplicado y la resistencia real del concreto) y el tiempo de aplicación de la carga.

A-4. Expresión para el cálculo de las deformaciones a largo término.

En la Fig. #3 podemos observar que la curva esfuerzo deformación tiempo es cóncava al principio, lo que indica que la mayor parte de la deformación total ocurre al principio; por lo que se asegura primero que en una cimentación la mayor parte de las deformaciones por fluencia ocurrirían en los primeros días de aplicación de la carga y segundo para los valores usuales de carga de trabajo en cimentaciones reales estas deformaciones irán siendo cada vez más pequeñas. Las investigaciones reportan que para fines prácticos se considere que al cabo de 4 o 5 años las deformaciones por fluencia se han completado (Flügge's Ref. #1; Glanville Ref. #2). Estudios más completos y más recientes, (ACI Ref. #3; Wei-Wen Yu, Winter G. Ref. #4), proponen factores que multipliquen las deformaciones elásticas iniciales, en la obtención de las deformaciones a largo término, para los niveles usuales de esfuerzos en estructuras reales. (Aproximadamente menos del 30% del esfuerzo de falla).

Tomando la Fig. #5 podemos observar que ha medida que el esfuerzo aumenta, la pendiente de la curva aumenta, excepción en un reducido intervalo donde las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Entre el punto "o" y el punto "a", las deformaciones se consideran elasto-plásticas, en este intervalo podemos obtener un módulo de deformación elasto-plástico Mcep que sería igual :

$$Mcep = \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma}$$

Mcep equivandría al inverso de lo que se define como el Módulo de Elasticidad del concreto, si las deformaciones están dentro del intervalo de "o"- "a".

$$Mcep = 1 / Eo$$

El valor final de las deformaciones bajo carga sostenida son una función del tiempo, que obedecen a lo que se denomina el comportamiento visco-plástico del concreto.

El módulo de deformación para cualquier valor de esfuerzos sería :

$$Mco = \frac{\Delta \epsilon_{ep} + \Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \sigma}$$

Donde:

Mco = Módulo de deformación del concreto.

$\Delta \epsilon_{eo}$ = Deformación unitaria en la parte elasto-plástica.

$\Delta \epsilon_{vp}$ = Deformación unitaria que representa la deformación por fluencia que corresponde al comportamiento visco-plástico del material.

$\Delta \sigma$ = Incremento de esfuerzos.

Arreglando términos:

$$Mco = \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma} (1 + \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}})$$

Retomando la sugerencia del reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI 318-71) que propone que las deformaciones por fluencia del concreto se calculen, multiplicando las deformaciones instantáneas ($\Delta \epsilon_{ep}$), por un factor (que llamare Kv), que considere todos los factores que influyen en las deformaciones por fluencia. tenemos:

$$\Delta \epsilon_{vp} = Kv \cdot \Delta \epsilon_{ep}$$

La proposición del ACI esta basada en el desarrollo experimental y analítico mas vasto y actualizado (Ref. #4). Para:

$$Mco = \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma} (1 + Kv)$$

Para Mcep = $\Delta \epsilon_{ep} / \Delta \sigma$

Reemplazando tenemos:

$$Mco = Mcep (1 + Kv)$$

En la Fig. #6 se muestra una forma fácil de determinar Kv en función

del tiempo para diferentes relaciones de armado. Para obtener K_v basta seleccionar el tiempo, escoger la relación de armado y luego tomar el valor de K_v en las ordenadas. En la tabla #1 se pueden seleccionar valores de K_v ; los resultados son equivalentes utilizando la Fig. #6. En la Fig. #7 muestra el grado de dispersión de los valores entre las deflexiones calculadas y las deflexiones observadas; se puede determinar que la dispersión de los valores no excede el 20%. El anterior procedimiento está desarrollado en base a lo propuesto en las referencias #5, #6 y #7.

B)

Estudio de la influencia de la deformabilidad del subsuelo en la interacción.

Para determinar la influencia de la deformabilidad del subsuelo, se escogiera inicialmente un procedimiento de interacción: Es el que corresponde al desarrollado por Zeevaert L. (Ref. #8 y Ref. #9).

B-1. Razones teóricas de elección del procedimiento de interacción.

El procedimiento de interacción elegido es aplicable a varios tipos de cimentaciones superficiales y profundas; solo tomare aquella parte del procedimiento que corresponde al análisis de cimentaciones superficiales continuas, tales como cajones de cimentación, losas continuas y similares. Las razones por las cuales se eligió el procedimiento son:

- Involucra al suelo en el cálculo de interacción, en todas sus características físicas, mecánicas e hidráulicas.

- El procedimiento permite incorporar en el cálculo: La estratigrafía del subsuelo, las condiciones hidráulicas del mismo, la permeabilidad y compresibilidad de los sedimentos, la geometría y las características de carga del problema y la razón de incremento de carga aplicada.

- Permite conocer con cierto grado de exactitud las deformaciones y los cambios de las configuraciones de reacciones con el tiempo.

- Los cambios operados en la fase sólida y líquida del suelo durante los procesos de excavación y reemplazamiento de cargas pueden ser reproducidas con bastante facilidad y exactitud.

B-2. Explicación de los conceptos teóricos del método elegido en todas las fases que lo componen.

2-1. Introducción.

La interacción suelo estructura consiste en un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa de suelo de contacto, producen la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos; el sistema de reacciones que se plantea resolver da como resultado la determinación de los esfuerzos cortantes y los momentos flexionantes en la cimentación, para su posterior diseño estructural. La interacción se logra conociendo las propiedades físicas de la masa de suelo y por otro lado las propiedades estructurales de la cimentación y estableciendo una liga de las leyes de deformación tiempo de los dos materiales en el contacto.

2-2. Planteamiento del problema de interacción.

El suelo se deforma bajo cargas aplicadas sobre él; la estructura que transmite las cargas trata de seguir al suelo experimentando desplazamientos diferenciales en su base. En los suelos arcillosos la deformación puede ser por cambio de forma y de volumen, pero principalmente se debe al cambio de volumen con el tiempo o consolidación; a muy largo plazo la descarga total debe coincidir con la resistencia de reacción del suelo, pero la distribución de las presiones de contacto depende de las deformaciones diferenciales que experimenta la estructura y su vez, los movimientos diferenciales

dependen de la distribución de presiones sobre el suelo. El problema consiste en determinar los asentamientos y presiones. Para ello se establece el comportamiento del subsuelo, obteniéndose los desplazamientos bajo un estado de cargas conocido, y luego se establece el comportamiento de la cimentación, determinándose las fuerzas verticales que se deben aplicar a la cimentación para producir los mismos desplazamientos que al suelo. Al igualar ambos estados de carga y de deformación el problema de asentamientos y presiones queda planteado.

2-3. Hipótesis de trabajo.

- Los parametros de compresibilidad son obtenidos en función del cambio de esfuerzos efectivos medio.
- Bajo el área de cimentación, las propiedades mecánicas de los estratos, obtenidas en función del nivel de esfuerzos efectivos, representan el comportamiento mecánico de los mismos en todo su espesor.
- Los cambios de esfuerzos ocurridos en la superficie del subsuelo ya sea originados por el alivio de carga por excavación o por cargas impuestas, se calculan/haciendo uso de expresiones tomadas de la teoría de la elasticidad. Se establecen además modificaciones de las mismas para permitir que se ajusten a las condiciones reales del subsuelo de apoyo. - Se considera que la carga aplicada al terreno de apoyo puede ser incrementada linealmente, desde cero a un valor máximo.

2-4. La deformabilidad del subsuelo en la interacción.

El método considera que el suelo es dividido en estratos horizontales, los cuales poseen valores correspondientes a las propiedades esfuerzo deformación tiempo. Analizaremos primero el caso de suelos, donde las deformaciones producidas en cada estrato quedan expresadas por el módulo de deformación unitaria y segundo se analiza el caso donde la deformabilidad de los estratos queda expresada por las curvas de consolidación.

2-4.a Suelos donde la deformabilidad queda expresada por el módulo secante de deformación. Para la mayoría de los problemas de deformación en los suelos es necesario conocer el módulo secante de deformación unitaria. La determinación de esta propiedad mecánica se efectúa en laboratorio en muestras representativas de suelo, cuando el material es cohesivo la prueba puede efectuarse con material inalterado y cuando no es cohesivo es necesario ejecutar las pruebas para varios estados de compactación y obtener el módulo para el estado de compactación de campo.

El estudio de esta propiedad, se puede generalizar expresando que el material tiene propiedades mecánicas en dos direcciones ortogonales; esto es, en dirección normal y paralela a los planos de estratificación. En estas condiciones se llamarán:

Mz = Módulo de deformación unitaria en sentido vertical.

Mh = Módulo de deformación unitaria en sentido horizontal.

Si se supone un elemento representativo de material, sometido a esfuerzos en tres direcciones ortogonales; al aplicar un incremento de esfuerzos $\Delta \sigma_z$, el incremento de deformación unitaria en el sentido vertical será $\Delta \epsilon_z M_z$ y los incrementos de deformación en los planos "xz" y "yz" valdrán $-\nu \Delta \epsilon_z M_z$, en donde ' ν ' es la relación de Poisson, que se considera de valor único entre el sentido horizontal y vertical. En la misma forma al incrementar el esfuerzo horizontal $\Delta \sigma_x$, el incremento de deformación unitaria resultante será $\Delta \epsilon_x M_h$ y en el sentido normal $-\nu \Delta \epsilon_x M_h$. De la misma forma se puede encontrar expresiones cuando se incrementan los esfuerzos en la dirección 'y'. De lo anterior se deduce que al incrementar los esfuerzos en las tres direcciones, los incrementos de deformaciones unitarias correspondientes a las tres direcciones serán:

$$z = Mz \cdot \Delta \sigma_z \left(1 - \frac{\nu}{Mh} \Delta \sigma_z + \Delta \sigma_y \right)$$

$$y = Mh \cdot \Delta \sigma_y \left(1 - \frac{\nu}{Mh} \Delta \sigma_z - \frac{\nu Mz \Delta \sigma_z}{Mh \Delta \sigma_y} \right)$$

$$x = Mh \cdot \Delta \sigma_x \left(1 - \frac{\nu}{Mh} \Delta \sigma_z - \frac{\nu Mz \Delta \sigma_z}{Mh \Delta \sigma_x} \right)$$

De las ecuaciones anteriores se pueden analizar diferentes casos de deformación, a saber:

1er Caso. Si el material se sujeta a incrementos de esfuerzos $\Delta \sigma_z$, $\Delta \sigma_y$, $\Delta \sigma_x$ y las condiciones de deformación no están restringidas, entonces las ecuaciones representan los incrementos de deformación unitaria, los que son función del estado de esfuerzos aplicados y de las propiedades mecánicas del material.

2o Caso. Cuando la deformación unitaria es nula en un sentido horizontal para lo cual se requiere que $\epsilon_y = 0$, $\epsilon_x \neq 0$, entonces resulta:

$$\Delta \epsilon_z = (1 + \nu) Mz \Delta \sigma_z \left(1 - \nu \left(1 + \frac{Mh \Delta \sigma_x}{Mz \Delta \sigma_z} \right) \right)$$

$$\Delta \epsilon_x = (1 + \nu) Mh \Delta \sigma_x \left(1 - \nu \left(1 + \frac{Mz \Delta \sigma_z}{Mh \Delta \sigma_x} \right) \right)$$

3er Caso. Cuando el material queda restringido a deformación nula en ambos sentidos horizontales, esto es: $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$, de donde resulta:

$$\Delta \epsilon_z = Mz \Delta \sigma_z \left(\frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \right)$$

El coeficiente de compresibilidad volumétrica propuesto por Terzaghi en la Teoría de Consolidación está definido para una condición análoga, deformación lateral nula: $m_v = \Delta \epsilon_z / \Delta \sigma_z$; por lo tanto se puede establecer una relación entre Mz y m_v por medio de la siguiente

$$\frac{m_v}{Mz} = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

El procedimiento para valorizar Mz es por medio de la prueba triaxial, proporcionando resultados satisfactorios para materiales de alta o media permeabilidad; baja compresibilidad y suelos no saturados. Para materiales finos saturados impermeables como arcillas, arcillas limosas o limo-arenosas finas entonces el procedimiento aconsejable es el edómetro, encontrándose el valor de m_v , ya que el efecto hidráulico puede valorizarse con más precisión en el proceso de deformación, principalmente cuando el cambio de cohesión es fuerte en el caso de materiales compresibles y en donde el comportamiento fenomenológico es más complejo.

En observaciones de laboratorio se ha llegado a demostrar que el valor del módulo secante de deformación unitaria es una función del estado de compactación (cohesión) y de la presión de confinamiento, (Ref. #2), estableciendo leyes fenomenológicas, que para el caso de arcillas:

$$Mz = Mz_0 e^{-n \sigma_c} \quad (\text{Fig. \#8a})$$

Y para el caso de arenas:

$$Mz = c \sigma_c^{-n_2} \quad (\text{Fig. \#8b})$$

2.4.2 Obtención de una expresión para el cálculo de las deformaciones en suelos finos impermeables. Zaverri L. Ref. #3 estudiando los efectos que se producen en una arcilla cuando se sujeta a un cambio en su estado natural de esfuerzos, estableció relaciones entre las propiedades esfuerzo-deformación y el tiempo, haciendo uso de modelos reológicos, pudiendo representar el comportamiento a la deformación de este tipo de sedimentos.

El autor tomó de la consideración que el material consta de dos tipos diferentes de estructuras, una flocculenta formada por la aglomeración de minerales de arcilla y coloidal con porosidades microporosas llenas de agua, denominada estructura vítreo-arcilla; y otra,

Otra que está constituida por minerales de arcilla y coloides que adheridos a los granos de mayores dimensiones (granos de limo, diatomeas, conchas, ...) constituyendo la estructura principal del esqueleto estructural del suelo, la cual permite recibir y transmitir esfuerzos efectivos a través de ella. Esta última contiene poros (ss) que son mas grandes que los poros formados por las aglomeraciones de los minerales de arcilla y coloides (vp).

Durante la compresión es evidente que para que se obtenga un cambio de volumen, es necesario que el agua contenida en los poros microscópicos (vp), fluya a los poros (ss) y de ahí pase a las superficies de drenaje.

De esta manera se definen dos estructuras que muestran un comportamiento mecánico diferente, donde parte formada por los granos del orden del limo o mayores presenta un comportamiento elasto-plástico y aquella parte formada por las aglomeraciones de arcilla y coloides presenta un comportamiento viscoso no lineal.

2-4.51 Estudio de los fenomenos reológicos. El estudio e interpretación de los fenomenos reológicos relacionados con las propiedades esfuerzo deformación tiempo en los suelos, permite representar el comportamiento a la deformación de los sedimentos e encontrar las leyes fenomenológicas que los rigen.

Como se ha expuesto en el inciso anterior, el suelo puede ser representado por dos estructuras, las cuales tienen propiedades muy especiales que hay que considerar. Esta estructura compuesta posee un numero determinado de elementos elásticos por unidad de volumen, los cuales aseguran la estabilidad estructural del suelo. Los elementos restantes que constituyen esta estructura pueden representar una estabilidad variable que depende del nivel de esfuerzo a que el suelo sea sometido. Para un nivel de carga pequeño se considera que si la estructura con poros (ss) no sufre movimientos relativos entre si, puede suponerse que comportamiento es puramente elástico. De otro modo se puede visualizar que cuando la estructura se somete a un determinado nivel de esfuerzos, los granos inestables sufriran movimientos relativos entre si, no recuperables al retirar la carga; este fenomeno corresponde a un comportamiento plástico.

Estos movimientos relativos pueden seguir sucediendose al paso del tiempo, al vencerse las fuerzas intergranulares en la estructura porosa microscopica (vp); adicionalmente como el material se encuentra saturado y confinado a un determinado nivel de esfuerzos, la deformación a producirse se encuentra fuertemente retardada por el efecto hidrodinámico, al ser expulsada el agua entre los poros (ss).

De lo anterior se puede concluir que la deformación volumetrica unitaria total del material arcilloso ΔE_v es igual a la suma del cambio de volumen en el esqueleto estructural, ΔE_{ss} , mas el cambio de volumen producido en la estructura formada con minerales de arcilla y coloides, que presentan un cambio ΔE_{vp} . El procedimiento desarrollado propone un modelo reológico para representar las leyes esfuerzo deformación tiempo, el modelo está constituido por elementos elásticos, plásticos y viscosos; dispuestos de tal forma que puedan representar el comportamiento tipico del suelo. El modelo está compuesto por dos unidades reológicas Fig. #9 a saber:

- Retardamiento elasto-plástico con fluido lineal. Es la denominada unidad Kelvin modificada, que corresponde a un Hooke y a un Newton en paralelo. El manejo del modelo indica que la unidad elástica Hooke, no se deformara, hasta que en forma gradual y a través del tiempo el efecto viscoso lineal del Newton se lo permita, de tal manera que despues de un tiempo muy grande se verificara la deformación elasto-plástica ocasionada por el cambio de su estado de esfuerzos. Esta unidad Kelvin modificada representa en forma simplificada la

expansión desarrollada por Terzaghi para la consolidación primaria en arcillas saturadas. Remitiéndonos a la Ref. #10, donde puede observarse con detenimiento todo los desarrollos matemáticos y físicos de la unidad, se establece una equivalencia de términos entre la función de consolidación de Terzaghi (F(Tv)) y una combinación de sus primeros modelos Kelvin.

- la segunda unidad reológica, es la unidad de retardamiento elasto-viscoso no lineal, o unidad "Z". El modelo trata de representar el cambio de volumen producido cuando el fenómeno de viscosidad intergranular se deja sentir en forma importante y gradual. La unidad utiliza un modelo cuyo fluidez disminuye con el tiempo, tiene la característica de que no posee componentes elásticas que estabilizan el fenómeno.

- Liga de las dos unidades. Las dos unidades reológicas dispuestas en serie representarían el comportamiento de la estructura del suelo, donde una fracción importante de la deformación elástica, plástica y parte del fenómeno de viscosidad intergranular, se verificara durante el proceso hidrodinámico de consolidación, denominado "consolidación primaria", manejado por la teoría de consolidación de Terzaghi. La compresión subsiguiente en la cual se verifican los fenómenos de deformación volumétrica elasto-viscosa, (consolidación secundaria) cuya magnitud va decreciendo con el tiempo, debido a la solidificación del material por los incrementos de carga, es manejado por la unidad "Z".

Desde el punto de vista analítico se puede aseverar que el fenómeno viscoso intergranular, principia al mismo tiempo que la deformación elasto-plástica, consecuentemente para t=0 tenemos que el cambio volumétrico total sería:

$$\Delta E_v = \Delta E_{es} + \Delta E_{vp}$$

En la Fig. #10 podemos observar que la Teoría de Terzaghi puesta en conjunción de la unidad "Z", representa la deformación fenomenológica observada.

Utilizando las expresiones y desarrollos obtenidos en la Ref. # 8 podemos llegar a escribir:

$$\Delta E_v = m_{ep} \Delta C(F(Tv)) + m_z \Delta C \log(1 + \frac{4.62 Tv}{\beta})$$

Dando:
 m_{ep} = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la deformación elasto plástica.

$F(Tv) = (C_v t/H^2)$ Función de consolidación de Terzaghi, donde Tv es el tiempo primario.

m_z = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la deformación viscosa intergranular.

$$\beta = m_z/m_{ep}$$

Escribiendo la expresión en forma adimensional:

$$\frac{\Delta E_v}{m_{ep} \Delta C} = F(Tv) + Z(Tv, \beta)$$

Aquí $Z(Tv, \beta)$ es la función que regula la consolidación secundaria, llamada función "Z".

Debido a que la deformación volumétrica en deformación lateral nula, es equivalente a la deformación axial, podemos escribir $\Delta E_v = \Delta E_z$; en estas condiciones se define como $\alpha_c = \Delta \epsilon / \Delta \sigma_c$ y podemos escribir:

$$\alpha_c = (m_{ep} \cdot d) (F(Tv) + \beta \log(1 + 4.62/\beta (Tv)))$$

Esta ultima expresión es la que se utiliza en el caso del cálculo de deformaciones volumétricas por consolidación, en suelos saturados, impermeables.

2-3. Expresión para el cálculo de expansiones.

Leevaert encontró de investigaciones realizadas en probetas de suelo inalterado, la ley fenomenológica que rige el fenómeno de expansión

$$\Delta \epsilon_i = a (C_{oi} - C_i)^c$$

Donde los parámetros "a" y "c" pueden determinarse en laboratorio y C_{oi} es el estado de esfuerzos efectivos original y C_i el estado de esfuerzos después de la descarga. El valor del módulo secante por expansión se define como:

$$m_{es} = \Delta \epsilon_i / \Delta \sigma_i$$

Que corresponde a la respuesta elástica máxima del suelo. 8
 Reemplazando la primera expresión anotada podemos escribir:

$$M_{eo} = a (C_{oi} - C_i) / \Delta C_o$$

Pero $\Delta C_o = (C_{oi} - C_i)$, por lo que el módulo secante será:

$$M_{eo} = a (\Delta C_o)^{c-1}$$

Así también se puede definir el módulo secante para un alivio parcial de esfuerzos:

$$M_{ei} = a (\Delta C_i)^{c-1}$$

Donde la relación de módulos será:

$$\frac{M_{ei}}{M_{eo}} = \left(\frac{\Delta C_i}{\Delta C_o} \right)^{c-1}$$

La anterior expresión se define como factor de expansión:

$$\rho_{ei} = \left(\frac{\Delta C_i}{\Delta C_o} \right)^{c-1}$$

Por consiguiente el módulo de deformación unitaria por expansión puede ser obtenido por medio del conocimiento del factor de expansión ρ_{ei} y de M_{eo} en laboratorio:

$$M_{ei} = \rho_{ei} M_{eo}$$

Conocido el valor de M_{ei} , podemos calcular el módulo de expansión volumétrica (α_{ei}):

$$\alpha_{ei} = (M_{ei} \cdot d) / d, \text{ espesor de un estrato}$$

Si este módulo se multiplica por el cambio de esfuerzos tendremos el desplazamiento producido por expansión:

$$\Delta \delta_{ei} = \alpha_{ei} (C_{oi} - C_i)$$

2-5. Cálculo del cambio de esfuerzos.

Los cambios de esfuerzos ocurridos en la superficie del suelo, ya sea originados por el alivio de cargas por excavación o por cargas impuestas, pueden ser calculados por la teoría de distribución de esfuerzos propuesta por Fröhlich. La teoría específica que para una carga unitaria (q_i) dispuesta en la superficie de un suelo, el valor del cambio de esfuerzos ΔC_{ji} , en cualquier punto de la masa en el interior de un depósito, puede ser expresado por el valor de I_{ji}^N , que representa la influencia unitaria del al centro del estrato "N", sobre la vertical del punto "j", debido a una carga aplicada en el área tributaria "A_i" en el punto "i". Para un punto cualquiera en el interior de un depósito la influencia debido a una carga puntual unitaria puede ser escrita con la siguiente expresión:

$$C_z = \frac{\chi}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{(X+2)/2}$$

El autor propone los siguientes factores de concentración (χ) para poder obtener soluciones de cambios de esfuerzos adecuadas a las características de los depósitos de suelo: $\chi = 1.5$ para suelos fuertemente estratificados, reforzados con estratos horizontales múltiples e indeformables.

$\chi = 2$ para suelos estratificados, con estratos de diferentes deformabilidades.

$\chi = 3$ solución de Boussinesq, para suelo homogéneo e isótropo.

$\chi = 4$ suelo homogéneo en que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en el caso de las arenas.

3. Explicación de la herramienta de cálculo de interacción, analizando cualitativamente la representación física de los elementos que intervienen.

3-1. Planteamiento del cálculo de interacción.

Una vez conocidas las propiedades ingenieriles del subsuelo de emplante (geotopografía, condiciones hidráulicas encontradas en el subsuelo, propiedades mecánicas de resistencia, compresibilidad y permeabilidades, propiedades dinámicas), las características físicas

de la edificación y haberse propuesto un sistema de cimentación, que para el caso está limitado al análisis de una cimentación superficial continua, se procedera a ejecutar los siguiente:

- a) Con la división estratigráfica establecida encontrar las matrices de influencia.
- b) Obtener los módulos de deformación del suelo en función de los cambios de los niveles de esfuerzos efectivos sucedidos.
- c) Calcular la ecuación matricial de hundimientos "EMA".
- d) Obtener los módulos de cimentación "Ki".
- e) Obtener los diferentes terminos de la ecuación matricial de interacción "EMI", utilizando para la obtención de algunos de sus terminos los valores de "Ki" encontrados anteriormente.
- f) Estructurada la "EMI", calcular el sistema de reacciones, para luego obtener la configuración de desplazamientos producida por el sistema de reacciones utilizando la "EMA".
- g) Calcular los nuevos módulos de cimentación "Ki", haciendo el cociente entre las reacciones y los desplazamientos obtenidos.
- h) La solución consiste en obtener las configuraciones reales de desplazamientos y de reacciones en la interfase, para ello se deben realizar los pasos e) a g) a hasta hacer coincidentes los módulos de cimentación "Ki" en dos ciclos sucesivos. Sucedido esto se tomaran como reacciones y desplazamientos verdaderos los correspondientes a los calculados en el último ciclo.

3-2. Explicación de la herramienta de calculo.

La herramienta de cálculo se explicara haciendo énfasis en la representación física de los elementos que intervienen.

a) Matrices de influencia. Las matrices de influencia representan físicamente el cambio de esfuerzos producido por una carga dispuesta en la superficie del deposito. La matriz es denominada $[I_{ji}^N]$, donde "N" indica el estrato, "i" se entiende el punto localizado al centro del area tributaria "Ai" donde se aplica la carga unitaria "Qi" y "j" es el punto donde se obtienen los esfuerzos. Fig. # 11.

b) Obtención de los módulos de deformación. A la profundidad de las muestras se calcularán los cambios de esfuerzos efectivos producidos, obteniendose ya sea parametros mep, mt, Cv , si se utilizan pruebas de consolidación o Módulos de deformación Mz , si se utilizan pruebas triaxiales:

$$\alpha_c^N = \rho_c m v d$$

Donde: ρ_c = Factor de recompresión.
 $m v = mep F(Tv) + mt \log(1 + 4.62 / \beta Tv)$

$$\alpha_c^N = \rho_c Mz d$$

Mz = Modulo de deformación unitaria.
 d = Espesor de cada estrato.

Los módulos estan multiplicados por los factores de recompresión, ya que se considera que el suelo puede estar sujeto a un ciclo de descarga y de carga ; el ciclo de histéresis afecta en forma importante los valores de los módulos de deformación, ya que estos deben estar en función de los cambios de esfuerzos producidos Fig. #12.

Los módulos de compresibilidad volumétrica (α_c^N) representan físicamente el grado de deformabilidad de cada estrato del subsuelo, para un cambio de esfuerzos producido para un ciclo de cambio de estado de esfuerzos ocurrido en el nivel medio de cada estrato.

Si existen cálculos de expansiones estas se valoraran por medio del módulo de expansión volumétrica (α_{ei}).

g) Cálculo de la ecuación "EMA". Obtenida la matriz de influencia I_{ji}^N y los módulos de compresibilidad volumétrica de los diferentes estratos, podemos multiplicar la matriz transpuesta de influencia por el vector de módulos α_c , obteniendo así lo que se denomina el vector de desplazamientos unitarios para la carga unitaria aplicada en el punto "i" con la que obtuvimos la matriz de influencia:

$$|\bar{\delta}_{ji}| = [1^m, j]^T \cdot |\alpha^N_c|$$

Si se utiliza esta expresi3n sucesivamente para los diferentes puntos "i" donde se aplican las cargas unitarias, se pueden obtener tantos vectores como puntos "i" tengamos. Tomando los diferentes vectores obtenidos podemos conformar una matriz. Si esta matriz la transponemos y la multiplicamos por el vector de cargas reales que la estructura aplica en las areas tributarias "Ai", se puede obtener un vector de desplazamientos verticales:

$$|\delta_{ji}| = [\bar{\delta}_{ji}]^T \cdot |q_i|$$

La anterior expresi3n se denomina la Ecuaci3n Matricial de Asentamientos "EMA", la ecuaci3n "EMA" indica f3sicamente el grado de deformabilidad de un deposito de material en un plano perpendicular a la superficie de desplante.

d) C3lculo de los m3dulos de cimentaci3n "Ki". Como se puede observar en la expresi3n "EMA", las cargas aplicadas producen desplazamientos en un suelo de cimentaci3n sin hacer uso de alguna rigidez que distribuya las cargas en el contacto; por lo cual los desplazamientos obtenidos con la "EMA" corresponden a lo que se denomina una cimentaci3n "100 % flexible". Si tomamos el valor medio de los anteriores desplazamientos y hacemos esta operaci3n:

$$|\delta_{ji}| = [\bar{\delta}_{ij}]^{-1} \cdot |\delta_a|$$

Donde δ_a es el valor medio de los desplazamientos obtenidos con la "EMA"; con expresi3n anterior obtenemos las presiones de contacto correspondientes a los desplazamientos uniformes δ_a ; esta distribuci3n de presiones corresponde a lo que se denomina una cimentaci3n "100% rigida", ya que produce una distribuci3n uniforme de asentamientos en el suelo de contacto. Los m3dulos de cimentaci3n "Ki" se pueden obtener por medio de hacer el cociente entre q_i / δ_a , estos m3dulos cumplen con la definici3n de que es la carga que se debe aplicar para producir un asentamiento unitario.

e) Obtenci3n de la "EMI". El procedimiento de interacci3n es fundamentalmente la resoluci3n de una estructura de un alto grado de hiperestaticidad; se ataca el problema de la resoluci3n de una estructura estaticamente indeterminada haciendo uso del teorema de la "deformaciones reciprocas de Maxwell" que dice: La deformaci3n en el punto "j" debido a la acci3n unitaria en el punto "i", es igual a la deformaci3n en el punto "i" debido a la misma acci3n unitaria producida en el punto "j" (apendice D Ref. # 9). Partiendo de este supuesto el autor desarrolla un sistema de ecuaciones de condici3n de un sistema estaticamente indeterminado compatible con "n" ecuaciones y con un numero igual de incognitas "Xi". En el caso de la resoluci3n de vigas de cimentaci3n, la formaci3n de la ecuaci3n matricial de interacci3n "EMI" para cargas verticales, se reduce al c3lculo de los desplazamientos verticales de una viga simplemente apoyada en sus extremos para dos condiciones establecidas:

- Δ_{i0} para la condici3n denominada "Xi=0" y
- S_{pi} para las condiciones "Xi = 1"

El desarrollo expuesto detalladamente en la Ref. #9, se efectua para secciones o elementos finitos de viga, tantos elementos como sea necesario la precisi3n de c3lculo.

La condici3n "Xi=0" implica el c3lculo de los siguientes desplazamientos:

- Δ^p_{i0} = Desplazamiento por flexi3n de la viga debida a las cargas P.
- Δ^w_{i0} = Desplazamiento por flexi3n de la viga por peso propio W.
- Δ^m_{i0} = Desplazamiento por flexi3n de la viga por los momentos "mac" y "mac" aplicadas en sus extremos.

Δ^A_{i0} = Desplazamientos verticales de la apoyos.

$$\Delta_{io} = \Delta^p_{io} + \Delta^v_{io} + \Delta^m_{io} + \Delta^k_{io}.$$

La solución de las reacciones incógnitas $X_1, X_2, X_3, \dots, X_i$, se determina estudiando el efecto que cada una de ellas produce sobre la cimentación y el suelo. Se considera inicialmente una condición de carga unitaria " $X_i = 1$ " en cualquier punto "i". Esta condición " $X_i = 1$ " implica el cálculo de las siguientes matrices de desplazamientos unitarios:

$[\bar{S}^p_{ii}]$ = Es la matriz de desplazamientos unitarios, debidos a las deformaciones por flexión en el punto "i" por la carga $X_i = 1$ aplicada en "i".

$[\bar{S}^v_{ji}]$ = Es la matriz de desplazamientos unitarios, debidos a las deformaciones por flexión en el punto "j" debido a la carga $X_i = 1$ aplicada en "i".

$[\bar{S}^m_{ii}]$ = Es la matriz de desplazamientos unitarios, debidos al desplazamiento horizontal en el punto "i" como elemento rígido por la deformación de los apoyos en los extremos, con carga $X_i = 1$ aplicada en "i".

$[\bar{S}^m_{ji}]$ = Es la matriz de desplazamientos unitarios, debidos al desplazamiento en el punto "j" como elemento rígido por deformación de los apoyos en los extremos, con carga $X_i = 1$ aplicada en "i".

$[\bar{S}^k_{ii}]$ = Es la matriz diagonal de desplazamientos unitarios, debidos a la deformación del suelo por la carga $X_i = 1$, aplicada en el punto "i".

La condición " $X_i = 1$ " implica el cálculo de estas expresiones:

$$[\bar{S}_{ii}] = [\bar{S}^p_{ii}] + [\bar{S}^m_{ii}] + [\bar{S}^k_{ii}]$$

y

$$[\bar{S}_{ji}] = [\bar{S}^v_{ji}] + [\bar{S}^m_{ji}]$$

Los desplazamientos unitarios de cada punto (1,2,3,...i) multiplicados por sus respectivas reacciones incógnitas $X_1, X_2, X_3, \dots, X_i$, nos daran los efectos en el punto "j" por las reacciones aplicadas en el punto "i".

La compatibilidad de desplazamientos verticales entre el suelo y la estructura se obtiene estableciendo la siguiente ecuación de condición:

$$[\bar{S}_{ji}] \cdot |X_i| = |\Delta_{io}| \quad (*)$$

O bien

$$|X_i| = [\bar{S}_{ji}] \cdot |\Delta_{io}|$$

En el apéndice "D" de la Ref. #9, aparecen las fórmulas obtenidas por medio del método de la viga conjugada, para el cálculo de los desplazamientos y giros necesarios para la determinación de los términos de $[\bar{S}_{ji}]$ y de Δ_{io} .

La ecuación (*) se llama "EMI" o ecuación matricial de interacción y representa físicamente la matriz de flexibilidad de la estructura.

Debe observarse en la ecuación "EMI", que los valores de Δ_{io} , \bar{S}^v_{ji} y de \bar{S}^m_{ii} son una función del módulo de cimentación por área tributaria " K_i ". Si los valores de " K_i " fuesen independientes entre sí, la ecuación "EMI" daría resultados definitivos de reacciones incógnitas; sin embargo la hipótesis anterior no es exacta, ya que la masa de suelo debe considerarse como un continuo, y la deformación en cualquier punto de este continuo afectará a los puntos adyacentes a él, de donde se concluye que los módulos de cimentación " K_i " no son independientes.

f) Obtención de los desplazamientos producidos por las cargas X_1 encerradas. La ecuación "EMI" permitió calcular las reacciones $X_1, X_2, X_3, \dots, X_i$; si estas reacciones se dividen entre el valor de sus áreas tributarias respectivas obtendremos los esfuerzos $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \dots, \sigma_i$. Si reemplazamos estos en la ecuación "EMI", y hacemos la operación podremos calcular los desplazamientos asociados $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \dots, \delta_i$.

cimentación " K_i ". Los nuevos módulos se obtienen haciendo el cociente entre los esfuerzos calculados $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \dots, \sigma_i$ y los desplazamientos obtenidos con la "EMI". $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \dots, \delta_i$.

g) Solución al problema de interacción. Si los nuevos valores de

"Ki" calculados no coinciden con los valores de "Ki" iniciales, deben realizarse los pasos e) a g), hasta hacer coincidentes los módulos en dos ciclos sucesivos. Lo anterior indica que la compatibilidad de desplazamientos entre la estructura de cimentación y la masa de suelo se puede llevar a cabo, haciendo uso de las ecuaciones "EMA" y "EMI" ligadas por medio de "Ki", el cual debe satisfacer ambas expresiones y debe tener un solo valor, por lo cual es necesario realizar el ciclo iterativo, calculando cada vez los terminos que dependen de "Ki" (Δ^{Aio} , \bar{S}^{iij} , \bar{S}^{iij} y \bar{S}^{iij}) en la ecuación "EMI".

3-3. Deformaciones por fluencia en la interacción.

En el capítulo A) había demostrado que las subestructuras podrían presentar deformaciones a largo termino, debido al fenomeno de la fluencia del concreto. Debido a los factores de seguridad que se utilizan en los calculos de estructuras, casi siempre estas quedan trabajando en rangos de esfuerzos por debajo del 30% del esfuerzo ultimo de falla del concreto, para cual las deformaciones por fluencia resultan bajas, pero aun asi es importante encontrar un método que incorpore estas deformaciones en los resultados de las interacciones. El procedimiento de interacción accopido permite calcular con facilidad las configuraciones de reacciones para diferentes periodos de tiempo, efectuando algunas modificaciones en sus expresiones de calculo; solo basta cambiar las expresiones que estan en funcion de la rigidez, tales como:

$$\bar{S}^{iij}, \bar{S}^{iij} \text{ y } \Delta^{Aio}$$

Quitando el valor de "EI"; y reemplazandolo por el termino I/Mco , donde $Mco = Mcap (1 + Kv)$ (seccion A) 1-4.).

Luego conviene utilizar la expresion "EMI" en la siguiente forma:

$$\left\{ \bar{S}^{iij} \right\}_t + \frac{I \bar{S}^{iij}}{Mco} + \frac{I \bar{S}^{iij}}{Mco} \left\{ X_i \right\} = \left| \Delta^{Aio} \right| + \frac{I \Delta^{Aio}}{Mco}$$

Utilizando la Fig. #6 podemos calcular el módulo de deformación del concreto para diferentes periodos de tiempo. El valor de $Mcap$ que corresponde al inverso del módulo de elasticidad Eo , que se puede obtener de pruebas rápidas convencionales.

En la Tabla #2 se observa la variabilidad del módulo de deformación del concreto con el tiempo, se puede decir que varia muy poco y sus deformaciones asociadas no serian grandes. No obstante es posible que algunas cimentaciones queden trabajando a esfuerzos por el rango del 30% y es importante determinar las configuraciones de reacciones para diferentes periodos de tiempo, y sobre todo para estructuras dispuestas en depositos muy compresibles. En conclusión con todo rigor podra aseverarse que la distribución de reacciones de una estructura recién construida, es diferente a medida que pasa el tiempo, no estabilizandose el proceso hasta que las deformaciones por fluencia sean lo suficientemente pequeñas como para considerarse despreciables.

3. Ventajas y desventajas del procedimiento de interacción.

- A) Presenta una racional explicación del comportamiento a la deformación de los sedimentos.
- B) Las expresiones que establece describen con exactitud el comportamiento fenomenológico observado.
- C) La masa de suelo donde se apoya la cimentación, no se considera como elementos aislados, como erroneamente se considera en los demas procedimientos de interacción.

D) Permite involucrar en el cálculo la estratificación, junto con las propiedades mecánicas específicas de cada estrato. 13

E) Propone el método, procedimientos que permitan obtener distribuciones de esfuerzos adecuadas al tipo de depósito en que se encuentre alojada la cimentación.

Las principales desventajas son:

A) No incorpora en el procedimiento la rigidez de la superestructura.
B) Es difícil su aplicación para el caso de cimentaciones con cargas excéntricas y áreas irregulares.

En general puede decir que la precisión en los resultados de la aplicación del procedimiento a un problema específico, dependen no del procedimiento, sino del grado de conocimiento que se tenga de las características del depósito de suelo (estratigrafía, condiciones hidráulicas encontradas, propiedades mecánicas)

BIBLIOGRAFIA

(1). Flugge, W. , "Mechanical Models in Plasticity and their use for Interpretation of Creep in Concrete", (1960), Stanford Univ. , California Technical Report #8.

(2). Gianville, W. H. and Thomas, F. G. , "Studies in Reinforced Concrete" , (1939), Building Research Technical Paper # 21. London.

(3). ACI, Committee 209, Subcommittee 1, "Effects of Concrete Constituents, Environment, and Stress on Creep and Shrinkage of Concrete " , (1971), ACI Special Publication 27.

(4). Wei-Wen Yu, Winter G. , " Instantaneous and Long-Time Deflections of Reinforced Concrete Beams Under Working Loads", (1960), ACI Journal.

(5). Zeevaert L. " The Role of Soil Mechanics in Foundation Structure-Soil Interaction", (1975); Structural and Geotechnical Mechanics Symposium, Illinois Univ.

(6). Zeevaert L. "Concrete Structure-Soil Mass Interaction", (1974), Third Symposium IMCYC and ACI, Mexico City.

(7). Zeevaert L. "Interacción Suelo-Estructura, Estática y Sísmica de Cimentaciones Monolíticas Superficiales", (1980), VI Seminario de Mecánica de Suelos Interacción Suelo-Estructura. Caracas Ven.

(8). Zeevaert L. "Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions", (1973), Van Nostrand Reinhold Co., New York.

(9). Zeevaert L. "Interacción Suelo-Estructura", (1980), Ed. Limusa, Mexico.

TABLA #2.
VARIACION DEL MODULO DE CONCRETO CON EL TIEMPO

tiempo años	factor Kv	Mco Mt ² /Tn	Características del concreto
2	2.6571	2.28x10 ⁻⁶	Concreto con un reventamiento = 10 cms resistencia 350 Kg/cm ² compuesto por agregados tipo grava andesítica y arena andesítica
3	2.7915	2.37x10 ⁻⁶	
4	2.8838	2.43x10 ⁻⁶	
5	2.9507	2.47x10 ⁻⁶	
10	3.1905	2.62x10 ⁻⁶	

EL VALOR DE $K_{cep} = 6.24 \times 10^{-7} \text{ Mt}^2/\text{Tn}$, CORRESPONDE A UN MODULO DE ELASTICIDAD DE $E_c = 1500000 \text{ tn}/\text{Mt}^2$.

LOS VALORES COLOCADOS EN LA TABLA DE Mco SON REPRESENTATIVOS DE LAS POSIBLES VARIACIONES QUE PUEDE PRESENTAR EL CONCRETO PARA DIFERENTES PERIODOS DE TIEMPO.

TABLA # 1
VALORES DE Kv

Duración de la carga en meses	A's	A's=0.5As	A's=As	A's Acero a compresión A's Acero a tensión
1	1.56	1.42	1.27	
12	2.42	2.08	1.78	
24	2.65	2.15	1.90	
36	2.78	2.18	1.81	
48	2.87	2.20	1.82	
60	2.85	2.21	1.82	

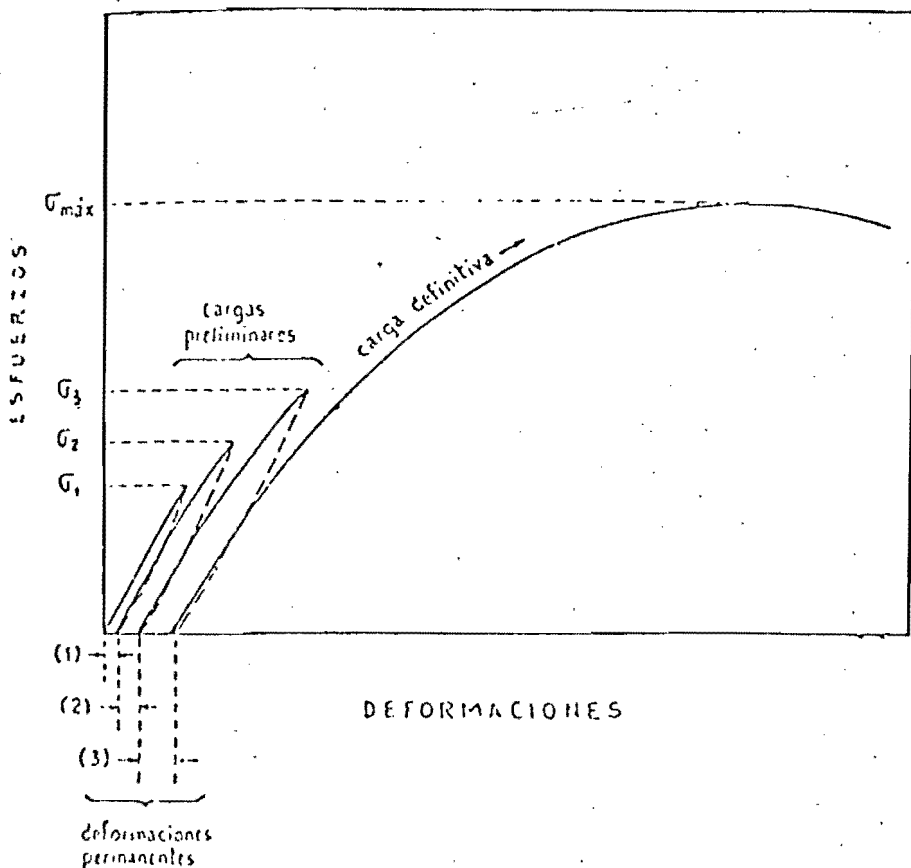


FIGURA # 1. Grafica esfuerzo- deformacion del concreto a compresion bajo cargas progresivas de corta duracion. Tomado de Liu, T.C.Y., Nilson, A.H., Slate, F.O., "Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Uniaxial and Biaxial Compression". ACI Journal, Mayo, 1972.

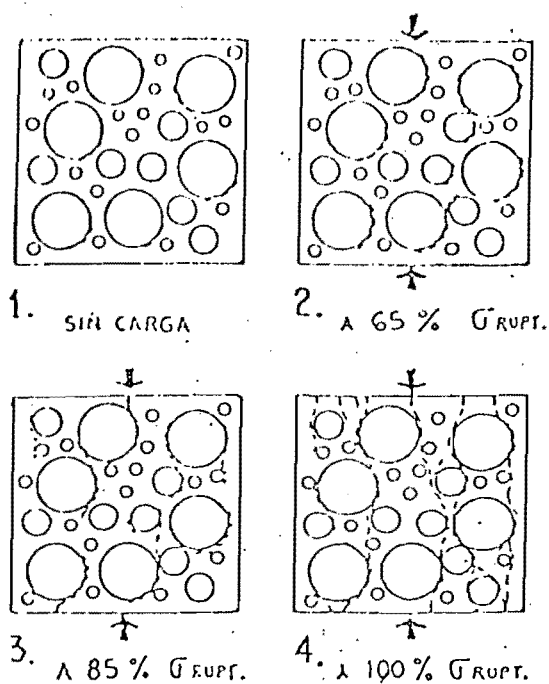


FIGURA # 2. Proceso de fisuramiento del concreto durante la aplicación de carga progresiva. Tomado de Liu, T. C. Y., Nilson, A. H., Slate, F. O., "Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Uniaxial and Biaxial Compression", ACI Journal, Mayo de 1972.

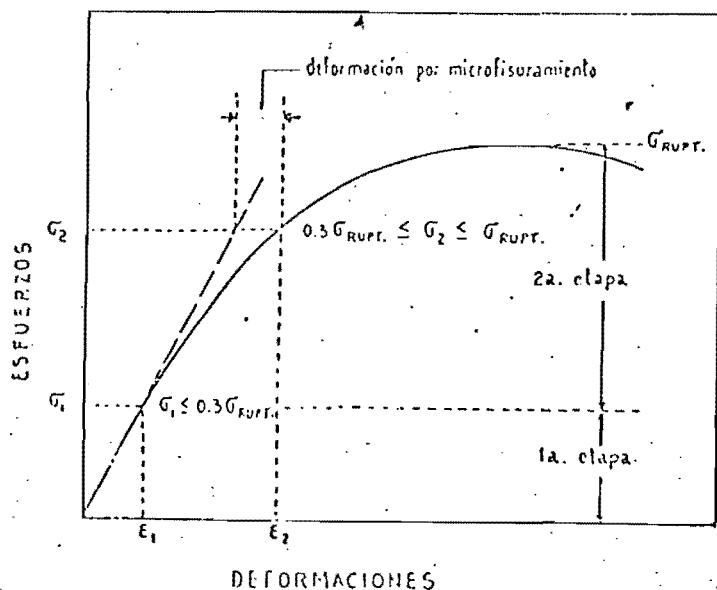


FIGURA # 3. Etapas de deformación del concreto bajo carga progresiva de corta duración. Tomado de ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures, ACI Journal, Diciembre 1972.

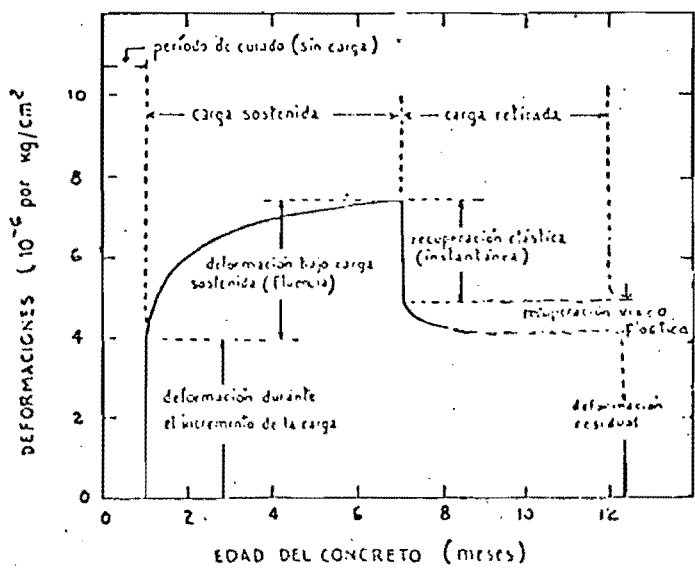


FIGURA # 4. Deformaciones del concreto bajo carga sucesivamente incrementada, sostenida y retirada. Tomado de Roll, F. "Long-Time Creep-Recovery of Highly Stressed Concrete Cylinders", ACI special Publication 9, 1964.

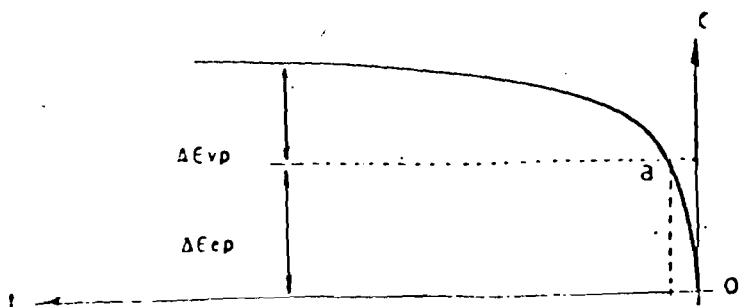
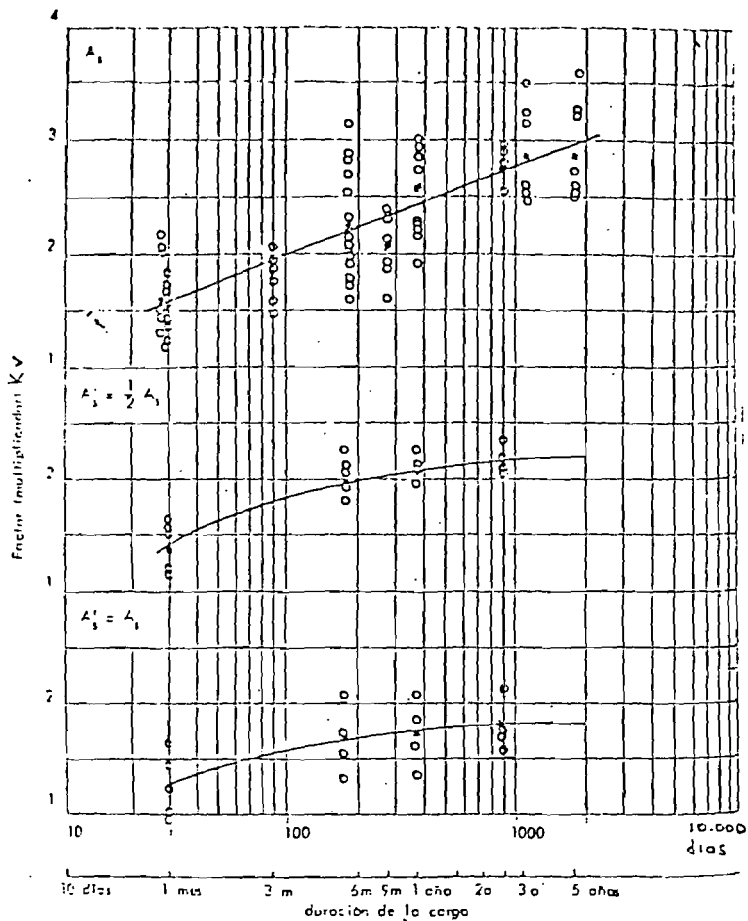


FIGURA # 5. Curva de variación con el tiempo de las deformaciones por fluencia en el concreto.

ΔE_{vp} = Deformación visco-plástica

ΔE_{ep} = Deformación elastoplastica



A_2 = Acero a compresión

A_3 = Acero a tensión

FIGURA # 6. Valores de K_v para el calculo de las deformaciones diferidas por medio del módulo de deformación del concreto E_{cc} . Tomado de Ref. #4.

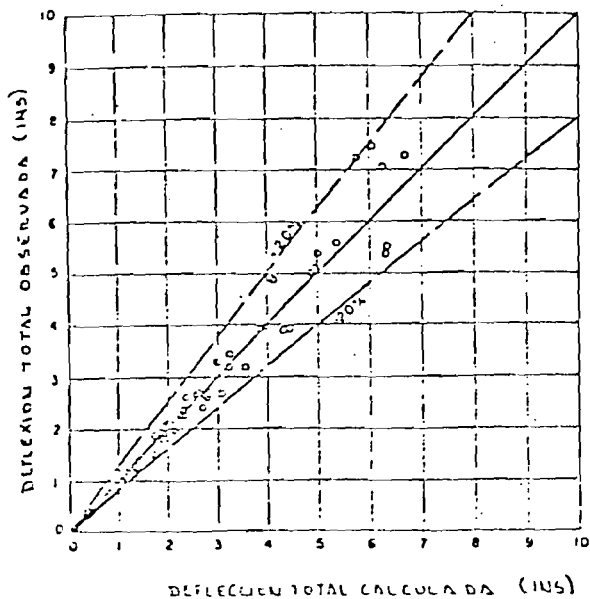
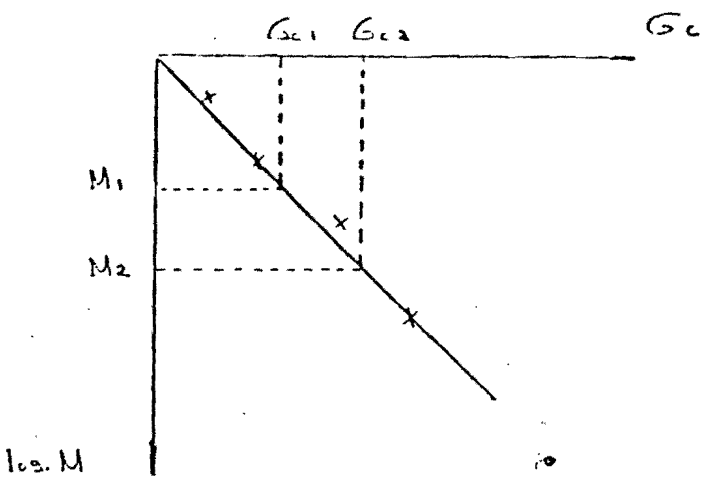


FIGURA # 7. Comparación estadística entre los valores calculados y los medidos en el calculo de las deflexiones diferidas del concreto. Tomado de la Ref. 6.



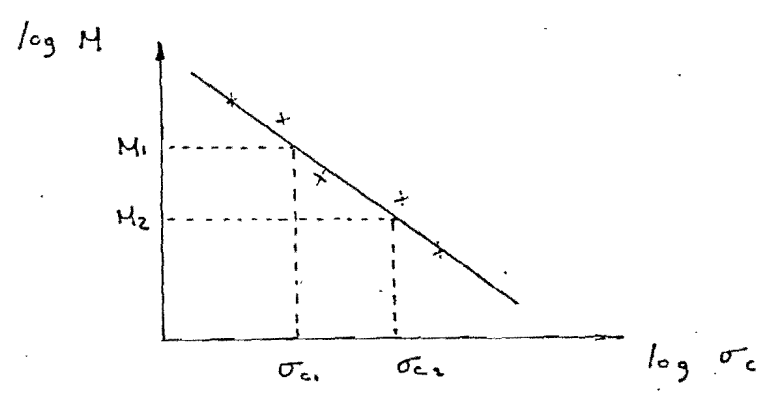
$$n_c = \frac{\log \frac{M_1}{M_2}}{\sigma_{c2} - \sigma_{c1}}$$

$$\frac{M_2}{M_1} = e^{-(\sigma_{c2} - \sigma_{c1}) n_c}$$

Con $n_c = 2.31 n$.

$$M = M_2 e^{-(\sigma_c) n_c}$$

FIGURA # 8a. Obtención del módulo de deformación unitaria en arcillas en función del esfuerzo de confinamiento σ_c . Tomado de la Ref. #8.



$$\frac{\log \frac{M_2}{M_1}}{\log \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c1}}} = -n_s$$

$$\frac{M_2}{M_1} = \left(\frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c1}} \right)^{-n_s}$$

$$M_2 = \frac{M_1}{(\sigma_{c1})^{-n_s}} \sigma_{c2}^{-n_s}$$

$$M = C_1 \sigma_c^{-n_s}$$

FIGURA # 8b. Obtención del módulo de deformación unitaria en arenas en función del esfuerzo de confinamiento σ_c . Tomado de la Ref. #8.

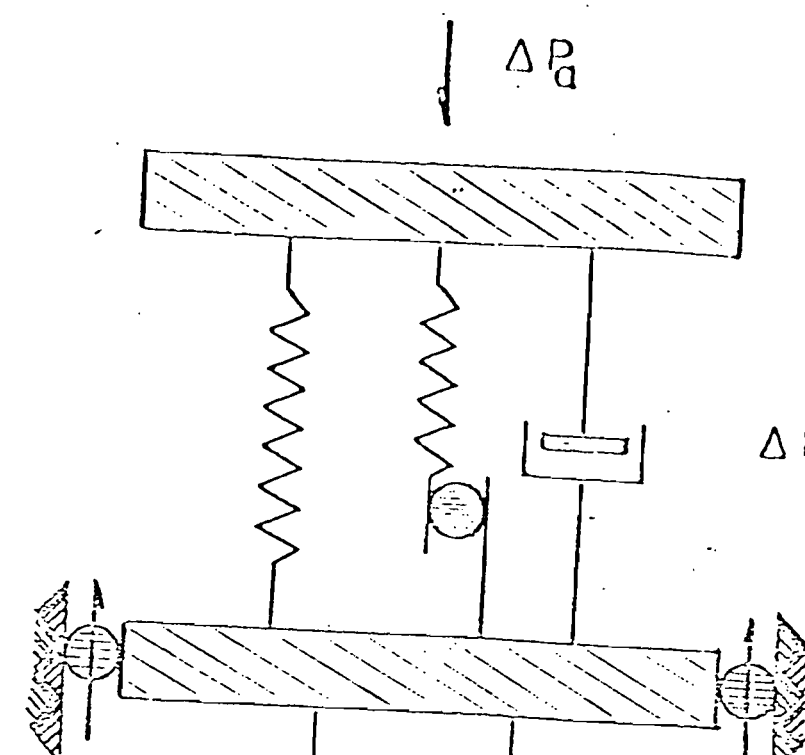


Fig. 9A

UNIDAD
KELVIN
 ΔP_q MODIFICADA

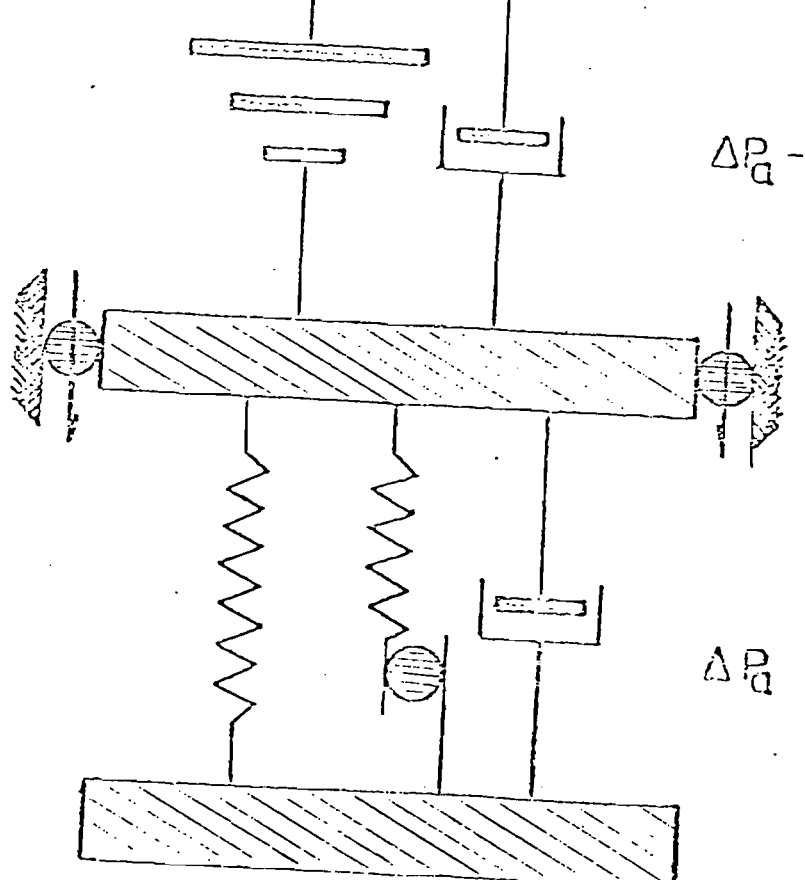
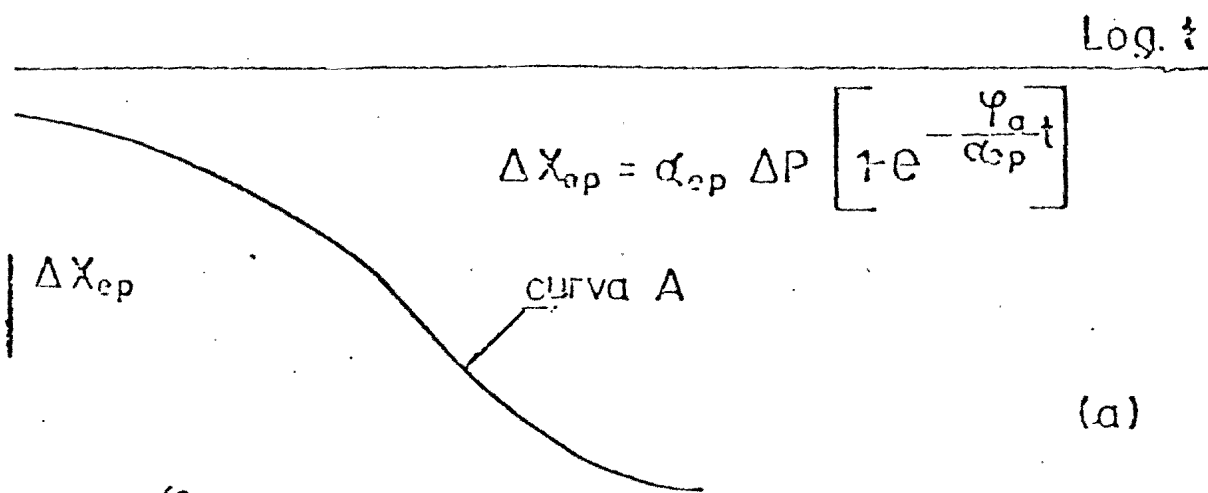


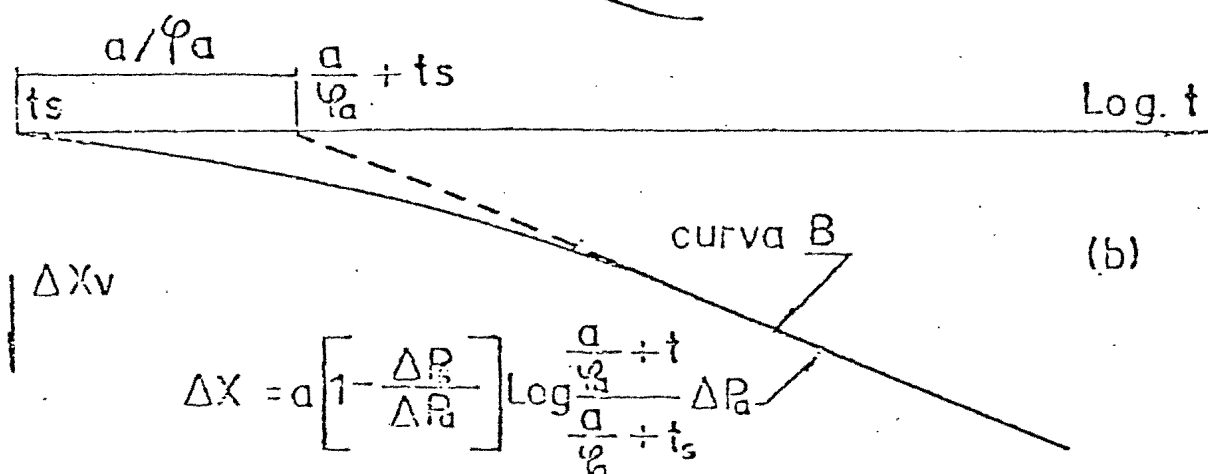
Fig. 9B

UNIDAD
Z
 $\Delta P_q - \Delta P_s$

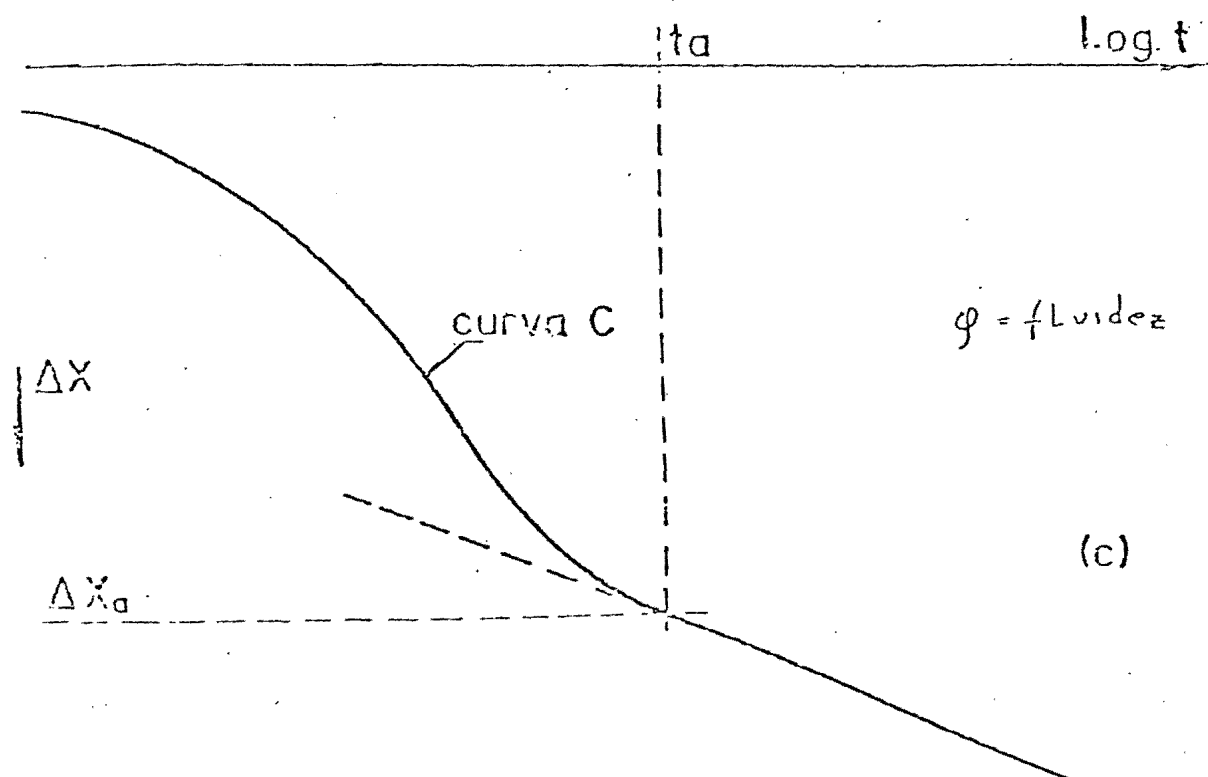
UNIDAD
KELVIN
 ΔP_q MODIFICADA



(a)



(b)



(c)

FIGURA # 10. Curvas componentes de la curva de consolidacion. Tomado de la Ref. #8.

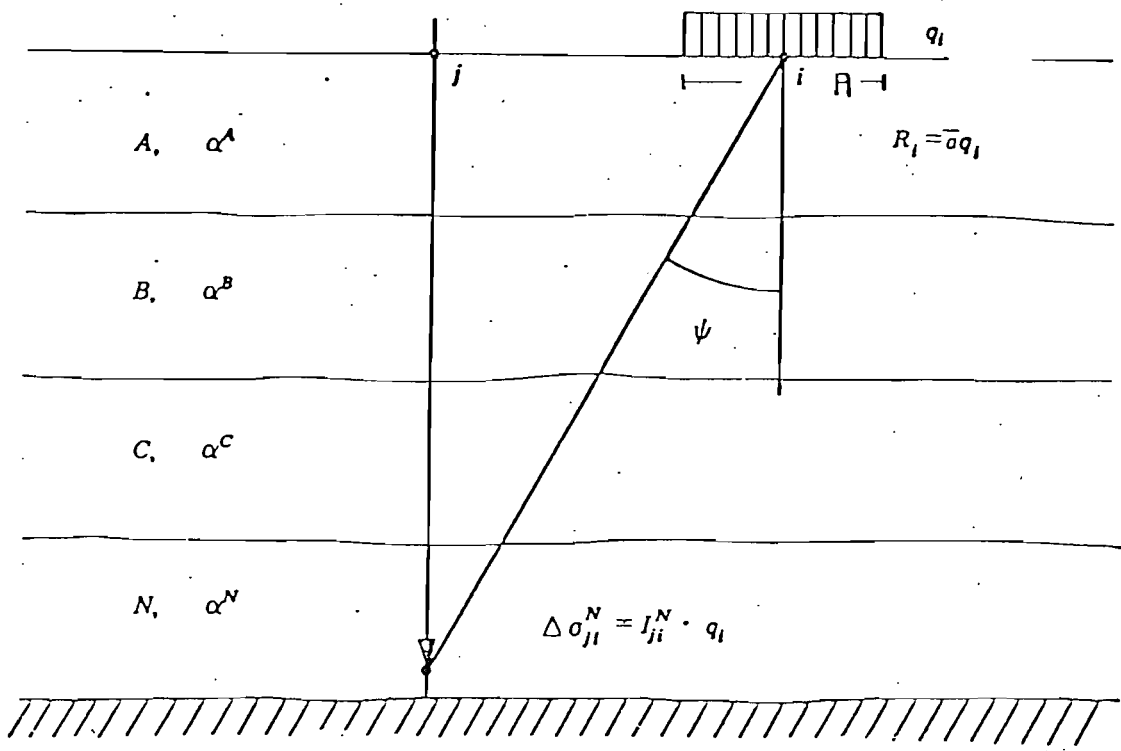


FIGURA # 11. Incremento medio de esfuerzos $\Delta \sigma_{ji}^N$ en el estrato 'N' bajo el punto 'j' debido a la carga 'Q' aplicada en 'i'. Tomada de la Ref. 9

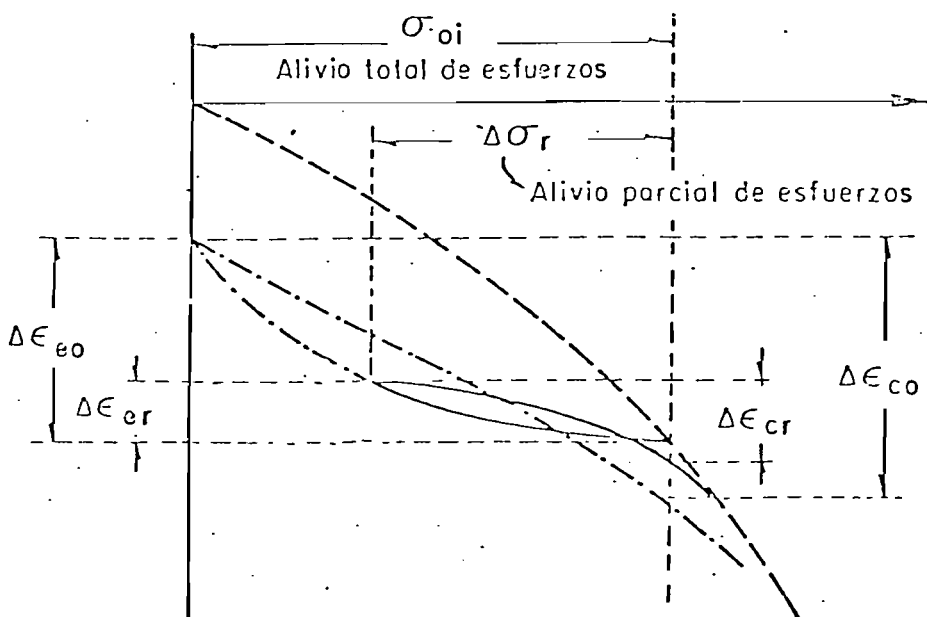


FIGURA # 12. Ciclo de histéresis en suelos. Tomado de la Ref. #9.