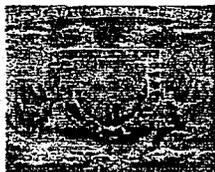


88  
291



UNIVERSIDAD  
NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE  
INGENIERIA



FACULTAD DE INGENIERIA

“CONSOLIDACIÓN DE  
SUELOS FINOS SATURADOS;  
DIFERENTES MODELOS  
DE COMPORTAMIENTO”

TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL.  
PRESENTA:  
LUIS NAVARRETE GUZMÁN.

ASESOR DE TESIS:  
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

MÉXICO, D.F.

1997

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN





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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-084/96

Señor  
**LUIS NAVARRETE GUZMAN**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"CONSOLIDACION DE SUELOS FINOS SATURADOS, DIFERENTES MODELOS DE COMPORTAMIENTO"**

- I. INTRODUCCIÓN
- II. TEORIAS DE LA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL PARA SUELOS FINOS SATURADOS
- III. PRUEBA DE CONSOLIDACION A VELOCIDAD DE DEFORMACION CONSTANTE
- IV. PRUEBA DE CONSOLIDACION A GRADIENTE CONTROLADO
- V. PRUEBA DE CONSOLIDACION A CARGA CONTINUA
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 15 de junio de 1996.  
EL DIRECTOR

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*ibr

**A mis padres Luis y Martha con respeto y gratitud.**

**A mis hermanos Enrique , Oscar y Martha con cariño.**

**A todos mis tíos, tías, primos y primas con alegría.**

**A mi novia Aela con amor.**

**A mis maestros con agradecimiento.**

**A quienes me consideren AMIGO.**

# Montañismo U.N.A.M.



Paísaje desde el centro del Tlalacahuatl Febrero de 1997.

Para aquellos que despiertan el espíritu aventurero en su vida, una muestra a alcanzar la cumbre del éxito. Fue en un momento decisivo de la jornada en el montañismo Universitario, la oportunidad para tener la experiencia permitida ver y sentir la magnificencia de la naturaleza, desde cumbres con las nieves eternas de nuestros volcanes y partir por las nuevas fronteras de lo desconocido sus son las caídas de nuestros límites, con momentos que jamás olvidars, pero no solo en el deporte ha alcanzado el éxito, también en mi vida académica mis maestros me han enseñado a alcanzar el éxito, por ello le doy gracias a la Universidad por todo lo que me ha dado.



Cueva Ixtazochitla en la zona arqueológica Puebla-Motancruz Dic. 1995, exploración realizada por la facultad hasta 500 m de profundidad. La belleza de esta cueva es algo que jamás podrá olvidar.

## ÍNDICE

	Página.
Agradecimientos .....	3
Índice .....	5
Prefacio .....	11
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>15</b>
<b>CAPITULO I.- TEORÍAS DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL PARA SUELOS FINOS SATURADOS .....</b>	<b>22</b>
1.1.- Introducción .....	22
1.1.1.- Ecuaciones constitutivas .....	23
1.1.2.- Influencia de la estructura .....	25
1.1.3.- Ecuación fundamental .....	26
1.1.4.- Teoría de la consolidación unidimensional .....	28
1.1.5.- Enfoques de la consolidación .....	30
1.1.5.1.- Enfoque micrométrico .....	30
1.1.5.2.- Enfoque macrométrico .....	31
1.1.6.- Fases de la consolidación .....	31
1.1.7.- Relación campo - laboratorio .....	32
1.1.8.- Muestra de suelo .....	33
1.1.9.- Equipo de ensayo .....	33
1.1.10.- Procedimiento de prueba .....	34
1.1.11.- Duración del incremento .....	37
1.1.12.- Magnitud del incremento .....	37
1.1.13.- Grado de saturación .....	37
1.1.14.- Modelo empleado .....	37
1.1.15.- Medición de presión de poro .....	37
1.1.16.- Conclusiones .....	39
1.2.- Modelo de Terzaghi .....	40
1.2.1.- Hipótesis .....	40
1.2.2.- Modelo reológico .....	40
1.2.3.- Ecuaciones constitutivas y condiciones de frontera .....	40
1.3.- Modelo de Terzaghi Ampliado .....	44
1.3.1.- Hipótesis .....	45
1.3.2.- Modelo reológico .....	45
1.3.3.- Ecuaciones constitutivas y condiciones de frontera .....	46
1.4.- Prueba de consolidación estándar .....	49
1.4.1.- Ensayos convencionales .....	49
1.4.2.- Interpretación de la prueba de consolidación .....	54
1.4.3.- Problemas de la prueba convencional (STD) .....	54
1.4.4.- Recomendaciones de Zeevaert para el mejoramiento de la prueba de consolidación .....	56

1.5.- Modelo de Juárez Badillo (Teoría general para la consolidación de arcillas.)	58
1.5.1.- Introducción	58
1.5.2.- Ecuaciones fundamentales	58
1.5.3.- Ecuación diferencial general	60
1.5.4.- Aplicación a la prueba de consolidación	61
1.5.5.- Problemas de frontera	63
1.5.6.- Solución para el caso especial $C_v$ constante	65
1.5.7.- Grado de asentamiento	66
1.5.8.- Curvas de consolidación	69
1.5.9.- Significado de la ecuación de Terzaghi	71
1.5.10.- Conclusiones	74
1.5.11.- Problemas de frontera y ecuaciones constitutivas	75
1.5.12.- Grado de asentamiento	77
1.5.13.- Solución del problema del valor de frontera y obtención del grado de asentamiento	77
1.5.14.- Curvas de consolidación	79
1.5.15.- Uso practico de las curvas de consolidación	81
1.5.16.- Conclusiones	83
1.6.- Modelo de Juárez Badillo ( Ecuación general de variación del volumen en el tiempo para los suelos.)	84
1.6.1.- Hipotesis	84
1.6.2.- Ecuaciones constitutivas	84
1.6.3.- Método para obtener los valores de $(\delta)$ y $(t^*)$ de una curva experimental	86
1.6.4.- Aplicacion del modelo a una curva de consolidacion	87
1.6.5.- Conclusiones	90
1.6.6.- Discusion sobre 30 años de consolidación: secundaria en arcillas	91
1.7.- Teoría de la consolidación unidimensional para suelos finos saturados propuesta por Zeevaert; conocida como: (Viscosidad intergranular)	94
1.7.1.- Introducción	94
1.7.2.-Curvas de consolidación	94
1.7.3.- Consideraciones teóricas	97
1.7.4.- Modelo reológico	98
1.7.4.1.- La unidad Kelvin	99
1.7.4.2.- La unidad	101
1.7.5.- Métodos de ajuste	104
1.8.- Cálculo de los parámetros de consolidación en los suelos finos saturados utilizando el modelo de Zeevaert mediante un programa de computadora.	110
1.8.1.- Alcance del programa	110
1.8.2.- Listado	111
1.8.3.- Ejemplo de ajuste de curvas de consolidación	111
1.8.4.-Comentarios y sugerencias	112
1.8.5.- Listado del programa	112
1.8.6.- Resultados del programa	115
1.8.7.- Conclusiones	117

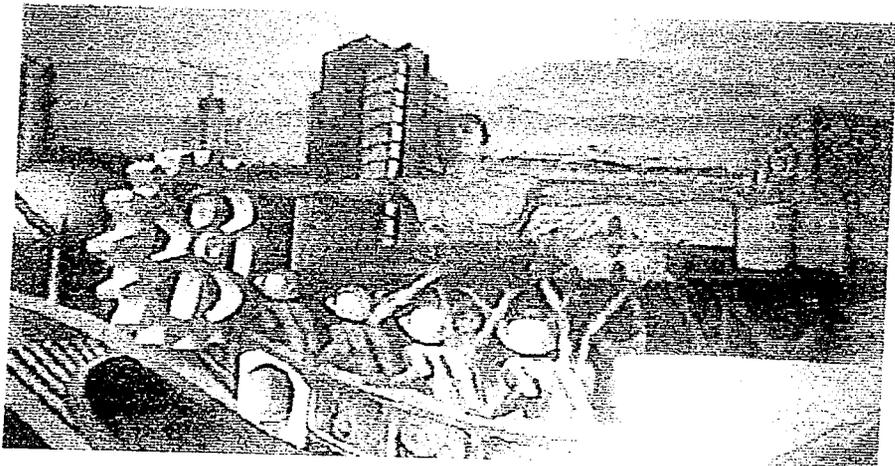
<b>CAPITULO II .- PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN A VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CONSTANTE (CRS)</b> .....	118
2.1.- <b>Introducción</b> .....	118
2.2.- <b>Teoría de deformaciones pequeñas (Smith y Whals 1969)</b> .....	120
2.2.1.- <b>Desarrollo teórico</b> .....	120
2.2.3.- <b>Hipótesis</b> .....	120
2.2.4.- <b>Ecuaciones constitutivas</b> .....	121
2.2.5.- <b>Determinación del porcentaje del esfuerzo efectivo</b> .....	124
2.2.6.- <b>Determinación del coeficiente de consolidación</b> .....	125
2.2.7.- <b>Selección de la velocidad de deformación para la prueba (CRS)</b> .....	126
2.2.8.- <b>Ejemplo</b> .....	128
2.3.- <b>Solución analítica de la teoría de las deformaciones pequeñas (Wissa <i>et al</i> 1971)</b> .....	129
2.3.1.- <b>Introducción</b> .....	129
2.3.2.- <b>Desarrollo teórico</b> .....	129
2.3.3.- <b>Suposiciones de la condición de transición</b> .....	129
2.3.4.- <b>Suposiciones de la condición estable</b> .....	130
2.3.5.- <b>Hipótesis de la teoría de deformaciones pequeñas</b> .....	130
2.3.6.- <b>Ecuaciones constitutivas</b> .....	130
2.3.7.- <b>Suposiciones para interpretar los datos de la prueba de consolidación (CRS)</b> .....	134
2.3.8.- <b>Condiciones estables</b> .....	134
2.3.9.- <b>Condiciones de transición</b> .....	137
2.3.10.- <b>Uso de las teorías lineal, no lineal y la combinación de ambas</b> .....	139
2.3.11.- <b>Selección de la velocidad de deformación para la prueba (CRS)</b> .....	140
2.3.12.- <b>Ejemplo</b> .....	143
2.4.- <b>Teoría de la consolidación a deformaciones grandes. (K. Lee <i>et al</i> (1981))</b> .....	146
2.4.1.- <b>Introducción</b> .....	146
2.4.2.- <b>Desarrollo teórico</b> .....	147
2.4.3.- <b>Teoría de frontera en movimiento</b> .....	148
2.4.4.- <b>Ecuaciones constitutivas, condición inicial y condiciones de frontera</b> .....	148
2.4.5.- <b>Método numérico</b> .....	152
2.4.6.- <b>Discusión de resultados</b> .....	154
2.4.6.1.- <b>Distribución de deformación dentro del espécimen</b> .....	154
2.4.7.- <b>Desarrollo de las deformaciones en la superficie y en la base</b> .....	156
2.4.8.- <b>Solución aproximada para la condición estable</b> .....	159
2.4.9.- <b>Solución aproximada</b> .....	160
2.4.10.- <b>Interpretación de resultados de pruebas</b> .....	163
2.4.10.1.- <b>Condición estable</b> .....	163
2.4.10.2.- <b>Empleo de las ecuaciones</b> .....	168
2.4.10.3.- <b>Estado de transición</b> .....	169
2.4.11.- <b>Investigación aplicando la teoría</b> .....	169
2.4.12.- <b>Ejemplo de aplicación</b> .....	170
2.4.13.- <b>Presentación de resultados</b> .....	175
2.5.- <b>Conclusiones</b> .....	176

2.6.- Consolidación a velocidad de deformación constante Investigación en el instituto de Ingeniería U.N.A.M. (Mendoza <i>et al</i> 1996) .....	178
2.6.1.- Introducción .....	178
2.6.2.- Descripción del equipo de prueba .....	178
2.6.3.- Análisis comparativos de los resultados .....	180
2.6.3.1.- Suelos ensayados .....	180
2.6.4.- Procedimiento de los ensayos .....	181
2.6.5.- Efectos de velocidad de deformación sobre la presión de poro .....	182
2.6.6.- Efecto de la velocidad de deformación sobre la presión de poro en la base de especímenes .....	182
2.6.7.- Curvas de compresibilidad .....	184
2.6.8.- Coeficiente de permeabilidad .....	186
2.6.9.- Coeficiente de consolidación .....	188
2.6.10.- Tiempos de ensaye y costos .....	189
2.6.11.- Conclusiones .....	189
2.7.- Control de las velocidades de deformación al estudiar las arcillas .....	191
2.7.1.- Introducción .....	191
2.7.2.- Comportamiento del equipo .....	191
2.7.3.- Equipo para pruebas con velocidad de deformación controlada .....	192
2.7.4.- Secuencia del proceso .....	193
<b>CAPITULO III.- PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN A GRADIENTE CONTROLADO (CG) (J. LOWE ET AL 1969) .....</b>	<b>195</b>
3.1.- Prueba de consolidación a gradiente controlado .....	196
3.1.1.- Introducción .....	196
3.1.2.- Objetivos .....	199
3.1.3.- Condiciones de frontera .....	199
3.1.4.- Consolidómetro de gradiente controlado .....	202
3.1.5.- Hipótesis .....	203
3.1.6.- Ecuaciones constitutivas .....	204
3.1.7.- Procedimiento de colocación del espécimen .....	209
3.1.8.- Procedimiento de la prueba .....	210
3.1.9.- Resultados comparativos de la prueba .....	211
3.1.10.- Prueba de gradiente controlado con interrupciones .....	214
3.1.11.- Conclusiones .....	217

	Página
<b>CAPITULO IV.- PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN A VELOCIDAD DE CARGA CONTINUA (CRL) (F KURT ET AL 1986)</b> .....	219
4.1.- Prueba de consolidación a velocidad de carga continua.....	220
4.1.1.- Introducción.....	220
4.1.2.- Desarrollo del consolidómetro de Velocidad de carga continua.....	220
4.1.3.- Descripción del aparato de consolidación.....	221
4.1.4.- Programa de prueba.....	223
4.1.5.- Prueba de consolidación a carga continua.....	224
4.1.6.- Prueba (STD).....	225
4.1.7.- Análisis de la prueba a velocidad de carga continua. (CRL).....	225
4.1.8.- Selección del rango y velocidad de carga.....	227
4.1.9.- Resultados y discusiones.....	228
4.1.10.- Conclusiones.....	235
<b>CAPITULO V.-CONCLUSIONES</b> .....	237
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	241
A) Directa.....	242
B) Indirecta.....	244
<b>ANEXO 1</b> .....	248
<b>ANEXO 2</b> .....	249

T

# PREFACIO



## **PREFACIO**

En su sentido original y más amplio, la Ingeniería es el arte de aplicar conocimientos científicos a la transformación, aprovechamiento y protección de la naturaleza

En el juego intelectual hombre-naturaleza se dan tres premisas: la primera, recoger las informaciones acerca de alguna faceta de la naturaleza, la segunda, organizar estas observaciones en un orden preestablecido ( La organización no las altera, sino que se limita a colocarlas para hacerlas aprehensibles mas fácilmente ) y finalmente, tenemos la tercera, que consiste en deducir, de su orden preestablecido de observaciones , algunos principios que las resuman.

El proceso de transformación del conocimiento en el saber-hacer en un ámbito determinado, no es lineal ni instantáneo, sino que es determinado por la importancia cultural que se atribuya a tal proceso y por los recursos que se asignen a realizarlo, está condicionado además, por los mecanismos internacionales de transferencia del conocimiento mismo, pues si bien es cierto que la mayor parte del conocimiento básico acumulado por la humanidad está disponible a muy bajo costo y circula casi libremente, el costo y las restricciones de circulación se incrementan conforme el conocimiento tiene más utilidad inmediata o mayor potencial práctico.

Con base en este principio de ideas, Terzaghi en (1925) con la publicación de su libro "Erdbaumechanik", desarrolló los principios que resumían el concepto general en que se basaba la teoría de la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados; el fenómeno de la consolidación quedo definido por el concepto de "Principio de Esfuerzos Efectivos" dentro de esta teoría Terzaghi definió la metodología para la realización de la prueba de la consolidación, para estudiar el comportamiento de los suelos finos<sup>1</sup>. Con el paso de las décadas y el desarrollo de la tecnología, se han propuesto nuevos modelos y pruebas para estudiar el fenómeno de la consolidación.



Karl Terzaghi

De esta forma, el concepto central de esta tesis es no solo comparar diferentes y mucho más eficientes métodos utilizados por otros países para realizar la prueba de la consolidación unidimensional, sino también los modelos en que se basan, mismos que se han desarrollado desde principios de los 60's; estos métodos se han perfeccionado a tal grado, que en la actualidad, los países del primer mundo, han adoptado estas "nuevas" tecnologías desde hace ya varios años; para ellos ya pasó el proceso de investigación científica y de desarrollo tecnológico, actualmente disponen de una gran ventaja, puesto que han estado implementando estas "nuevas" tecnologías en la práctica desde hace ya muchos años, debido al hecho de que no solamente se tiene por parte de ellos la prioridad en esta "transferencia de conocimientos", sino que la importancia cultural que nosotros le atribuimos a estas tecnologías es muy pobre.

<sup>1</sup> Si quieres saber de algo anecdótico lee el anexo 1

En México, la resistencia a este cambio tan drástico de tecnología, se debe básicamente a que desde el momento en que Terzaghi definió el proceso de consolidación, se creó una simbiosis entre este y las arcillas de la ciudad de México: así pues, las deficiencias que desde un principio se hicieron evidentes en su teoría, quedaron solventadas en cierta forma, la existencia de correlaciones entre las arcillas de la ciudad de México y la prueba de la consolidación unidimensional, son el principal obstáculo para el cambio tecnológico, las predicciones de hundimientos hechas con la teoría de Terzaghi, no siempre reflejaban el comportamiento de laboratorio y campo observado, ya que en muchos casos se presentaban asentamientos mayores (y durante más tiempo), los cuales se deben al fenómeno de la "consolidación secundaria".

Resulta más fácil, tanto en economía como en seguridad, seguir dependiendo de estos principios establecidos, puesto que el cambio de equipos implica costos muy altos, sólo recientemente se han estado desarrollando investigaciones en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M en 1990 y en cooperación con el C.E.N.A.P.R.E.D en 1996.



Instituto de Ingeniería (Laboratorio de Mecánica de Suelos)



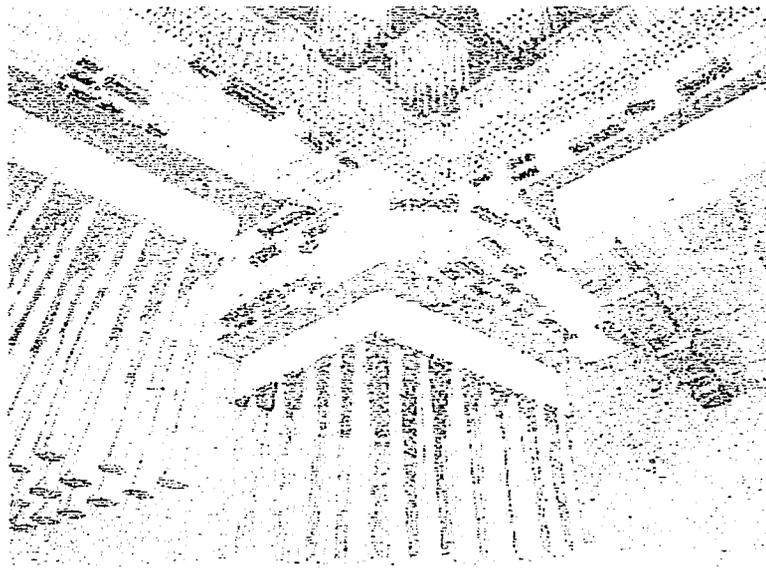
C.E.N.A.P.R.E.D

Es en estos institutos donde se han formulado teorías que son básicas en el estudio de la consolidación unidimensional, desde los primeros conceptos hace ya varias décadas, así como los nuevos conceptos que se están aplicando hoy en día; bajo estos nuevos enfoques se han desarrollado también equipos con los cuales se pueden implementar estas diferentes pruebas de consolidación unidimensional en los suelos finos, (se han construido algunos prototipos de estos equipos en el Instituto de Ingeniería y se han realizado pruebas con ellos, los resultados más recientes de estas investigaciones se han expuesto en la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos en Morelia, 1996) en pero, es en la seguridad donde radica el aspecto más importante, puesto que no basta con realizar una sustitución de equipos, ya que por el hecho mismo del cambio tecnológico se debe hacer también el cambio ideológico, ya que las teorías en que se basan estas "nuevas" pruebas implican por sí mismas una visión diferente de la Teoría de la Consolidación Unidimensional; así pues, se debe a estas razones que no podemos por más que queramos hacer los cambios tecnológicos de la noche a la mañana.

Si algo sabemos de las arcillas de la Ciudad de México, es que tiene características especiales, puesto que se ha observado que la consolidación secundaria es muy importante (por ejemplo Zeevaert en 1957, Marsal y Mazari en 1959), más que en otros suelos del mundo, por lo que surge la necesidad de estudiar el fenómeno con mayor acuciosidad; ya que este cambio implica hacer una investigación muy minuciosa y abundante con respecto a las arcillas de la Ciudad de México para poder establecer parámetros de seguridad aceptables.

Así, se plantea la pregunta de cuál modelo utilizar, para lo cual, debe tomarse en cuenta la similitud de las predicciones con las observaciones de laboratorio y de campo, la sencillez en su aplicación, hipótesis, etc. por lo que se hace necesaria la comparación entre algunos de los modelos establecidos, para así poder definir cuál de entre todos ellos se adapta mejor a las condiciones tan particulares de las arcillas del Valle de México, además que el estudio del problema desde distintos puntos de vista, puede ayudar a una mejor comprensión del mismo.

# *INTRODUCCION*



## **INTRODUCCIÓN**

Desde la publicación de los estudios de Terzaghi en 1925 en los cuales estableció las hipótesis que gobiernan el comportamiento de los suelos finos saturados sujetos a un proceso de consolidación unidimensional, en el "Principio de los esfuerzos efectivos" dando inicio con ello a lo que se conoce como la Mecánica de Suelos moderna.

Terzaghi definió las hipótesis sobre las que se fundamenta actualmente la Mecánica de Suelos, pero con el tiempo se han cuestionado estas hipótesis, no por el hecho de que Terzaghi no haya analizado desde una base sustentable sus observaciones, el mismo se percató de que su teoría mostraba serias deficiencias, pero para el nivel tecnológico de los 20's no le era posible realizar los estudios que hoy en día se pueden hacer<sup>1</sup>. Pero en la actualidad disponemos de herramientas computacionales que permiten un mejor control de las "nuevas" pruebas para el estudio de la consolidación, que se han desarrollando en el Instituto de Ingeniería, desde 1990. En realidad estas técnicas no son nuevas porque se han estado desarrollando desde 1963 por Crawford y Smith, y más aun desde 1959 Hamilton y Crawford fueron los primeros en sugerir estas nuevas pruebas las cuales consisten en desarrollar la prueba de la consolidación mediante una velocidad de deformación controlada, a diferencia de la carga incremental que es la forma tradicional. La dificultad de establecer las velocidades de aplicación de la carga y más aun definir las variables a las cuales estarán sujetas las mismas, han sido los principales obstáculos, por los cuales, la prueba de la consolidación definida por Terzaghi sigue vigente hasta nuestros días. En este trabajo se discutirán las pruebas de velocidad de deformación constante (CRS), la prueba de consolidación a gradiente controlado (CG) y la prueba de consolidación a carga continua (CRL)<sup>2</sup>, (estas pruebas son una condición idealizada, según sea el caso, de la velocidad de deformación controlada) Se seleccionaron estas tres en particular, porque son las que involucran las variables más importantes de la consolidación, además de que son las más populares entre los investigadores, principalmente la prueba de velocidad de deformación constante.

**El capítulo ( I )** comienza con una breve reseña acerca de los conceptos básicos en la mecánica de suelos, sobre como se componen las arcillas y la forma como se interrelacionan sus propiedades físicas, junto con un análisis del comportamiento de la deformación por cambio de volumen, la cual es muy importante entender, ya que es el concepto en el cual se basa el estudio de las nuevas pruebas para determinar la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados, (los suelos finos saturados sólo pueden deformarse, por cambio de volumen o por cambio de forma ), en base a ello se hace un planteamiento para obtener la ecuación fundamental de los suelos finos saturados, junto con un ejemplo, el cual es básico para entender cada uno de los términos. Se hace también un breve análisis de como es el comportamiento de los suelos finos al colocarlos en el consolidómetro, al analizar dicho comportamiento en el plano (p - q ).

---

<sup>1</sup> Ver el anexo # 1

<sup>2</sup> Es muy importante que leas la página (34) para saber el significado de las abreviaturas.

También se comenta cuáles son los dos grandes enfoques en que se ha basado el estudio de la consolidación de los suelos finos, el comportamiento micrométrico y el macrométrico, junto con las diferentes etapas en que se divide la consolidación, que son la deformación inicial, la consolidación primaria y la consolidación secundaria.

La relación que guardan los estudios realizados en el laboratorio y el comportamiento real de los suelos finos saturados en el campo, los cuáles siguen siendo bastante diferentes, como para afirmar con absoluta certeza que este problema ha quedado solventado del todo de allí la necesidad del replanteamiento de las teorías en que se basan los ingenieros para el estudio de la consolidación, estas diferencias se deben a varios factores, que van desde el muestreo en el campo, la forma de como se realiza la prueba de la consolidación y la teoría que permite interpretar los resultados del laboratorio.

Por esta razón se plantea el estudio de los nuevos modelos constitutivos para la solución de los problemas concernientes a la consolidación, apoyándose en técnicas numéricas, tales como las diferencias finitas o los métodos de elemento finito, los que han hecho posible, por lo menos en principio, la solución de cualquier problema debidamente planteado sobre los problemas de los valores de frontera en mecánica de suelos.

El propósito de esta tesis es el de presentar una visión general de los modelos constitutivos de los suelos en lo referente a su compresibilidad sin pretender hacer una revisión exhaustiva del tema.

Sin embargo, los diferentes modelos presentados muestran discrepancias entre los investigadores. Es importante enfatizar, que el modelo debe ser satisfactorio y la idealización del mismo debe poseer; necesariamente las siguientes propiedades:

1. El modelo debe ser completo, capaz de describir el comportamiento del suelo, para todas las condiciones de esfuerzo-deformación, y no restringirse simplemente a una sola condición de esfuerzo-deformación.
2. Debe ser posible el identificar los parámetros del modelo mediante pruebas simples al suelo.
3. El modelo debe estar fundamentado en alguna interpretación física en base a la forma en el como es que responde el suelo a los cambios al aplicar las condiciones de esfuerzo-deformación.

En base a estos planteamientos, se han desarrollado varios modelos, en esta tesis veremos en el primer capítulo, los modelos de, Terzaghi, Terzaghi Ampliado, Juárez Badillo y el de Zeevaert, los cuales estudian el comportamiento de la consolidación unidimensional para los suelos finos saturados.

En el modelo de **Terzaghi** que es el más conocido por todos, será el modelo de referencia en el estudio de la consolidación, también analizamos el modelo de **Terzaghi ampliado**, el cual no es muy conocido porque en el analiza la consolidación primaria y la

secundaria al mismo tiempo, por ello no es un modelo muy empleado en el cálculo de las deformaciones de los suelos

**Juárez Badillo** plantea dos modelos, en el primero redefine algunos conceptos que comúnmente se establecen como constantes y el los replantea como variables, en el segundo analiza el fenómeno de la consolidación de una forma muy particular y diferente, Juárez Badillo plantea que debido a la idea generalizada de dividir a la consolidación en primaria y secundaria se parte de un error, por ello Juárez Badillo propone, para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados, una ecuación general que unifica la división que se hace entre deformaciones instantáneas y el "retraso" o "compresión secundaria". Las dos investigaciones para el estudio de la consolidación propuestos por Juárez Badillo son

- 1 "Teoría general para la consolidación de las arcillas"
- 2 "Ecuación general de variación del volumen en el tiempo para los suelos"

En una entrevista que tuve con el Dr. Juárez Badillo me comento la diferencia entre la "teoría general para la consolidación de las arcillas" y la "ecuación general de variación del volumen en el tiempo para los suelos", la cual es que dependiendo del estado en que se encuentre la arcilla estará la diferencia, si se encuentra normalmente consolidada el tiempo en que tarda en disiparse la presión de poro generada por una carga será menor que el tiempo que tarda en disiparse esta presión de poro al aplicarse una carga en una arcilla que no este preconsolidada, una vez que se disipa la presión de poro la carga es tomada por la arcilla lo que provoca que la compresión secundaria sea la que describirá el comportamiento de la consolidación de la arcilla

En el modelo de **Zeevaert** conocido como "la teoría de la viscosidad intergranular en los suelos de alta compresibilidad", es uno de los mas completos, esto en base a que Zeevaert ha desarrollado parte de su investigación en las arcillas de la ciudad de México, además porque cumple con la primera propiedad concerniente al planteamiento de los modelos, que es la de que no debe estar enfocado a un solo caso, en base a esto, Zeevaert plantea un modelo donde toma en cuenta que la consolidación primaria y a la consolidación secundaria ocurren al mismo tiempo, por esto el modelo de Zeevaert se adapta perfectamente al comportamiento tan característico de las arcillas del valle de México. El modelo de Zeevaert, nos proporciona de acuerdo a las características del comportamiento de las arcillas, unas curvas de ajuste para el análisis de la consolidación, las cuáles resultan de una excelente ayuda. En la parte final de este capítulo se proporciona un ejemplo de ajuste de curvas por medio de un programa de computadora

Los cuatro modelos estudiados, (propriadamente serian cinco pero el de Terzaghi sólo nos sirve como referencia), el de **Terzaghi Ampliado**, los dos de **Juárez Badillo** y el de **Zeevaert**, nos proporcionan ecuaciones constitutivas, con las cuáles se plantea el desarrollo del modelo, al final del análisis podemos ver que se obtiene una ecuación, con

la cual podemos calcular los hundimientos<sup>1</sup>; de análisis previos podemos concluir que los modelos de Juárez Badillo y Zeevaert proporcionan mejores resultados para el estudio de la consolidación, que el de Terzaghi ampliado

En los siguientes capítulos ( II, III, IV ) se analiza la realización de las nuevas pruebas, que se han propuesto para el análisis de la consolidación unidimensional de los suelos finos, así como del modelo propuesto para cada una de ellas, es importante tener en mente las 3 propiedades que debe tener todo modelo, para poder darnos cuenta de la versatilidad de los mismos

En el **capítulo (II)** se estudia la prueba a velocidad de deformación constante (CRS), la más desarrollada entre los investigadores, Hamilton y Crawford (1959) , Crawford (1963), Lowe *et al* (1964), Smith y Whals (1969), Wissa et al (1971), Salfors *et al* (1973), Leroueil (1975), K. Lee *et al* (1981), Gorman *et al* (1986), Paniagua *et al* (1990) y Mendoza *et al* (1996) Para el estudio de esta prueba se presentan los tres modelos que en las últimas décadas han adquirido más aceptación, (es importante aclarar que para el estudio de las deformaciones en la prueba de la consolidación existen dos enfoques, analizar al suelo mediante la teoría de deformaciones pequeñas o por la teoría de las deformaciones grandes), por lo anterior dos de los modelos propuestos se basan en la teoría de las deformaciones pequeñas, los cuales son los de **(Smith y Whals (1969), y el de Wissa et al (1971))** ; son los más representativos de la teoría de deformaciones pequeñas. El último modelo es el de **(K. Lee et al (1981))** que se basa en la teoría de las deformaciones grandes. Al igual que los modelos planteados en el capítulo (I), los modelos también proporcionan, una ecuación final con la que se puede calcular la velocidad de deformación que se aplicara en la prueba de la consolidación, para ello al final de cada modelo se proporciona un ejemplo, de como realizar la prueba.

Es necesario enfatizar que tanto las teorías en que están basados los modelos, así como los modelos mismos no pueden determinar el comportamiento de la consolidación secundaria al realizar las nuevas pruebas de la consolidación unidimensional en los suelos finos saturados, ningún modelo en la actualidad lo puede hacer, estas nuevas formas de realizar la prueba de la consolidación unidimensional, proporcionan los mismos resultados que la prueba convencional, pero también proporcionan otros que en el pasado nunca se habían podido determinar, por lo que los resultados son mejores. Además no hay que olvidar que el objetivo de la pruebas es el de realizar la prueba de la consolidación unidimensional en menos tiempo, (en 12 horas como mínimo se puede realizar, además de que se puede automatizar. Mendoza *et al* ,1996)

Desafortunadamente para poder determinar la velocidad a la cual se realizara la prueba, esta necesita estar basada en alguna suposición previa, ya sea en algunas

---

<sup>1</sup>Para ver los resultados al calcular los hundimientos en un cajón de cimentación, se puede consultar la tesis de maestría de Paniagua Zavala y el investigador Jaime P. en la biblioteca del Instituto de Ing. México 1990.

propiedades índice, basarse en la prueba convencional, o partir de un aproximado establecido por el investigador para después ir afinando los valores obtenidos, no importa cuál sea el método elegido para determinar la velocidad de deformación, sea cual sea la que se haya elegido, esta estará en función de alguna otra suposición, lo cual por definición también influyen en los resultados de la prueba. Pero a pesar de estas desventajas, las pruebas de velocidad de deformación controlada, siguen siendo la mejor opción para el futuro de la prueba de la consolidación unidimensional, puesto que en las investigaciones que se han realizado, se ha demostrado que conforme se realizan más pruebas a las arcillas, se pueden determinar valores que en teoría harían innecesario basarse en estas suposiciones para determinar la velocidad de deformación en la consolidación, puesto que se pueden establecer correlaciones que estén hechas en base a estas nuevas pruebas, por lo que es necesario enfatizar que se debe proseguir con la investigación.

Otro aspecto importante es el hecho de que en los tres modelos se debe conservar una relación entre la presión de poro y la presión vertical aplicada, la investigación ha determinado que este es uno de los aspectos más importantes de las pruebas, puesto que a valores altos la prueba tiende a dar resultados muy erráticos, en cambio a valores pequeños, la prueba da resultados muy buenos, con el tiempo se han establecido unas correlaciones bastante aceptables las cuales se pueden ver en la tabla (4) en el capítulo (II). En base a todos los aspectos señalados anteriormente la ASTM editó en (1982) unos manuales para el desarrollo de estas nuevas pruebas, los cuales establecen los parámetros indicados que se deben seguir, algunos investigadores consideran los parámetros (u/p) muy restrictivos por lo que han realizado sus pruebas con otros valores y han obtenido buenos resultados.

De los tres modelos estudiados, (Smith y Whals, *Wissa et al* y *K. Lee et al*), el modelo de Smith y Whals fue el primero que determinó con claridad la relación que había entre el coeficiente de consolidación y el desarrollo de esta prueba. El modelo de *Wissa et al* proporciona diferentes soluciones, dependiendo del tipo de suelo, ya sea que se tenga una relación lineal, no lineal del suelo o una combinación de ambas, este modelo nos proporciona un enfoque más general del comportamiento de la consolidación. El modelo de *K. Lee* desarrolla su teoría en base a un método analítico de diferencias finitas y lo compara con un método numérico desarrollado exclusivamente para la prueba convencional (STD) el cual se utiliza únicamente para describir el comportamiento de las curvas de compresibilidad. *K. Lee* utiliza este método numérico para compararlo con su teoría por lo cual obtiene los mejores resultados para describir el comportamiento de la consolidación unidimensional de los suelos finos, también toma en cuenta que la deformación depende de la velocidad, este es un aspecto en el que difiere de los otros modelos, pero debemos tener en cuenta que *K. Lee* desarrolló su teoría en base a ciertos parámetros, utilizando la teoría de Euler y Lagrange para explicar las deformaciones, además como el mismo lo dice, sus valores no marcan una frontera infranqueable, simplemente no se ha desarrollado alguna teoría que explique el comportamiento de las arcillas bajo condiciones de deformaciones grandes con valores superiores a los que el

define, en primera porque la teoría matemática de Euler y Lagrange alcanzó sus valores límite como lo demostró K. Lee y porque la dificultad matemática para tratar de explicarlo es bastante complicada

**El capítulo (III)** estudia la prueba de la consolidación a gradiente controlado propuesta por **J. Lowe et al (1969)**, donde también proponen un modelo para el estudio de esta prueba, la cual es muy importante ya que con ella se puede apreciar la influencia que tiene la carga en el espécimen, al poder medir las presiones de poro en el espécimen y mantenerlas en un patrón estable, a diferencia de los patrones incrementales, no continuos que se tenían con la prueba de Terzaghi (1925), para esta prueba se establecen valores predeterminados que se deben alcanzar en algún momento, como la presión de poro y la contrapresión, por ello la fórmula para obtener una velocidad de deformación, en esta prueba se expresa de otra forma, la cual esta en función del tiempo en que tardará en disiparse la presión de poro, por lo que la velocidad debe ser muy pequeña para mantener el patrón parabólico de la presión de poro que se presenta desde el comienzo, el cuál no puede incrementarse (sólo puede disminuir).

**En el capítulo (IV)** se presenta la prueba de consolidación a carga continua propuesta por **F. Kurt et al (1986)** donde muestran una prueba especialmente diseñada para simular las condiciones de cargas que se presentan en el campo al momento de realizar algunas construcciones en ingeniería, como construcciones largas, terraplenes y presas, por lo que resulta de primordial importancia, además tomando en cuenta el hecho de que tanto la prueba como el modelo resuelven las limitaciones de la prueba convencional, esta nueva prueba para el estudio de la consolidación unidimensional es una excelente herramienta para los ingenieros. Para obtener la velocidad de la deformación se propone utilizar los manuales de la ASTM, también se proporciona una gráfica que muestra como obtener la velocidad en función del límite líquido, desafortunadamente debe tomarse con precaución esta relación puesto que esta hecha en base a las pruebas realizadas a unas arcillas en particular y por lo mismo quizás no sea aplicable a las arcillas del Valle de México, pero esta situación no limita las características de la prueba, por el contrario sólo establece el hecho de que se debe realizar una investigación aquí en México, para resolver nuestras propias necesidades.

**En el capítulo (V)** se proporcionan las conclusiones de cada uno de los capítulos, por lo cual se podrá observar las características principales de cada modelo propuesto y también darnos cuenta de las diferencias que existen entre ellos, así como de sus limitaciones.

*Teorías de la consolidación unidimensional  
para suelos finos saturados.*



*Pablo Ponce*

## **I ) Teorías de la Consolidación Unidimensional para Suelos Finos Saturados**

### **1.1.- Introducción.**

En general los suelos están constituidos por tres fases; sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida esta compuesta por partículas de minerales, las cuales forman el esqueleto del suelo, esta estructura tiene cavidades que ocupan las otras dos fases, en adelante y en lo que respecta a esta tesis se estudiarán los materiales bifásicos, particularmente, las arcillas saturadas, debemos hacer notar que la fase líquida se considera que es agua, y la fase gaseosa es aire.



Fig. 1. Corte transversal de varias muestras de arcillas vistas en un microscopio.

Si el suelo es sujeto a un incremento de esfuerzo su volumen se reducirá, es decir, se deforma, la reducción del volumen se debe a un cambio en los vacíos de la estructura, que provoca un desplazamiento relativo entre los granos del suelo, estos son forzados así a ocupar posiciones más estables, haciendo el material más compacto.

Conviene describir cuáles son los factores que influyen en la deformación (por cambio de volumen), para hacerlo nos podríamos hacer el siguiente planteamiento.

- ⇒ ¿Qué induce más un suelo a deformarse? El peso.
- ⇒ El peso provoca esfuerzos.
- ⇒ Los esfuerzos provocan deformaciones.
- ⇒ En función de la deformabilidad volumétrica del terreno de apoyo (compresibilidad) se calculan los hundimientos.
- ⇒ El tiempo (rapidez de la deformación)
- ⇒ Dimensiones del área en que se distribuye el peso; mientras más grande sea el área cargada, la influencia hacia el fondo aumenta.
- ⇒ La carga se mantiene constante.

Así la deformabilidad del suelo se debe a la facilidad con la que los granos cambian de posición y del tipo y rigidez de la estructura del suelo, la estructura del suelo se define, no solamente como el arreglo geométrico de los constituyentes del suelo, sino como el enlace entre las partículas y consiste en los siguientes elementos:

- A) Propiedades de las partículas-minerales de arcilla.
  - Forma.
  - Tamaño.
  - Rigidez.

- B) Acomodo y arreglo de las partículas-orientación.
  - Tamaño de los poros.
  - Distribución.
  - Numero de contacto entre partículas.
- C) Fuerzas interparticulares-fuerzas repulsivas.
  - Electrostaticas
  - Hidratación iónica de la superficie.
- D) Fuerzas de atracción
  - Electrostatica.
  - Electromagnetica
- E) Cementación
- F) Esfuerzos capilares

Todas estas propiedades se pueden apreciar mejor si observamos detalladamente la fig. 1.

Es muy importante que logremos entender desde un principio cómo es que se produce este cambio volumetrico en los suelos, mas importante es que logremos visualizar este fenomeno, porque es la base sobre la cual se sustentan todos las pruebas que analizaremos, a partir de este proceso de la consolidación, podemos comenzar a adentrarnos más en él y así entender cuál es su verdadero comportamiento, el cuál es el objeto central de las nuevas pruebas de consolidación, en sus diferentes formas de realizarlas: por lo que comenzaremos explicando como ocurre la deformación volumétrica.

### 1.1.1.- Ecuaciones constitutivas.

En la pagina anterior ya se han explicado algunas de las características del fenomeno de la consolidación, ahora como ejemplo consideremos un terreno de apoyo con superficie libre horizontal, sujeto a una sobrecarga ( $\Delta P$ ) distribuida uniformemente en toda la superficie exterior del terreno, el terreno es homogéneo e isotropo en cuanto a su deformabilidad volumetrica.

Sea ( $e_0$ ) la relación de vacios inicial, es decir la que existe en el terreno antes de someterlo a la sobrecarga ( $\Delta P$ ) y ( $H$ ) el espesor del estrato deformable.

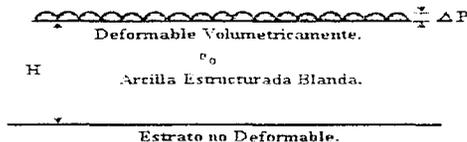


Fig. 1 Esquema

El dibujo anterior nos plantea la siguiente situación

Disminución de volúmen en el esquema = Disminución de volúmen en el modelo  
 Volúmen original del esquema                      Volúmen original del modelo

Lo cuál podemos representarlo de la siguiente manera.

$$\frac{\Delta H * \text{area}}{H * \text{area}} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Simplificando:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Es conveniente representar el esquema antes anotado con un modelo de fase:

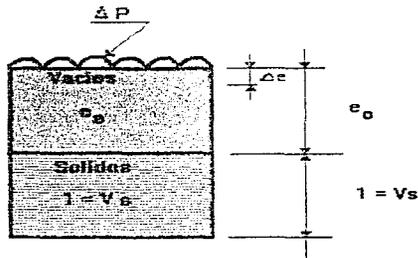


Fig. 3 . Modelo de fase.

De donde podemos escribir:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

Pero  $(\Delta e)$  es producido por  $(\Delta p)$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \Delta p H$$

Simplificando tenemos:

$$\Delta H = m_{v_0} \Delta P * H$$

Con base en la fórmula deducida trataremos de encontrar en ella, los factores que influyen en la deformación.

- $\Delta p$  representa la influencia del peso.

- La deformabilidad del suelo esta representada por  $m_v$
- A medida que  $m_v$  es mas grande el suelo es mas deformable volumétricamente.

Así por ejemplo, en promedio el ( $m_v$ ) del suelo arcilloso del Lago de Texcoco es mayor que el ( $m_v$ ) promedio del centro de la ciudad de México, o lo que es lo mismo, el suelo del Lago de Texcoco es más deformable volumetricamente, más compresible, que el suelo arcilloso del centro de la Ciudad de México

Recordemos que el suelo que cambia de volumen, lo hace fundamentalmente porque los huecos constituidos por las partículas sólidas del suelo cambian de volumen. Consecuentemente los suelos que tienen más posibilidad de cambio de volumen son los más estructurados, por lo que es esencial conocer la influencia de su estructura.

### 1.1.2.- Influencia de la estructura.

En los laboratorios existe una prueba en que se determina la resistencia en compresión simple en una muestra inalterada, primero se hace la prueba a la muestra tal y como fue obtenida del campo; después se vuelve a comparar su resistencia a la compresión simple de la misma muestra, pero una vez que ha sido remodelada, es decir que se rompe su estructura para volver a reconstituirla.

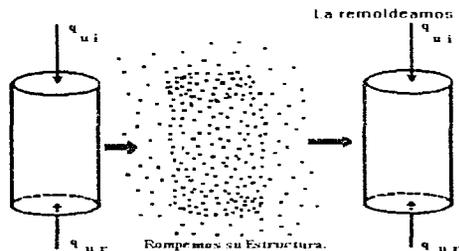


Fig 4. Prueba de compresión simple.

Con lo que se busca el parámetro (S) que es el "Índice de sensibilidad"

$$S = \frac{q_{u,i}}{q_{u,r}}$$

Así si ( $S = 1$ ) la estructura no tiene influencia, probablemente porque no existe un cambio al remodelarla, pero si ( $S$ ) incrementa su valor, la influencia de la estructura aumenta, por ejemplo en el caso del suelo arcilloso del D.F. se sabe que tiene valores de ( $S = 8$ ) lo que indica que tal suelo esta muy estructurado y ello influye preponderantemente en su comportamiento.

En el caso de los suelos finos la prueba para determinar (S) debe realizarse conservando constante el contenido del agua, congruentemente con lo anterior se realiza la prueba de consolidación.

### 1.1.3.- Ecuación fundamental.

El factor tiempo no aparece en forma explícita en la fórmula, pero es evidente que influye, porque en el suelo existe agua, la cual requiere de tiempo para ser expulsada.

En cuanto a la ecuación fundamental de los suelos saturados que indica:

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

Donde:

- $\sigma$  = Esfuerzo Vertical Total
- $\bar{\sigma}$  = Esfuerzo Vertical Efectivo
- $u$  = Esfuerzo en el agua en los poros del suelo.

La deducción de la fórmula es bien conocida; por lo tanto, sabemos que con un modelo que representa una parte diferencial del suelo tenemos que:

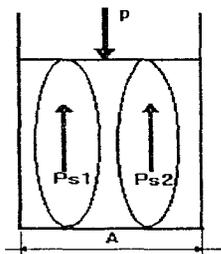


Fig. 5 Modelo de un suelo fino saturado.

$$P = (P_{s1} + P_{s2}) + U (A - A_s)$$

$$\frac{P}{A} = \left\{ \frac{P_{s1}}{A} + \frac{P_{s2}}{A} \right\} + U \left\{ \frac{A - A_s}{A} \right\}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{P_s}{A} + U \left\{ 1 - \frac{A_s}{A} \right\} \quad \text{y si } a = \frac{A_s}{A}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{P_s}{A} + U \{ 1 - a \}$$

$$P = \frac{P_s A}{A} + U \{ 1 - a \}$$

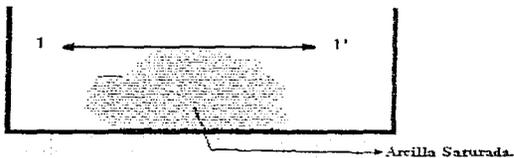
$$P = P_s + U \{ 1 - a \} \quad \text{Si } a \rightarrow 0$$

$$\Rightarrow P = \bar{\sigma} + U \quad \text{Por lo general se escribe como}$$

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

Con un pequeño ejemplo se puede entender como funciona la ecuación fundamental de los suelos saturados.

Supongamos que tenemos una masa de arcilla, y la colocamos sobre una superficie y definimos la frontera 1-1' entonces se tiene:



En el plano 1-1'

$$\sigma = 0$$

Fig. 6.- Modelo de arcilla 1.

Sustituyendo en la ecuación fundamental tenemos:

$$0 = \bar{\sigma} + u$$

Entonces:

$$\bar{\sigma} = -u$$

La ecuación en si nos dice que los esfuerzos efectivos son iguales a los esfuerzos en el agua, pero de sentido contrario, por lo cual se puede afirmar que:

El equilibrio existe; por lo cual la integridad de la estructura de la arcilla saturada se mantiene.

Ahora tenemos a nuestra muestra de arcilla dentro del agua, veamos que es lo que pasa:

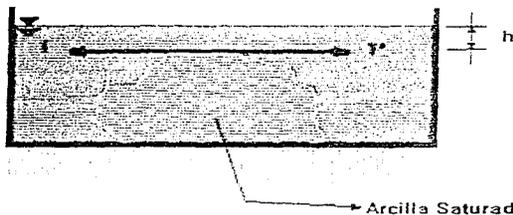


Fig. 7.- Modelo de arcilla 2.

La muestra de arcilla se desmorona, pero ¿Por qué?  
Analizando vemos que:

Podemos ver que el esfuerzo ya no vale cero, sino que es:

$$\sigma = \gamma_w * h$$

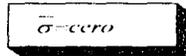
Sabemos que el agua ejerce una presión, la cual es:

$$u = \gamma_w * h$$

Como vemos son iguales; ahora sustituyendo en la ecuación fundamental tenemos:

$$\gamma_w * h = \bar{\sigma} + \gamma_w * h$$

Despejando tenemos que:


$$\bar{\sigma} = \text{cero}$$

El esfuerzo efectivo entre las partículas sólidas es cero, por lo que se explica por que la arcilla se desmorona

La ecuación fundamental para suelos finos saturados nos dice como, es que ocurre el desmoronamiento de la masa de arcilla, el cual se debe a la acción de las fuerzas involucradas en el ejemplo, además nos podemos dar cuenta de que en ningún momento, la ecuación nos plantea que el agua sea absorbida por la arcilla, que es lo que se podría pensar de una simple observación del fenómeno, la ecuación nos deja de esta forma muy claro cual es el proceso del desmoronamiento, también sabemos que el agua es un componente básico en los suelos finos saturados, y si puede ser absorbida por la arcilla, pero para ello necesitamos tomar en cuenta el factor tiempo,  $\{T = f(u)\}$  esto sin tomar en cuenta de que la arcilla ya esta saturada. Pero este es un ejemplo con el que podemos ver la utilidad de la ecuación fundamental para el entendimiento de los fenómenos que analizaremos en capítulos posteriores.

Ahora consideremos una masa de arcilla saturada, bajo carga, en la cuál no se permite el drenaje; la compresibilidad del esqueleto mineral del suelo es muy grande comparada con la del agua. Al aplicar un incremento de presión, toda la carga se traduce en un exceso de presión en el agua de poro, si se permite entonces el drenaje, el gradiente hidráulico resultante provoca un flujo de agua hacia afuera de la masa de arcilla y esta comienza comprimirse. Una porción del esfuerzo aplicado se transfiere al esqueleto mineral, que a su vez causa una reducción de la presión de agua de poro, este proceso de compresión gradual con flujo de agua y transferencia del exceso de presión del agua al esqueleto mineral, se llama **"Consolidación Primaria"**

#### **1.1.4.- Teoría de la consolidación unidimensional.**

Para el estudio del fenómeno de la consolidación primaria en el laboratorio, **Terzaghi** ideó un dispositivo llamado **odómetro**, o **consolidómetro**, que se muestra esquemáticamente en la figura ( 8 ) La probeta del suelo es cilíndrica y se confina lateralmente con un anillo y en sus extremos se colocan piedras porosas. Con este arreglo, la deformación lateral es nula y solo se permite deformación en sentido vertical ( unidimensional ) Por lo tanto, el flujo del agua intersticial es únicamente vertical.

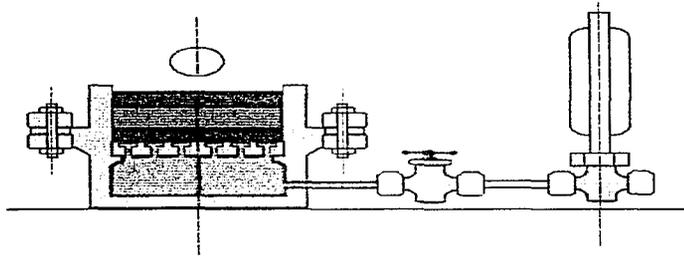


Fig. 8 Consolidómetro de Terzaghi (1925)

La deformación impuesta por el odómetro es un caso especial de compresión combinado con distorsión por cortante, en la cuál la deformación lateral esta impedida, como se muestra en la figura (9).

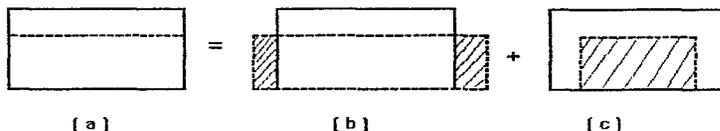


Fig. 9 . Modelo de deformación.

La deformación a la que se somete al suelo ( a ) puede ser idealizada por una combinación de los efectos de distorsión por cortante simétrico ( b ) y la compresión sin distorsión ( c ). El aparato también impone la condición de deformación nula. La trayectoria de esfuerzos a la que se somete al suelo en esta prueba con el consolidómetro, se muestra en la figura 10

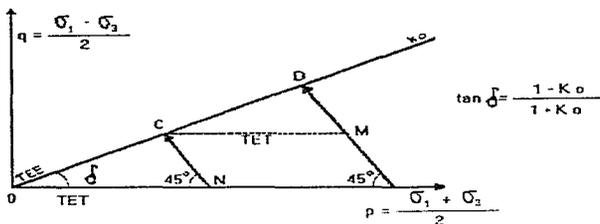


Fig. 10 Trayectoria de esfuerzos.

T E E : Trayectoria de esfuerzos efectivos

T E T : Trayectoria de esfuerzos totales.

Se ha preferido utilizar el plano ( p-q ) ya que permite visualizar la trayectoria de esfuerzos en el espécimen del suelo durante la consolidación, y en distintas etapas de carga.

Para condiciones de deformación lateral nula, la relación entre los esfuerzos efectivos principales es igual al coeficiente de empuje de tierras en reposo. (  $K_0$  ).

La trayectoria de esfuerzos efectivos para un incremento de carga es, siguiendo la línea ( $K_0$ ) del punto O al C en la figura. Un segundo incremento de carga sería del punto C al D, y así sucesivamente, según el número de incrementos.

La trayectoria de esfuerzos totales está representada con los puntos ON-NC-CM-MD; los puntos N y M representan el instante en el cual el incremento de carga es soportado totalmente por el agua intersticial. El recorrido hasta los puntos C y D, respectivamente, se lleva a cabo durante la consolidación.

Con base en este análisis, es posible observar que el estado de esfuerzos en la consolidación unidimensional incluye esfuerzos desviadores a partir del punto N, que provocan cambios de forma ( los de volumen son generados por esfuerzos compresionales ) en el suelo, hecho que debe tomarse en cuenta.

Pero al momento de aplicar la carga, si se deja más tiempo actuando esta carga, para un incremento determinado, el suelo se asienta más en ese intervalo, pero también adquiere más resistencia para soportar los asentamientos de carga siguiente.

Este es el fundamento en el que se basan los investigadores para proponer los nuevos métodos que son más rápidos y si toman en cuenta este factor, para determinar la consolidación unidimensional de los suelos, en los cuales los intervalos de carga no se hacen de 24 horas, sino mucho más cortos. Por el contrario los incrementos de carga influyen en el coeficiente de consolidación y no puede saberse a priori en qué sentido.

### **1.1.5.- Enfoques de la consolidación.**

El fenómeno de la consolidación se estudia desde dos grandes enfoques, según Scott y Ko (1969) y Murayama (1985). El **Micrométrico** ( o estructural ) y el **Macrométrico** ( o fenomenológico ).

#### **1.1.5.1.- Enfoque Micrométrico:**

Con este enfoque se describe el comportamiento global del suelo, a partir del nivel de su estructura. Por ejemplo: los análisis geométricos de arreglos ideales de esferas iguales se usaron como base para proponer ecuaciones constitutivas, enfoques estadísticos que se basan en la distribución probabilística de partículas, de fuerzas de contacto, etc.

El enfoque micrométrico se usa de dos formas básicamente.

1. Como un medio para la formulación de leyes constitutivas del comportamiento general del suelo bajo carga.

## II. Como un medio para el análisis de la estructura del suelo y su cambio bajo acciones externas.

Algunos modelos que emplean este enfoque son los propuestos por:

- Mitchel *et al* (1968)
- Murayama (1983)
- Wu *et al* (1966)

### 1.1.5.2.- Enfoque Macrométrico:

Se describe el comportamiento global del suelo a partir de la observación fenomenológica. Es decir, se hace caso omiso de la estructura del suelo. Así el suelo puede ser representado como un continuo ideal, elástico, elasto-plástico, viscoelástico, viscoelasto-plástico, etc. Es el enfoque que ha sido más utilizado para el estudio de los suelos.

Para la descripción del proceso de consolidación, entre los modelos basados en este enfoque, se encuentran

- Terzaghi (1925)
- Schiffman *et al* (1964)
- Zeevaert (1986)
- Marsal (1961)
- Juárez Badillo (1985)
- Y otros.

### 1.1.6.- Fases de la consolidación.

A partir de datos de campo y de laboratorio, la consolidación de las arcillas se puede dividir en tres fases:

- I) **Deformación Inicial:** Se lleva a cabo casi simultáneamente con la aplicación del incremento de carga y antes de iniciar el drenaje. Es un fenómeno de naturaleza elástica a bajos niveles de carga y elastoplástica a niveles altos. Es decir, que una parte (o toda) de esta deformación (instantánea) es recuperable, una vez retirada la carga.
- II) **Consolidación Primaria:** Es el proceso de compresión gradual con flujo de agua hacia afuera de la masa del suelo, con transferencia de carga hacia el esqueleto del mineral. Si se considera únicamente este efecto, se puede describir adecuadamente el fenómeno con la teoría de Terzaghi.
- III) **Consolidación Secundaria:** Es la deformación debida al reacondicionamiento de la estructura interna de la masa del suelo, no es recuperable. Ladd *et al* (1977) han distinguido dos líneas de pensamiento al respecto.

**A ) Hipótesis A** . Supone un comportamiento logaritmico lineal decreciente con el tiempo, en la curva deformación - tiempo a (escala logaritmica) en el intervalo secundario, despues de haber finalizado la consolidación primaria. Este enfoque implica que se separen los efectos de consolidación primaria y de la consolidación secundaria, considerando que esta última se desarrolla una vez terminada la primaria ( o que se consideren despreciables los efectos secundarios al inicio)

Algunos de los autores que así lo han considerado son: Leonards (1977 ), Ladd et al (1977), Jamiolowski et al (1985), Mesri y Choi (1985).

**B ) Hipótesis B** . Con base en el comportamiento observado ( Crawford 1986) se supone que tanto la consolidación primaria como la secundaria se inician simultaneamente. Esto implica que se obtendrian mayores asentamientos al final de la consolidación primaria que los calculados con la teoria de Terzaghi.

Algunos autores que así lo han supuesto son: Sukjle (1957), Marsal (1961) ,Bjerrum (1967), Zeevaert (1986), Leroueil et al (1987)

Cabe señalar que la ASTM (1983) acepta los términos compresión secundaria y consolidación secundaria, indistintamente

### **1.1.7.- Relación Campo - Laboratorio.**

Los efectos secundarios pueden resultar de una gran variedad de causas y puede ser impráctico desarrollar una teoria basada directamente en el fenómeno fisico, como en el caso de la consolidación primaria. En cambio, la mayoría de los autores han preferido recurrir a modelos reológicos (basados en enfoques macrométricos) cuyos parámetros tienen poca o ninguna equivalencia fisica.

El efecto secundario fue apuntado por primera vez por Taylor en (1930) Desde entonces, diversos investigadores han publicado estudios que evidencian la existencia de la compresión secundaria en campo, como Moran *et al* en (1958), Marsal y Masari en (1959) , Bjerrum (1967). Recientemente se han reportado suelos exhibiendo compresión secundaria en campo, con base en mediciones a largo plazo, por ejemplo, Zeevaert (1986) ,Magnan *et al* (1987), Aguirre *et al* (1987), Mieussens y Magnan (1987), Montañes et al (1980), Juarez Badillo (1991)

En laboratorio, se han publicado evidencias de presencia de compresión secundaria, como las de Taylor (1942), Marsal (1961), Zeevaert (1964), Mesri, *et al* (1975).

En laboratorio, la compresión secundaria se manifiesta claramente por la deformación posterior a la disipación del exceso de presión hidrostática del agua ( o sea, al finalizar la consolidación primaria) Existen procedimientos empiricos para determinar el tiempo para el cual ocurre el 100 % de la consolidación primaria ( por ejemplo, los debidos a Cassagrande y Taylor), aunque es preferible medir la presión de poro durante la consolidación, esto se comentara con más detalle en los capitulos siguientes.

Marsal y Mazari (1959) presentan varios casos de comportamiento de cimentaciones de edificios; Mesri y Choi (1985), hacen una comparación detallada del terraplén de Vasby, en Suecia; Horn y Lambe (1964) reportan el comportamiento de los edificios del M I T; Pelletier et al (1979) presentan resultados de observaciones de hundimientos y niveles piezométricos bajo terraplenes de carreteras, cerca de Portland en Maine. Montañés et al (1980) muestran el comportamiento de terraplenes en el sitio de la presa Tamesi, Kabbaj et al (1988), analizan el comportamiento a largo plazo de tres terraplenes en Canadá; Juárez Badillo (1991) en un estudio que involucra 30 años de registros.

La representación del comportamiento de campo con base en resultados de laboratorio se ve afectada por los aspectos siguientes:

- a) Muestra del suelo.
- b) Equipo de ensaye.
- c) Procedimiento de prueba y modelo empleado.

#### **1.1.8.- Muestra de Suelo**

- **Representatividad de la muestra.**

Se considera que la pastilla de suelo ( de tan solo unos cuantos centímetros cúbicos), es representativa de las propiedades mecánicas a lo largo de un estrato, tanto en sentido vertical como horizontal.

- **Grado de Alteración.**

La calidad de una probeta depende del muestreo. Por lo tanto el método utilizado debe preservar las características del suelo *in situ*.  
Contenido de agua, relación de vacíos, composición química, estructura, estado de esfuerzos.

Con las técnicas actuales de muestreo en suelos blandos, es posible mantener todas ellas, excepto la última.

Además la muestra puede alterarse durante la manipulación para su labrado ( Van Zelst 1948). Se ha observado que la mayor alteración puede ocurrir durante el enrasado de las caras del espécimen.

#### **1.1.9.-Equipo de ensaye**

- **Condiciones de Confinamiento.**

Para que la masa de suelo se encuentre bajo condiciones de deformación lateral nula, es necesario que el área cargada sea muy grande en comparación con el espesor del estrato del suelo. En la mayoría de los casos, en la práctica esto no se cumple

- **Fricción en el anillo**

Leonards y Girault (1961) mostraron la importancia que tiene la fricción lateral durante la prueba del consolidómetro (efecto que no ocurre en campo); este problema ha sido solucionado satisfactoriamente, mediante el uso de anillos de materiales poco friccionantes con el suelo.

- Flujo Unidimensional

Es muy probable que en campo el flujo no sea unidimensional, sino bi y tridimensional. Aunque ya se han desarrollado equipos y modelos que toman en cuenta este efecto, las hipótesis en las que están basadas y la complejidad de las soluciones al problema, hacen que se siga utilizando la consolidación unidimensional

**Antes de continuar considero que es muy importante hacer una aclaración:**

Debido a que se han estado realizando diferentes investigaciones sobre la prueba de la consolidación unidimensional en los suelos finos saturados, todas ellas con una idea central, la cuál es, el como replantearnos tanto el comportamiento así como la realización de la prueba de consolidación unidimensional. Con el tiempo se ha estado acumulando bastante información. Tomemos como primer ejemplo a la prueba que a estado recibiendo mas atención en los últimos años, que es la de velocidad de deformación constante. Por lo que dependiendo del investigador la podemos encontrar con los siguientes nombres; (velocidad de deformación constante, deformación con velocidad constante y velocidad constante de deformación), ademas estas son sólo para identificar a la prueba de velocidad de deformación constante, ya que para las otras pruebas también hay diferentes nombres, debido a esta diferencia de definiciones, puede surgir cierta confusión al consultar las fuentes bibliográficas, por lo mismo para evitarlas no pondré las siglas que en Español serian (VDC) ó ( V C D ) ó (DVC) <sup>1</sup> <sub>2</sub> , bajo la norma internacional de la ASTM editada en (1982), con el registro **(D-4186-82)** en ingles se ha adoptado la siguiente definición, (Test for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading ), que es la norma donde se especifican las características de todas las pruebas sobre la consolidación unidimensional, diferentes a la prueba convencional, donde una situación idealizada del concepto de "Carga con deformación controlada" es la prueba de velocidad de deformación constante, así en la norma de la ASTM definen a la prueba con las siglas en ingles, (CRS) (Constant Rate of Strain), debido a lo anterior, en lo que respecta a esta tesis, cada vez que nos refiramos a la prueba de velocidad de deformación constante, la identificaremos con las siglas (CRS), de la misma forma al referirnos a la prueba convencional, la identificaremos según la norma de la ASTM **(D-2435)**, con las siglas en ingles **(STD)**, como comentario final por lo mismo identificaremos a las otras dos pruebas, **(Prueba de consolidación a gradiente controlado y la prueba de consolidación de carga continua)**, bajo la norma de la ASTM **(D-4186-83)** y **(D-4186-85)** que en ingles se conocen como **(CG)** y **(CRL)**.

#### **1.1.10.-Procedimiento de Prueba**

- Tipo de ensaye

Fundamentalmente se refiere a la manera en que el suelo es cargado, por lo que se hará una pequeña descripción del proceso de prueba, además de que nos daremos una idea de las diferentes formas que se han propuesto hasta el momento para estudiar la consolidación de los suelos finos saturados

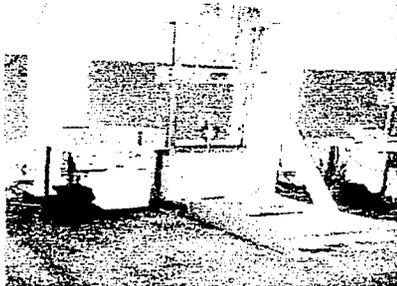


Fig. 11 .- Equipo para realizar las nuevas pruebas de la consolidación unidimensional.

**I. Carga Incremental Sostenida ( STD ).**

Es el ensaye realizado convencionalmente, en el cual se aplican a la muestra de suelo incrementos de carga que se mantienen constantes durante un cierto tiempo; generalmente de 18 a 24 horas.

**II. Velocidad de Deformación Constante ( CRS )**

La muestra se somete a una deformación vertical aplicada a una velocidad constante.

**III. Carga Continua. (CRL)**

El esfuerzo aplicado al espécimen del suelo se incrementa monótonicamente, con una velocidad constante.

**IV. Gradiente Controlado (CG)**

Los incrementos de carga se aplican de tal manera, que la diferencia de la presión de poro entre las caras superior e inferior de la muestra se mantenga constante.

**V. Relación de Presión de Poro/Carga. Constante (CPR)**

La carga es aplicada de tal manera que la presión de poro en la cara sin drenaje siempre mantiene una proporción, respecto de la presión total.

**VI. Flujo Controlado (RFC)**

La velocidad de drenaje es restringida con una válvula, de tal manera que la presión de poro en la cara drenada de la muestra, decrezca lentamente hasta alcanzar el valor de la contra presión aplicada; el gradiente hidráulico a lo largo de la muestra permanece relativamente pequeño

**VII. Control de la Contrapresión (BPC).**

Inicialmente la contrapresión es igual a la presión de poro en la muestra, y se reduce paulatinamente hasta un valor final constante.

En las gráficas siguientes, se muestran los diagramas de carga para los siete procedimientos, es de hacerse notar que para realizar cualquiera de estos ensayos (a excepción del primero) es necesario medir la presión de poro durante la consolidación

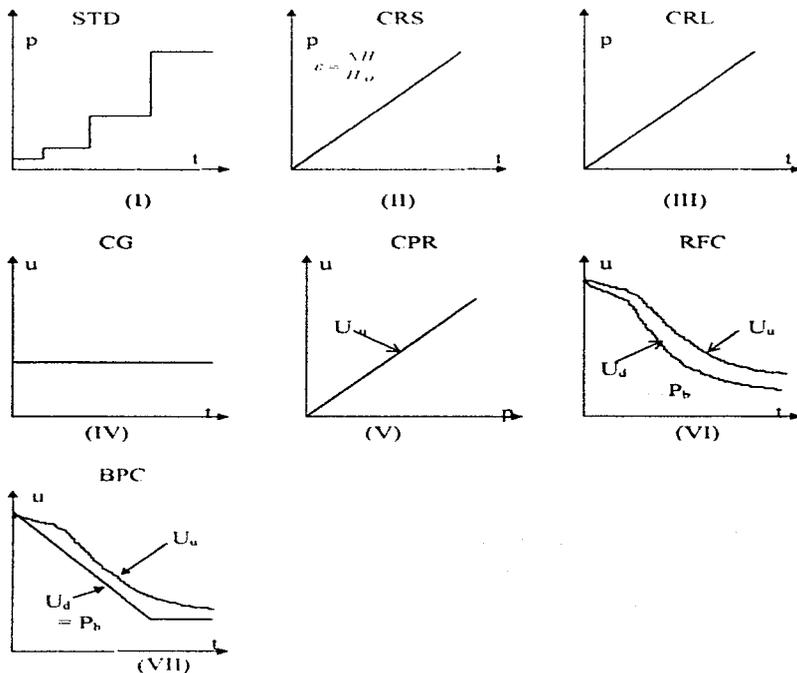


Fig 12 - Representación de los diagramas de carga para las pruebas de consolidación (Head 1986)

Además se observa que los tipos de prueba mencionados se llevan a cabo con mucha mayor rapidez que el ensayo convencional de carga incremental (STD), por lo que no muestran con la misma claridad la componente de compresión secundaria, que requiere de tiempo para percibirse. Es necesario constatar la validez de los ensayos no convencionales en el laboratorio, cuando los suelos estudiados presentan compresión secundaria.

#### **1.1.11.- Duración del Incremento.**

En las pruebas de carga incremental sostenida, la duración convencional de los incrementos es de 24 horas, que según algunos autores (por ejemplo Zeevaert 1986, Kabaj et al 1988) concuerdan que, es tiempo suficiente para efectuar predicciones de asentamientos a largo plazo. Luego entonces, la duración mínima para cada incremento es de 24 horas, si el suelo exhibe compresión secundaria, aunque esto también depende del nivel de esfuerzos.

#### **1.1.12.- Magnitud del Incremento**

La relación incremento de esfuerzo - esfuerzo aplicado ( RIC ) es uno de los factores importantes en la configuración de las curvas de consolidación, Por ejemplo (Leonards y Girault, 1961; Xiangve, 1985). En general se acepta que la magnitud de la compresión secundaria es mayor que si se utiliza un (RIC) menor a 0.1. Asimismo, la magnitud del esfuerzo crítico se ve disminuida si la (RIC) es igual o mayor a la unidad.

#### **1.1.13.- Grado de Saturación**

Lowe *et al* (1964) señalaron por primera vez, que el alivio de esfuerzos provocado al muestrear el suelo, puede generar la formación de burbujas de gas en los especímenes que en el campo estén saturados, conteniendo un alto porcentaje de gas disuelto. Para simular las condiciones originales, se aplica una contrapresión al espécimen del suelo, para disolver las burbujas y aumentar el grado de saturación que tiene después de ser muestreado, el hecho de aplicar esta presión al suelo provoca cambios en las curvas de compresibilidad y consolidación.

#### **1.1.14.- Modelo Empleado.**

Es necesario que la teoría empleada sea conceptualmente correcta. Las hipótesis supuestas en el modelo escogido deben aproximarse a las condiciones de campo, y las diferencias inherentes despreciables.

Dado que cada modelo utiliza parámetros, la determinación de estos en el laboratorio debe ser precisa y sin ambigüedades. Lo más deseable es que estos parámetros se obtengan en forma práctica y sencilla.

#### **1.1.15.- Medición de Presión de Poro.**

La medición de la presión del agua intersticial en la prueba del odómetro o consolidómetro se realizó originalmente con el propósito de corroborar las predicciones hechas con la teoría de Terzaghi, posteriormente, se han llevado a cabo para realizar pruebas diferentes a la convencional, como las mencionadas anteriormente

Taylor (1942) fue el primero en reportar mediciones de este tipo con suelos remoldeados, posteriormente, Marsal (1944) utilizó el mismo equipo, pero con suelos inalterados.

Marsal y Masari (1959) reportaron las primeras mediciones en la arcilla lacustre de la Ciudad de México, señalando desviaciones de la teoría de Terzaghi, hecho que fue corroborado por Leonards y Girault (1961). Whitman *et al* (1961) señalaron la importancia que tiene la flexibilidad de los sistemas de medición utilizados hasta entonces, los errores que generaban, así como la sugerencia de utilizar transductores electrónicos para minimizar los efectos apuntados.

Desde entonces, se han publicado diversos resultados de medición de presión del agua intersticial durante la consolidación de diferentes arcillas. Las mediciones realizadas en arcillas de la Ciudad de México, por Marsal y Mazari (1959), Leonards y Girault (1961), Marsal (1961), Mesri y Choi (1980) coinciden en los siguientes aspectos:

- En especímenes de dimensiones similares y con alturas de anillo de alrededor de 2 cm y una sola superficie de drenaje ( en la otra superficie se realiza la medición de presión intersticial), el exceso hidrostático se disipa después de 10 a 20 minutos de haberse iniciado la consolidación, en la rama de recompresión.

- Para relaciones de incremento de esfuerzo - esfuerzo aplicado (RIC) mayores que la unidad, la teoría de Terzaghi tiene una aproximación aceptable, pero se eclipsa el efecto secundario. Dado que la práctica aconsejable en este tipo de depósito es de realizar ensayos con (RIC) pequeños, las mediciones señalan que la disipación se lleva a cabo con mucha mayor rapidez que la predicha por la teoría de Terzaghi.

- El método de Cassagrande para predecir el 100 % de consolidación en forma teórica es aplicable si la (RIC) es igual o mayor que la unidad, el método de Taylor se ajusta con mejor aproximación a las mediciones experimentales si la (RIC) es pequeña.

Estos efectos se ejemplifican en la siguiente figura:

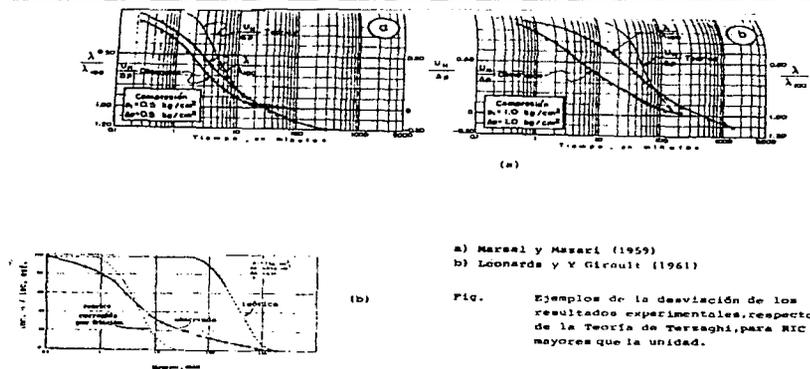


Fig. 13. Ejemplos de la desviación de los resultados experimentales, respecto de la teoría de Terzaghi

Se apunta entonces la necesidad de realizar un mayor número de ensayos con medición de presión de poro durante la consolidación, con el objeto de corroborar lo señalado anteriormente y como ayuda en la obtención de parámetros en algunos modelos.

### 1.1.16.-Conclusiones

- Existen numerosos modelos para describir el comportamiento "esfuerzo-deformación-tiempo" del suelo; debe elegirse el que represente con mayor fidelidad tal comportamiento en el campo, pero debe ser posible efectuar predicciones con base en pruebas de laboratorio, de la revisión bibliográfica, se seleccionaron algunos modelos, para realizar el estudio comparativo, que es el objeto de este trabajo.
- Las pruebas en el odómetro, en arcillas blandas como las de la Ciudad de México, deben efectuarse con relaciones de incremento de carga pequeñas, con una duración mínima de 24 horas por incremento, para permitir que el suelo refleje su componente de compresión secundaria, por lo que bajo estas condiciones la teoría de Terzaghi no es aplicable.

El modelo de comportamiento que se elija debe representar las características de compresibilidad de la arcilla bajo estudio. Así, se ha observado que el fenómeno de compresión secundaria es de gran importancia en las arcillas de la Ciudad de México, por lo que el modelo empleado debe contemplar el efecto secundario.

## **1.2. Modelo de Terzaghi**

Terzaghi (1925) describió el fenómeno de la consolidación de los suelos y propuso una teoría para simularlo. Esta teoría se basa en las siguientes hipótesis:

### **1.2.1.-Hipótesis.**

1. La compresión del suelo y la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales.
2. El agua y los granos de suelo son incompresibles.
3. Un cambio en el esfuerzo efectivo provoca un cambio en la oquedad; su relación es lineal durante cualquier incremento de esfuerzo. El cambio en la relación de vacíos (o la deformación volumétrica) se aproxima a un valor finito, al final del proceso de consolidación.
4. La masa de suelo está saturada, es homogénea e isotrópica.
5. El agua expulsada solo corresponde al agua libre -o gravitacional- que sale de los poros de la estructura del suelo; la ley de Darcy se considera válida.
6. El incremento de carga se aplica instantáneamente.
7. Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado.
8. La presión aplicada es uniforme a lo largo de un plano horizontal. Al inicio, el exceso de presión hidrostática es uniforme en toda la arcilla.
9. El peso del suelo no se toma en cuenta.

### **1.2.2.- Modelo reológico.**

El modelo reológico de Terzaghi queda de la siguiente forma:

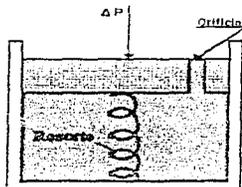


Fig. 14 Modelo Reológico de Terzaghi

### **1.2.3.- Ecuaciones constitutivas y condiciones de frontera.**

Supóngase un elemento de suelo, como el mostrado en la Fig. (14). El propósito de la Teoría de Consolidación es encontrar las condiciones esfuerzo-cambio volumétrico en cualquier punto en un tiempo determinado, durante el cual la masa se encuentra sometida

a una carga sostenida. Con base en las hipótesis anteriores, la ecuación diferencial que gobierna el proceso es:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

Donde :  $u$  : presión en el agua intersticial

$t$  : tiempo

$z$  : profundidad

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (\text{Coeficiente de Consolidación})$$

$k$  : Coeficiente de permeabilidad.

$m_v$  : Coeficiente de Compresibilidad Volumétrica.

$\gamma_w$  : Peso Volumétrico del agua.

Las condiciones de fronteras que se presentan, para el caso de la Fig. 15 son:

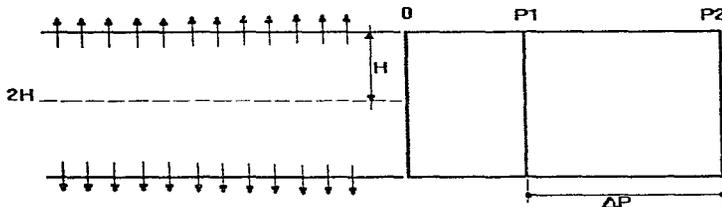


Fig.15 Condiciones de Frontera.

$$\text{Para } t = 0 \quad y \quad 0 \leq Z \leq H \quad \Delta u = \Delta p$$

$$\text{Para } t > 0 \quad y \quad Z = H \quad \Delta u = 0$$

$$\text{Para } t = \infty \quad y \quad 0 \leq Z \leq H \quad \Delta u = 0$$

La solución queda expresada como:

$$u(Z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2 \Delta p}{M} \operatorname{sen} M \frac{z}{H} \exp \left\{ \frac{M^2}{H^2} C_v t \right\} \quad (2)$$

$$\text{Donde } M = \frac{1}{2m-1} (2m-1)$$

La ec. 2. puede ser representada por un conjunto de isocronas, como se muestra en la Fig. (16), que muestran la variación del exceso de presión hidrostática con la profundidad, para varios tiempos.

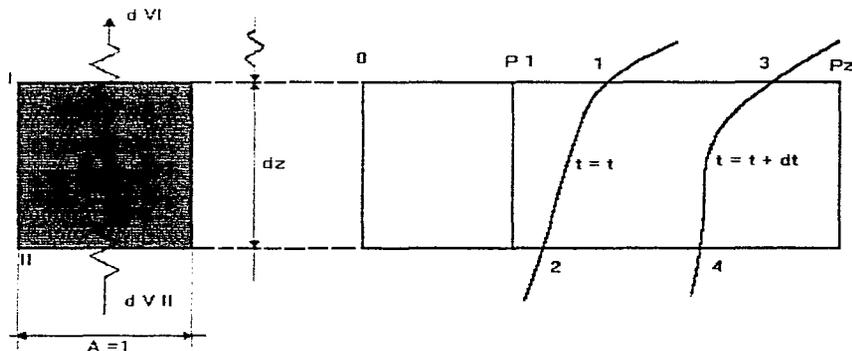


Fig. 16 .Isocronas en el proceso de consolidación

Es de mayor importancia la representación del porcentaje de consolidación promedio de todo el elemento de suelo, para que el asentamiento pueda ser referido con el tiempo. Definiendo el grado de consolidación medio  $U$ , y el factor tiempo  $T_v$  :

$$U = \frac{\bar{e}_t}{\bar{e}_\infty} \quad (3)$$

$$T_v = \frac{C_v * I}{H^2} \quad (4)$$

donde ( $\bar{e}_t$  y  $\bar{e}_\infty$ ) son los asentamientos en un tiempo ( $t$ ) y ( $\infty$ ) infinito, respectivamente.

La solución en estos términos es:

$$U = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad (5)$$

La función  $U = F(T_v)$ , se muestra graficada, en escala semilogarítmica, en la Fig. 17. Se observa que la curva se vuelve asintótica rápidamente, para valores de  $T_v$  mayores o iguales que la unidad.

Considerando dos estratos igualmente drenados, con espesores  $2H_1$  y  $2H_2$ , respectivamente. Para el mismo porcentaje de consolidación medio, los tiempos de consolidación siguen la siguiente proporción:

$$\frac{C'v_1}{C'v_2} \frac{t_1}{t_2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^2 \quad (6)$$

Esta relación permite comparar la consolidación en especímenes de diferentes características, o bien, relacionar el campo con el laboratorio.

Los parámetros involucrados son el coeficiente de consolidación y el coeficiente de compresibilidad volumétrica. Para determinar el coeficiente de consolidación, existen numerosos procedimientos; los más usuales son los debidos a Casagrande y Taylor. El coeficiente de compresibilidad volumétrica, de acuerdo con la definición de Terzaghi, es:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad \text{y} \quad a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (7 \text{ y } 8)$$

En esta teoría se han supuesto constantes el coeficiente de permeabilidad y el de compresibilidad volumétrica, para un incremento dado; sin embargo, estos valores no pueden considerarse estrictamente constantes durante el proceso. La interpretación se efectúa con base en que los valores medios son independientes del incremento de esfuerzo efectivo aplicado, y del tiempo.

En todo momento se ha supuesto que el principio de esfuerzos efectivos es válido:

$$\Delta P = \Delta \sigma + \Delta u \quad (9)$$

Despejando  $\Delta \sigma$  tenemos:

$$\Delta \sigma = \Delta P - \Delta u \quad (10)$$

donde  $p$ ,  $u$  y  $\sigma$  son las presiones total, de poro y esfuerzo efectivo, respectivamente. Realizando el siguiente arreglo, de  $(\Delta \sigma)$  entre  $(\Delta P)$  tenemos:

$$\frac{\Delta \sigma}{\Delta P} = \left(1 - \frac{\Delta u}{\Delta P}\right) \quad (11)$$

Simplificando.

$$F(T_v) = \left( 1 - \frac{\Delta u}{\Delta P} \right) \quad (12)$$

Esto implica que en forma gradual, durante el proceso, se aplica sobre el material el esfuerzo de acuerdo al porcentaje de consolidación.

$$\Delta \sigma = \Delta P F(T_v) \quad (13)$$

La ec. (13) deberá verificarse con la misma rapidez que la deformación de la estructura, para que el concepto de aplicación de esfuerzo efectivo no se altere y  $F(T_v)$  sea válida.

El razonamiento anterior indica que la teoría de Consolidación de Terzaghi es válida para los fenómenos elasto-plásticos instantáneos de deformación intergranular.

Por otro lado, solamente la segunda y tercera hipótesis mencionadas del modelo de Terzaghi son válidas en campo (y aún en laboratorio) además de que se han observado discrepancias en el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo del suelo, respecto de las predicciones hechas con esta teoría.

Sin embargo, el trabajo de Terzaghi ha servido como base para desarrollar otros modelos, algunos de los cuales se describen continuación

Con esta primera parte se puede apreciar cuál es el enfoque que Terzaghi le da a la interpretación de la consolidación de los suelos finos, pero como vemos el analiza la parte de la consolidación primaria y secundaria por separado, que es una forma de aproximarse al problema de la consolidación, el mismo se dio cuenta de la consolidación secundaria, pero era muy difícil saber como se interrelacionaba con la consolidación primaria, por lo que Terzaghi decidió dar a conocer su teoría en la forma como la conocemos hasta hoy día, también realizó estudios que involucraban la consolidación secundaria, pero por las dificultades que ya se han planteado en la introducción del capítulo primero, es una teoría que no es muy conocida, aunque es lo que a continuación trataremos, esta teoría es conocida como "Terzaghi Ampliado"

**Es muy importante tomar en cuenta esta otra teoría propuesta por Terzaghi; puesto que las nuevas variantes de la prueba de la consolidación para los suelos finos, plantean tomar en cuenta a la consolidación secundaria.**

### **3.3.-- Modelo de Terzaghi Ampliado.**

Este modelo que Terzaghi plantea, es el más sencillo de todos los modelos propuestos, para tomar en cuenta la compresión secundaria. El cual consiste en prolongar la porción recta de la curva de consolidación, como se muestra en la figura.

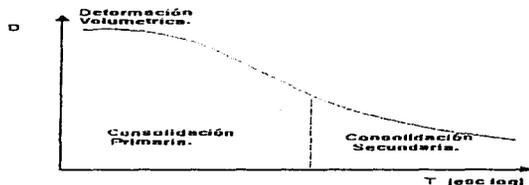


Fig. 17. - Curva de consolidación.

### 1.3.1.- Hipótesis.

Se acepta que la compresión secundaria se debe a la deformación de granos individuales ( por ejemplo, compresión de fibras orgánicas o paquetes de arcilla), y al movimiento relativo de los granos ( por ejemplo, cambios en el espaciamiento promedio de la partículas provocado por esfuerzos cortantes.) El considerarlo de esta forma implica que:

- Al inicio de la consolidación, sólo tiene lugar el fenómeno hidrodinámico, o bien, se desprecia el fenómeno secundario: es decir, se aplica la teoría de Terzaghi.
- La compresión secundaria tiene lugar después de la consolidación primaria; es decir, se sigue la hipótesis de la "Deformación Inicial" mencionada en la introducción del capítulo I.
- La compresión secundaria obedece a una ley logarítmica con el tiempo; así, en un gráfico semilogarítmico, la porción secundaria aparece como una línea recta.
- Los suelos con una compresibilidad alta exhibirán fuerte compresión secundaria.

Así Terzaghi plantea el modelo reológico que se aprecia en la figura. El cuál describe la consolidación cuando existe consolidación secundaria.

### 1.3.2.-Modelo reológico.

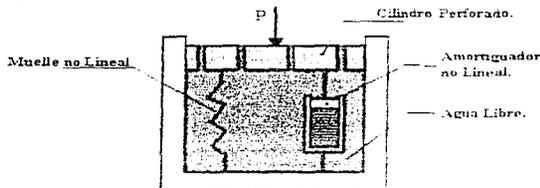


Fig. 18 Modelo reológico de Terzaghi, cuando hay consolidación secundaria

### 1.3.3.- Ecuaciones constitutivas y condiciones de frontera.

El parámetro con el que se determina la magnitud de la compresión secundaria es la pendiente de la recta de la fig. (17), definida como coeficiente de compresión secundaria, ( $C'_u$ ) (Mesri, 1973):

$$C'_u = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad e \quad (1)$$

Donde ( $\Delta e$ ) es el cambio en la relación de vacíos durante el intervalo de tiempo ( $\Delta \log t$ )

Otra manera usual de definir el coeficiente de compresión secundaria es mediante el incremento en la deformación volumétrica,  $\mathcal{E}'_u$ :

$$\mathcal{E}'_u = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \log t} = \frac{C'_u}{1 + e} \quad (2)$$

Las ecuaciones 1 y 2 son utilizadas también para predecir asentamientos por compresión secundaria.

En la figura (19), se muestran los coeficientes de compresión secundaria para diferentes depósitos; se observa que los suelos con una ( $\mathcal{E}'_u$ ) menor de 0.1 %, la compresión secundaria no es significativa; asimismo, el valor de ( $\mathcal{E}'_u$ ) rara vez es mayor de 10 %. La magnitud de ( $\mathcal{E}'_u$ ) ha servido para clasificar la compresibilidad secundaria de los suelos, como se muestra en la tabla (1).

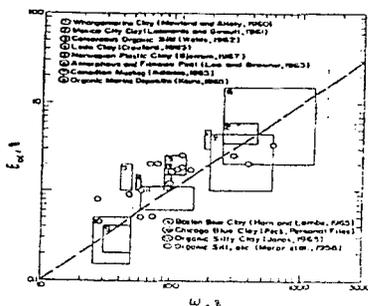


Fig 19.- Coeficiente de compresión secundaria v.s. contenido natural de agua, para depósitos naturales. (Mesri, 1973)

<i>Coefficiente de compresión secundaria <math>E_s</math> como porcentaje</i>	<i>Compresibilidad Secundaria</i>
< 0.2	muy baja
0.4	baja
0.8	media
1.6	alta
3.2	muy alta
> 6.4	Extremadamente alta

Tabla(1) Clasificación de los suelos basada en su compresibilidad secundaria (Mesri 1973)  
 Los factores que influyen en el valor del coeficiente de compresión secundaria son ( Mesri 1973, 1987 ) :

- Tiempo de permanencia de la carga
- Nivel de Esfuerzos.
- Relación incremento de esfuerzo-esfuerzo aplicado..
- Tipo de estructura.
- Estado de esfuerzos.
- Velocidad de deformación.

Asimismo, se han desarrollado algunas leyes fenomenológicas que relacionan el coeficiente de compresión secundaria con otros parámetros; por ejemplo:

La relación con el índice de compresión, ( $C_c$ ), Se piensa que la relación entre ambos coeficientes es lineal:

$$C_c = \alpha C_{cs}$$

Donde  $\alpha$  es un coeficiente de proporcionalidad; el valor de  $\alpha$  puede variar entre 0.02 y 0.08, para todos los materiales geotécnicos, incluyendo arcillas, arenas, enrocamientos. Para la mayoría de las arcillas inorgánicas;  $\alpha = 0.04 \pm 0.01$  Por ejemplo, para la arcilla de la ciudad de México se ha encontrado  $\alpha = 0.046$  (Mesri et al 1975) y valores de  $C_c$  comprendidos entre 0.1 y 0.0001, dependiendo del nivel de esfuerzos (Jaime 1988).

La principal ventaja de este modelo radica en su sencillez, tanto para aplicarlo, como en la obtención del único parámetro involucrado, es decir, el coeficiente de compresión secundaria ( ya sea en términos de relación de vacíos o de deformación volumétrica; ecuaciones 1 y 2 respectivamente).

El asentamiento por consolidación secundaria se calcula con.

$$\mathcal{E}_v = \mathcal{E}_a \log \left\{ \frac{t}{t_p} \right\} \quad (3)$$

Donde:  $\mathcal{E}_v$  = Deformación volumétrica.

$\mathcal{E}_a$  = Coeficiente de compresión secundaria.

t = tiempo

$t_p$  = Tiempo para el 100 % de la consolidación primaria.

Se observa que el límite de la ecuación 3, cuando  $t \rightarrow \infty$  es  $\mathcal{E}_v \rightarrow \infty$

Sin embargo, la razón de decremento de  $\mathcal{E}_v$  tiende a:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\partial \left( \frac{\log t}{t_p} \right)}{\partial t} = \lim_{t \rightarrow \infty} \left( \frac{1}{t} \right) \left( \frac{1}{t_p} \right) = 0$$

Si se compara la función logarítmica de la ecuación (3), con una lineal creciente, se aprecia lo siguiente:

- Para valores de  $t = 1, 10, 100, 1000$ , la ec (3) varía como 1, 2, 3

A diferencia de una función lineal, en la que la relación es directamente proporcional

Por otro lado, desde el punto de vista de la ingeniería, la vida útil de las obras es de 30 a 50 años, y en ese intervalo de tiempo, la ley logarítmica define adecuadamente el comportamiento de consolidación secundaria en el tiempo.

## **1.4.- PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN ESTÁNDAR**

### **1.4.1.- Ensayes convencionales.**

El objeto de una prueba de consolidación unidimensional, es determinar el cambio de volumen, y la velocidad con que ocurre, en un espécimen de suelo confinado lateralmente, y sujeto a una carga axial.

Durante la prueba se aplican una serie de incrementos crecientes de carga axial. El cambio de volumen, se mide con un extensómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga.

Para cada incremento de carga se miden los cambios volumétricos en el transcurso del tiempo. Con estos datos se obtiene una curva de consolidación para ese incremento en particular.

El incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente.

#### **A) Descripción del equipo, calibración.**

Consolidómetro. El equipo, diseñado originalmente por Terzaghi (1925), es llamado odómetro (del griego oídema, expansión). Posteriormente fue modificado por Casagrande, Gilboy y otros.

Consiste en un anillo, dos piedras porosas, extensómetro de carátula (con aproximación de 0.01 mm) y cazuela con base rígida. El consolidómetro puede ser de anillo flotante o anillo rígido. Para este trabajo, se utilizó un anillo del tipo flotante. Un esquema del conjunto se muestra en la siguiente figura.

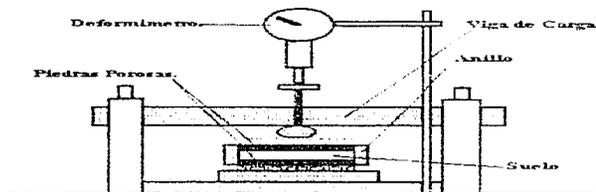


Fig.20.- Esquema del consolidómetro de anillo fijo.

El anillo utilizado es de acero inoxidable, con un área de 50 cm.<sup>2</sup> y altura de 20 mm., aproximadamente.



La relación del brazo de palanca de la mensural de carga y del radio, es del orden de 10. En la (Fig. 23) se muestra la gráfica de calibración para el sistema de carga, que se llevó a cabo con un anillo calibrado en lugar de la muestra de suelo, y aplicando carga en el porta pesas.

El peso de la viga y la mensural de carga se balancean con el contrapeso A (Fig.22). El peso del marco de carga se balancea, a su vez, con el contrapeso B.

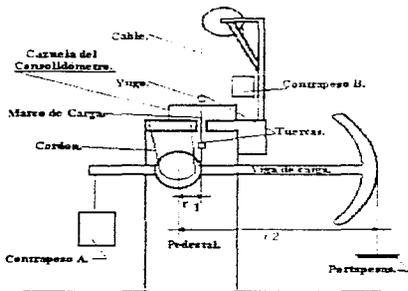


Fig.22.- Sistema de aplicación de carga. (Consolidómetro convencional.)

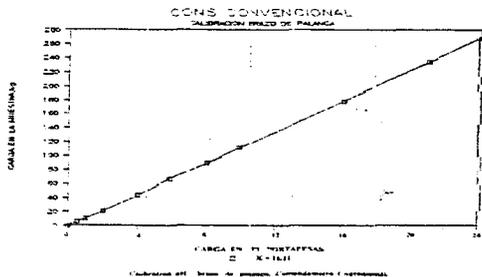


Fig.23.- Calibración del brazo de palanca. (Consolidómetro convencional)

Equipo para el labrado del espécimen. Torno de labrado, cortador, arco de alambre y enrasador. Esto se muestra en la Fig. 24.

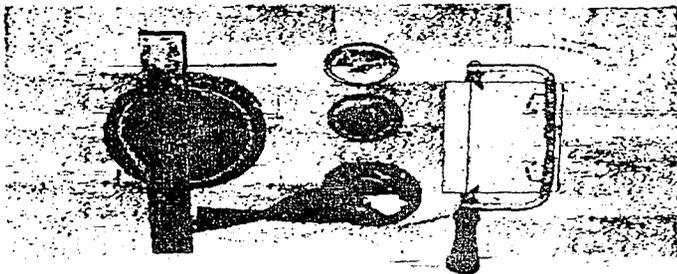


Fig. 24. - Herramientas para el labrado del espécimen

Varios . Placas de vidrio, balanza con precisión de 0.01 g. cronómetro, agua destilada, cápsulas para determinar contenido de agua, horno, etc.

## **B) Procedimiento.**

Labrado. El procedimiento se describe con detalle en Lambe (1951) o Head (1986). Se debe cuidar que el espécimen esté totalmente confinado en el anillo, para evitar deformaciones laterales. El labrado se realiza dentro de un cuarto húmedo.

Piedras porosas. Para suelos naturales bajo el nivel de agua freática, las piedras porosas y el papel filtro deben saturarse previamente. Una manera de lograrlo es hirviendo las piedras en agua destilada, por unos minutos. Entre las piedras porosas y el espécimen, se colocan discos de papel filtro.

Secuencia de carga. Una vez colocada la cazuela de consolidación, con el espécimen dentro del anillo, en el marco de carga, se ajusta el extensómetro y se inicia el ensaye:

- 1) Inundación. Se inunda totalmente la cazuela, liberando así el efecto capilar remanente sobre el espécimen. Por este motivo, el suelo trata de expandirse, lo cual se impide colocando la carga mínima, para evitar que esto ocurra.
- 2) Una vez sustituido el esfuerzo capilar remanente, se aplica el primer incremento de carga. La magnitud de los incrementos -antes del esfuerzo crítico- se calcula para que se alcance el esfuerzo crítico entre 5 y 7 incrementos.

Durante el ensaye, se gráfica la deformación Vs. Tiempo, para cada incremento, y la deformación volumétrica Vs. Esfuerzo efectivo. Esto se hace con objeto de observar, paso a paso si el ensaye sigue el comportamiento programado.

Todos los incrementos se mantienen durante 24 horas

**3) Después del esfuerzo crítico,** la magnitud de los incrementos aumenta paulatinamente, hasta que el último incremento es igual al esfuerzo efectivo aplicado hasta ese momento.

Los ensayos se programaron para realizarse con 8 a 10 incrementos.

**4) Una vez finalizada la etapa de carga,** se descarga el espécimen con decrementos iguales a los incrementos aplicados, pero en orden inverso.

**5) Se determina el peso volumétrico,** contenido de agua y densidad de sólidos para cada espécimen. Con estos datos se calcula la relación de vacíos y el grado de saturación.

### **C) Posibles fuentes de error.**

#### **1) Debidos a la muestra**

- Alteración de la probeta durante su preparación. Los cambios en la estructura del suelo afectan la relación esfuerzo-deformación tiempo.

- Los residuos del labrado para la determinación de la densidad de sólidos y contenido de agua, pudieran no ser representativos de la muestra.

#### **2) Debidos al equipo.**

- Corrientes galvánicas en el consolidómetro. Se impiden utilizando materiales no corrosivos (por ejemplo, plástico, acero inoxidable) en el anillo.

-Fricción entre la muestra y el anillo. Para disminuirla, se aplica una capa delgada de grasa de silicón en el interior del anillo, antes del labrado.

- Rozamiento de las piedras porosas con el anillo

- Permeabilidad insuficiente en las piedras porosas.

#### **3) Debidos al procedimiento.**

- La probeta no llena completamente el anillo de consolidación

-Secado del espécimen, si no se hace el labrado en el cuarto húmedo

-Variaciones apreciables de la temperatura durante la prueba.

-Esto afecta la viscosidad del agua y las lecturas de deformación

-Relación de incremento de carga-esfuerzo actuante inadecuado

-Impactos al aplicar las cargas

Estos son los aspectos mas importantes en lo que respecta a las características físicas de la prueba de la consolidación unidimensional, ahora analizaremos a la prueba; en lo que respecta a los resultados que muestra y la forma de como se interpretan estos.

#### **1.4.2.- Interpretación De La Prueba De Consolidación**

La prueba de la consolidación es una de las mas importantes herramientas prácticas en la ingeniería de mecánica de suelos. Las técnicas y procedimientos usados en la determinación de las propiedades de la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados, en la actualidad, están descritas en los manuales de la ASTM.

##### **1. D 2435 "TEST FOR ONE-DIMENSIONAL CONSOLIDATION PROPERTIES OF SOILS"**

El objetivo de esta norma es la de determinar los parámetros ingenieriles para estimar la magnitud ( $e - p'$ ) y ( $C_v$ ) de la deformación unidimensional de los suelos sujetos a cambios en los esfuerzos efectivos.

Recordando podemos decir que; la consolidación de los suelos saturados es un proceso de reducción de volumen, debido a la expulsión del agua de la relación de vacíos del suelo; si esto es rápido, la compresión es inhibida debido a la inhabilidad del agua para poder ser drenada de un forma muy rápida. Y esto resulta en un incremento temporal de la presión de poro del agua, el incremento y la disipación de la presión de poro del agua esta relacionada a la magnitud y a la velocidad de carga, la distancia que el agua drenada debe recorrer, la permeabilidad del suelo y la compresibilidad de la estructura del suelo.

#### **1.4.3.- Problemas Con La Prueba Convencional ( S T D )**

El espécimen del suelo en el campo esta sujeto a un estado específico de esfuerzos, presión hidráulica, y un grado de saturación, cuando la muestra es recuperada del suelo y colocada en el consolidómetro, el esfuerzo original y la presión hidráulica son reducidas a cero.

Dos efectos deben ser considerados; los cuáles son:

- La expansión del aire en los microporos, reduciendo así el grado de saturación lo cuál tiene lugar deacuerdo a la ley de Mariotte
- La liberación del aire disuelto en el agua cuando se libera a la muestra de la presión del agua que tiene en el campo, lo cuál tiene lugar deacuerdo a la Ley de Henry.

Este último efecto, genera burbujas microscópicas en el agua, modificando la permeabilidad del suelo, en comparación a la permeabilidad si se compara con agua a la cual se le han removido las micro burbujas, lo que le da al agua cierta compresibilidad. La influencia del gas a atrapado en los microporos puede ser reconocida en las curvas de consolidación, en la primera fase de la compresión, (ver las figuras 25 y 26) la absorción del aire atrapado no parece que tenga lugar instantáneamente al momento de la prueba, y no hasta que se ha generado una cierta compresión del suelo, lo suficiente para reducir los espacios vacíos del suelo, por lo que el grado de saturación en el campo debe ser conocido.

Por otra parte, el contenido del aire en el suelo implica que se tendrá una compresión del suelo inmediatamente después de la aplicación de la carga. Por lo cual las suposiciones básicas hechas en la teoría para la consolidación primaria, no se aplican totalmente en la prueba de consolidación, bajo las condiciones anteriormente descritas, por lo que se deben de aplicar correcciones.

Un importante error en la primera fase de la consolidación primaria, que también afecta la compresibilidad determinada en la prueba, es el remodelado de la membrana del suelo, que contiene al espécimen cuando se coloca en el anillo de consolidación, por lo que este efecto debe de ser investigado cuidadosamente. Finalmente, también debemos evaluar la fricción contra el anillo, para corregir el esfuerzo aplicado. La fricción se incrementa conforme la presión de poro se reduce y se convierte mas importante al final de la fase primaria de la consolidación y continúa haciéndolo.

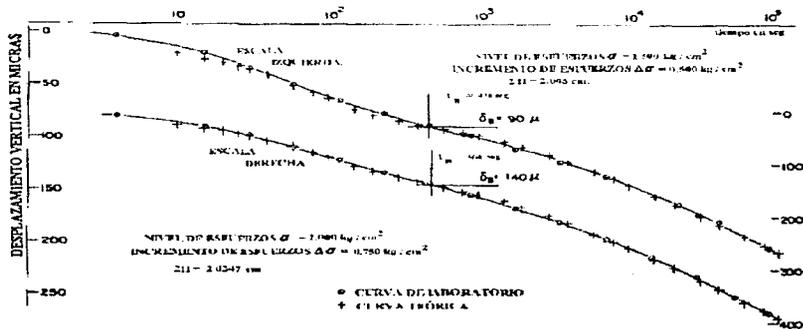


Fig. 25.- Curvas de consolidación.

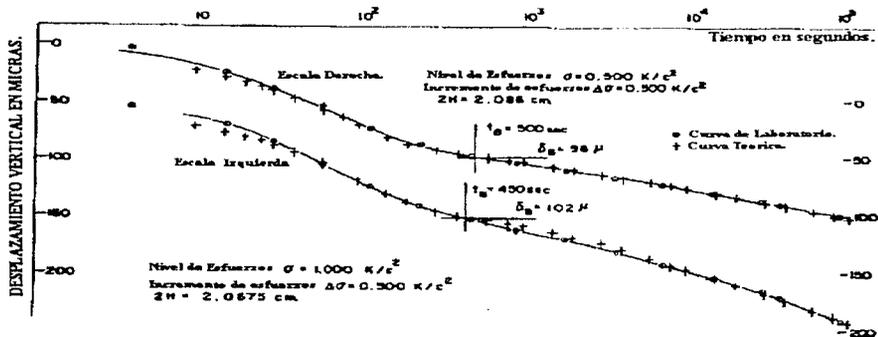


Fig.26.- Curvas de consolidación.

#### 1.4.4.- Recomendaciones de Zeevaert para el mejoramiento de la prueba de consolidación.

A pesar de todos estos problemas en la prueba convencional de consolidación para los suelos finos (STD) Podemos encontrar en pruebas bien realizadas parámetros aproximados, los cuales son muy útiles para el ingeniero. Sin embargo, Zeevaert (1986) establece que la técnica de la prueba convencional (STD) puede ser improvisada para obtener mejores resultados. Las siguientes recomendaciones pueden mejorar la prueba de la consolidación (STD) y su interpretación.

1. Graficar las curvas de consolidación, permitiendo que la prueba dure lo suficiente como para que se obtenga la parte recta de la parte de la consolidación secundaria en la curva.
2. Es importante que se considere el efecto de la fricción que ejerce el anillo de consolidación en las etapas finales de la compresión con respecto a la viscosidad intergranular. Esta fricción puede ser minimizada usando anillos flotantes y de mayor diámetro, y agentes repelentes del suelo entre el anillo y el suelo o de ser posible, se debe medir la fricción durante la prueba.
3. La prueba de consolidación debe realizarse bajo una presión hidrostática igual a la que el suelo estaba sujeto en el campo. Se debe permitir que transcurra el suficiente tiempo bajo esta presión, para permitir que burbujas microscópicas de aire se disuelvan en el agua que está en los poros. Antes de aplicar la presión del agua al odómetro, el suelo debe ser cargado aproximadamente con el 20 % de la sobrecarga del esfuerzo efectivo a la cuál el suelo estaba sujeto en el campo. Este procedimiento evitara la expansión de

los minerales arcillosos del suelo. Se debe permitir la completa consolidación bajo la condición de esfuerzo anteriormente mencionada.

4. El incremento de los esfuerzos en la prueba odométrica deben de ser de igual magnitud y del orden de  $(1/8)$  o menos del esfuerzo efectivo de del estado preconsolidado, esto se debe hacer para no dañar la estructura de la arcilla y para obtener los valores promedio compatibles con las suposiciones en la teoría, donde se considera que los parámetros son valores promedio durante cada proceso de consolidación y para cada nivel de esfuerzos.
5. La corrección en la compresibilidad obtenida de la prueba odométrica es realizada, considerando el volumen probable del suelo remoldeado no saturado que rodea al espécimen cuando este es colocado en el anillo de consolidación.
6. Todos los parámetros usados bajo condiciones de campo deben ajustarse a los cambios de los esfuerzos efectivos y de la presión hidrostática.

## **1.5.- MODELO DE JUÁREZ BADILLO (Teoría general para la consolidación de las arcillas)**

### **1.5.1.- Introducción:**

En esta primera parte veremos un nuevo enfoque para entender el problema de la consolidación, propuesto por Juárez Badillo en (1985) , sabemos que desde que Terzaghi elaboró su teoría de la consolidación para los suelos finos saturados en (1925), se han hecho muchos esfuerzos para mejorar las suposiciones en las que está basada. La mayoría de ellos se han desarrollado usando la relación de vacíos (  $e$  ) como la variable principal para trabajar con los cambios de volumen, en vez de  $(1 + e)$  como debería ser (ver la fig. 3 de la introducción) , y muchos de ellos también asumen al coeficiente de consolidación como una constante. Las variaciones de la compresibilidad, permeabilidad y el coeficiente de consolidación son tomados en cuenta, haciendo uso de ecuaciones generales para estos conceptos.

La nueva ecuación diferencial de este primer modelo es aplicable a la prueba de consolidación unidimensional (STD) para los suelos finos saturados, acondicionada a un mejor entendimiento del proceso de la consolidación primaria, por lo que el efecto de la consolidación secundaria no se toma en cuenta, Juárez Badillo establece la diferencia que existe entre el modelo de este inciso y el segundo modelo que propone en el inciso (1.3.17), ambos modelos son para el estudio de la consolidación unidimensional, la diferencia es que dependiendo del estado de esfuerzos de la arcilla se aplicará el primer modelo o el segundo, esto es , si la arcilla esta preconsolidada el exceso de la presión de poro se disipa más rápido manifestándose la "consolidación secundaria" sin restricción alguna y por lo mismo este comportamiento es el que influye en todo el proceso de la consolidación, si por el contrario la arcilla no esta preconsolidada, el exceso de la presión de poro durará más tiempo, porque el agua que es la que soporta la carga tarda más tiempo en salir, por lo que el comportamiento real del suelo tarda en manifestarse, por lo que para este caso podemos aplicar el primer modelo .

### **1.5.2.- Ecuaciones Fundamentales**

#### Continuidad y Compresibilidad

Utilizando la Ley de la conservación de la materia y la Ley de Darcy para el flujo del agua a través de los suelos, y menospreciando la compresibilidad del agua y la compresibilidad de las partículas sólidas comparadas con la estructura del suelo, podemos escribir, para la consolidación unidimensional, la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta \sigma'}{\delta t} = - \frac{1}{\gamma + m} \cdot \frac{\delta}{\delta z} \left( k \frac{\delta u}{\delta z} \right) \quad (1)$$

Donde:

- u = exceso de la presión de poro.
- $\sigma'$  = presión vertical efectiva.
- z = distancia a lo largo del flujo vertical.
- t = tiempo.
- $\gamma_w$  = peso específico del agua.
- k = coeficiente de permeabilidad de Darcy.
- $m_v$  = coeficiente lineal de Terzaghi del decremento de volumen.

### Compresibilidad

Juárez Badillo (1969) ha demostrado que los suelos plásticos obedecen la ley:

$$\frac{\delta V'}{V'} = -\gamma \frac{\delta \sigma'}{\sigma'} \quad (2)$$

Donde  $\gamma$  es el coeficiente no lineal de compresibilidad, ya que  $m_v$  está definido por:

$$\frac{\delta V'}{V'} = -m_v \delta \sigma' \quad (3)$$

Entonces:

$$m_v = \frac{\gamma}{\sigma'} \quad (4)$$

El coeficiente  $\gamma$  en la ecuación (4) debe ser sustituido por el coeficiente  $\gamma_p$  en las curvas de expansión y recompresión. El coeficiente no lineal de expansión  $\gamma_p$  está dado por:

$$\gamma_p = \rho \gamma \quad (5)$$

Donde  $\rho$  es la relación expansión - compresibilidad del suelo.

### Permeabilidad

Juárez Badillo (1983) a demostrado que los suelos obedecen muy bien la ley:

$$k = k_1 \left( \frac{V'}{V'_1} \right)^k \quad (6)$$

Donde  $k = k_1$  para  $V = V_1$  y  $k$  es el coeficiente de permeabilidad (?), integrando la ecuación (2) tenemos:

$$\frac{I'}{I_1} = \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{v1}} \right)^k \quad (7)$$

Donde  $V = V_1$  para  $\sigma' = \sigma'_{v1}$ . Sustituyendo la ecuación (7) en la (6) tenemos:

$$k = k_1 \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{v1}} \right)^k \quad (8)$$

### 1.5.3.- Ecuación Diferencial General

Sustituyendo las ecuaciones (4) y (8) en la (1) tenemos:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{k_1 \sigma'_{v1}}{\gamma_w \gamma} \frac{\sigma'}{\sigma'_{v1}} \frac{\partial}{\partial z} \left[ \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{v1}} \right)^{k_1} \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (9)$$

La cuál es la "ecuación diferencial general" de la consolidación primaria, se debe observar que:

$$\frac{k_1 \sigma'_{v1}}{\gamma_w \gamma} = \frac{k_1}{\gamma_w m_{v1}} = C'_{v1} \quad (10)$$

Donde  $C'_{v1}$  es el coeficiente de Terzaghi para la consolidación al principio del proceso de la consolidación, también se debe observar que, en general, utilizando las ecuaciones (4) y (8)  $C'_v$  esta dado por:

$$C'_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k_1 \sigma'_{v1}}{\gamma_w \gamma} \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{v1}} \right)^{k_1 - k} = C'_{v1} \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{v1}} \right)^{\lambda} \quad (11)$$

Donde:  $\lambda = 1 - \gamma k$  (12)

Y sabemos que  $C'_v$  es constante sólo cuando

$$C'_v = \text{constante si } \lambda = 0 \quad (13)$$

Para este caso especial, la ecuación (9) es idéntica a la obtenida por Davis y Raymond.(1965).

En la práctica, la variación para el parámetro  $\lambda$  parece ser no muy grande. Para las arcillas de México  $\gamma \approx 0.4$  y  $k \approx 4$ , por lo que  $\lambda \approx -0.6$ . Para esta misma arcilla, en la curva de

recompresión  $\gamma_p \approx 0.03$  y utilizando de nuevo  $k \approx 4$ , entonces  $\lambda \approx 0.88$ . Para otras arcillas valores comunes de  $\gamma$  van de 0.05 a 0.015, y valores comunes para  $k$  son de 5 a 10 respectivamente; valores comunes para  $\lambda$  pueden esperarse de 0.8 a 0.5, pero Juárez Badillo cree que valores del orden de -1.0 pueden no ser poco frecuentes y que valores del orden de -2.0 pueden ser raros. La ecuación (9) puede ser escrita, utilizando la ec. (10).

$$\frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -C_{v1} \frac{1}{\sigma'_{v1}} \frac{\partial}{\partial z} \left[ \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{v1}} \right)^{1+k} \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (14)$$

#### 1.5.4.- Aplicación a la prueba de Consolidación

##### Ecuaciones Diferenciales.

En la consolidación unidimensional, si  $(\sigma)$  es la presión total vertical y  $(u_h)$  es la presión hidrostática del agua, tendremos:

$$\sigma = \sigma' + u_h + u \quad (15)$$

Derivando con respecto a  $z$ , ( si  $\gamma_m$  y  $\gamma'_m$  ) son el peso específico y el peso sumergido del suelo, respectivamente, tendremos:

$$\gamma_m = \frac{\partial \sigma'}{\partial z} + \gamma_w + \frac{\partial u}{\partial z}$$

Lo que es:

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \gamma'_m - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \quad (16)$$

Para estratos delgados del suelo, para los cuáles:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z} \gg \gamma'_m \quad (17)$$

Para casi todo el espesor de la muestra ( apesar del efecto cercano al plano medio en una muestra drenada por ambas caras ) ,prácticamente durante todo el proceso de consolidación ( apesar del efecto cercano a  $t = 0$  y  $t = \infty$  ) podemos hacer la suposición de que :

$$\frac{\partial u}{\partial z} = - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \quad (18)$$

Y de acuerdo a esto, también:

$$\frac{\partial \sigma'_{1}}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'_{2}}{\partial z} = 0 \quad (19)$$

Donde  $\sigma'_{2}$  es el final después de que la consolidación ha tenido lugar. Sustituyendo las ecuaciones (18) y (19) en la (14) tenemos:

$$\frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = C_v \frac{\partial}{\partial z} \left[ \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{1}} \right)^{\lambda} \frac{1}{\sigma'_{1}} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] \quad (20)$$

Se debe observar que en la ecuación (20),  $\sigma'_{1}$ , puede ser substituida por cualquier otra presión, digamos  $\sigma'_{2}$ , si la presión correspondiente  $C_{v1}$ ,  $C_{v2}$  para , es usada, esto queda:

$$\frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = C_{v2} \frac{\partial}{\partial z} \left[ \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{2}} \right)^{\lambda} \frac{1}{\sigma'_{2}} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] \quad (21)$$

La cuál se ha encontrado se mas conveniente de utilizar que la ecuación (20)

La ecuación (21) puede ser escrita de formas mas convenientes. Sin embargo, dos casos diferentes deben de ser tratados por separado:

1.  $C_v$  variable,  $\lambda \neq 0$
2.  $C_v$  constante,  $\lambda = 0$ .

Para el caso general en que  $C_v$  es variable,  $\lambda \neq 0$ , introduciendo la variable ( $v$ ) definida por:

$$v = \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{2}} \right)^{\lambda} \quad (22)$$

Tenemos:

$$\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial t} = \lambda \frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (23)$$

Y

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \lambda \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{2}} \right)^{\lambda} \frac{1}{\sigma'_{2}} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \quad (24)$$

Substituyendo las ecuaciones (23) y (24) en la ecuación (21) tenemos:

$$\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial t} = C_v z \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \quad (25)$$

Para el caso especial donde  $C_v$  es constante,  $\lambda = 0$  y la ecuación (21) se reduce a:

$$\frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = C_v \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] \quad (26)$$

Introduciendo la variable ( $w$ ) definida por:

$$W = \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_{z_2}} \quad (27)$$

Podemos escribir la ecuación (27) como:

$$\frac{\partial w}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \quad (28)$$

Esta ecuación diferencial lineal con  $C_v$  constante, pero las variables ( $k$  y  $m_v$ ), fueron derivadas y resueltas primeramente por Davis y Raymond (1965).

#### 1.5.5.- Problemas de Frontera.

Los problemas para los valores de frontera, para la prueba de consolidación, no se nombraran. Dejemos que  $2H_1$ ,  $2H$  y  $2H_2$  ser; la altura inicial, actual y final del espécimen drenado en sus dos caras. Para el planteamiento de las condiciones de frontera, se hacen las suposiciones iniciales, de que el cambio en la altura del espécimen es pequeño en relación a la altura y de acuerdo a :

$$H_1 \approx H_2 \approx H \quad (29)$$

Es conveniente utilizar las variables simplificadas de  $T$  y  $z'$  definidas por:

$$T = \frac{C_v z^2 t}{H^2} \quad (30)$$

$$z' = \frac{z}{H} \quad (31)$$

Para el caso general donde,  $\lambda \neq 0$ , desde:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial T} \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{C v_2}{H^2} \frac{\partial v}{\partial T} \quad (32)$$

Y similarmente:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z'^2} = \frac{1}{H^2} \frac{\partial^2 v}{\partial z'^2} \quad (33)$$

Substituyendo las ecuaciones (32) y (33) en la ecuación (25) tenemos, para el caso general  $\lambda \neq 0$

$$\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial T} = \frac{\partial^2 v}{\partial z'^2} \quad (34)$$

Para el caso especial donde  $\lambda = 0$ , usando ecuaciones similares dentro de la ecuación (28):

$$\frac{\partial w}{\partial T} = \frac{\partial^2 w}{\partial z'^2} \quad (35)$$

Por lo que, para el caso general, la variable  $C v_2$ , el problema del valor de la frontera es:

$$\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial T} = \frac{\partial^2 v}{\partial z'^2} \quad (34)$$

Con las condiciones de frontera de la ecuación (22)

$$z' = 0 \quad 0 \leq T \leq \infty \quad v = 1 \quad (36)$$

$$z' = 2 \quad 0 \leq T \leq \infty \quad v = 1 \quad (37)$$

Y la condición inicial:

$$T = 0 \quad 0 < z' < 2 \quad v = \left( \frac{\sigma'_{11}}{\sigma'_{12}} \right)^d \quad (38)$$

Para  $T = \infty$  la solución debe satisfacer:

$$T = \infty \quad 0 \leq z' \leq 2 \quad v = 1 \quad (39)$$

Alternativamente, la segunda condición de frontera, la ecuación (37), puede ser substituida por la siguiente condición de frontera:

$$z' = 1 \quad 0 \leq T \leq \infty \quad \frac{\partial^2 w}{\partial z'^2} = 0 \quad (37 \text{ bis})$$

Para el caso especial,  $C_v$  constante, el problema para el valor de la frontera es:

$$\frac{\partial w}{\partial T} = \frac{\partial^2 w}{\partial z'^2} \quad (35)$$

Con las condiciones de frontera, de la ecuación (27)

$$z' = 0 \quad 0 \leq T \leq \infty \quad w = 0 \quad (40)$$

$$z' = 2 \quad 0 \leq T \leq \infty \quad w = 0 \quad (41)$$

Y la condición inicial:

$$T = 0 \quad 0 < z' < 2 \quad W = \ell n \frac{\sigma'_{1,1}}{\sigma'_{1,2}} \quad (42)$$

$$\text{Para } T = \infty \quad 0 \leq z' \leq 2 \quad W = 0 \quad (43)$$

### 1.5.6.- Solución para el caso especial $C_v$ constante.

La solución para el caso especial, fue obtenido por Davis y Raymond (1965), en una forma similar a la teoría lineal de Terzaghi, ya que las condiciones de frontera son similares en términos de  $(u)$  y  $(w)$ . Por lo que, para el caso especial,  $C_v$  constante:

$$W = \ell n \frac{\sigma'_{1,1}}{\sigma'_{1,2}} = \left( \ell n \frac{\sigma'_{1,1}}{\sigma'_{1,2}} \right) \sum_{N=0}^{\infty} \frac{2}{M} (\sin M z') e^{-M^2 T} \quad (44)$$

Donde:

$$M = (2N + 1) \frac{\pi}{2} \quad (45)$$

Por lo que:

$$\frac{\sigma'_{1,1}}{\sigma'_{1,2}} = \left( \frac{\sigma'_{1,1}}{\sigma'_{1,2}} \right)^N \quad (46)$$

Donde:

$$B = \sum_N \frac{2}{M} (\sin Mz') \varepsilon^{M^2 T} \quad (47)$$

La ecuación (46) también puede ser escrita como:

$$\frac{\sigma'_{1'}}{\sigma'_{1'}} = \left( \frac{\sigma'_{2'}}{\sigma'_{1'}} \right)^{1/B} \quad (48)$$

Debe observarse que en la teoría de Terzaghi:

$$B = \frac{u}{\sigma'_{2'} - \sigma'_{1'}} \quad (T-1)$$

Por lo que en la teoría de Terzaghi:

$$\frac{\sigma'_{1'}}{\sigma'_{2'}} = \frac{\sigma'_{2'} - u}{\sigma'_{2'}} = 1 - B \left( 1 - \frac{\sigma'_{1'}}{\sigma'_{2'}} \right) \quad (T-2)$$

Se puede revisar muy fácilmente que el esfuerzos efectivos dados por la ecuación (46) son siempre mas pequeños que aquellos predichos por la teoría de Terzaghi, ecuación (T-2), y que la relación se incrementa cuando  $(\sigma'_{2'} / \sigma'_{1'})$  se incrementa, como se demuestra correctamente por Davis y Raymond (1965). Estos autores obtuvieron también una solución para el grado de asentamiento asumiendo la relación tradicional  $(e - \log \sigma')$  y encontraron que el grado de asentamiento coincide con el grado de la consolidación dado por la teoría de Terzaghi. Sin embargo, esto no se da, para la relación volumen - presión dada por la ecuación (10).

### 1.5.7.- Grado de Asentamiento.

Para simplificar y sin ningún desvío de las generalidades; Ahora visualicemos un espécimen drenado solamente en una de sus caras, la cual puede ser  $H_1$ ,  $H$ , y  $H_2$ , que son espesores totales. Un elemento diferencial a una profundidad  $Z$  del espesor inicial,  $(\delta z)_1$  bajo la presión efectiva  $\sigma'_{1'}$  será; en un tiempo  $t$ , con un espesor  $(\delta z)$  bajo una presión efectiva  $\sigma'$  dada por ( de la ecuación 7 )

$$\left( \frac{\partial z}{\partial z} \right)_1 = \left( \frac{\sigma'_{1'}}{\sigma'_{1'}} \right)^T \quad (49)$$

Integrando para todo el espesor  $H_1$  da:

$$H = \int_0^{H_1} \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma} (\partial z)_1 \quad (50)$$

Y el asentamiento  $S_t$  en un tiempo  $t$  es:

$$S_t = H_1 - H = H_1 - \int_0^{H_1} \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma} (\partial z)_1 \quad (51)$$

Igualmente podemos escribir:

$$H_2 = \int_0^{H_1} \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma} (\partial z)_1 = H_1 \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma} \quad (52)$$

Y el asentamiento total final es:

$$\Delta H = H_1 - H_2 = H_1 \left[ 1 - \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma} \right] \quad (53)$$

El concepto del grado de asentamiento  $U$  puede entonces ser escrito como:

$$U = \frac{S_t}{\Delta H} = \frac{1 - \frac{1}{H_1} \int_0^{H_1} \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma} \partial z}{1 - \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma}} \quad (54)$$

Usando la variable reducida  $Z'$  dada por la ecuación (31), el grado de asentamiento (ecuación 54) puede ser escrito:

$$U = \frac{S_t}{\Delta H} = \frac{1 - \int_0^1 \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma} \partial z'}{1 - \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_{1s}} \right)^{\gamma}} \quad (55)$$

Para el caso general,  $\lambda \neq 0$ , la ecuación (55) puede ser escrita, en términos de la variable  $v$ , (ecuación 22), como:

$$U = \frac{1 - \left(\frac{\sigma'_{12}}{\sigma'_{11}}\right)^{\gamma} \int_0^1 v^{\gamma \lambda} dz'}{1 - \left(\frac{\sigma'_{12}}{\sigma'_{11}}\right)^{\gamma}} \quad (56)$$

Para el caso especial,  $\lambda = 0$ , usando la ecuación (48); la ecuación (55) puede ser escrita:

$$U = \frac{1 - \left(\frac{\sigma'_{12}}{\sigma'_{11}}\right)^{-\gamma} \int_0^1 \left(\frac{\sigma'_{12}}{\sigma'_{11}}\right)^{\gamma \beta} dz'}{1 - \left(\frac{\sigma'_{12}}{\sigma'_{11}}\right)^{-\gamma}} \quad (57)$$

Donde  $\beta$  es dado por la ecuación (47); Sustituyendo la ecuación (52) en la ecuación (57) podemos escribir para el caso especial.

$$U = \frac{1 - \left(\frac{H_2}{H_1}\right) \int_0^1 \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^{\beta} dz'}{1 - \frac{H_2}{H_1}} \quad (58)$$

Por lo que U es una función de T, a través del parámetro  $\beta$  (ver ecuación 47), y de la relación de la altura inicial entre la altura final del espécimen.

Para el caso general,  $C_v$  variable, sustituyendo la ecuación (52) en la (56) podemos escribir:

$$U = \frac{1 - \left(\frac{H_2}{H_1}\right) \int_0^1 v^{\gamma \lambda} dz'}{1 - \frac{H_2}{H_1}} \quad (59)$$

Además, sustituyendo la ecuación (52) en la condición inicial, la ecuación (38) del problema de valores de frontera, obtenemos:

$$v = \left(\frac{\sigma'_{11}}{\sigma'_{12}}\right)^{\lambda} = \left(\frac{\sigma'_{11}}{\sigma'_{12}}\right)^{\lambda (1+z')} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^{\lambda z'} \quad (60)$$

Y por lo que para el caso general, U es una función de T ( $v$  es función de T, ecuación 34), de la relación entre la altura final entre la inicial del espécimen,  $H_2 / H_1$  y de la relación

de los parámetros  $\lambda / \gamma$ . Las curvas correspondientes de consolidación requieren la solución del problema de los valores de frontera.

### 1.5.8.-Curvas de Consolidación.

Las curvas de consolidación  $U$  contra  $T$  para el caso especial  $C_v$  constante para el cual,  $\lambda = 0$ , para  $H_2 / H_1 = 0.5, 0.7, 1.0, 1.4$  y  $2.0$  donde obtenida mediante métodos numéricos y son presentados en la figura (27).

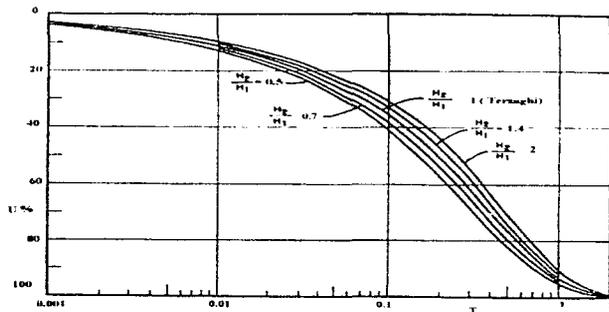


Fig. 27.- Relación  $T - U$  % para  $\lambda = 0$

1.  $H_2 / H_1 < 1$  corresponden a los casos de compresión.
2.  $H_2 / H_1 > 1$  corresponden a los casos de expansión.
3.  $H_2 / H_1 = 1$  a la solución lineal teórica de Terzaghi.

Puede ser observado que las curvas de consolidación se mueven a la izquierda para los casos de compresión y se mueven a la derecha para los casos de expansión. Sin embargo, la cantidad del desplazamiento no es muy grande, especialmente para los valores usuales de  $H_2 / H_1$  normalmente usados en el laboratorio.

1. Además podemos ver, al comparar, que la teoría de Terzaghi da buenos resultados para el grado de asentamiento, (ecuación 59) Para el caso en el cual  $\lambda / \gamma = 1.0$  ; para todo el intervalo de  $H_2 / H_1$  considerado, esto es , de  $H_2 / H_1 = 0.5$  a  $H_2 / H_1 = 2.0$ . Las figuras (2) y (3) ilustran algunas de las curvas obtenidas.

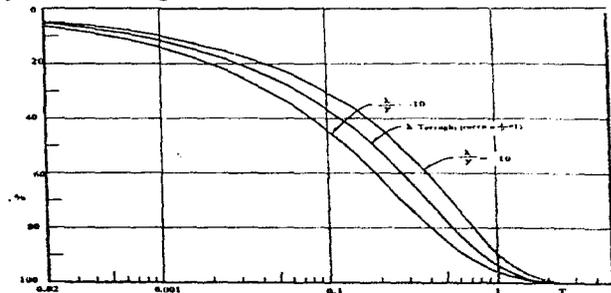


Fig. 28.- Relación T - U % para  $H_2 / H_1 = 0.9$

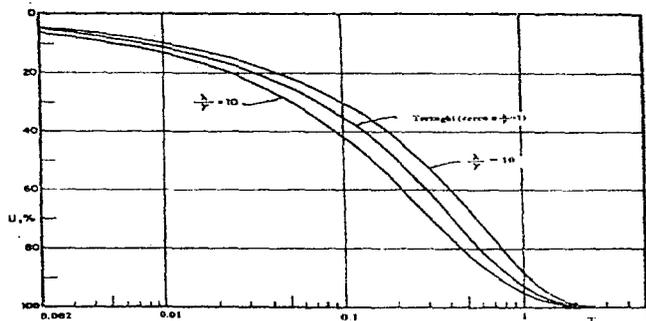


Fig. 29.- Relación T - U % para  $H_2 / H_1 = 1.1$

de los parámetros  $\lambda / \gamma$ . Las curvas correspondientes de consolidación requieren la solución del problema de los valores de frontera.

### 1.5.8.-Curvas de Consolidación.

Las curvas de consolidación U contra T para el caso especial C, constante para el cual,  $\lambda = 0$ , para  $H_2 / H_1 = 0.5, 0.7, 1.0, 1.4$  y  $2.0$  donde obtenida mediante métodos numéricos y son presentados en la figura (27).

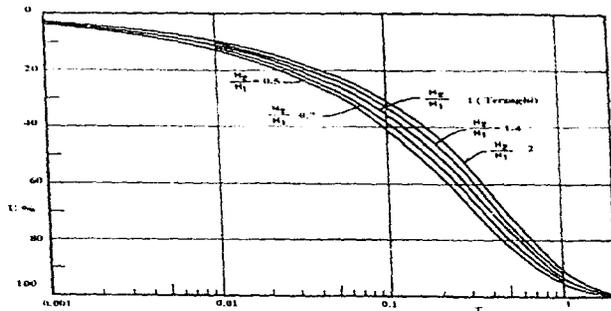


Fig. 27.- Relación T - U % para  $\lambda = 0$

1.  $H_2 / H_1 < 1$  corresponden a los casos de compresión.
2.  $H_2 / H_1 > 1$  corresponden a los casos de expansión.
3.  $H_2 / H_1 = 1$  a la solución lineal teórica de Terzaghi.

Puede ser observado que las curvas de consolidación se mueven a la izquierda para los casos de compresión y se mueven a la derecha para los casos de expansión. Sin embargo, la cantidad del desplazamiento no es muy grande, especialmente para los valores usuales de  $H_2 / H_1$  normalmente usados en el laboratorio.

### 1.5.9.- Significado de la ecuación de Terzaghi.

El significado del grado de consolidación dado por la teoría de Terzaghi, para el caso donde  $C_v$  es constante, puede ser encontrado introduciendo un concepto no lineal para  $U$ . Vamos a definir primero el concepto de "grado natural de asentamiento  $U_n$ " en términos de la deformación natural.

La deformación instantánea  $\partial \varepsilon$  en un tiempo  $t$  es:

$$\partial \varepsilon = \frac{\delta H}{H} \quad (61)$$

La deformación natural en un tiempo  $t$  será entonces:

$$\varepsilon = \int_{H_1}^H \frac{\delta H}{H} = \ell \eta \frac{H}{H_1} \quad (62)$$

La deformación natural total al final será:

$$\varepsilon = \ell \eta \frac{H_2}{H_1} \quad (63)$$

Definamos  $U_n$  por:

$$U_n = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_T} = \ell n \frac{H}{H_1} / \ell n \frac{H_2}{H_1} \quad (64)$$

Introduciendo subsecuentemente las ecuaciones (50 , 48 , 52 y 31 ) en la ecuación (64) podemos escribir:

$$U_n = \frac{1}{\ell n(H_2/H_1)} \ell n \left[ \frac{1}{H} \int_0^H \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_1} \right)^{-\gamma} (\delta z) \right]$$

$$U_n = \frac{1}{\ell n(H_2/H_1)} \ell n \left[ \frac{1}{H} \int_0^H \left( \frac{H_2}{H_1} \right)^{1-n} (\delta z) \right]$$

$$U_n = \frac{1}{\ell n(H_2/H_1)} \left[ \ell n \frac{H_2}{H_1} + \ell n \left\{ \frac{1}{H_1} \int_0^{H_1} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)^{H_1} (\delta z)_1 \right\} \right]$$

Por lo que:

$$U_n = \frac{1}{\ell n(H_2/H_1)} \ell n \left[ \int_0^1 \left( \frac{H_1}{H_2} \right)^{H_1} (\delta z)_1 \right] \tag{65}$$

Se debe observar que en la ecuación (64) la relación entre las deformaciones naturales de todo el espécimen del suelo fueron usadas. Las deformaciones sin embargo, no son uniformes en el espécimen, y una forma alternativa de aproximarse sería el de tomar en cuenta la distribución real de las deformaciones naturales dentro del espécimen. A una profundidad  $z$  y un tiempo  $t$  la deformación natural ( $\epsilon_z$ ) es dada por:

$$\epsilon_z = \ell n \frac{\delta z}{(\delta z)_1} \tag{66}$$

El "Área de las deformaciones naturales" del espécimen sería la integral de la ecuación (66) a través del espesor total del espécimen. Definiendo el "Grado natural modificado del asentamiento  $U'_n$ " por la relación de esta área al área final de las deformaciones naturales tenemos:

$$U'_n = \frac{\int_0^{H_1} \left[ \ell n \frac{\delta z}{(\delta z)_1} \right] (\delta z)_1}{\int_0^{H_1} \left[ \ell n \frac{(\delta z)_2}{(\delta z)_1} \right] (\delta z)_1} \tag{67}$$

Sustituyendo las ecuaciones (48 y 49) en la ecuación (67) tenemos:

$$U'_n = \frac{\int_0^{H_1} \left[ \ell n \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_1} \right) \right] (\delta z)_1}{\int_0^{H_1} \left[ \ell n \frac{(\delta z)_2}{(\delta z)_1} \right] (\delta z)_1} \tag{67}$$

Sustituyendo las ecuaciones (48 y 49) en la ecuación (67) obtenemos:

$$U'_{\sigma} = \frac{\int_0^{H_1} \left[ \ell n \left( \frac{\sigma'_{1,2}}{\sigma'_{1,1}} \right)^{-\gamma} \right] (\delta z)_1}{\int_0^{H_1} \left[ \ell n \left( \frac{\sigma'_{1,2}}{\sigma'_{1,1}} \right)^{-\gamma} \right] (\delta z)_1} = \frac{\int_0^{H_1} \left[ \ell n \left( \frac{\sigma'_{1,2}}{\sigma'_{1,1}} \right)^{\gamma(1-u)} \right] (\delta z)_1}{\int_0^{H_1} \left[ \ell n \left( \frac{\sigma'_{1,2}}{\sigma'_{1,1}} \right)^{-\gamma} \right] (\delta z)_1}$$

$$U'_{\sigma} = \frac{H_1 \ell n \left( \frac{\sigma'_{1,2}}{\sigma'_{1,1}} \right)^{-\gamma} - \ell n \left( \frac{\sigma'_{1,2}}{\sigma'_{1,1}} \right)^{-\gamma} \int_0^{H_1} B(\delta z)_1}{H_1 \ell n \left( \frac{\sigma'_{1,2}}{\sigma'_{1,1}} \right)^{-\gamma}}$$

$$U'_{\sigma} = 1 - \frac{1}{H_1} \int_0^{H_1} B(\delta z)_1$$

(68)

En la teoría de Terzaghi, por (T-1), tenemos:

$$U'_{\sigma} = 1 - \frac{1}{H_1} \int_0^{H_1} \frac{u}{\sigma'_{1,2} - \sigma'_{1,1}} (\delta z)_1 \quad (T-3)$$

Usando  $U_T$  para el grado de consolidación en la teoría de Terzaghi, obtenemos entonces, por la ecuación (T-3).

$$U'_{\sigma} = U_T \quad (69)$$

Donde  $U_T$ , como bien se sabe, esta dada por:

$$U_T = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T} \quad (70)$$

Donde M esta dado por la ecuación (45).

Por lo que; el significado del grado de consolidación en la teoría de Terzaghi es de que; para el caso cuando  $C_v$  es constante,  $\lambda = 0$ , lo que da el grado natural de asentamiento modificado definido por la ecuación (67).

### 1.5.10.-Conclusiones

Las principales conclusiones son las siguientes

1. Una ecuación general diferencial no lineal para la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados (arcillas) se presenta en las ecuaciones (9) y (14) Las cuáles toman en cuenta las variaciones de la compresibilidad lineal, de la permeabilidad y del coeficiente de consolidación durante el proceso de consolidación
  2. El coeficiente de consolidación  $C_v$  para un suelo determinado varía con la presión : ecuaciones (11) y (12).
  3. Se hace la aplicación a la prueba de la consolidación menospreciando el peso sumergido del suelo y asumiendo que el cambio en el espesor es pequeño, se encuentra que las curvas de consolidación dependen de la relación de la altura final entre la altura inicial  $H_2 / H_1$  y de la relación de los parámetros  $\lambda$  y  $\gamma$
  4. Para el caso especial,  $\lambda = 0$ , esto es si; cuando  $C_v$  es constante, las curvas de consolidación (Fig. 1) se mueven de alguna forma hacia la izquierda para los casos de compresión, y se mueven de alguna forma hacia la derecha en los casos de expansión. El esfuerzo efectivo en cualquier momento y profundidad son dados por las ecuaciones (46) y (47), y sus valores son mas pequeños que aquellos predichos por la teoría de Terzaghi.
  5. El grado de asentamiento es dado por la ecuación (58). La ecuación de Terzaghi se encuentra que da, para este caso, el "Grado modificado natural de asentamiento" definido por la ecuación (67).
- Para el caso general  $\lambda \neq 0$ , esto es si; cuando  $C_v$  es variable, el grado de asentamiento esta dado por la ecuación (59) la cuál requiere la solución del problema de valores de frontera establecido en las ecuaciones (34, 36, 37 y 60)

En el inciso (1.5.) se vio la ecuación diferencial no lineal para la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados (plásticos) ; la cuál toma en cuenta las variaciones de la compresibilidad lineal y la permeabilidad del suelo; en esta parte veremos las curvas de consolidación numéricamente obtenidas, y discutiremos su comportamiento.

### 1.5.11.- Problema de valores de frontera y ecuaciones constitutivas.

Dejemos  $\sigma'_{1}$  ,  $\sigma'_{2}$  = inicial, actual y final presión vertical efectiva;  $z$  = distancia a lo largo de la dirección vertical del flujo;  $y$   $t$  = tiempo, (en el inciso (1.3.2) la ecuación (21) ) se ha demostrado que menospreciando el peso sumergido del suelo, la ecuación diferencial general que gobierna el proceso de la consolidación unidimensional es:

$$\frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = C'_{v2} \frac{\partial}{\partial z} \left[ \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{2}} \right)^{\gamma k} \frac{1}{\sigma'_{2}} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] \quad (1)$$

En donde  $\gamma$  = coeficiente de compresibilidad no lineal;  $k$  = coeficiente de permeabilidad;  $y$ :

$$C'_{v2} = \frac{k_2}{\gamma_w m_{v2}} \quad (2)$$

Es el coeficiente de consolidación de Terzaghi al final del proceso de consolidación en donde  $\gamma_w$  = peso específico del agua,  $k_2$  = Coeficiente de permeabilidad de Darcy al final del proceso de consolidación;  $y$   $m_{v2}$  = El coeficiente lineal de Terzaghi del decremento del volumen al final del proceso de consolidación.

Ya se demostró en el inciso (1.3.13) que introduciendo la variable ( $v$ ) definida por:

$$v = \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{2}} \right)^{\lambda} \quad (3)$$

En donde  $\lambda = 1 - \gamma k$  (4)

La ecuación (1) puede ser escrita como:

$$\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial t} = C'_{v2} \frac{\partial v^2}{\partial z^2} \quad (5)$$

También se demostró que el actual coeficiente de consolidación de Terzaghi  $C'_v$  , esta dado por

$$C'_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = C'_{v2} \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{2}} \right)^{\lambda} \quad (6)$$

Cuando  $C_v$  es constante para el caso de  $\lambda = 0$ . Como se ve en el inciso (1.3.6)

En este inciso se analizará el caso general para la variable  $C_v$ , en donde  $\lambda \neq 0$ , dejemos a  $2H_1$ ,  $2H$  y  $2H^2$ , ser la altura inicial, actual y final del estrato drenado en sus dos caras horizontales. En el inciso (1.5.7) se hizo la suposición para las condiciones de frontera de que el cambio en el espesor es pequeño en relación al espesor y de acuerdo a esto:

$$H_1 = H_2 = H \quad (7)$$

Se encontró conveniente utilizar las variables reducidas de  $T$  y  $z'$  definidas por:

$$T = \frac{C_v v_2 t}{H^2} \quad (8)$$

$$z' = \frac{z}{H} \quad (9)$$

Sustituyendo las ecuaciones (8) y (9), en la ecuación (5) tenemos:

$$\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial T} = \frac{\partial^2 v}{\partial z'^2} \quad (10)$$

Y las condiciones de frontera son, de la ecuación (3):

$$z' = 0 \quad 0 \leq T \leq \infty \quad v = 1 \quad (11)$$

$$z' = 2 \quad 0 \leq T \leq \infty \quad v = 1 \quad (12)$$

Con las condiciones iniciales:

$$T = 0 \quad 0 < z' < 2 \quad v = \left( \frac{\sigma'_{11}}{\sigma'_{12}} \right)^{\lambda} \quad (13)$$

Para  $T = \infty$  la solución debe satisfacer:

$$T = \infty \quad 0 \leq z' \leq 2 \quad v = 1 \quad (14)$$

Alternativamente, la segunda condición de frontera, la ecuación (37), puede ser substituida por la siguiente condición de frontera:

$$z' = 1 \quad 0 \leq T \leq \infty \quad \frac{\partial v}{\partial z'} = 0 \quad (12 \text{ bis})$$

La relación de la altura final entre la inicial esta dado por:

$$\frac{H_2}{H_1} = \left( \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right)^{-\gamma} \quad (15)$$

Sustituyendo la ecuación (15) en la (13) tenemos:

$$\left( \frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v2}} \right)^{\gamma} = \left( \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right)^{-\gamma \lambda / \gamma} = \left( \frac{H_2}{H_1} \right)^{\lambda / \gamma} \quad (16)$$

Y de acuerdo a la condición inicial (ec 13) puede ser expresada.

$$T = 0 \quad 0 < z' < 2 \quad v = \left( \frac{H_2}{H_1} \right)^{\lambda / \gamma} \quad (17)$$

La ecuación (10) y las condiciones iniciales de frontera, dadas por las ecuaciones (11, 12 y 17) constituyen el problema de los valores de frontera a ser resueltos.

#### 1.5.12.- Grado de Asentamiento:

También se demostró en el inciso (1.3.13) que si  $\Delta H$  = asentamiento total final, después de que la consolidación primaria ha tenido lugar, y  $S_t$  = asentamiento en un tiempo  $t$ , la relación del grado de asentamiento ( $U$ ) esta dado por:

$$U = \frac{1 - \left( \frac{H_2}{H_1} \right) \int_0^1 v^{z'} dz'}{1 - \frac{H_2}{H_1}} \quad (18)$$

Las curvas de consolidación,  $U$  v.s.  $T$ , para  $C_v$  variable, pueden ser obtenidas entonces de la ecuación 18 en donde  $v$  es dada por la solución del valor de frontera, lo cual ya se ha establecido. Estas curvas son también una función de la relación de la altura final entre la inicial  $H_2 / H_1$  y de la relación de los parámetros  $\lambda / \gamma$ .

#### 1.5.13.-Solución del Problema del Valor de Frontera : Obtención del Grado de Asentamiento.

La ecuación (10) junto con las condiciones de frontera (ecuaciones 11, 12 y 17) fue resuelta numéricamente usando una diferencia finita de aproximaciones, primeramente propuesta por Crank y Nicolson (1947). Este procedimiento sirve para ecuaciones lineales y parabólicamente cuasi-lineales. El intervalo  $0 \leq z' \leq 2$  es dividido en ( $N$ ) partes iguales de longitud  $\Delta z'$ .

La solución es movida hacia adelante en el tiempo usando pasos  $\Delta T$ , no necesariamente todos iguales, Las derivadas parciales son substituidas por las diferencias finitas citadas.

$$\frac{\delta v}{\delta t} = \frac{v(z', T + \Delta T) - v(z', T)}{\Delta T} \quad (19)$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z'^2} = \frac{1}{2(\Delta z')^2} \{ v(z' + \Delta z', T + \Delta T) + v(z' - \Delta z', T + \Delta T) + v(z' + \Delta z', T) + v(z' - \Delta z', T) - 2v(z', T + \Delta T) - 2v(z', T) \} \quad (20)$$

Es fácil demostrar que el error de truncamiento  $= 0 [(\Delta T)^2 + (\Delta z')^2]$ . Ya que esta implícito en el diagrama, es estable para cualquier valor de  $\lambda = \Delta T / (\Delta z')^2$ . Esto permite el uso de pasos en el tiempo mas grandes, y hace mas que solamente compensar el trabajo extra al resolver el sistema no lineal de ecuaciones para  $(v)$  en un tiempo  $(T + \Delta T)$ . Hay que notar que el sistema es tridiagonal. Juncosa y Young (1957) dieron una prueba de la convergencia del diagrama de Crank - Nicolson cuando las condiciones iniciales son precisamente continuas.

La mayoría de las soluciones fueron calculadas usando  $\Delta z' = 0.1$  y  $\Delta T$  de 0.001 a 0.016, los tiempos mas pequeños en los pasos fueron usados al principio del tiempo en la integración, en donde la solución cambia muy rápidamente al final de los intervalos  $(z')$ .

Mientras el tiempo se incrementa, la solución se hace mas fina, cambia mas suave, y a su vez se pueden usar incrementos mayores del tiempo en los pasos. Varios de los ejemplos fueron usados usando  $\Delta z' = 0.1, 0.5$  y  $0.025$ , para verificar que el error es  $O\{(\Delta z')^2\}$ . También, teniendo el doble del tiempo en los pasos, se muestra que el error es realmente  $O\{(\Delta z')^2 + (\Delta T)^2\}$ .

En cada paso en el tiempo, el grado de asentamiento fue calculado por una integración numérica (ecuación 18). Dos diferentes fórmulas de cuadratura fueron usadas:

1. Regla trapezoidal compuesta.
2. Regla compuesta de Simpson. ( la cuál tiene errores de truncamiento de  $O\{(\Delta z')^3\}$  y de  $O\{(\Delta z')^5\}$  respectivamente.

Al principio del tiempo de integración, la integral de la ecuación (18) cambia muy rápido con  $\Delta z'$  cerca  $z' = 0$  y  $z' = 2$ , en donde la regla de Simpson aproxima la integral mucho mejor que la regla trapezoidal, pero para tiempos mayores de  $T = 0.1$  ambas aproximaciones son esencialmente iguales.

Los resultados presentados en la siguiente sección fueron calculados, usando la regla de Simpson con  $\Delta z' = 0.1$

#### 1.5.14.-Curvas de Consolidación

Las curvas de consolidación  $U$  v.s  $T$  son funciones de  $H_2/H_1$  y de  $\lambda/\gamma$ . Valores de  $H_2/H_1 < 1$  corresponden a los casos de compresión y valores de  $H_2/H_1 > 1$  corresponden a los casos de expansión, de la ecuación (4).

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{1}{\gamma} - k \quad (21)$$

Teóricamente, el coeficiente de compresibilidad puede variar de ( 0 { incompresible} - 1 { gas isotermal compresible } )  $\square$   $k$  es siempre mas grande que 1. En la práctica, sin embargo, valores comunes de  $\gamma$  son de 0.01 - 0.5 y para  $k$  son de 1 - 20. Deacuerdo a esto, valores de  $\lambda/\gamma$  tan grandes como 100 y tan pequeños como - 20 pueden no ser infrecuentes . En términos generales se puede decir que el valor de  $\lambda/\gamma$  decrece cuando la compresibilidad se incrementa, y mientras el valor de  $\gamma$  para la expansión y recompresión es mas pequeño que el valor de  $\gamma$  para el tramo virgen de las curvas, lo que sigue es que el valor de  $\lambda/\gamma$  es mas grande para la expansión y recompresión que para la compresión a lo largo del tramo virgen de las curvas. De la ecuación (6) se puede deducir valores positivos del espécimen, el incremento de los coeficientes de consolidación con la presión efectiva y que valores negativos de  $\lambda/\gamma$  significan el decremento de los coeficientes de consolidación con la presión efectiva. De la ecuación (21) también se puede deducir que el coeficiente de consolidación es constante , cuando el coeficiente de permeabilidad iguala el inverso del coeficiente de compresibilidad. En la ecuación (8) se nota que el factor de tiempo, reduce la variable  $T$ , usando el coeficiente final de consolidación  $C_{v2}$

La fig. (27) presenta las curvas de consolidacion para  $\lambda = 0$  y diferentes valores de  $H_2/H_1$ . Las figuras (30 y 31 ) presentan las curvas de consolidación para los casos de compresión positiva y valores negativos de  $\lambda/\gamma$ . Como se esperaba, valores positivos de  $\lambda/\gamma$  desplazan las curvas hacia la derecha y valores negativos de  $\lambda/\gamma$  desplazan las curvas hacia la izquierda, el desplazamiento comienza alto, para los valores altos de  $\lambda/\gamma$ , lo mismo que para valores altos de  $H_2/H_1$ .

Se deduce de estas curvas que la solución lineal de Terzaghi, en especifico , la solución exacta para  $H_2/H_1 = 1$ , es también una muy buena solución para los casos  $H_2/H_1 \neq 1$  siempre y cuando  $\lambda/\gamma = 1$ . Esto también es cierto para los casos de expansión.

Fig. 30.- T vs. U para: (a)  $H_2 / H_1 = 0.99$ , (b)  $H_2 / H_1 = 0.9$

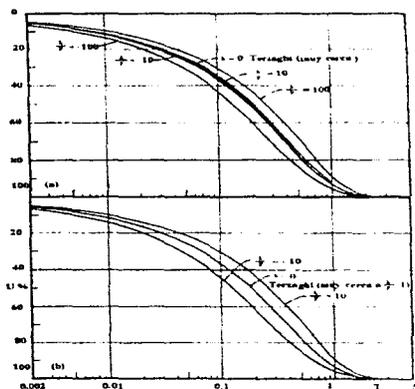


Fig. 32.- T vs. U para: (a)  $H_2 / H_1 = 0.01$ , (b)  $H_2 / H_1 = 1.1$

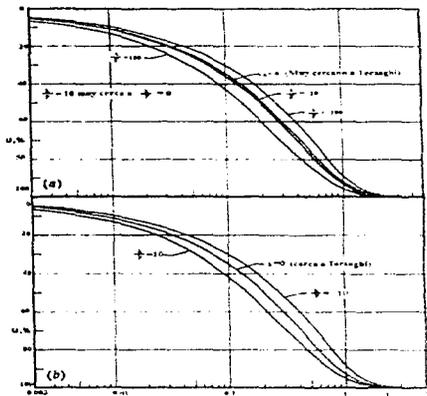


Fig. 31.- T vs. U para: (a)  $H_2 / H_1 = 0.7$ , (b)  $H_2 / H_1 = 0.5$

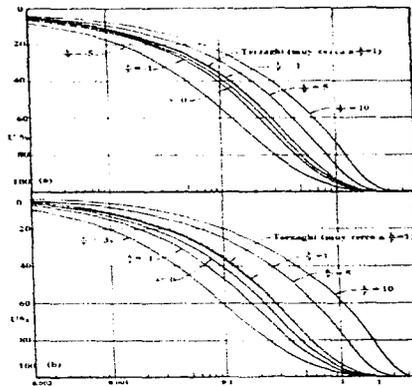
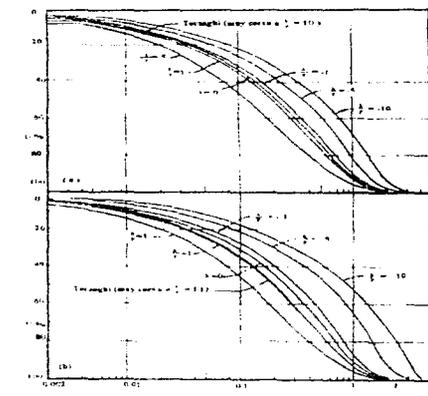


Fig. 33.- T vs. U para: (a)  $H_2 / H_1 = 1.4$ , (b)  $H_2 / H_1 = 2.0$



Las figuras (32 y 33) presentan las curvas de consolidación para los casos de expansión positiva y valores negativos para  $\lambda / \gamma$ . Denuovo como se esperaba, valores positivos de  $\lambda / \gamma$  desplazan la curva hacia la izquierda y valores negativos de  $\lambda / \gamma$  desplazan las curvas a la derecha; el desplazamiento comienza alto para valores altos de  $H_2 / H_1$ , como también para valores altos de  $H_2 / H_1$ .

Hay que notar sin embargo que, que para valores pequeños de  $H_2 / H_1$  ( $\sim 2$ ) las curvas reales, se espera que sean de alguna forma diferentes de aquellas curvas presentadas debido al efecto del movimiento de la frontera durante el proceso de consolidación que no ha sido considerado en la teoría.

El efecto del movimiento de las fronteras tenderá a acelerar el proceso de la compresión y retardarlo durante la expansión.

### 1.5.15.-Uso Práctico de las Curvas de Consolidación

La aplicación en la práctica de estas curvas de consolidación unidimensional; en particular, a la prueba de consolidación unidimensional (STD) requieren de la determinación de los parámetros  $\gamma$  y  $k$ . El coeficiente no lineal de compresibilidad  $\gamma$  esta definido por:

$$\frac{H}{H_1} = \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{11}} \right)^{-\gamma} \quad (22)$$

El parámetro  $\gamma$  puede ser determinado de una curva de compresibilidad por:

$$\gamma = \frac{\log \frac{H_1}{H_2}}{\log \frac{\sigma'_{12}}{\sigma'_{11}}} \quad (23)$$

En donde los subíndices 1 y 2 se refieren a dos diferentes puntos en la curva de compresibilidad. El coeficiente de permeabilidad esta definido por:

$$\frac{k}{k_1} = \left( \frac{H}{H_1} \right)^k \quad (24)$$

Y por lo tanto, puede ser determinado de:

$$k = \frac{\log \frac{k_1}{k_2}}{\log \frac{H_1}{H_2}} \quad (25)$$

En donde, otra vez, los subíndices 1 y 2 se refieren a dos puntos diferentes conocidos. Regresando ; una vez que los parámetros  $\gamma$  y  $k$  han sido determinados , el coeficiente  $C_{v2}$  de la ecuación (2) puede ser encontrado, de la ecuación (24)

$$k_2 = k_1 \left( \frac{H_2}{H_1} \right)^k \quad (26)$$

En donde, de la ecuación (22):

$$H_2 = H_1 \left( \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right)^{-\gamma} \quad (27)$$

El valor de  $m_{v2}$  esta dado por:

$$m_{v2} = \frac{\gamma}{\sigma'_{v2}} \quad (28)$$

Usando para el factor tiempo T de la ecuación (8), un valor de significado geométrico para H, i.e.  $H^2 = H_1 * H_2$ ,

$$t = \frac{T H_1 H_2}{C_{v2}} \quad (29)$$

Finalmente, para el grado de asentamiento, (ec 18),  $\Delta H$  puede ser determinada de la ecuación (27)

$$\Delta H = H_1 - H_2 = H_1 \left[ 1 - \left( \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right)^{-\gamma} \right] \quad (30)$$

Usando las ecuaciones (29 y 30) el tiempo de las curvas experimentales de consolidación puede ser comparado con el tiempo de las curvas teóricas de consolidación presentadas en este inciso.

Si el coeficiente de permeabilidad  $k$  y el parámetro  $k$  son desconocidos el análisis de una curva experimental de tiempo, requieren un juicio de un procedimiento de error,

tratando de arreglar la curva experimental a una de las curvas teóricas ( $\lambda / \gamma$  variable) para el valor apropiado de  $H_2 / H_1$ .

### **1.5.16.-Conclusiones**

Las principales conclusiones son:

1. Para los casos de compresión,  $H_2 / H_1 < 1$ , valores positivos de  $\lambda / \gamma$  desplazan las curvas de consolidación a la derecha y valores negativos de  $\lambda / \gamma$  desplazan las curvas hacia la izquierda, el desplazamiento comienza alto para valores altos de  $\lambda / \gamma$  como también para valores pequeños de  $H_2 / H_1$ .
2. Para los casos de expansión,  $H_2 / H_1 > 1$ , valores positivos de  $\lambda / \gamma$  desplazan las curvas de consolidación hacia la derecha, el desplazamiento comienza alto para valores altos de  $\lambda / \gamma$  como también para valores altos de  $H_2 / H_1$ .
3. Si  $0.99 < H_2 / H_1 < 1.01$ , valores de  $-10 < \lambda / \gamma < 10$  producen desplazamientos muy pequeños. También para  $0.9 < H_2 / H_1 < 1.1$ , valores de  $-1 < \lambda / \gamma < 1$  producen desplazamientos muy pequeños.
4. La solución lineal de Terzaghi, una solución rigurosa para el caso  $H_2 / H_1 = 1$ , se encuentra que es muy buena para los casos en los cuales  $H_2 / H_1 \neq 1$  siempre y cuando  $\lambda / \gamma = 1$ .
5. Para los casos  $H_2 / H_1 < 0.9$  y  $H_2 / H_1 > 1.1$  las fronteras desplazantes, las cuales, fueron consideradas arregladas en la teoría, son a través de la aceleración del proceso de consolidación durante la compresión y retardarla durante la expansión, modificando las curvas de consolidación presentadas.

### 1.6.- Modelo De Juárez Badillo. ( Ecuación general de variación del volumen en el tiempo para los suelos)

En esta segunda parte se presenta la teoría de Juárez Badillo (1985) en donde propone el estudio de la consolidación en los suelos finos saturados. La cual se basa en el principio de que todo fenómeno es simple y ordenado.

La ecuación es aplicable cuando la consolidación primaria es pequeña en comparación con la consolidación secundaria, esto es para arcillas normalmente consolidadas y niveles de esfuerzos entre la carga de preconsolidación del laboratorio  $\sigma^*_{p_1}$  en  $t = t_p$  y la carga de preconsolidación en  $t = \infty$ ,  $\sigma^*_{p_2}$ , la cual es igual a la presión vertical efectiva in situ  $\sigma^*_{v_0}$  esto es:

$$\sigma^*_{v_0} = \sigma^*_{p_1} < \sigma^*_{v_0} < \sigma^*_{p_2}$$

#### 1.6.1.- Hipótesis.

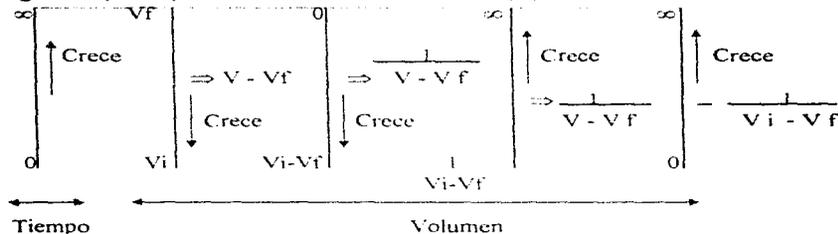
- La ecuación que relaciona los cambios de volumen en el tiempo depende de un parámetro adimensional, independientemente de puntos críticos, que satisface las condiciones de frontera; es decir, para un tiempo inicial, el suelo tiene un volumen inicial conocido y para un tiempo infinito, el suelo llega a un volumen final.

El autor postula que:

1. El dominio del tiempo es completo; es decir de 0 a  $\infty$ .
2. El dominio del volumen es incompleto; es decir, de un volumen inicial a uno final ( $V_i$  a  $V_f$ ). Se requiere una función, denominada  $f(v)$ , para la cual  $f(v) = 0$  si  $t = 0$  y  $F(v) = \infty$  si  $t = \infty$ . En la figura 30 se muestra de manera esquemática, el razonamiento para la obtención de esta función, la cual resulta ser:

#### 1.6.2.- Ecuaciones constitutivas.

Fig.30 Esquema para la obtención de la función  $f(V)$



tratando de arreglar la curva experimental a una de las curvas teóricas ( $\lambda / \gamma$  variable) para el valor apropiado de  $H_2 / H_1$ .

### 1.5.16.-Conclusiones

Las principales conclusiones son:

1. Para los casos de compresión,  $H_2 / H_1 < 1$ , valores positivos de  $\lambda / \gamma$  desplazan las curvas de consolidación a la derecha y valores negativos de  $\lambda / \gamma$  desplazan las curvas hacia la izquierda, el desplazamiento comienza alto para valores altos de  $\lambda / \gamma$  como también para valores pequeños de  $H_2 / H_1$ .
2. Para los casos de expansión,  $H_2 / H_1 > 1$ , valores positivos de  $\lambda / \gamma$  desplazan las curvas de consolidación hacia la derecha, el desplazamiento comienza alto para valores altos de  $\lambda / \gamma$  como también para valores altos de  $H_2 / H_1$ .
3. Si  $0.99 < H_2 / H_1 < 1.01$ , valores de  $-10 < \lambda / \gamma < 10$  producen desplazamientos muy pequeños. También para  $0.9 < H_2 / H_1 < 1.1$ , valores de  $-1 < \lambda / \gamma < 1$  producen desplazamientos muy pequeños.
4. La solución lineal de Terzaghi, una solución rigurosa para el caso  $H_2 / H_1 = 1$ , se encuentra que es muy buena para los casos en los cuales  $H_2 / H_1 \neq 1$  siempre y cuando  $\lambda / \gamma = 1$ .
5. Para los casos  $H_2 / H_1 < 0.9$  y  $H_2 / H_1 > 1.1$  las fronteras desplazantes, las cuales, fueron consideradas arregladas en la teoría, son a través de la aceleración del proceso de consolidación durante la compresión y retardarla durante la expansión, modificando las curvas de consolidación presentadas.

$$f(v) = \frac{1}{V - V_r} - \frac{1}{V_i - V_r} \quad (1)$$

La relación entre el tiempo y  $f(V)$  es:

$$\frac{\partial f(V)}{f(V)} = \delta \frac{\partial t}{t} \quad (2)$$

Donde  $\delta$  es un parámetro de proporcionalidad, adimensional, llamado coeficiente de viscosidad volumétrica.

Integrando la ecuación (2) entre los límites  $(t_1 \text{ y } V_1)$  y  $(t, V)$  multiplicando el numerador y el denominador por  $(V_i - V_r)$  y realizando el cambio de variable:

$$V_i - V = \Delta V = X \quad (3)$$

$$V_i - V_f = (\Delta V)_T = X_T \quad (4)$$

donde  $X$  y  $X_T$  son el cambio volumétrico, para tiempo  $t$  y para  $t = \infty$  respectivamente, la ec. (4) se convierte en:

$$\frac{X_T}{X} = 1 + \left\{ \frac{X_T}{X} - 1 \right\} \left\{ \frac{t_1}{t} \right\}^\delta \quad (5)$$

Definiendo el grado de compresión  $U = \frac{X}{X_T}$

$$\frac{1}{U} = 1 + \left\{ \frac{1}{U_1} - 1 \right\} \left\{ \frac{t_1}{t} \right\}^\delta \quad (6)$$

y si  $t^*$  es el tiempo par el cuál  $U_1 = 0.5$  la ecuación (6) queda como:

$$\frac{1}{U} = 1 + \left\{ \frac{t^*}{t} \right\}^\delta \quad (7)$$

Esta ecuación permite modelar el fenómeno

En la práctica la determinación de los parámetros involucrados ( $\delta$  y  $t^*$ ) dependen del tipo de datos experimentales.

Badillo (1985) utiliza la escala semi-log, la curva de consolidación se puede dividir en tres partes; (c), (s), (c), que indican una porción curva, una recta y nuevamente una curva. Se denominará a las curvas experimentales con las tres porciones (csc): (cs) ó (sc), etc., , para los casos en los que se cuente con otro tipo de datos experimentales (por ejemplo, curvas (sc), (csc), (s).. el procedimiento es similar, el mejor caso para obtener los datos  $\delta$  y  $t^*$  es para la curva (csc) y el peor caso es para una curva (s)

Badillo recomienda utilizar para el caso (sc) los puntos antisimétricos, cuando la curva sea (csc) utilizar los puntos extremos de la línea recta para los puntos 1 y 2 y checar otros tres puntos, dos deben estar localizados en los extremos de toda la curva experimental. Para el caso de una curva (s) los parámetros se pueden encontrar si es una línea recta exacta.

### 1.6.3.- Método para obtener los valores de $\delta$ y $t^*$ de una curva experimental.

Considérese que se cuenta con datos del tipo (cs) ; ( $t_3, x_3$ ) corresponden a un punto inicial, ( $t_1, x_1$ ) a un punto intermedio ( $t_2, x_2$ ) a un punto final. Los últimos dos puntos deben estar localizados en la zona inicial y final de la porción recta, respectivamente.

1. Suponer un valor para  $X_T$  como sigue: encontrar el valor al inicio de la porción recta  $X = a$ ; entonces  $X_T = 3a$
2. Calcular  $\delta$  con los puntos 1,2 utilizando la ec (7) pero en términos de grado de compresión (X):

$$\delta = \frac{\log \frac{X_2 X_T - X_1}{X_1 X_T - X_2}}{\log \frac{t_2}{t_1}} \quad (8)$$

3. Verificar el valor de  $X_T$  :

$$\frac{X_T}{X_3} = 1 + \left\{ \frac{X_T}{X_1} - 1 \right\} \left\{ \begin{matrix} t_1 \\ t_2 \end{matrix} \right\}^{\delta} \quad (9)$$

4. Repetir los pasos 1 a 3, en caso de que la ec (9) no sea satisfecha, cambiando el valor de  $X_T$  ( Con un valor mayor de  $X_T$ , se obtiene un mayor valor de  $X_3$  calculado ).

5. Calcular el tiempo característico ( $t^*$ ) con el punto 2 :

$$\left\{ \frac{t^*}{t_2} \right\}^\delta = \frac{X_T - X_2}{X_2} \quad ((10))$$

6. Los valores obtenidos de  $X_T$ ,  $\delta$ ,  $t^*$  pueden ser usados en la ec (7), o bien, en términos de cambio de volumen o de cambio de altura ( Preferible en consolidación unidimensional):

$$V = V_i - \Delta V = V_i \frac{(\Delta V)_T}{1 + \left\{ \frac{t^*}{t} \right\}^\delta} \quad (11)$$

$$H = H_i - \Delta H = H_i - \frac{\{ \Delta H \}_T}{1 + \left\{ \frac{t^*}{t} \right\}^\delta} \quad (12)$$

Donde:

- $H_i$  = altura inicial del espécimen.
- $(\Delta H)_T$  = decremento de la muestra entre intervalos de tiempo.
- $t^*$  = tiempo característico que tarda la muestra en alcanzar el 50 % de la consolidación.
- $t$  = tiempo que tarda la muestra en alcanzar su grado máximo de consolidación
- $\delta$  = coeficiente de viscosidad volumétrica.

#### 1.6.4.- Aplicación del modelo a una curva de consolidación.

Juárez Badillo establece un coeficiente de consolidación secundaria, el cuál tiene un uso práctico debido a la similitud que ofrece respecto a los que se usan actualmente:

$$c^*_{\alpha} = \frac{2.3}{4} \delta \frac{(\Delta H)_T}{H^*} \quad (13)$$

Donde ;  $H^*$  es el valor de H para  $t = t^*$

Juárez Badillo da las siguientes expresiones cuando  $t \neq t^*$   
De las fórmula establecidas por Juárez Badillo en (1975):

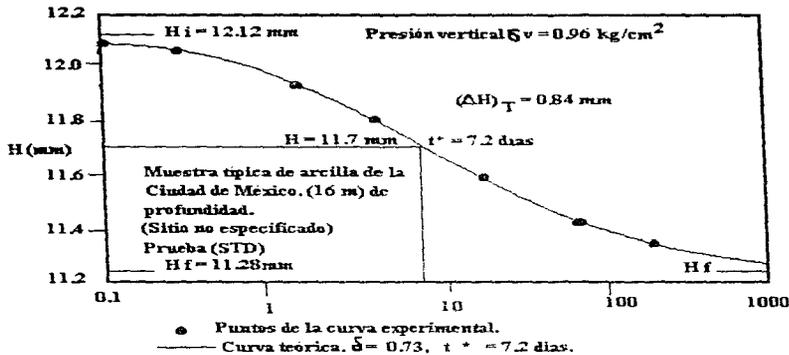
$$a_v = 0.0016 (W_T - 10) \quad (14)$$

$W_L$  es el límite líquido

$$e_0 = 7.5 a_v \quad (15)$$

$$\frac{(\Delta H)^T}{H^*} = \frac{3}{1 - 2^{1 - \frac{3}{2}}} \quad (16)$$

Sustituyendo el valor de la ecuación (16) en la ecuación (13) obtenemos  $\varepsilon^*$



La prueba se realizó durante 250 días.

Fig. 34.- Curva de consolidación para una arcilla del valle de México. (Mesri 1973)

De la fig. 34 sustituyendo en la fórmula tenemos:

$$\varepsilon^* = \frac{2.3}{4} \cdot 0.73 \cdot \frac{0.84}{11.70} = 0.030$$

Juárez Badillo (1992) ha realizado investigaciones en base a su teoría en arcillas del lago de Texcoco y en las pruebas de los cimientos de pilas de la torre de PEMEX (Badillo 1992), encontrando los siguientes valores:

Lugar	Laboratorio		Campo	
	$\delta$	$t^*$	$\delta$	$t^*$
Gloucester (Londres)	0.4 - 0.6	1 - 10 días	0.9	8.5 años
México (D.F.)	0.4 - 0.7	1 - 10 días	1.0	5.0 años

Tabla No. 2. Resultados del modelo (# 2) de Juárez Badillo.

Una vez que se han obtenido los datos  $\delta$  y  $t^*$  el tiempo para un determinado grado de consolidación puede ser encontrado, definimos el factor tiempo como:

$$\tau = \left( \frac{t}{t^*} \right)^\delta \quad (17)$$

La ecuación (7) queda redefinida como:

$$\tau = \frac{U}{1 - U} \quad (18)$$

De las ecuaciones (17) y (18) tenemos:

$$\left( \frac{t}{t^*} \right)^\delta = \frac{U}{1 - U} \quad (19)$$

Para un grado de consolidación del 90 % tenemos:

$$\frac{t^{0.9}}{t^*} = 9^{1/\delta}$$

De esta forma tenemos

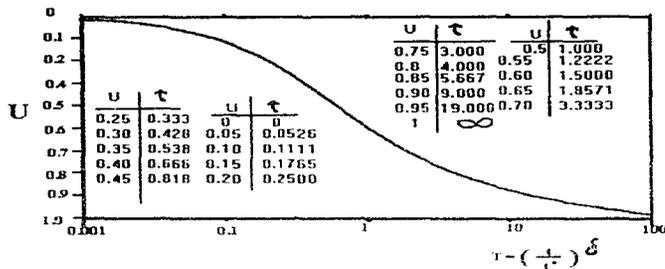


Fig. 35.- Gráfica para el factor de tiempo  $\tau$

De la fig. 32 Badillo (1985) comenta que es conveniente hacer un cambio de la escala para no tener confusiones con las curvas de consolidación resultado de las pruebas (STD).

#### **1.6.5.- Conclusiones.**

1. Se observa que este modelo es relativamente sencillo de utilizar.
2. Son contados los casos reportados en los cuales se ha utilizado para predecir asentamientos a largo plazo, por ejemplo, Aguirre et al. (1987), Paniagua et al (1990) Badillo (1985 - 1987 - 1992).
3. La curva gráfica semi-log parece la mas apropiada , en estas gráficas las curvas del tiempo son asimétricas y en su tercio medio se aproxima mucho a una recta. (Badillo 1985).
4. Juárez Badillo considera que la consolidación primaria en este modelo no tiene influencia sobre el comportamiento de la arcilla por lo que la consolidación secundaria es la que influye en todo el proceso de consolidación.
5. Para el estudio de la consolidación secundaria, que es la que gobierna el comportamiento en este modelo Juárez Badillo indica que primero se deben calcular los valores de ( $\delta$ ) y ( $t^*$ ), para después calcular el coeficiente de compresibilidad y el coeficiente de consolidación secundaria.
6. El coeficiente de viscosidad volumétrica ( $\delta$ ) tiene que ver principalmente con la forma de la curva del tiempo, mientras que el tiempo característico ( $t^*$ ) tiene que ver principalmente con la rapidez del fenómeno.
7. Los valores encontrados para el valle de México son ( $\delta = 1.0$ ) y ( $t^* = 5$  años )

### 1.3.22.- Discusión sobre 30 años de Consolidación Secundaria en Arcillas

En esta sección veremos como Eulalio Juárez Badillo (1991) hace un análisis sobre la consolidación secundaria, en base a un estudio realizado por C.B. Crawford y M. Bozouk (1990)<sup>1</sup> el cual involucro un registro que duro mas de 33 años, de observaciones hechas a un edificio, al cual se estuvieron realizando (únicamente) mediciones desde su construcción, hasta su demolición, en Canadá, este estudio nos permite la comparación de asentamientos reales durante este periodo, ocurridos en el campo, contra nuestros métodos actuales de diseño.

En la parte donde se analiza la consolidación secundaria del estudio presentado, por Crawford Y Bozouk, los que concluyen que; "La extrapolación de la curva (asentamiento - tiempo), indica que la consolidación esta esencialmente terminada después de 33 años y que la velocidad de deformación es de solamente 1 mm / año "

Juárez Badillo compara lo dicho en el párrafo anterior con un simple análisis que puede ayudar a entender todo el fenómeno de asentamiento. El análisis que aplica esta basado en su principio de que "todo fenómeno fisico es ordenado y simple", y con su ecuación de la consolidación secundaria (inciso 1.3.19, ecuación (12)), basada en el principio anterior, tenemos que:

$$\Delta H = \frac{\{\Delta H\}_T}{1 + \left\{ \frac{t^*}{t} \right\}^\delta} \quad (1)$$

Donde  $\Delta H$  es el asentamiento en el tiempo  $t$ ,  $(\Delta H)_T$  es el total  $\Delta H$  en  $t = \infty$ ,  $t^*$  es el tiempo característico en el cual  $\Delta H = 0.5 (\Delta H)_T$ , y  $\delta$  es el coeficiente de viscosidad de volumen.

Al aplicar la ecuación superior a los datos de la investigación de Crawford, se obtienen unos resultados, que se muestran en la figura (1), la técnica de la aplicación de la fórmula (1) se explica en el inciso (1.3.19). La principal característica de las curvas en escala semi - log es de que son prácticamente líneas rectas en su tercio medio. La diferenciación de la ecuación (1) nos da:

$$\frac{\partial \Delta H}{\partial t} = \delta \frac{(\Delta H)_T}{(\Delta H)_T t} \left( \frac{t^*}{t} \right)^\delta \quad (2)$$

Para este caso en el campo  $\delta = 0.9$ ,  $t^* = 8.5$  años,  $(\Delta H)_{T(53)} = 43$  cm, y  $(\Delta H)_{T(4)}$  = 36 y 34 cm para el caso del edificio demolido. Para el punto en  $t = 33$  años, el asentamiento es 77 % del asentamiento total final, con una velocidad de 2.0 mm / año.

<sup>1</sup> Canadian Geotechnical Journal, Volumen # 27, páginas . 315-319.

Sabemos que la ecuación (1) es para la compresión secundaria y no toma en cuenta el efecto de la compresión primaria. Por esta razón, no se debe esperar que las curvas teóricas concuerden al principio con las curvas experimentales. La aplicación de la ecuación (1) a tales curvas experimentales, provee lo siguiente, ( la compresión  $\epsilon$  toma el lugar de  $(\Delta H)$  en la ecuación (1).

Muestra (m)	$\delta$	t* (min)	$\epsilon_1$ (%)	Observaciones
<b>2.53(Tubo)</b>	0.55	78	11.8	<b>Arreglo muy bueno</b>
<b>2.53(Bloque)</b>	0.60	440	12.5	<b>Arreglo Bueno</b>
<b>3.35</b>	0.40	5000	18.0	<b>Arreglo Regular</b>
<b>6.55</b>	0.50	6000	12.5	<b>Arreglo Pobre</b>
<b>9.15</b>	0.60	20000	12.0	<b>Arreglo Bueno</b>
<b>2.44</b>	0.35	7000	12.0	<b>Arreglo Bueno</b>
<b>4.33</b>	0.50	7500	8.0	<b>Arreglo Bueno</b>
<b>11.07</b>	0.60	8000	1.4	<b>Arreglo Bueno</b>

Tabla 3.

Para arcillas de la Ciudad de México, Juárez Badillo obtuvo valores de laboratorio para  $\delta$  de 0.45 - 0.73, considerando para un terraplén de prueba  $\delta = 1$  (Juárez Badillo 1987). Estos valores son similares a los mostrados en la tabla 1.

Se debe notar que en la figura (1)  $t = 5$  años, los asentamientos experimentales son de alguna forma mas grandes que los valores teóricos. Esto también es verdad en muchas de las curvas de laboratorio. Juárez Badillo también ha notado esto en las arcillas de la Ciudad de México. Si esto se debiera solamente al efecto de la consolidación primaria, debería ser de sentido contrario, i.e., realmente mas pequeños que la teoría. Esto es algo que hay que pensar para el futuro.

Para la capa de compresión de 1.9 a 5.50 m se observa que las compresiones a profundidades de 2.20, 3.35 y 4.33 m son 12 (de tres valores), 18 y 8 %, respectivamente, con un promedio de 12.7 %, tomando en cuenta que la compresión de esta capa es de 85 % de los asentamientos observados, en el punto (53) y que la carga en el campo es similar, un asentamiento total teórico de  $(\Delta H)_T = (1.27 \times 360) / 0.85 = 54$  cm es obtenido del punto 53, de la figura (36) la experimental  $(\Delta H)_T = 43$  cm o 80 % de la  $(\Delta H)_T$  teórica. Esta diferencia puede ser explicada, según piensa Juárez Badillo, a través del hecho que el incremento del esfuerzo efectivo fue en realidad menor que los valores calculados como se discutió en los párrafos anteriores.

Juárez Badillo, sugiere que los investigadores Crawford y Bozozuk deben realizar pruebas de laboratorio, (puesto que solamente se realizaron mediciones de los asentamientos al edificio) para encontrar la curva de compresibilidad, para  $t = \infty$  y su relación con la curva convencional de compresibilidad. A este respecto, en la Fig 37 de (Juárez Badillo 1988), se encontró, para las arcillas de la Ciudad de México; que :

$$\frac{\sigma'_{p'}}{\sigma'_{p0}} = \frac{\sigma'_{p'}}{\sigma'_{p0}} = \frac{128}{68} = 1.85$$

Y que para cualquier relación de vacíos dada, la relación de la presión vertical  $\sigma'_{v,t}$  en la curva en  $t = t_p$  a la presión vertical  $\sigma'_{v,\infty}$  en la curva  $t = \infty$  es constante e igual a  $\frac{\sigma'_{v,t}}{\sigma'_{v,\infty}} = 1.82$ . Adicionalmente, para cualquier presión dada, la relación de  $(1 + e)$  en la curva ( $t = t_p$ ) a  $(1 + e_\infty)$  en la curva ( $t = \infty$ ), fue también constante e igual a:

$$\frac{H}{H_\infty} = \frac{1 + e}{1 + e_\infty} = 1.26$$

Sería grandioso si cualquiera de estas relaciones anteriores se mantuvieran, para esta muy sensitiva, altamente estructurada arcilla Canadiense. Juárez Badillo presenta en la figura (2) ambas alternativas, usando  $\frac{\sigma'_{v,t}}{\sigma'_{v,\infty}} = 1.5$  para la alternativa A y  $\frac{H}{H_\infty} = 1.2$  para la alternativa B. La alternativa A es muy buena para  $\sigma'_{v,t} < \sigma'_{p,0}$ , ya que para  $\sigma'_{v,t} = 60$  kPa, lo que da  $(\epsilon_v)_T = 11\%$  Sin embargo, la alternativa B parece mas probable para valores de  $\sigma'_{v,t}$  mayores que 120 kPa.

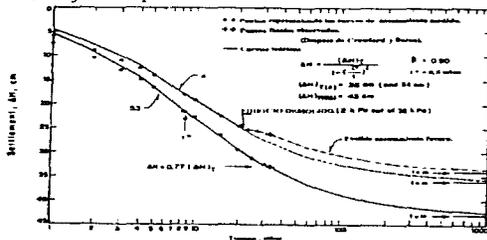
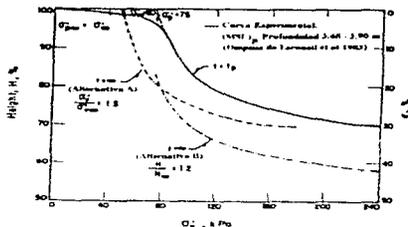


Fig.34.-Relacion entre el tiempo y el asentamiento.

Fig. 35.- Curvas de compresibilidad.



## **1.7.- Teoría de la consolidación unidimensional para suelos finos saturados propuesta por Zeevaert. ; conocida como: (Viscosidad Intergranular)**

### **1.7.1.- Introducción.**

Este modelo fue planteado inicialmente en 1951, y desde entonces ha sido refinado en varias ocasiones. En este escrito se describirá la última versión publicada (Zeevaert 1986).

El comportamiento mecánico de los suelos arcillosos, muestra que tienen una alta viscosidad intergranular, comúnmente conocida como compresión secundaria. El subsuelo donde se encuentran estos suelos muestra usualmente una muy alta estratificación. Los sedimentos compresibles están entremezclados con finos estratos de arena, lo que permite una muy rápida compresión primaria. Por lo que la mencionada compresión secundaria, se convierte en un factor primordial que el ingeniero de mecánica de suelos no debe menospreciar.

Estas condiciones se encuentran en las arcillas de la ciudad de México, donde Zeevaert ha trabajado por varias décadas, tratando de entender mejor el comportamiento de deformación de los suelos observado en el laboratorio y en el campo.

El comportamiento fenomenológico de los suelos muy finos y de una muy alta compresibilidad obtenidos en las pruebas odométricas, necesita ser entendido por los ingenieros que encuentren aplicaciones prácticas de los datos obtenidos de estas pruebas. Zeevaert ha establecido una teoría simple basada en el modelo reológico de Terzaghi para la compresión primaria y de otro modelo reológico visualizado por Zeevaert el cual representa la viscosidad intergranular, el propósito de estos dos modelos es el de correlacionar las pruebas de consolidación de los suelos con las condiciones de campo.

La aplicación de la teoría que aquí se propone, es explicada usando pruebas realizadas en muestras tomadas de las arcillas de la Ciudad de México mediante tubos Shelby, los especímenes utilizados cumplen con las características estándar establecidas por la (ASTM), los resultados de las pruebas de consolidación realizadas en dichos especímenes, dan las curvas de consolidación que se muestran en las figuras (41 a la 42)

### **1.7.2.- Curvas de consolidación.**

Una curva típica de consolidación se muestra en la figura (38); la cual está graficada en escala logarítmica. La parte recta de la curva representa la compresión del suelo hasta el punto ( $\sigma_c$ ) donde se presenta un cambio notable de pendiente al cual Zeevaert se refiere como el esfuerzo crítico de confinamiento o simplemente esfuerzo crítico. En este nivel de esfuerzos en la estructura del suelo sufre un colapso seguido por un nuevo comportamiento estructural, el esfuerzo crítico ( $\sigma_c$ ) está usualmente localizado en la parte derecha del esfuerzo efectivo ( $\sigma_v$ ) por lo cual muestra características típicas de un suelo preconsolidado. Zeevaert ha encontrado que en lugares donde la reducción de los niveles piezométricos del agua ha incrementado el esfuerzo efectivo, se observa un incremento del esfuerzo crítico, siendo siempre ( $\sigma_c$ ) mayor que el esfuerzo efectivo. Este interesante fenómeno tiene lugar debido al desarrollo de los fuertes contactos en la

estructura de la arcilla generados por pequeños granos minerales que tiene la arcilla los cuales son forzados a juntarse entre ellos a una velocidad muy pequeña.

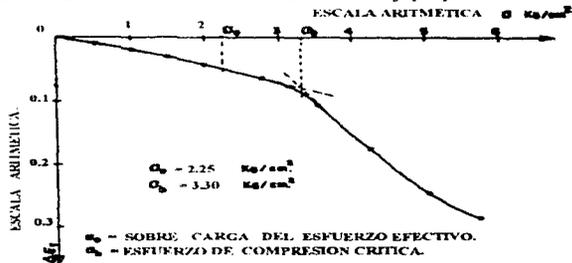


Fig. 38.- Curva de compresibilidad.

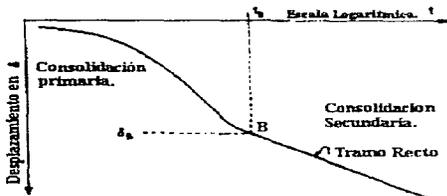


Fig. 39 Tipo I. Curva de consolidación a un nivel de esfuerzos pequeño

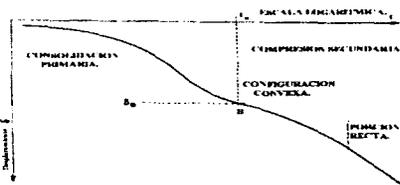


Fig. 40 Tipo II. Curva de consolidación antes del esfuerzo crítico.

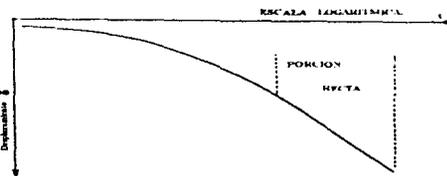


Fig. 41 Tipo III. Curva de consolidación en la zona de esfuerzo crítico.

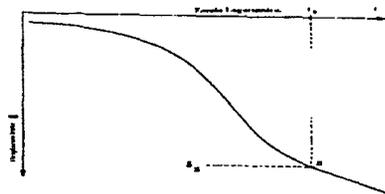


Fig. 42 Tipo IV. Curva de consolidación después del esfuerzo crítico.

En suelos muy sensibles las características de compresibilidad después del esfuerzo crítico no deben utilizarse para evitar una fuerte compresión, por lo que para propósitos ingenieriles prácticos, solamente el comportamiento a la compresión de las arcillas durante la recompresión, el cual corresponde a la parte plana de la curva de compresibilidad y .

antes de alcanzar el esfuerzo crítico, (Fig. 38) necesita ser investigado. En cimentaciones profundas se han observado comportamientos elásticos durante grandes tiempos y el asentamiento tiene lugar al momento de la aplicación de la carga, los desplazamientos verticales deben ser pronosticados.

La típica configuración de las curvas de consolidación obtenidas en la prueba de consolidación estandar (STD), muestran las siguientes características:

- Para niveles de esfuerzo pequeños en recompresión, las curvas de consolidación toman la configuración mostrada en la (Figura.39) y nos referiremos a ellas como (**Curvas Tipo I**).
- Para niveles de esfuerzo grandes en el tramo de recompresión de la curva de compresibilidad y cerca al esfuerzo efectivo ( $\sigma'_v$ ) (Fig. 38), la configuración de las curvas de consolidación son como se muestra en la (Fig. 40). La compresión secundaria o viscosidad intergranular, se hace más evidente y tiene una configuración convexa después de que la compresión primaria se ha desarrollado totalmente, llamaremos a esta configuración (**Curva Tipo II**). (Fig. 40.)
- Para niveles de esfuerzos cercanos al esfuerzo crítico, la configuración de la curva de consolidación no muestra el punto de cambio entre las dos etapas de consolidación como se muestra en la (figura 41), (**Curva Tipo III**)
- Después del esfuerzo crítico, se genera una nueva estructura en la arcilla la cual tiene lugar bajo las condiciones de confinamiento, dando lugar a una (**Curva Tipo IV**). (Fig. 42).

La curva de consolidación más común en el campo, en suelos altamente compresibles para niveles de esfuerzo antes del esfuerzo crítico corresponden a la configuración del tipo II, como se pueden ver en la figuras (43, 44 y 45), para tres suelos altamente estratificados, donde los asentamientos fueron registrados. Los casos de las figuras (43 y 44) corresponden a cimentaciones compensadas, y aquellos de la figura (45), a rellenos de tierra, el esfuerzo crítico en estos casos fue más alto que el esfuerzo efectivo de confinamiento a cualquier profundidad.

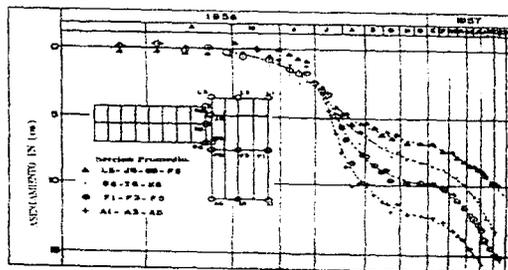
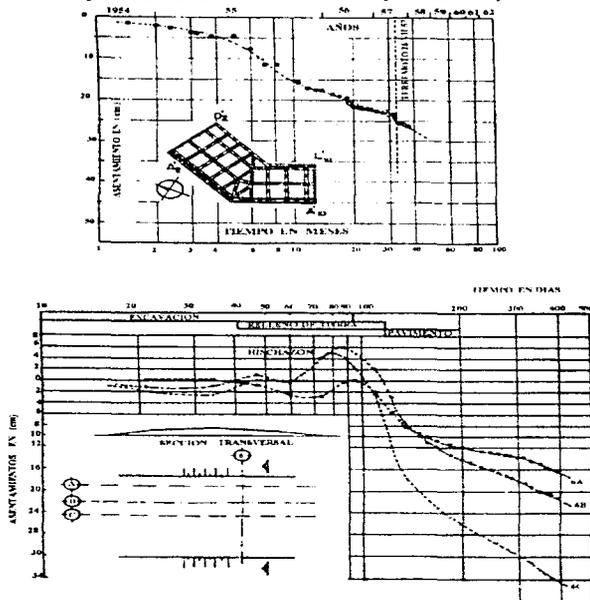


Fig. 43.- Asentamiento de una cimentación compensada en la ciudad de México

**Fig. 44.- Asentamiento promedio de una cimentación compensada con pilotes de fricción.**



**Fig.45.- Asentamiento de un terraplén.**

Lo anterior muestra la importancia del desarrollo de una teoría practica para correlacionar el comportamiento fenomenológico observado en el consolidómetro con las observaciones de campo. Los parámetros deben ser determinados con las pruebas odométricas, y ajustarse para su aplicación bajo condiciones de esfuerzos en campo, para pronosticar los asentamientos en el tiempo.

### 1.7.3.- Consideraciones teóricas.

La teoría presentada está basada en dos modelos reológicos. El modelo de Terzaghi, y el modelo desarrollado por Zeevaert llamado unidad (Z), ambos tratan de representar el comportamiento del suelo bajo condiciones de confinamiento, las hipótesis en que se basan son:

1. El suelo esta formado de dos estructuras con diferentes propiedades reológicas, una representa la estructura primaria y la otra representa la estructura secundaria (Fig. 46).
2. La estructura primaria esta constituida de granos finos que forman una estructura esquelética continua capaz de tomar esfuerzos efectivos. La deformación volumetrica de la estructura concebida, tiene la tendencia de disipar la presión de poro, de acuerdo con el modelo de Terzaghi, los grandes espacios de la estructura primaria estan saturados con agua libre de aire, y la deformación volumetrica para un incremento de esfuerzos aplicado es solamente de naturaleza elastoplastica.
3. La estructura secundaria esta constituida por suelo muy fino y ultrafino, formando capas entre los granos mas grandes y moviendose continuamente a traves de ellos en su estructura primaria (Fig. 46), la estructura secundaria ha sido visuanizada tiene poros que estan llenos de agua de diferentes viscosidades, como aquellos que se suponen para la estructura primaria. Esta agua no ha sido drenada por los poros debido a la presión aplicada durante el proceso de consolidacion, ya que la estructura secundaria esta constituida principalmente de granos minerales, los desplazamientos relativos entre ellos estan considerados que son un fenomeno de características altamente viscosas debido al agua absorbida alrededor de los granos minerales.



Fig. 46.- Concepción artística de la estructura de la arcilla.

#### 1.7.4.- Modelo reológico.

De estas suposiciones podemos concluir que la deformación volumetrica total del suelo es la suma de las deformaciones volumetricas primaria ( $\Delta \epsilon_{v1}$ ) y secundaria ( $\Delta \epsilon_{v2}$ ).

$$\Delta \epsilon_v = (\Delta \epsilon_{v1}) + (\Delta \epsilon_{v2})$$

Teóricamente analizaremos la unidad Kelvin y la unidad Z en serie (Fig. 47).

- a) La unidad Kelvin, que es equivalente al modelo de Terzaghi, por lo que en esta parte se toma en cuenta a la consolidación primaria, contiene un elemento resistente en

paralelo con un amortiguador (elemento de Newton), de fluidez lineal ( $\phi_1$ ) simulando la fluidez del agua de poro en la estructura primaria y el elemento resistente cuenta con una compresibilidad ( $\alpha_1$ )

- b) La unidad Z esta formada de un elemento altamente viscoso no lineal, que incrementa su viscosidad con el tiempo al estar conectado en paralelo con un amortiguador de fluido lineal ( $\phi_2$ ). El elemento altamente viscoso representa la compresión de los granos minerales de arcilla al momento de aplicarse sobre ellos esfuerzos. El amortiguador representa el retardo hidrodinámico de las deformaciones volumétricas ( $\Delta \epsilon_{v2}$ ), debidos al fluido lineal ( $\phi_2$ ), del agua en los pequeños poros de la estructura secundaria. La fluidez no lineal varia en el tiempo ( $t$ ), es  $\frac{a}{b+t}$ , siendo "a" y "b" dos constantes que se determinan experimentalmente.

La acción de estas dos unidades requiere que la presión en el amortiguador de la unidad Z, siempre sea grande o igual a la presión en el amortiguador de la unidad Kelvin, en orden de que el agua en las capas de arcilla en la estructura secundaria pueda fluir a las superficie de drenaje durante la compresión primaria. Los dos modelos son analizados separadamente, basado en el trabajo de las hipótesis justamente descritas.

#### 1.7.4.1.- La unidad Kelvin.

En esta unidad establecimos las siguientes relaciones bajo la aplicación de un incremento de esfuerzo sostenido ( $\Delta p$ ) (Fig.47)

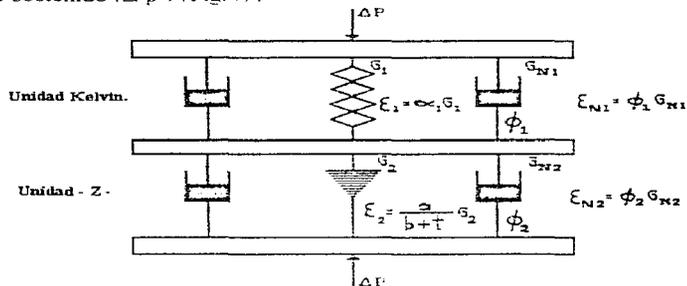


Figura 47. Modelo Reologico (Zeevaert)

Para el equilibrio estatico:  $\Delta p = \Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_2$  (2)

Para las deformaciones volumetricas:  $\Delta \epsilon_{v1} = \Delta \epsilon_1 = \Delta \epsilon_{v2}$  (3)

Condiciones esfuerzo-formación del elemento resistente:  $\Delta \epsilon_1 = \alpha \Delta \sigma_1$  (4)

Donde  $\alpha_1$  representa el modulo de deformación secante del comportamiento esfuerzo-deformación, para el amortiguador consideramos el líquido con propiedades establecidas por Newton, con la constante de fluido ( $\phi_1$ ):

$$\Delta \dot{\epsilon}_{N1} = \phi_1 \sigma_{N1} \quad (5)$$

De esta ecuaciones podemos obtener la ecuación diferencial siguiente:

$$\Delta \dot{\epsilon}_{v1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} \Delta \epsilon_{v1} = \phi_1 \Delta p$$

En base a la integración de la ecuación obtenemos:

$$\Delta \epsilon_{v1} = \Delta p * \alpha_1 (1 - e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (6)$$

Cuando un número alto de unidades es considerado podemos escribir:

$$\Delta \epsilon_{v1} = \alpha * \Delta p \left( 1 - \sum \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\phi_1 t / \alpha_1} \right) \quad (7)$$

En donde  $\sum \alpha_1 = \alpha$  representa la compresibilidad del suelo.

Por otra parte el porcentaje del grado de consolidación de la teoría de Terzaghi nos dice que:

$$\Delta \epsilon_{v1} = m_v \Delta p \left( 1 - \sum \frac{2}{M} e^{-M T_v} \right) \quad (8)$$

En donde  $T_v = C_v t / H^2$  es el factor tiempo primario, y  $M = (2m - 1)^2 \pi^2 / 4$ .  
 Cuando comparamos las ecuaciones (7) y (8) obtenemos:

$$\alpha = m_v \cdot \frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{2}{M} \cdot \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M \frac{C_v}{H^2} \quad (9)$$

La ecuaciones (7) y (8) representan el mismo fenómeno y se correlacionan con la ec. (9), por lo que podemos escribir para la deformación volumétrica de la estructura primaria:

$$\Delta \epsilon_{v1} = (m_v \Delta p) \cdot F(T_v) \quad (10)$$

En dónde  $F(T, \dots)$  es la misma función de retardo del tiempo de la deformación para el proceso hidrodinámico de consolidación que propuso Terzaghi

#### 1.7.4.2.- La Unidad - Z -

En esta unidad se establecieron las siguientes condiciones, (Fig. 45 ). Para el equilibrio de los elementos:

$$\Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (11)$$

Las deformaciones volumétricas:

$$\Delta \epsilon_{v2} = \Delta \epsilon_2 = \Delta \epsilon_{N2} \quad (12)$$

Y las relaciones esfuerzo - deformación, de los líquidos Newtonianos con los fluidos lineales y no lineales respectivamente son:

$$\Delta \epsilon = \frac{a}{b + t} \Delta \sigma_2 \quad (13)$$

$$\Delta \epsilon_{N2} = \phi_2 \Delta \sigma_{N2}$$

En las ecuaciones en (13) , a , b, y  $\phi_2$  son parámetros constantes, y (t) en el tiempo. Combinando las ecuaciones arriba mencionadas obtenemos la ecuación diferencial para la Unidad -Z-

$$\Delta \dot{\epsilon}_{v2} = \frac{a}{b + (a/\phi_2) + t} \cdot \Delta p \quad (14)$$

Bajo un incremento de esfuerzo sostenido y después de integrar la ec(14) tenemos:

$$\Delta \epsilon_{v2} = a \Delta p \cdot \ln \frac{b + (a/\phi_2) + t}{b + (a/\phi_2)} \quad (15)$$

Por otra parte; la presión tomada por el fluido en el amortiguador.

$$\Delta \sigma_{N2} = \frac{1}{\phi_2} \Delta \epsilon_{v2}$$

Por lo que:

$$\Delta \sigma = \frac{(\alpha/\phi_2)}{b + (\alpha/\phi_2) + t} \Delta p \quad (16)$$

Y para  $t = 0$ ,  $\Delta \sigma_{N2} = \Delta p$ , obteniendo  $b = 0$  y:

$$\Delta \varepsilon_{v2} = 2.31 \alpha \Delta p \log \left( 1 + \frac{\phi_2}{a} * t \right) \quad (17)$$

Considerando la suma de todas las unidades  $-Z$  - podemos escribir la ecuación (17) de la siguiente forma, a nuestra conveniencia:

$$\varepsilon_{v2} = 2.31 \bar{\alpha} \Delta p \log \left( 1 + \frac{\phi_2}{a} \frac{\alpha}{\phi_1} \left[ \frac{\phi_1}{\alpha} * t \right] \right) \quad (18)$$

De la correlación Terzaghi - Kelvin encontramos:

$$\alpha = m_v \quad \text{ademas} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = \frac{2 C_v}{H^2}$$

Y llamando  $2.31 \bar{\alpha} = m_t$ , por sustitución en la ecuación (18) obtenemos:

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_t \Delta p \log \left\{ 1 + 4.61 \frac{m_v}{m_t} \frac{\phi_2}{\phi_1} \left( \frac{C_v t}{H^2} \right) \right\}$$

En donde  $C_v t / H^2 = T_v$  es el factor tiempo primario de Terzaghi, y llamando  $m_t/m_v = \beta$ , entonces:

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_t \Delta p \log \left\{ 1 + \frac{4.61}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} T_v \right\} \quad (19)$$

La ecuación (19) representa la deformación volumétrica debido al fenómeno de la viscosidad intergranular. Consideramos  $\beta$ ,  $\phi_2$  y  $\phi_1$  valores constantes, en porcentaje, para un nivel de esfuerzos específico ( $p + \Delta p / 2$ ) y llamamos:

$$\frac{4.61}{\beta} \cdot \frac{\phi_2}{\phi_1} = \xi \quad (20)$$

El valor de  $\xi$  es un parámetro sin dimensiones, y puede ser determinado de las curvas de consolidación obtenidas de una prueba de consolidación. De acuerdo a la ecuación (1) escribimos en forma adimensional:

$$\frac{\Delta \varepsilon_v}{m_v * \Delta p} = \Omega \quad (21)$$

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)$$

La ecuación (21) representa el comportamiento deformación volumétrica - tiempo, en el caso de la prueba de consolidación bajo condiciones aproximadamente similares de restricción lateral en el campo. Sin embargo, cuando esta condición no se encuentra en la prueba triaxial o en el campo para pequeñas áreas cargadas en comparación con el espesor del estrato, entonces deberemos agregar a la ecuación (21) un término de tiempo representando un flujo viscoso estable).

La configuración  $\Omega$  de las curvas teóricas de consolidación expresadas por la ecuación adimensional (21) para diferentes valores de  $\xi$  se muestran en la Fig. (48). para un valor de  $\beta = 0.6$ . Curvas similares pueden ser obtenidas para otros valores de  $\beta$ . Podemos notar de ellas un valor límite de  $\xi$  para el cual las curvas muestran un comportamiento logarítmico recto, después del quiebre en la curva de consolidación, obteniendo una curva tipo I (Fig. 39). El valor límite teórico de  $\xi$  es (5). Las curvas tipo I se ajustarán a la ecuación teórica:

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log(1 + 5 T_v) \quad (22)$$

Hay que notar en la figura (11), que el fenómeno de la viscosidad intergranular es menos importante durante la compresión primaria para valores de  $\xi < 5$ . Sin embargo, después de que la compresión primaria ha tenido lugar, este fenómeno se hace más evidente a largo plazo cuando el valor de  $\xi$  se reduce. Para poder visualizar más adelante la configuración de las curvas de consolidación, encontramos curvas graficadas con  $\xi = 0.5$  para diferentes valores de  $\beta$  en la Fig. (49), donde el fenómeno de la viscosidad intergranular puede ser realmente reconocido después de que el efecto de la consolidación primaria ha concluido.

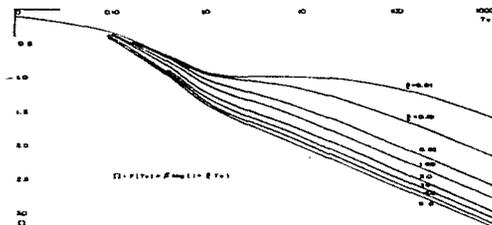


Fig. 48.- Curvas teóricas de consolidación para  $\beta = 0.6$

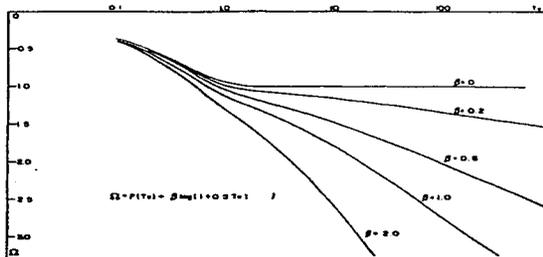


Fig. 49.- Curvas teóricas de consolidación para  $\xi = 0.50$

### 1.7.5.- Métodos de Ajuste

#### 1. Curvas Tipo I

En términos de  $(\delta)$  contra  $(t)$  la ecuación teórica para las curvas de la prueba de consolidación puede ser escrita de acuerdo a la ecuación (22), como sigue:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log(1 + 5 T_v) \quad (23)$$

En donde  $(\delta_v)$ ,  $(C_t)$  y el coeficiente de consolidación  $(C_v)$  están determinados para cualquier nivel de esfuerzos e incremento de presión  $(\Delta p)$ .

Para explicar el método de ajuste, usamos una curva tipo I de consolidación típica de laboratorio. Primero determinamos el valor de  $(C_v)$  seleccionando dos puntos para valores grandes de  $(t)$  en la línea recta de la porción logarítmica de la curva, (Fig 48); entonces:

$$\delta_2 - \delta_1 = C_t \log T_{v2} / T_{v1}$$

Tomando un ciclo en la escala logarítmica  $\log T_{v2} / T_{v1} = 1$ , obtenemos;  $C_t = (\delta_2 - \delta_1)$ . El valor de  $(\delta_v)$  está determinado, al seleccionar en la curva de consolidación un punto (B) inmediatamente después del quiebre con coordenadas  $(\delta_B, t_B)$ , en el cuál podemos asumir;  $T_v \cong 2$  (Fig. 49) Por lo que:

$$\delta_B = \delta_v + C_t \log(1 + 5 * 2)$$

Entonces:

$$\delta_v \cong \delta_B - 1.04 C_t \quad (24)$$

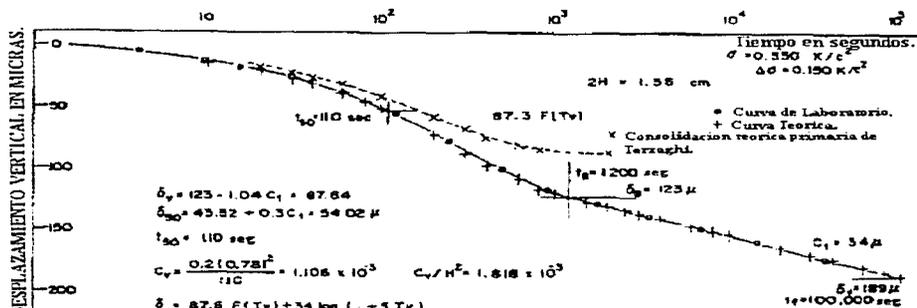


Fig. 50.- Curva de consolidación Tipo 1.

El coeficiente de consolidación  $C_v$  se determina de la intersección con la curva de compresión primaria en  $\delta_v/2$  para  $T_v \cong 0.2$  de la ecuación (23)

$$\delta_{50} = \delta_v/2 + 0.3 C_1 \quad (25)$$

Leemos el tiempo  $t_{50}$  en la curva para  $\delta_{50}$  y calculamos el coeficiente de consolidación:

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

En donde (2H) es el espesor del espécimen con la carga unitaria aplicada  $\Delta p$ .

De la curva de consolidación para una arcilla de alta compresibilidad, dada en la Fig (50) obtenemos los valores siguientes:

Nivel de esfuerzos inicial	$\sigma = 0.550 \text{ kg/cm}^2$
Incremento de esfuerzo	$\Delta\sigma = 0.150 \text{ kg/cm}^2$
Espesor del espécimen	$2H = 1.56 \text{ cm}$
Compresión primaria	$\delta_v = 87.6$
Inclinación final del comportamiento log.	$C_1 = 34.0$
Coefficiente de consolidación	$C_v = 1.106 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$

Tabla No. 4 -  $1 \mu = 10^{-6}$  micrometro =  $10^{-4}$  centímetros

La ecuación teórica lee en micrometros.

$$\delta = 87.6 F(T_v) + 34 \log(1 + 5 T_v) \quad (26)$$

Para verificar el ajuste del método, los valores de  $\delta$  han sido calculados con  $T_v = (1.818 \cdot 10^{-3})t$  y graficados en la Fig (50), donde uno puede reconocer que casi concuerdan con las curvas de consolidación observadas en la prueba de consolidación (STD). Los parámetros de la ecuación (22) para el nivel medio de esfuerzos es:

$$\sigma + \Delta\sigma / 2 = 0.625 \text{ kg / cm}^2$$

$$m_v = \frac{\delta_v}{2 H * \Delta \sigma} = 0.0373 \text{ kg / cm}^2 \quad m_i = \frac{C_i}{2 H * \Delta \sigma} = 0.0145 \text{ kg / cm}^2$$

$$\beta = \frac{m_i}{m_v} = 0.39 \qquad \frac{C_v}{H^2} = 1.818 * 10^{-3} / \text{seg}$$

**Curvas Tipo II.**

Una curva de consolidación de tipo II, para el nivel de esfuerzo de 0.5 kg / cm<sup>2</sup> e incremento de esfuerzo de 0.50kg/cm<sup>2</sup> se muestra en la Fig. (49). Se lee en la curva teórica, (de la ec. 23).

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_i \log(1 + \xi T_v) \qquad (27)$$

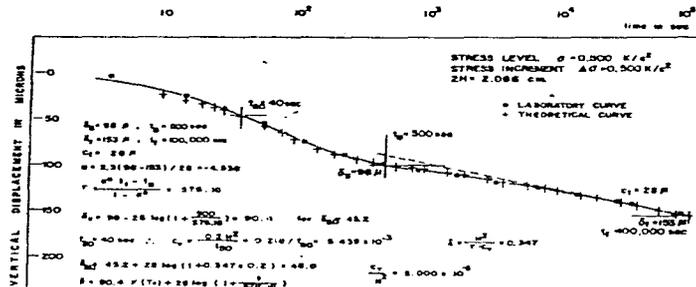


Fig. 51.- Curva de consolidación Tipo II

El valor de  $C_i$  se determina como se describió previamente para las curvas tipo I. El valor de  $\xi$  se determina, mediante la selección de un punto B justo después del quiebre de la curva de consolidación, donde  $F(T_v) \cong 1$  (Fig.49) Las coordenadas en este punto se llaman  $\delta_B$ ,  $t_B$  (Fig.51). Otro punto en la porción logarítmica de la curva se selecciona para el tiempo máximo observado, con coordenadas  $\delta_F$ ,  $t_F$  Hay que notar que el valor  $\xi * C_v / H^2$  representa el inverso del tiempo  $\tau$ , por lo que:

$$\frac{1}{\tau} = \frac{C_v}{H^2} \quad \text{además} \quad \frac{1}{\tau} = \frac{H^2}{C_v}$$

El problema es encontrar el valor de  $\tau$  para la ecuación (28). Podemos escribir para los puntos B y F, respectivamente:

$$\delta_B - \delta_F = C_t \log \frac{\tau - t_B}{\tau - t_F}$$

Resolviendo para  $\tau$  obtenemos:

$$\tau = \frac{e^{-a} t_F - t_B}{1 - e^{-a}} \quad (29)$$

en donde  $a = 2.303 (\delta_B - \delta_F) / C_t$

Después el valor de  $\tau$  es determinado calculamos.

$$\delta_v = \delta_B - C_t \log (1 - t_B / \tau) \quad (30)$$

Con  $\delta_v / 2$  encontramos en la curva de consolidación el tiempo  $t_{50}$  como una primera aproximación para el 50 % de la compresión primaria, y calculamos  $C_v$ . Para un valor mejorado del coeficiente de consolidación usamos la siguiente ecuación:

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v - C_t \log \left( 1 - \frac{0.2 H^2}{\tau C_v} \right) \quad (31)$$

Con este valor determinamos en la curva, un nuevo valor para  $t_{50}$  y consecuentemente  $C_v$  y  $\xi$ . Substituyendo estos valores en la ecuación (31) calculamos un nuevo valor para  $\delta_{50}$  y encontramos en la curva del laboratorio una mejor aproximación para  $t_{50}$ . Repetimos el procedimiento hasta que  $C_v$  y  $\xi$  no cambien substancialmente, por lo que encontrando un valor final de  $\xi$  satisface la ecuación teorica (27)

El metodo de ajuste que se acaba de describir, aplicado en la curva de consolidación del laboratorio, mostrada en la Fig. (51) da los siguientes valores:

Nivel de Esfuerzos Inicial = 0.5 kg/cm <sup>2</sup>	Incremento de Esfuerzo = 0.5 kg/cm <sup>2</sup>
$\delta_B = 98 \mu$	$\delta_F = 153 \mu$
$t_B = 500 \text{ s}$	$t_F = 100\,000 \text{ s}$
$C_t = 28 \mu$	$\tau = 576.18 \text{ s}$
$a = -4.538$	

Tabla No. 5 Resultados.

De los cuáles:

$$\delta_v = 98 - 28 \log ( 1 + 500 / 576.18 ) = 90.4 \mu$$

De  $\delta_{50} = 45.2 \mu$ , obtenemos de la curva  $t_{50} = 38 \text{ s}$ . La altura de la muestra a un nivel de esfuerzos inicial de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  es de  $2H = 2.086 \text{ cm}$ . por lo que, el coeficiente de consolidación tiene el valor de:

$$C_v = \frac{0.2(1.043)^2}{38} = 5.73 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}, \quad \xi = \frac{H^2}{C_v \tau} = 0.33$$

Para obtener un valor mejorado de  $C_v$  y  $\xi$  vamos a la ecuación (31) y encontramos que:

$$\delta_{50} = 45.2 + 28 \log ( 1 + 0.2 \cdot 0.33 ) = 46 \mu$$

De la curva de laboratorio leemos,  $t_{50} = 40 \text{ s}$  y calculamos  $C_v = 5.439 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{s}$  y  $\xi = 0.347$ .

Poniendo  $\delta_{50} = 45.2 + 28 \log ( 1 + 0.2 \cdot 0.347 )$  encontramos  $\delta_{50} = 46 \mu$ . Por lo que; consideramos los valores dados sobre el final. Entonces, la ecuación teórica odométrica de la consolidación, incluido el fenómeno de la viscosidad intergranular es en micrómetros.

$$\delta = 90.4 F(T_v) + 28 \log ( 1 + t / 576.18 )$$

En donde  $T_v = (5.0 \cdot 10^{-3}) t$

La curva es calculada con la ecuación (32) y la gráfica en la Fig. (49) para comparar el método de ajuste con la configuración del suelo del laboratorio. Los parámetros para la ecuación adimensional (21) serán:

$$m_v = \frac{90.4 \cdot 10^{-4}}{2.086 \cdot 0.50} = 0.00867 \text{ cm}^2 / \text{kg}$$

$$m_v = \frac{28 \cdot 10^{-4}}{2.086 \cdot 0.50} = 0.00268 \text{ cm}^2 / \text{kg}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v} = 0.309, \quad \xi = \frac{H^2}{C_v \tau} = 0.347$$

Ya que la configuración adimensional de la ecuación (21) dice que:

$$\Omega = F(T_v) + 0.309 \log ( 1 + 0.347 T_v ) \quad (33)$$

Los resultados del método de ajuste que se acaba de describir, han sido aplicados a una serie de curvas de consolidación de laboratorio. Las curvas teóricas dibujadas son mostradas en la Fig. 52 y 53. El ajuste se ha encontrado que es satisfactorio.

Las variaciones de los parámetros contra el porcentaje de esfuerzos para los cuáles fueron determinados se pueden encontrar graficados en la Fig. 54.

Fig. 52.- Curvas de consolidación.

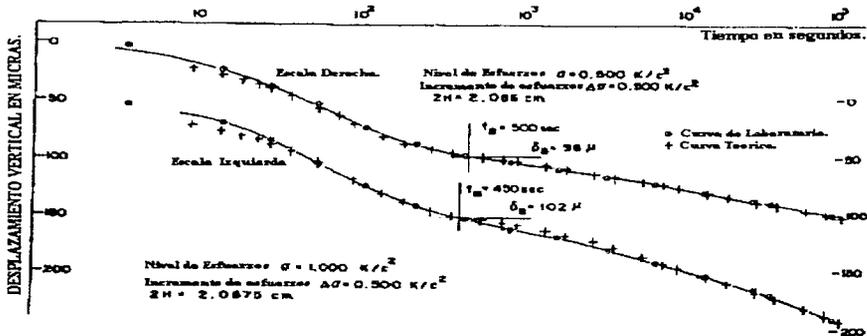


Fig. 53.- Curvas de consolidación.

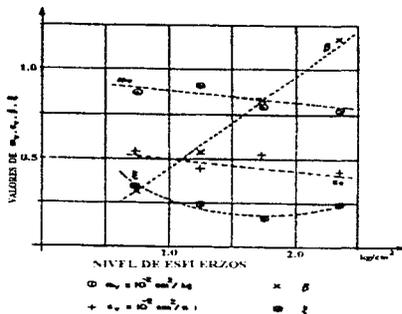


Fig. 54.- Parámetros de consolidación.

### **1.8.- Cálculo de los parámetros de consolidación en los suelos finos saturados utilizando el modelo de Zeevaert mediante un programa de computadora.**

Frecuentemente el ingeniero geotecnista se enfrenta a la problemática de la determinación de los parámetros de consolidación en los suelos, para lo cual es necesario realizar una interpretación de las curvas de laboratorio en función del modelo de comportamiento adoptado. Esta tarea involucra muchas horas de cálculo si se realiza en forma manual, (como hemos visto en los incisos anteriores) tal como se hacía hasta hace unos años, si el modelo requiere la determinación de varios parámetros esta actividad resulta mucho más ardua.

Con el objeto de que los ingenieros tengan una herramienta en la informática aplicada a la geotecnia, se presenta el desarrollo de un programa<sup>1</sup> de cómputo que permite la determinación de los parámetros de consolidación empleando el modelo de la viscosidad intergranular propuesto por Zeevaert.

De los conceptos planteados en el inciso (1.4.5), junto con las ecuaciones (10) y (21) tenemos que la deformación volumétrica se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta \varepsilon_v = m_v \Delta p \left[ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \right]$$

Donde:

- $m_v$  = Coeficiente de permeabilidad volumétrica unitario para la compresión primaria.
- $\Delta p$  = Incremento de esfuerzo aplicado.
- $F(T_v)$  = Función de Terzaghi del fenómeno primario.
- $T_v$  = Factor tiempo.
- $\beta$  = Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.
- $\xi$  = Factor adimensional que modifica el valor de  $T_v$  en el fenómeno viscoso intergranular.

Los parámetros ( $m_v$ ,  $\beta$  y  $\xi$ ) se obtienen del ajuste de curvas de las pruebas de consolidación en muestras inalteradas representativas de los estratos, como una función del nivel de esfuerzos, como se vio en el inciso (1.4.5).

#### **1.8.1.- Alcance del programa.**

El programa de computadora consiste en un "macro" de Lotus 123r3 o superior (inciso 1.4.8.) y permite calcular los parámetros de consolidación de la teoría de Zeevaert de viscosidad intergranular mediante el ajuste de las gráficas de laboratorio. Este ajuste se realiza en forma manual observando la tendencia de la curva experimental; en la hoja de

<sup>1</sup>Dr. R. Rivera Constantino. Profesor de la Facultad de Ingeniería UNAM:

M. Zea Constantino Profesor de la Facultad de Ingeniería UNAM:

cálculo se introducen los valores "iniciales" de los parámetros modelo, observados de la tendencia, los valores finales se pueden determinar modificando los propuestos inicialmente, hasta lograr el mejor ajuste a juicio del calculista.

### **1.8.2.- Listado.**

En el inciso (1.8.5) se proporciona la codificación de los algoritmos empleados para el desarrollo del programa, mismo que deberá ser reproducido en una hoja de lotus en alguna de las celdas a partir de la P1. Para correrlo será necesario declarar el rango y el nombre del marco, esto se realiza invocando el menú con la tecla "/" , eligiendo "rango" "nombrar" "\A" ó "\B" etc e indicando donde empieza dicho rango (por ejemplo el marco [ ALT ] [A] deberá comenzar en la celda P3 y el [ ALT ] [B] en la P34, no es necesario dar todo el rango solo se requiere definir donde empieza). Los macros así declarados se invocan tecleando [ ALT ] (sin soltar) + [ letra ] . Una vez producida la hoja se pueden borrar las instrucciones del macro.

### **1.8.3.- Ejemplos de ajuste de curvas de consolidación.**

En la fig.(55) se presenta la curva de compresibilidad de un material arcilloso en la zona del lago de la ciudad de México. En los puntos (3) , antes del esfuerzo crítico y (5), después del esfuerzo crítico, se realizaron los ajustes a las curvas de consolidación que se muestran en las figuras (56 y 57 ).

Las curvas de consolidación en suelos finos saturados como las arcillas de la ciudad de México, antes del esfuerzo crítico, tienen una forma típica como en la Fig. (38), resultando relativamente fáciles de interpretar ya que el cambio de curvatura se define con bastante claridad, no así después del esfuerzo crítico donde la deformación secundaria tiene una mayor contribución. En este último caso se ha observado en la práctica que el ( $t_B$ ) cambia poco, por lo cual se puede adoptar un valor del mismo igual al que se presentó para las curvas de consolidación cerca del esfuerzo crítico; pero el verdadero valor de ( $t_B$ ) se puede determinar conociendo la evolución de la presión de poro con el tiempo generada por la aplicación del incremento del esfuerzo correspondiente, sin embargo este tipo de mediciones no son comunes en los laboratorios de rutina, por lo que el ajuste de las curvas de consolidación después del esfuerzo crítico dependerá grandemente del criterio del geotecnista.

**Curva de compresibilidad**

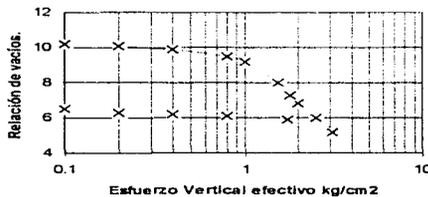


Fig. (55) curva de compresibilidad.

**1.8.4.- Comentarios y sugerencias.**

No obstante que el desarrollo de este programa facilita el ajuste de las curvas obtenidas de las pruebas de consolidación, todavía es algo rudimentario por el hecho de ser necesario un control manual de las variables del modelo para lograr el mejor ajuste, además de que requiere mucha memoria disponible en disco. Esta herramienta se puede mejorar realizando un programa directo que no emplee una hoja de cálculo, creando un procedimiento numérico que tome en cuenta las diferentes pendientes y que permita ubicar los puntos característicos de las curvas de consolidación, como el cero por ciento, el ( $\delta_n$ ), el ( $C_c$ ), etc.

**1.8.5.- Listado del programa.**

TABLA 1.- CODIFICACION DEL PROGRAMA EN LOTUS.

- 1) MACROS [ALT][A]
- 2) DATOS DEL PROBLEMA Y LLENADO DE LA TABLA.
- 3) {GOTO} A1 - {MENU} WCS 12-
- 4) DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE LA CONSOLIDACION CON LA TEORIA DE ZEEVAERT-
- 5) \WCSB1.D1-8-{GOTO} F1-{MENU} WCS11-{GOTO} H1-{MENU} WCS10-{GOTO} JA-
- 6) {GOTO} A3-"OBRA: -{GOTO} B3- (?) -{GOTO} A4-"LOC.: -LOC.: -{GOTO} B4- (?) -
- 7) {GOTO} A5-"SONDEO: -{GOTO} B5- (?) -{GOTO} A6-"MUESTRA: -{GOTO} B6- (?) -
- 8) {GOTO} A7-"PROF.: -{GOTO} C7-m- {GOTO} B7- (?) -
- 9) {GOTO} D1-kg/cm<sup>2</sup> - {GOTO} E3-ESFUERZO ESICAL -{GOTO} H2- (?) -
- 10) {GOTO} H4- "INCREMENTO"-{GOTO} H4- kg/cm<sup>2</sup> -
- 11) {GOTO} H4 - (?) - {GOTO} F5 - "ALTURA INICIAL" - {GOTO} F6 - "DE LA PROBETA -
- 12) {GOTO} I5-"M- {GOTO} G5 - (?) - {GOTO} A9- "FECHA - {GOTO} A10 - "dia-mes-año-
- 13) {GOTO} I5-cm- {GOTO} H5- (?) - {GOTO} H10- "TRANSC. - {GOTO} C9- "HORA- {GOTO} C10-
- 14) {GOTO} C10- "hora-min- {GOTO} D9- "HORA - {GOTO} D10- "CORREG. -
- 15) {GOTO} B9-"TIEMPO- {GOTO} B10- "MIN- {GOTO} B9- "TIEMPO- {GOTO} F10- 5-
- 16) {GOTO} G9-"T(log) -{GOTO} G10- 5- {GOTO} H9- "MICROM. -{GOTO} H10- "MM-
- 17) {GOTO} I9- "DEFORM. -{GOTO} H10- "micras- {GOTO} A9- FLOA9.I10- F1A9 I10-
- 18) {GOTO} A11- F1A11.I30- {GOTO} B11- "----- {MENU} C111-D11-
- 19) {MENU} C111-H1- {GOTO} E11-0- {MENU} C- F11 G11- {GOTO} E12-5 60- (D1) 6-
- 20) (D1) 60- (D1) - {GOTO} B12- @IF(A12-0 - \$B\$11 - \$B11 - A12-\$A\$11) -
- 21) {MENU} RFD12.D10- {MENU} C- B11 B10- {GOTO} B12-
- 22) @IF(B12-0, @ IF (C12-0, @ \$D\$11, C12), @ IF (C12-0, @ \$C\$11 - 0.12, @ H12 \* C12) -
- 23) {MENU} C-D13.D30- {MENU} RFD1A11.A30- {MENU} RFD12.C11.C30-

*"Consolidación de suelos finos saturados; diferentes modelos de comportamiento"*

- 24) {GO TO} F12-*af* IF (D12 = 0, *af*/(D12-0.01)-(F12\*60)-(D12-5C51)\*3600\*60/2.5)~  
 25) {MENU} C-D14,F30-{GO TO} G12-*af* IF (F12=0, *g11*, *af*/(C64(F12)-(MENU)C-CH3,C30  
 26) {GO TO} H12-*af* IF (H12 = 0, H11/(H12-5H511)\*1000)~{MENU}C-113,136-{GO TO} A9~  
 27) {MENU} RUA H1A,30-{MENU} RUC H1,C30-{MENU} RUE 12 E,30-{MENU} RUH H1,30-  
 28) {MENU} RUA H1A,30-{MENU} RUC H1,C30-{MENU} RUE 12 E,30-{MENU} WGP~{DOWN 2}  
 29)  
 30)  
 31) MACRO [ALT] [A] [I] [B]  
 32) DIBUJO DE LA GRÁFICA  
 33) PARA NO ACUMULAR GRÁFICOS EN LA TABLA HORRELOS PERIODICAMENTE  
 34) {MENU} WGP {MENU} GRG  
 35) TXCG12,6771-AH2 130,01X tiempo en segundos- Y Deformación en micro-FASOQQ  
 36) {GO TO} F72-1.2 {DOWN} 1.2 {DOWN} F72-0.2 {DOWN} F74-U3  
 37) {MENU} C {DOWN} 1-176-177-{MENU} C {F74-177-178-{MENU} C {F74-181-182-  
 38) {MENU} C {F74-180-181-{MENU} C {F74-185-186-{MENU} C {F74-187-188-  
 39) {GO TO} F162-F72\*10-{MENU} C F163-F519-{GO TO} F72-  
 40) {GO TO} G72-*af* LOG (F72)~{MENU} C G73-G519-  
 41) {GO TO} F521-1 {DOWN} 2-{DPPWM} 3-{DOEN} 4-{DOWN} 5-{DOWN} 10-  
 42) {GO TO} F527-F522\*10-{MENU} C {DOWN} {DOWN 4}-{MENU} C {F527-F532-F522-  
 43) {MENU} C {F527-F530-{MENU} C {G519-G521-G546-{MENU} R V F72-G546-F72-  
 44) {GO TO} K521-1 {DOWN} 1.2 {DOWN} 1.4 {DOWN} 1.4 {DOWN} 1.5 {DOWN} 1.6 {DOWN} 1.6-  
 45) {MENU} C K522,K525-K527-{GO TO} K531-K526\*10-{MENU} C {K527,K531-K532-  
 46) {MENU} C K527,K536-K537-{MENU} R V K72,K546-K72-{GO TO} J521-51570-  
 47) {MENU} C-J522,J546-{GO TO} C68-  
 48) RAL I ADO I C A R I N H I C O ~ {GO TO} C68 "cota nun - {GO TO} D669-*af* ABN(130)111,130 -  
 49) {GO TO} E669-micras-{GO TO} C70- "cota max"~{GO TO} D708-*af* ABS (112-130)112-~  
 50) {GO TO} J72-76-micras-  
 51) {GO TO} J72-SD509-{DOWN} 1-SD570-{DOWN} 1-SD570-{DOWN} 1-SD569-  
 52) {GO TO} J72-{MENU} C {J72,J75-J76-{MENU} C {J72,J79-J80-{MENU} C {J72,J87-J88-  
 53) {MENU} C-J72,J103-103-104-{MENU} C {J72,J135-136-{MENU} C {J72,J199-J200-  
 54) {MENU} C {J72,J263-J288-{MENU} G {B12,J771-ODBK12,K546-BQGf}-  
 55) FBLC L Q S S M L O - U S - F H Q Q Q {MENU} B12-  
 56) :GACE32,147-Q {MENU} WGP E {MENU} R U D e 9 , D 7 0 -  
 57)  
 58)  
 59) MACRO [ALT] [C]-  
 60) CALCULO DE PARAMETROS  
 61) {MENU} WGP  
 62) {GO TO} B32-Deformación al 0%~{GO TO} D33- micras-{GO TO} B33-70%~{RIGHT}  
 63) {GO TO} C33-D70-{GO TO} B35-Cambio de curvatura- {go to} b36-"deltal"-  
 64) {GO TO} C36-~{U0-112} 2-{GO TO} D36- micras- {GO TO} B37- "U"~{GO TO} C37  
 65) -{F30-F12} 100-{GO TO} D37-~{GO TO} B39-Punto final de la curva- {GO TO} B40-  
 66) "delta H" {GO TO} C40-30- {GO TO} B40-micras- {GO TO} B41-"H"-{GO TO} C41  
 67) -{B0-{GO TO} D41-~{GO TO} B43-Pendiente al final de la curva- {GO TO} B44  
 68) "C"- {GO TO} C44-~{U0 3,5-{GO TO} B46- Primera aprox. de t50 con- {GO TO} B47-  
 69) "1/2delta v"- {GO TO} C47  
 70) *af* IF (D73 = 0, 1.2 \* (C36-C33) C44-*af* LOG (1+C37 D73) C33, -1)72)~{GO TO} B49-  
 71) Aproximaciones posteriores ~ {GO TO} B50-"delta 50%"-{GO TO} C40-  
 72) *af* IF (C63 = 0, C47-*af* LOG (1+C41) 2.8C63)-A11-~{GO TO} B50-micras-  
 73) {GO TO} B51-~1.50- {GO TO} C51-~C41 100- {GO TO} B51-~  
 74) {GO TO} E49-70 % Deformación para el cero % de consolidación-  
 75) {GO TO} F51-delta H y H: Punto en el cual se presenta el cambio-  
 76) {GO TO} F52-  
 77) {GO TO} F54-delta F y H: Punto elegido lo más alejado-  
 78) {GO TO} F55-  
 79) {GO TO} F57-C: Pendiente de la zona recta logaritmica-  
 80) {GO TO} F 58-  
 81) {GO TO} F60-150: Tiempo para el 50% de consolidación primaria. ~  
 82) {GO TO} F61-  
 83) {GO TO} F62-  
 84) {GO TO} F63-  
 85) {GO TO} F64-  
 86) *af* IF (C44- 0.5 L N (0.1) / *af* LOG (0.1) \* (C36-C40) C44, A11) {GO TO} C73 ~ "tau"-  
 87) {GO TO} D73-*af* IF (D73 = 0, *af* EXP (d72) \* C41-C37) (1-*af* EXP (D72)) / D72) ~ {GO TO} C74-  
 88) "sv"- {GO TO} D 74-*af* IF (C41-0.9 2\*(H52) 2/C5A1H)~{GO TO} E75- "psi"-  
 89) {GO TO} D75-*af* IF (H51 = 0, (H52) 2/(1.074+1.974), A11)~{GO TO} B32- {GO TO} C33-  
 90) {MENU} RUC RUA H1A,30-{MENU} RUC RUC H1,C30-{MENU} RUE 12 E,30-{MENU} RUH H1,30-  
 91) {GO TO} F548-{MENU} C {F548-1.592-1.20,2-~{GO TO} F593-~F548-10-  
 92) {MENU} C-F594-1771-~{GO TO} G548-*af* LOG (F548)~{MENU} C-G549-6771-  
 93) {MENU} R V F548-6771-F548-{GO TO} A547- T v ~{RIGHT} F F C V ~{RIGHT} 10 M-0-  
 94) {RIGHT} m-1-~{RIGHT} m-2-~{RIGHT} m-3-~{RIGHT} m-4-~{RIGHT} m-5-  
 95) {GO TO} A 548-*af* IF (SD573\*51575 ~0.548/(SD573\*51575)0)~{GO TO} I,548-

*"Teorías de la consolidación unidimensional para suelos finos saturados"*

```
96) @ IF (A548 - 5.8 * @ EXP (-@ PI - 2 * A548 / 4) / @ PI - 2, 0) ~ {RIGHT}
97) @ IF (A548 - 5.8 * @ EXP (-9 * @ PI - 2 * A548 / 4) / (9 * @ PI - 2, 0) ~ {RIGHT}
98) @ IF (A548 - 5.8 * @ EXP (-25 * @ PI - 2 * A548 / 4) / (25 * @ PI - 2, 0) ~ {RIGHT}
99) @ IF (A548 - 5.8 * @ EXP (-49 * @ PI - 2 * A548 / 4) / (49 * @ PI - 2, 0) ~ {RIGHT}
100) @ IF (A548 - 5.8 * @ EXP (-81 * @ PI - 2 * A548 / 4) / (81 * @ PI - 2, 0) ~ {RIGHT}
101) @ IF (A548 - 5.8 * @ EXP (-121 * @ PI - 2 * A548 / 4) / (121 * @ PI - 2, 0) ~ {GOTO} B548
102) @ SUM (L548.Q548) ~ {MENU} C.AM48.B548-A549.B771 ~ {MENU} C1.548.Q548-L771.Q771 ~
103) ~ {MENU} C1.548.Q548-L549.Q771 ~ {GOTO} J548 ~
104) @ IF (5C562 @ 0, - (5C547 - 5C533) * 2 * B548 - 5C544 * @ 1.061 (1 - 5C563 * A548) - 5C533, -51569) ~
105) {MENU} C - J549.J771 ~ {GOTO} B57 - LOS PARAMETROS DE - {DOWN}
106) CONSOLIDACION CONS - {DOWN} ~ {RIGHT} 2) CM2/kg - {LEFT}
107) @ IF (B66-01, @ IF ((H5*H4) > 0, C37*2*10-4 - (-4) / (H5*H4), - SA511), SA511) ~ {DOWN}
108) @ IF (B66-01, @ IF ((H5*H4) > 0, C44*10-4 - (-4) / (H5*H4), SA511), SA511) ~ {LEFT} ~ @ ~
109) {RIGHT} 2) cm2/kg ~ {DOWN} cm2/kg ~ {LEFT} @ IF (B66-01, D74, SA511) ~ {LEFT} ~ @ ~
110) {DOWN} ~ @ ~ {RIGHT} @ IF (C59 > 0, C60 / C59, + SA511) ~ {DOWN}
111) @ IF (B66-01, + D75, SA511) ~ {LEFT} ~ @ ~ FLD0B54.D63 ~ {GOTO} J54 ~
112) PARA EL ESFUERZO MEDIO - {DOWN} DE: ~ {RIGHT} 2) kg/cm2 ~ {LEFT}
113) @ IF (H4 > 0, H5 - H4, 2, SA511) ~
114) {GOTO} B32 - {DOWN} {RIGHT} {MENU} WGPB
115)
116)
117) MACRO {ALT} {D}
118) IMPRESION DE RESULTADOS
119) PRSA 1.165 - LCALM1 {ESC} {ESC} P
120)
```





### **1.8.7.-Conclusiones:**

Se ha propuesto una teoría que toma en cuenta la "Viscosidad Intergranular" , comúnmente conocida como consolidación secundaria. La aplicación de esta teoría a las curvas de consolidación obtenidas en una prueba odométrica (STD) da resultados satisfactorios, con el método de ajuste propuesto, los parámetros que son la base de la teoría pueden ser obtenidos de una forma práctica.

Zeevaert ha predicho satisfactoriamente los asentamientos y problemas de compresión similares en suelos altamente compresibles, usando la teoría de consolidación propuesta. Por lo que se puede recomendar el uso de dicha teoría a los ingenieros de mecánica de suelos.

El método de ajuste propuesto, en este capítulo, puede dar mejores resultados que aquellos utilizados comúnmente, en el pasado, en compresiones de largo tiempo para sedimentos y condiciones estratigráficas, similares a aquellas consideradas aquí . Sin embargo, la prueba de consolidación estándar en especímenes inalterados, debe ser realizada cuidadosamente y se deben hacer las correcciones anteriormente mencionadas.

*Prueba de consolidación a velocidad de  
deformación constante.*



## **2.- Prueba de Consolidación a Velocidad de Deformación Constante. ( CRS ).**

### **2.1-Introducción.**

Hamilton y Crawford (1959) fueron los pioneros en el uso de la prueba de velocidad de deformación constante para estudiar la compresión de los suelos finos, en un consolidómetro. Smith y Whals en (1969) publicaron una solución aproximada para el proceso de la consolidación a velocidad de deformación constante y propusieron la prueba (CRS), como un método de prueba para analizar la consolidación.

Una solución rigurosa basada en la teoría de la consolidación a deformaciones pequeñas fue publicada en 1971 por Wissa, Christian, Davis y Heinberg, a la cual le siguieron otras basadas en la teoría de la consolidación a deformaciones grandes. (Umehara y Zen, (1980), Lee (1981), Znidarcic, Schiffman, Pane, Croce, Ko y Olsen (1986), Helm (1987)).

Debido a sus muchas ventajas, la prueba (CRS) ha sido ahora aceptada en muchas partes del mundo, el Instituto Geotecnico de Suecia adopto la prueba (CRS) como un método estándar para realizar pruebas de consolidación unidimensional (desde 1977! (Larsson y Sällfors, 1986), el Instituto Geotecnico de Noruega, la adopto por lo menos desde 1980 (Sandbaekken, Berre y Lacasse, 1986), la "American Society for Testing and Materials" (ASTM) publicó las normas estándar para el método de prueba, con el registro (D-4186-82) en 1982, y en Francia los "Laboratoires des Ponts et Chaussées" publicaron una norma en 1984 (Ducasse, Mieussens, Moreau y Soyez, 1986).

Desde el desarrollo de estas teorías, la prueba (CRS) a ganado popularidad por varias razones:

1. La prueba y los métodos para la recopilación de datos son relativamente simples y son fáciles de automatizar.
2. Se obtienen más puntos de mediciones, debido al registro por computadora, permitiendo una determinación más adecuada de los parámetros de los asentamientos.
3. La prueba (CRS) se lleva a cabo en mucho menos tiempo, en comparación de la prueba convencional por incrementos (STD).

Sin embargo, a pesar de que parece que es ampliamente aceptada, la prueba (CRS) todavía tiene un gran obstáculo que librar, la selección de la velocidad de deformación de la prueba, que en palabras de uno de sus creadores, está todavía "abierta a discusión" (Crawford 1988)

Se han ofrecido muchas recomendaciones para la selección de la velocidad de la prueba, la mayoría de ellas siguen la propuesta original de Smith y Wahl (1969). Estas recomendaciones sugieren que la velocidad de la prueba debe ser determinada de tal forma que limite la máxima presión de poro, para que ésta se conserve dentro de una cierta fracción de la presión (p) aplicada en cualquier momento durante la prueba.

Estas recomendaciones son, por lo tanto, esencialmente empíricas, ya que muchas recomendaciones pueden derivarse de diferentes series de pruebas, realizadas a una igual variedad de arcillas, no siempre muestran una concordancia entre ellas (como se muestra en la tabla No. 6 ).

Referencia	Valores Recomendados de (u / p )	Comentarios
Crawford (1965)	0.15	Recomendaciones basadas en arcillas de la ciudad de Ottawa Canadá.
Smith y Wahls (1969)	0.5	Recomendaciones basadas en Kaolinite , calcium montmorillonite y arcilla Messena.
Wissa et al (1971)	0.05	Recomendaciones basadas en resultados de pruebas de sedimentos artificiales de arcilla azul en Boston
Sällfors (1975)	0.1 - 0.15	Prueba en arcilla Bakebol, reporta valores confiables de Cv obtenidos en pruebas con relaciones de presión de poro que no exceden el valor crítico.
Gorman et al (1978)	0.3 - 0.5	Basadas en resultados de pruebas de suelos de Kentucky y de la comparación con pruebas de gradiente controlado, también sugiere que el valor mínimo de la presión de poro sea un valor absoluto de 7 kPa.
Norma ASTM (1982)	0.03 - 0.2	Sus valores se basan en correlaciones de sus tablas previamente editadas en las que se dan las características de las arcillas, por lo que no son valores muy confiables para casos particulares. (Las arcillas de la Ciudad de México son un obvio ejemplo)
Paniagua Zavala Jaime P. (1990) Instituto de Ingeniería.	Norma ASTM	De una investigación diferente, modificaron el equipo, para realizar solamente una prueba (CRS), donde obtuvieron resultados favorables al compararlos con una prueba convencional. En base a la metodología de Smith y Wahls
Mendoza (1996) Instituto de Ingeniería.	0.01 - 0.3	Recomendaciones basadas en pruebas realizadas en arcillas de la Ciudad de México.(hospital Juárez, central de abastos, puente impulsora, y limo lacustre en Mexicali)

Tabla No. 6. - Relaciones (u / p ) establecidas por diferentes investigadores.

Un ingeniero enfrentando las diferentes recomendaciones puede pensar que la elección de cualquiera de ellas es simplemente un asunto de conveniencia, pero este no es el caso, para ciertas arcillas, la presión de preconsolidación depende fundamentalmente de la velocidad de la prueba ( Sällfors , 1975) . Para responder a esto, el ingeniero puede escoger conservadoramente una velocidad muy pequeña. Esto permitirá obtener una presión de preconsolidación confiable, sin embargo el ingeniero no tiene forma de verificar si la velocidad de la prueba es suficientemente pequeña sin tener que repetir la prueba a otra velocidad incluso mucho menor o tener que realizar la prueba en un consolidómetro convencional (STD) Sin embargo, ya sea que se adopte cualquiera de estas dos opciones, de cualquier forma se perturbará una de las mayores ventajas de la prueba (CRS), que es su tiempo de ejecución.

Debido a lo anterior, se dan a conocer, las tres teorías más aceptadas hasta el momento, para la realización de la prueba (CRS), junto con un ejemplo de selección de la velocidad en cada una de ellas.

## **2.2.- Teoría de deformaciones pequeñas. ( Smith y Whals 1969)**

Smith y Whals (1969) desarrollaron la ecuación que gobierna la consolidación a velocidad de deformación constante, en una forma similar a la teoría de Terzaghi, al resolver la ecuación obtuvieron que, dentro del espécimen, el coeficiente de permeabilidad ( $k$ ) permanece constante y que la relación de vacíos ( $e$ ) se incrementa linealmente de la superficie drenante a la no drenante. Basándose en esta suposición derivaron las expresiones para el porcentaje del esfuerzo efectivo ( $\sigma'_{ave}$ )<sup>1</sup> y ( $C_v$ ) del espécimen. Parece ser que a menos que la velocidad de deformación sea suficientemente lenta, para preservar la homogeneidad de la muestra, es poco probable que la permeabilidad permanezca constante, como tampoco se cumple que la relación de vacíos siga una distribución lineal durante la prueba (CRS). Sin embargo la solución de Smith y Whals no establece si hay o no una velocidad de deformación crítica en la cual su solución ya no sea válida. En vez de ello, los autores propusieron un método empírico que proporciona la velocidad de deformación en la prueba, al limitar la relación del exceso de la presión de poro ( $u$ ) en la superficie no drenante entre la presión total vertical ( $p$ ). Este método empírico ha sido desde entonces adoptado por muchos investigadores, sin embargo la relación ( $u/p$ ) actualmente en uso por los ingenieros ha variado de la que originalmente propusieron. (Ver la tabla 6).

### **2.2.1 .- Desarrollo teórico.**

En contraste a otros enfoques, el modelo matemático desarrollado aquí está basado en ciertas suposiciones iniciales, así tenemos que la relación entre el porcentaje de la presión de poro y la presión de poro en la base, es derivada como una parte de la teoría. Tal suposición es necesaria para determinar la relación que existe entre la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo.

Este enfoque también nos permite la evaluación del coeficiente de consolidación ( $C_v$ ), en función de la relación de vacíos ( $e$ ), debido a que tal relación para ( $C_v$ ) no había sido planteada en los estudios previos, la prueba (CRS) antes de (1969) no había sido satisfactoriamente empleada.

### **2.2.3 .- Hipótesis.**

Las formulaciones para el modelo matemático de la prueba (CRS) son similares a las propuestas por Terzaghi (1925) para la teoría de la consolidación unidimensional. El

---

<sup>1</sup>( $\sigma'_{ave}$ ) del inglés "average" que es promedio.

modelo básico se obtiene mediante la adopción de algunas (no todas) de las hipótesis de Terzaghi:

1. El suelo es homogéneo y esta saturado
2. Tanto el agua como los sólidos son incompresibles en relación a la estructura del suelo.
3. La ley de Darcy es válida para el flujo del agua a través del suelo.
4. El suelo esta lateralmente confinado y el drenaje ocurre solamente en la dirección vertical.
5. Ambos, el esfuerzo efectivo y el total son uniformes a lo largo de un plano horizontal, i.e, esfuerzos diferenciales ocurren solamente entre planos horizontales.

#### 2.2.4.- Ecuaciones Constitutivas.

Basado en la continuidad del flujo a través de un elemento del suelo la ecuación básica de la consolidación es:

$$\frac{\delta}{\delta z} \left( \frac{k}{\gamma_w} \frac{\delta u}{\delta z} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{\delta e}{\delta t} \quad (1)$$

En donde:

k = al coeficiente de permeabilidad

e = relación de vacíos.

u = presión de poro.

Esta ecuación diferencial, no lineal, parcial, puede ser reducida a la ecuación clásica unidimensional, mediante la introducción de la hipótesis no considerada en la teoría de Terzaghi.

La ecuación (1) se puede simplificar más, asumiendo que el coeficiente de permeabilidad, (k), es una función de la muestra. Por lo que (k) se convierte solamente una función del tiempo e independiente de la posición. La validez de esta suposición depende del tamaño de la variación de la relación de vacíos dentro de la muestra. Para la muestra relativamente pequeña en espesor, comúnmente utilizada en las pruebas de consolidación unidimensional y las relativamente bajas velocidades de deformación, la suposición parece ser justificable.

Asumiendo que (k) es independiente de (z), la ecuación (1) queda:

$$\left( \frac{k}{\gamma_w} \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{\delta e}{\delta t} \quad (2)$$

En donde  $k = k(e) = j(t)$

El procedimiento de la prueba (CRS) requiere que la velocidad de deformación vertical sea constante. Para el confinamiento lateral, la velocidad del cambio de volumen (V), también debe ser constante y puede ser expresada como:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = -R A \quad (3)$$

En donde:

R = Velocidad de deformación constante de la superficie superior (L/T).

A = Area del plano medio.

De la ecuación (3) la velocidad del cambio del porcentaje de la relación de vacíos ( $\bar{e}$ ) es:

$$\frac{\delta \bar{e}}{\delta t} = \frac{1}{V_s} \frac{\delta V}{\delta t} = -\frac{R A}{V_s} = -r = \text{Constante} \quad (4)$$

En donde  $V_s$  = Volumen de sólidos.

Definiendo a ( $\bar{e}$ ) tenemos:

$$\bar{e} = \frac{1}{H} \int_0^H e \delta z \quad (5)$$

De las ecuaciones (4 y 5), la relación de vacíos en cualquier posición y tiempo, ( $e(z,t)$ ), se restringe a una función lineal del tiempo. Por lo que, la función de la relación de vacíos puede ser escrita como:

$$e(z, t) = g(z) t + e_0 \quad (6)$$

En donde:

$g(z)$  = Una función solamente de la profundidad.

$e_0$  = Relación de vacíos inicial.

Si la función  $g(z)$  de la ecuación (6) fuera conocida, la ecuación (2) podría ser resuelta. Pero debido a que no es práctico determinar esta función, se asume que es una función lineal, por lo que la ecuación (6) queda de la siguiente forma:

$$e = e_0 - r t \left[ 1 - \frac{b}{r} \left( \frac{z - 0.5 H}{H} \right) \right] \quad (7)$$

En donde:

$b$  = una constante que depende de la variación de la relación de vacíos respecto a la profundidad y el tiempo.

La relación adimensional ( $b/r$ ), indica la variación en la relación de vacíos con la profundidad. En la base de la muestra,  $z = H$ , entonces la ecuación (7) se reduce a:

$$e_u = e_0 - r t \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{b}{r} \right) \right] \quad (8)$$

1. Si  $b/r = 2$  en la ecuación (8), la relación de vacíos en la base de la muestra permanece constante.
2. Si  $b/r = 0$ , la ecuación (7) indica que la relación de vacíos es uniforme con la profundidad.

Por lo que un rango práctico de  $b/r$  es de cero a dos.

Usando la ecuación (7) como la definición de la relación de vacíos, ( $e$ ), una solución de la ecuación (2) es obtenida integrando dos veces con respecto a ( $z$ ) y aplicando las condiciones de frontera que son:

$$u(0, t) = 0 \quad \text{y} \quad \frac{\delta u}{\delta z}(H, t) = 0$$

Para el caso simple de  $b/r = 0$ , la solución de la presión de poro queda:

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+e)} \left[ H z - \frac{z^2}{2} \right] \quad (9)$$

Para  $b/r \neq 0$ , la solución resultante es:

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+e)} \left\{ z H \left[ \frac{1+e_0 - b t}{r t (b t)} \right] + \frac{z^2}{2 r t} - \left[ \frac{H(1+e_0)}{r t (b t)} \right] \left[ \frac{H(1+e)}{(b t)} \ln(1+e) - z \ln(1+e) \right] - \frac{H(1+e_r)}{b t} \ln(1+e_r) \right\} \quad (10)$$

Donde :

$$e_r = e_0 - r t \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{b}{r} \right) \right] \quad (11)$$

Debido a la complejidad de la ecuación (10), es ventajoso obtener una solución simplificada aproximada. Asumiendo que el término  $(1+e)$  de la ecuación (2) puede ser reemplazado por  $(1+\bar{e})$ , donde  $(\bar{e})$  no es una función de ( $z$ ), la solución resultante de la ec. (2) queda:

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+e)} \left[ H z - \frac{z^2}{2} \right] - \frac{b}{r} \left( \frac{z^2}{4} - \frac{z^3}{6H} \right) \quad (12)$$

Para los casos donde  $b/r = 0$ , la ecuación (12) se reduce a la forma de la ecuación (9). Mientras que la ecuación (10) se aproxima a la ecuación (9) como un límite cuando  $b/r$  se aproxima a cero.

Una comparación entre la ecuación (10) y la (12) se da en la tabla (7). Esta comparación parece que justifica el uso de la ecuación (12).

Ecuación	$\frac{k}{\gamma_w r H^2}$ Para $e_0 = 2.0$ entonces $r t = 0.5$						
	Para $b/r =$						
	0.0 (1)	0.04 (2)	0.4 (3)	0.6 (4)	1.0 (5)	1.4 (6)	2.0 (7)
10 (1)	—	0.200	0.186	0.178	0.164	0.151	0.134
12 (2)	0.200	0.200	0.187	0.180	0.167	0.153	0.133

Tabla No. 7 Comparación de las ecuaciones (10) y (12)

La presión de poro la cual se mide en la base de la muestra durante la prueba (CRS), puede ser evaluada de la ecuación (12) en ( $z = H$ ), lo cual queda:

$$u_b = H u_s = \frac{\gamma_w r H^2}{k(1+e)} \left[ \frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left( \frac{1}{12} \right) \right] \quad (13)$$

### 2.2.5.- Determinación del porcentaje del esfuerzo efectivo.

Para conocer como se relacionan la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo, a partir de los resultados de la prueba (CRS), es necesario desarrollar una expresión del porcentaje del esfuerzo efectivo que involucre las cantidades medidas en el proceso de prueba, las cuales son, el esfuerzo vertical total,  $\sigma_1$ , la presión de poro en la base,  $u_b$ , y la velocidad de deformación. El porcentaje del esfuerzo vertical efectivo,  $\bar{\sigma}'_1$ , es:

$$\bar{\sigma}'_1 = \sigma_1 - \alpha u_b \quad (14)$$

En donde:

$\alpha$  = la relación del porcentaje de la presión de poro,  $\bar{u}$ , a la presión de poro en la base,  $u_b$ .

Una expresión para ( $\alpha$ ) como una función de ( $b/r$ ) puede ser desarrollada de las ecuaciones (12 y 13), lo que queda

$$\alpha = \frac{\bar{u}}{u_b} = \frac{\frac{1}{H} \int_0^H u \delta z}{u_b} = \frac{1 - \frac{b}{r} \left( \frac{1}{24} \right)}{1 - \frac{b}{r} \left( \frac{1}{12} \right)} \quad (15)$$

La variación de ( $\alpha$ ) con ( $b/r$ ) se muestra en la tabla (5). Los valores asumidos de ( $b/r$ ) aparentan tener relativamente poco efecto en los valores calculados de ( $\alpha$ ) y también del esfuerzo efectivo ( $\sigma_1$ )

$\frac{b}{r}$ (1)	0.0 (1)	0.5 (2)	1.0 (3)	1.5 (4)	2.0 (5)
$\alpha$ (2)	0.667	0.682	0.700	0.722	0.750

Tabla 8.- Variaciones en ( $\alpha$ ) con ( $b/r$ ).

### 2.2.6 - Determinación del Coeficiente de Consolidación.

Terzaghi definió el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) como:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (16)$$

En donde ( $a_v$ ) = Coeficiente de compresibilidad

Habiendo previamente establecido la relación entre la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo, la única incógnita en esta expresión es ( $k$ ). La presión de poro en la base de la muestra durante la prueba (CRS) es una función de la velocidad de la deformación y del coeficiente de permeabilidad, como se muestra en la ecuación (13). Conociendo ambas ( $u_b$ ) y ( $r$ ), la ecuación (13) puede ser resuelta para ( $k$ ) si se asume que ( $e$ ) puede ser reemplazado por ( $\bar{e}$ ) en la ecuación (16), sustituyendo en la ecuación (16), tenemos:

$$C_v = \frac{r}{a_v u_b} \left[ \frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left( \frac{1}{12} \right) \right] \quad (17)$$

Esta expresión nos provee los medios para determinar  $C_v$  con cualquier relación de vacíos determinada de los datos de la prueba de velocidad de deformación constante (CRS).

**2.2.7 . - Selección de la velocidad de deformación para la prueba (CRS).**

Para utilizar la prueba (CRS) se debe seleccionar una velocidad de deformación, que sea adecuada para el material que se va a probar. Esta velocidad dependerá principalmente de las características de permeabilidad y la compresibilidad del suelo. Sin embargo estas cantidades son el objetivo de la prueba, por lo que se debe hacer un estimado de sus magnitudes para llegar a una adecuada velocidad para la prueba. Esto puede ser hecho ya sea en base a la experiencia o mediante el uso de correlaciones empíricas, tales como las presentadas en las normas editadas por la ASTM. Smith y Whals indican, en base a su experiencia personal, que los rangos de las velocidades de deformación aplicables a un material en particular pueden variar de una forma muy amplia.

Sustituyendo en la ecuación (17) las relaciones ( r ), ( h<sub>s</sub> ), ( a<sub>v</sub> ) y la ecuación (14) tenemos:

$$r = \frac{R}{h_s} \quad (18)$$

$$h_s = \frac{H_o}{1 + e_o} \quad (19)$$

$$a_v = \frac{C_c}{2.3 \sigma'_1} \quad (20)$$

Tenemos entonces la ecuación (21):

$$C_v = \frac{\left( \frac{R}{H_o} \right) H^2}{\left( \frac{C_c}{2.3 (\sigma'_1 - \alpha u_b)} \right) u_b} \left[ \frac{1}{2} - \left( \frac{b}{\frac{R}{H_o} (1 + e_o)} \right) \left( \frac{1}{12} \right) \right] \quad (21)$$

Una relación que envuelve a la velocidad de deformación ( R ) fue desarrollada de la siguiente forma:

$$R H^2 = C'_v C'_c \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) \left( \frac{\frac{u_b}{\sigma_1}}{1 - \alpha \left( \frac{u_b}{\sigma_1} \right)} \right) \left( \frac{5.22}{6 - r} \right) \quad (22)$$

Debido a que la ecuación (17) tiende a dar mejores resultados para  $((b/r) = 1)$ , este valor y su valor asociado de  $(\alpha)$ , 0.7, fueron usados para reducir la ecuación (22) a la forma de:

$$R H^2 = 1.04 C'_v C'_c \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) \left( \frac{\frac{u_b}{\sigma_1}}{1 - 0.7 \left( \frac{u_b}{\sigma_1} \right)} \right) \quad (23)$$

La altura de la muestra  $(H)$  en esta expresión corresponde a la altura en un tiempo  $(t)$ , durante el desarrollo de la prueba, cuando el valor restrictivo de  $(u_b/\sigma_1)$  es cuidadosamente observado. Esta altura es expresada como:

$$H = m H_0 \quad (24)$$

En donde  $m =$  a la constante de proporcionalidad que normalmente tiene un rango entre (0.6 y 0.8).

La ecuación (24) es substituida en la ecuación (23) y debido a la aproximación natural de la formula, el factor (1.04) se toma como la unidad. El resultado es:

$$R = \frac{C'_v C'_c}{m^2 H_0 (1 + e_0)} \left( \frac{\frac{u_b}{\sigma_1}}{1 - 0.7 \left( \frac{u_b}{\sigma_1} \right)} \right) \quad (25)$$

La ecuación (25) se encontro que es adecuada para la estimación de las velocidades de deformación para la prueba (CRS) cuando se usa de la siguiente forma:

### 2.2.8 . - Ejemplo.

1. Del estado inicial del material, ( $e_0$ ) y ( $H_0$ ) son conocidas.
2. Se elige un valor máximo de la relación ( $u_b/\sigma_1$ ). Un rango normal de valores puede ser de (0.4 a 0.7) según Smith y Whals. Mendoza *et al* utilizaron valores de (0.01 a 0.3)
3. Se deben asumir los valores de  $C_v$ ,  $C_c$ , y ( $m$ ) en función del tiempo que tarda en desarrollarse el máximo valor de ( $u_b$ )
4. Con estos valores una velocidad de deformación ( $R$ ), puede ser determinada.

La confiabilidad de esta velocidad dependerá de la selección de estos tres valores elegidos. Después de que se ha terminado la prueba (CRS), se pueden volver a estimar estos tres valores, de una forma más adecuada y así la confiabilidad de la ecuación (25) se verá altamente mejorada.

La estimación inicial de ( $R$ ) puede basarse en el límite líquido,  $L_w$ , del material y en base a correlaciones empíricas entre ( $L_w$ ), ( $C_v$ ) y ( $C_c$ ) de las normas de la ASTM se buscan los valores correspondientes. En base a estas normas se desarrollará un ejemplo.

- Se tienen los siguientes valores, ( $e_0$ ), ( $m$ ) y ( $u_b/\sigma_1$ )<sub>max</sub>, determinados a partir de lo establecido en los puntos (1), (2) y (3)
- Procedemos de la siguiente forma:

$L_w = 20 \%$	$L_w = 110 \%$
$C_c = 0.9$	$C_c = 0.09$
$C_v = 10^{-2} \text{ cm}^2 / \text{s}$	$C_v = 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{s}$
$e_0 = 0.6$	$e_0 = 2.0$
$m = 0.8$	$m = 0.6$
$H_0 = 2.54 \text{ cm}$	$H_0 = 2.54 \text{ cm}$

Tenemos la siguiente relación:

$$(u_b/\sigma_1) = 0.5$$

Entonces de la ecuación (25):

$$R = \frac{0.7692 (C_v \cdot C_c)}{m^2 H_0 (1 + e_0)} \quad (26)$$

Se tienen los siguientes resultados:

Para :

$L_w = 20 \%$	$L_w = 110 \%$
$R = 0.1597 \text{ cm} / \text{min}$	$R = 0.01514 \text{ cm/min}$

## **2.3.- Solución Analítica de la Teoría de Deformaciones Pequeñas. (Wissa 1971).**

### **2.3.1.- Introducción.**

La solución de Wissa *et al* (1971) está basada en la teoría no lineal (Wissa *et al*. también plantean un enfoque lineal) de la consolidación de Davis y Raymond (1965). La solución consiste en una fase de transición y otra fase de estado estable. La transición entre estas dos fases es independiente de la velocidad de deformación.

La solución es obtenida en términos de la deformación, y diferentes relaciones (esfuerzo - deformación), estas relaciones pueden ser usadas para derivar la expresión requerida para calcular el porcentaje del esfuerzo efectivo ( $\sigma'_{ave}$  y  $C_v$ ). Sin embargo, cuando ( $u/p$ ) (la relación del exceso de la presión de poro ( $u$ ) en la cara no drenada con respecto a la presión vertical aplicada ( $p$ )), es relativamente pequeña, las expresiones obtenidas al usar diferentes relaciones (esfuerzo - deformación) son todas muy similares. Similarmente a la teoría de Smith y Whals (1969), la solución de Wissa *et al* (1971) conserva su lógica, a pesar de la velocidad de deformación aplicada al espécimen, por lo tanto estos autores también adoptaron la relación del exceso de la presión de poro ( $u$ ) entre la presión vertical aplicada ( $p$ ) como el parámetro para seleccionar una adecuada velocidad de deformación.

### **2.3.2. -Desarrollo Teórico.**

Es necesario hacer algunas suposiciones para obtener soluciones teóricas para el problema de la consolidación, y las condiciones de frontera para la prueba de velocidad de deformación constante (CRS) son suficientemente diferentes a aquellas empleadas en la prueba de consolidación convencional (STD) como para que las suposiciones de la prueba (STD) no sean apropiadas en la prueba (CRS). Una de las peculiaridades de cargar una muestra a una velocidad de deformación constante, es que inmediatamente después de que el aparato se pone en marcha<sup>1</sup>, se desarrolla una condición de transición en el suelo la cual debe ser disipada antes de que se tenga la condición estable. Smith y Whals (1969) analizaron sus datos de una prueba (CRS) usando una solución que se aplica sólo después de que la condición de transición se ha disipado.

### **2.3.3. - Suposiciones de la condición de transición:**

1. Ellos asumieron que la permeabilidad del suelo es constante respecto a la profundidad de la muestra en cualquier momento
2. La relación de vacíos del suelo varía linealmente con la profundidad.
3. La versión de la solución que ellos usaron, también asume que el cambio en la relación de vacíos con el tiempo es tan pequeña que deformaciones infinitesimales existen

<sup>1</sup>Ver el inciso 2.5.7 sobre como es el proceso de intercambio de datos entre la muestra y el equipo.

4. Su solución no considera las condiciones de transición y asume implícitamente que el esqueleto del suelo es linealmente elástico en cualquier momento

#### **2.3.4.-Suposiciones de la Condición Estable:**

Smith y Whals encontraron una solución teórica que incluye la condición de transición, que describe el comportamiento del suelo lo más generalmente posible sin que se tengan dificultades matemáticas excesivas y cuyas suposiciones pueden ser verificadas de los resultados de la prueba de consolidación misma. Por lo que hicieron las siguientes suposiciones:

1. Existen deformaciones infinitesimales.
2. El coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) es independiente de la profundidad en cualquier momento. Esto implica que ( $C_v$ ) es insensible a pequeños cambios en la deformación, pero no necesariamente a cambios grandes.

Estas suposiciones han sido previamente justificadas y usadas en la prueba de consolidación unidimensional (STD) en situaciones de carga constante. (Davis y Raymond, 1965)

#### **2.3.5.- Hipótesis de la teoría de las deformaciones pequeñas.**

1. Se ignoraron los efectos de la inercia debido a que cualquier condición inicial de transiciones dinámicas, claramente se disipan mucho antes de que los efectos de la consolidación se puedan medir.
2. El suelo es homogéneo, isótropo y está saturado.
3. Tanto el agua como los sólidos son incompresibles en relación a la estructura del suelo.
4. La ley de Darcy es válida para el flujo a través del suelo.
5. El suelo está lateralmente confinado y el drenaje ocurre solamente en la dirección vertical.
6. Ambos, el esfuerzo efectivo y el total son uniformes a lo largo del plano horizontal, i.e., esfuerzos diferenciales ocurren solamente entre planos horizontales.

#### **2.3.6.- Ecuaciones constitutivas:**

Para las suposiciones que se plantean en los incisos anteriores, la ecuación básica de la consolidación es:

$$C_v = \frac{\delta^2 \varepsilon}{\delta z^2} = \frac{\delta \varepsilon}{\delta t} \quad (1)$$

En donde:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

t = tiempo.

z = La coordenada vertical de un punto.

$\varepsilon$  = Deformación vertical.

k = Coeficiente de permeabilidad del suelo.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

$m_v$  = Coeficiente de compresibilidad.

Esta ecuación no requiere que (k) o ( $m_v$ ) tengan ninguna relación con respecto a los esfuerzos y las deformaciones, esto sólo si su relación es independiente de la posición (z). Por lo que no hay restricciones en la forma de la curva de compresión, a excepción de que la solución sea válida solamente para deformaciones pequeñas.

La muestra es cargada a una velocidad constante de deformación, ( $v$ ), i.e., en cualquier momento, (t), la muestra tiene una altura (H), la cual ha sido deformada verticalmente por un desplazamiento ( $v H t$ ). Las distancias y los desplazamientos son medidos verticalmente en forma descendente a partir de la superficie de drenaje, y son utilizados los siguientes parámetros adimensionales:

$$X = \frac{z}{H} ; T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (2)$$

Se considera que el desplazamiento vertical (v), es positivo en el sentido descendente, y que el desplazamiento adimensional ( $V = v/H$ ) es usado, por lo tanto:

$$\varepsilon = -\frac{\delta v}{\delta x} \quad (3)$$

La ecuación (1) se convierte en :

$$\frac{\partial^2 V}{\partial X^2} = \frac{\partial^2 V}{\partial X \partial T_v} \quad (4)$$

Con las condiciones de frontera:

$$V(1, T_v) = V(X, 0) = \frac{\partial^2 V(1, T_v)}{\partial X^2} = 0 \quad (5)$$

Primero se obtiene una solución para la unidad, el desplazamiento constante, ( $V(0, T_v) = 1$ ), aplicado en  $T_v = 0$ . Los desplazamientos para este caso se componen de una componente de estado estable y una componente de estado de transición, la componente del estado estable es:

$$\bar{V}_s(X) = 1 - X \quad (6)$$

Debido a que las no homogéneas condiciones de frontera son satisfechas por  $\bar{V}_s$ , la transición debe satisfacer a la ecuación (5) y:

$$\bar{V}_T(0, T_v) = 0 \quad (7)$$

La solución de la ecuación (4) por la separación de variables nos da:

$$\bar{V}_T(X, T_v) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin n\pi X \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \quad (8)$$

El símbolo  $a_n$  puede ser evaluado de la condición inicial y con el empleo de las series de Fourier. La solución para el primer desplazamiento inicial es, entonces:

$$\bar{V}_T(X, T_v) = 1 - X - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} \sin n\pi X \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \quad (9)$$

La condición actual en  $X = 0$  es  $V(0, T_v) = (rH^2 / C_v) T_v$ , así que la integración por superposición puede ser usada:

$$V(X, T_v) = \int_0^{T_v} \bar{V}(X, T_v - \tau) \left[ \frac{\partial V(0, T_v)}{\partial T_v} \right] \delta \tau \quad (10)$$

$$\bar{V}(X, T_v) = \frac{rH^2}{C_v} \left[ (1 - X) T_v - \frac{2}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin n\pi X}{n^3} (1 - \exp(-n^2 \pi^2 T_v)) \right]$$

Ecuación (11).

La deformación es obtenida mediante la diferenciación de la ecuación (11) con respecto a  $(X)$ , empleando las series del coseno de Fourier, tenemos:

$$2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n\pi X}{\pi^2 n^2} = \frac{1}{6} (3X^2 - 6X + 2) \quad (12)$$

Para  $0 \leq X \leq 1$  Entonces:

$$\varepsilon(X, T_v) = \frac{r H^2}{C_v} \left[ T_v \cdot \frac{1}{6} (3 X^2 - 6 X + 2) - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n \pi X}{n^2} (\exp(-n^2 \pi^2 T_v)) \right]$$

Ecuación (13)

Como resultado final tenemos que la deformación en cualquier punto esta dada por:

$$\varepsilon(X, T_v) = r t [1 + F(X, T_v)] \quad (14)$$

En donde :

$$F(X, T_v) = \frac{1}{6 T_v} (3 X^2 - 6 X + 2) - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n \pi X}{n^2} (\exp(-n^2 \pi^2 T_v)) \quad (15)$$

Examinando la parte derecha de la ecuación (14) nos da una visión de que es lo que esta pasando en la prueba, de las dos partes que componen la parte derecha de la ecuación , la primera representa el porcentaje de deformación impuesto, i.e , describe cuál sería el caso si las deformaciones fueran las mismas en toda la muestra. La segunda parte, (la expresión (F)) consiste de dos partes (ecuación (4)). La primera representa la desviación que se tiene respecto de el porcentaje de la deformación en el caso de la condición estable. No es una condición de transición y es independiente del tiempo. Esta desviación debe existir, para que se pueda tener el gradiente necesario para un flujo constante a través de los poros. El segundo término en la ecuación (14) es la parte de la transición de la solución y describe el decrecimiento de las discontinuidades iniciales que se crean cuando se comienza la prueba.

La Fig. (58) muestra el desarrollo del estado de la deformación en los primeros instantes, claramente la componente de transición se ha vuelto insignificante cuando el tiempo  $T_v$  es igual a 0.5

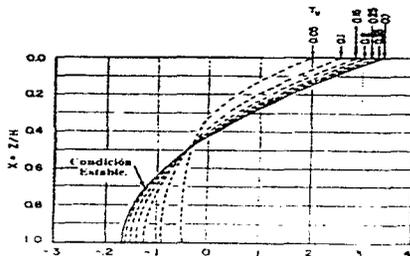


Fig.58.-Desviación de la deformación de sus tiempos promedio  $C_v t / r H^2$  como función de la profundidad para diferentes factores de tiempo ( $T_v$ ).

### 2.3.7.- Suposiciones para interpretar los Datos de la Prueba de Consolidación (CRS)

Las soluciones que se acaban de describir no dependen de ninguna suposición hecha con respecto a la relación (esfuerzo - deformación), solamente dependen de la constante ( $C_v$ ). Sin embargo, para poder interpretar los datos de la prueba de consolidación (CRS), es necesario que se asuma un cierto tipo de estructura, es decir algo que le de sentido a la relación (esfuerzo - deformación). Se puede hacer cualquier suposición, la cuál la haremos con respecto a la ecuación (3), en la investigación se consideraron dos suposiciones, las cuáles fueron, dar al suelo un comportamiento lineal y otro no lineal.

Los datos obtenidos directamente de la prueba incluyen el porcentaje de la velocidad de deformación, ( $r$ ), la presión de poro, ( $u$ ), en la parte superior y en la inferior de la muestra y el esfuerzo total ( $\sigma$ ) en la parte superior de la muestra, el cuál debe ser el mismo a través de la muestra, de estos datos, el esfuerzo efectivo en la parte superior e inferior de la muestra de prueba, pueden ser calculado.

### 2.3.8.- Condiciones Estables .

Una vez que la transición se ha disipado las ecuaciones (14 y 15) se convierten en:

$$e(z, t) = r t + \frac{r H^2}{C_v} \left\{ \frac{1}{6} \left[ 3 \left( \frac{z^2}{H} \right) - 6 \frac{z}{H} + 2 \right] \right\} \quad (16)$$

En cualquier momento ( $t$ ), la diferencia entre la deformación en la parte superior e inferior,  $\Delta e = (1/2) * r H^2 / C_v$ . En cualquier punto ( $z$ ), la diferencia entre las deformaciones en cualquiera de los dos tiempos  $t_1$  y  $t_2$  es  $r(t_2 - t_1)$ .

En la parte superior de la muestra el esfuerzo total aplicado, ( $\sigma_v$ ), es medido, y el exceso de la presión de poro, ( $u_0$ ), es cero, como también el esfuerzo efectivo ( $\sigma_{v0} = \sigma_v$ )

En la parte inferior, el exceso de la presión de poro, ( $u_h$ ), es medida, y el esfuerzo vertical efectivo en el fondo es ( $\sigma_{vh} = \sigma_v - u_h$ ). La diferencia del esfuerzo efectivo entre la parte superior e inferior del espécimen en la prueba es:

$$\Delta \sigma_v = u_h \quad (17)$$

Ahora, vamos a asumir que la relación efectiva (esfuerzo - deformación) está definida por un coeficiente constante de compresibilidad de volumen, ( $m_v$ ), i.e., **se asume que el suelo es lineal**, entonces:

$$\Delta \sigma_v = \frac{\Delta e}{m_v} \quad (18)$$

Entonces de la ecuación (18) y de las conocidas diferencias en esfuerzos y deformaciones entre la parte superior e inferior, tenemos:

$$k = \frac{1}{2} \frac{r H^2}{u_h} \quad (19)$$

Debido a que la velocidad del cambio de ( $\varepsilon$ ) en cualquier punto es constante, la velocidad del cambio de ( $\sigma_v$ ) en cualquier punto y la distribución de la presión de poro debe ser también constantes. La ecuación (18) puede ser escrita en términos de el cambio del esfuerzo total:

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma_v} = r \left( \frac{\Delta t}{\Delta \sigma_v} \right) \quad (20)$$

En donde  $\Delta \sigma_v$  es el cambio en el esfuerzo total medido sobre el incremento del tiempo  $\Delta t$  por lo que:

$$C_v = \frac{H^2}{2 u_h} \left( \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta t} \right) \quad (21)$$

La validez de la suposición lineal (esfuerzo - deformación) puede ser probada si se usan los valores de  $\Delta \sigma_v$  en la parte superior e inferior y graficándolos contra las deformaciones correspondientes:

$$\varepsilon(0, t) = r t + \frac{r H^2}{3 C_v} \quad y \quad \varepsilon(H, t) = r t - \frac{r H^2}{6 C_v} \quad (22)$$

Si asumimos que el suelo es **no lineal** de relación de vacíos ( $e$ ) una suposición razonable sería:

$$C_c = - \frac{\partial e}{\partial (\log \sigma_v)} \quad (23)$$

En donde  $C_c$  = el índice de compresión. Para deformaciones pequeñas, esto equivale a:

$$C_c = - \frac{\partial e}{\partial (\log \sigma_v)} \left( \frac{C_v}{1 + e} \right) \quad (24)$$

En donde el término ( $C_c$ ) puede ser llamado como índice de deformación. Estas suposiciones son una restricción adicional al resultado de las ecuaciones (3 y 4), las cuáles son por supuesto válidas por un rango mucho mayor, con respecto a las propiedades de los materiales, que aquellos proporcionados por la ecuación (23)

Una vez mas , los esfuerzos totales, los esfuerzos efectivos y la presión de poro son conocidas en la parte inferior y superior de la muestra, la ecuación (12) puede ser aproximada por:

$$C' \varepsilon = \frac{\varepsilon(0, t) - \varepsilon(H, t)}{\log(\sigma_v) - \log(\sigma_v - u_h)} \quad (25)$$

- ó -

$$C' \varepsilon = \frac{r H^2}{2 C' \log\left(\frac{\sigma_v - u_h}{\sigma_v}\right)} \quad (26)$$

Comparando las condiciones en dos tiempos diferentes en la superficie superior, nos lleva a lo siguiente:

$$C' \varepsilon = \frac{r \Delta t}{\log\left(\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}}\right)} \quad (27)$$

En donde  $\sigma_{v1}$  y  $\sigma_{v2}$  son iguales a los esfuerzos totales en el tiempo  $t_1$  y  $t_2$  , respectivamente y  $\Delta t = t_2 - t_1$

Combinando las dos últimas ecuaciones tenemos:

$$C' \varepsilon = - \frac{H^2 \log\left(\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}}\right)}{2 \Delta t \log\left(1 - \frac{u_h}{\sigma_v}\right)} \quad (28)$$

En dónde  $u_h / \sigma_v$  puede ser el porcentaje sobre el intervalo  $\Delta t$  . El termino  $C' \varepsilon$  puede ser fácilmente calculado de la ecuación (27) y entonces:

$$m_v = \frac{0.434 C' \varepsilon}{\sigma_v} \quad (29)$$

$$Y \quad k = C' \varepsilon m_v \gamma_w \quad (30)$$

En la ecuación (29) un valor en porcentaje de  $(\bar{\sigma}_v)$  sobre  $(\Delta T)$  debería ser usado. Otra vez las deformaciones pueden ser evaluadas en la parte superior e inferior de la muestra para checar los resultados.

En cualquiera de los dos casos, ya sea en el lineal o el no lineal, la deformación esta parabólicamente distribuida sobre la profundidad de la muestra (ver la ecuación 16). por lo tanto el porcentaje de la deformación es:

$$\varepsilon_{\text{av}} = \frac{1}{3} [2\varepsilon(H, t) + \varepsilon(0, t)] = r t \quad (31)$$

Si el suelo es lineal el porcentaje del esfuerzo efectivo correspondiente a esta deformación debe ser:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{v_{\text{av}}} &= \frac{1}{3} [2\bar{\sigma}_v(H, t) + \bar{\sigma}_v(0, t)] \\ \bar{\sigma}_{v_{\text{av}}} &= \sigma_v - \frac{2}{3} u_h \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

Si el suelo es no lineal como se define en la ecuación (12), el porcentaje del esfuerzo efectivo correspondiente al porcentaje de la deformación es:

$$\bar{\sigma}_{v_{\text{av}}} = (\sigma_v - 2\sigma_v^2 u_h + \sigma_v u_h^2)^{1/3} \quad (33)$$

### 2.3.9.- Condiciones de Transición.

Las condiciones de transición para cualquiera de las condiciones de las relaciones (esfuerzo-deformación) consideradas pueden ser interpretadas de la ecuación (15) en cualquier momento (t).

$$\frac{\varepsilon(H, t)}{\varepsilon(0, t)} = \frac{1 + F(1, T_v)}{1 + F(0, T_v)} \quad F_v(T_v) \quad (34)$$

El termino  $F_v$  depende solamente de  $T_v$  y puede ser graficado en diferentes formas, como se muestra en la (Fig. 59), el uso de las cuáles se explica a continuación.

Para un material lineal la deformación será proporcional a el cambio en el esfuerzo efectivo del tiempo (0) al tiempo (t), entonces tenemos que en (t) :

$$F_3 = \frac{(\sigma_v - \sigma_v \text{ en } t=0) - u_h}{(\sigma_v - \sigma_v \text{ en } t=0)} \quad (35)$$

Para un material no lineal ( $C_c$  constante) la deformación será proporcional al cambio en logaritmos del esfuerzo efectivo, entonces tenemos que en (t)

$$F_3 = \frac{\log(\sigma_v - u_h) - \log(\sigma_v \text{ en } t=0)}{\log(\sigma_v) - \log(\sigma_v \text{ en } t=0)} \quad (36)$$

Los datos de la prueba pueden ser usados ya sea en la ecuación (35 ó 36) para encontrar  $F_3$  : Este valor puede ser entonces usado en la (Fig 59) para encontrar ( $T_v$ ) .

Por ejemplo; si ( $F_3$ ) es igual a 0.146, ( $T_v$ ) es igual a 0.0209. El valor de ( $C_v$ ) es meramente ( $T_v$ ) tiempos de ( $h^2 / t$ ). Si varios valores de ( $F_3$ ) son encontrados para diferentes tiempos, una correspondiente serie de valores de ( $T_v$ ) puede ser obtenida por una curva previamente graficada de ( $T_v$ ) V.s ( $F_3$ ) . Una gráfica de estos valores de ( $T_v$ ) V.s ( $t / H_2$ ) debe ser una línea recta cuyo declive es ( $C_v$ ).

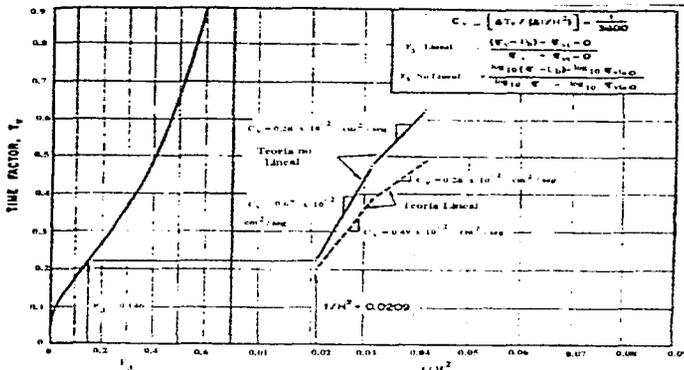


Fig.59.- Curva para el procedimiento de ajuste para determinar  $C_v$  para la prueba (CRS) durante las etapas iniciales cuando la componente de transición es importante.

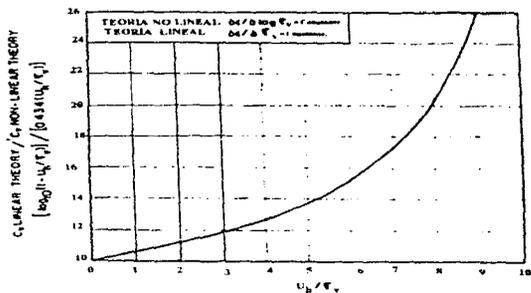


Fig. 60.- Comparación del coeficiente de consolidación de las teorías lineal y no lineal.

**2.3.10.- Uso de las teorías lineal , no lineal y la combinación de ambas.**

De las ecuaciones (20 y 21 ) el valor calculado de ( $C_v$ ) de la **teoría lineal**, se convierte, en:

$$C_v = \frac{r H^2}{2 u_h m_v} \tag{37}$$

De las ecuaciones (26 y 29) el valor calculado de ( $C_v$ ) de la **teoría no lineal**, se convierte, usando  $\bar{\sigma}_v = \sigma_v$  para un valor pequeño de ( $u_h$ )

$$C_v = - \frac{0.434 r H^2}{2 \bar{\sigma}_v m_v \log \left( 1 - \frac{u_h}{\sigma_v} \right)} \tag{38}$$

Por lo que, la relación del valor calculado ( $C_v$ ) usando las soluciones lineales de la **teoría lineal junto con la teoría no lineal**, tenemos:

$$C_v = \frac{C_v \text{ lineal}}{C_v \text{ no lineal}} = \frac{\log \left( 1 - \frac{u_h}{\sigma_v} \right)}{0.434 \left( \frac{u_h}{\sigma_v} \right)} \quad (39)$$

Esta relación es graficada contra la relación  $(u_h / \sigma_v)$  en la (Fig. 60) En la cuál se ilustra que las soluciones, tanto la lineal como la no lineal, divergen conforme la relación  $(u_h / \sigma_v)$  se incrementa. Se debe notar que la (Fig. 60) y la ecuación (39) son válidas solamente para valores pequeños de  $(u_h / \sigma_v)$  y, por lo tanto, para valores grandes de  $(u_h / \sigma_v)$  estos resultados deben ser vistos cualitativamente.

Como vemos Wissarath (1971) presentan su teoría que comprende la parte lineal, la no lineal y una combinación de ambas, sus resultados se presentan en las ecuaciones (37,38 y 39) ,las cuáles son muy útiles, ya que nos dan la libertad de escoger, cualquiera de las tres ecuaciones, en función del tipo de material que se vaya a probar. En el siguiente inciso, se verá cuál es el proceso para seleccionar y utilizar una de estas ecuaciones.

### 2.3.11.- Selección de la Velocidad de Deformación para la Prueba (CRS)

De acuerdo a la teoría de Wissarath (1971), sabemos que las relación entre la velocidad de deformación y los parámetros que la controlan dependen del tipo de relación (esfuerzo-deformación) que se haya escogido. La teoría presentada por Wissarath presenta una solución basada en el comportamiento lineal (esfuerzo deformación) y otra donde la deformación es una función del (log del esfuerzo). Se decidió utilizar esta última solución, porque esta teoría se adapta mucho mejor a los casos donde es mas probable que ocurran grandes relaciones de presión de poro. (Esta decisión es en base a la investigación realizada por Armour y Drenevich (1986)) quienes realizaron una serie de pruebas (CRS) en donde determinaron que la teoría de Wissarath proporciona mejores resultados para la relación  $(u_h/\sigma_v)$  de valores altos. Seria interesante ver como se adapta la teoría a las arcillas de la Ciudad de México, y si los resultados de Armour y Drenevich son aplicables, en estas arcillas y poder ver cual de las tres soluciones dadas por Wissarath se adapta mejor a las arcillas de la Ciudad de México. desafortunadamente, dicha investigación no se ha realizado, ya que solamente se ha aplicado la teoría de Smith y Whals a la investigación realizada por (Mendoza *et al* 1996) en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. en cooperación con el C.E.N.A.P.R.E.D. aquí en México.

De Wissa sabemos que la suposición donde la deformación varía con el log del esfuerzo, tenemos a la ecuación (38) para el coeficiente de consolidación:

$$C_v = \frac{0.434 r H^2}{2 \bar{\sigma}_v m_v \log\left(1 - \frac{u_h}{\sigma_v}\right)} \quad (38)$$

Donde:

- $C_v$  = Coeficiente de Consolidación.
- $H$  = Altura del espécimen.
- $\bar{\sigma}_v$  = Esfuerzo efectivo.
- $m_v$  = Coeficiente de compresibilidad.
- $\frac{u_h}{\sigma_v}$  = Relación de la Presión de Poro.

Reordenando la ecuación y resolviendo para la velocidad de deformación ( $r$ ) tenemos:

$$r = \frac{C_v 2 m_v \bar{\sigma}_v \log\left(1 - \frac{u_h}{\sigma_v}\right)}{0.434 H^2} \quad (39)$$

Terzaghi definió el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) como:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (40)$$

Donde:

- $k$  = Coeficiente de permeabilidad.
- $\gamma_w$  = Peso específico del agua.

Substituyendo las ecuaciones (39 y 40) en la ecuación (38) tenemos la siguiente ecuación para la velocidad de deformación:

$$r = \frac{2 \bar{\sigma}_v k \log\left(1 - \frac{u_h}{\sigma_v}\right)}{\gamma_w 0.434 H^2} \quad (41)$$

Los parámetros que tienen que ser determinados en base a esta ecuación, son ahora; la permeabilidad, la relación de la presión de poro, el esfuerzo efectivo, y la altura de la muestra.

La relación de la presión de poro usualmente pasa a través a través de un valor pico o se mueve hacia un valor pico y se queda relativamente constante después. El esfuerzo efectivo se incrementa continuamente durante la carga y la permeabilidad y el espesor del espécimen continúan decreciendo. El cambio en la altura del espesor de la muestra es mucho menor en magnitud en comparación a los cambios en la permeabilidad o el esfuerzo vertical efectivo. El esfuerzo efectivo se incrementa y la permeabilidad decrece durante la carga, luego entonces, hay una tendencia de estos parámetros para cancelarse entre si. Es deseable limitar la relación de la presión de poro durante la prueba a un valor máximo. Por lo tanto, los valores de  $(\sigma', k', \text{ y } H)$  deben corresponder a los valores de la máxima relación de la presión de poro. Debido a que no es posible determinar los valores de  $(k')$  y  $(H)$  en la relación máxima de la presión de poro antes de que se comience con la prueba, se propone que se usen los valores estimados de estos parámetros al principio de la prueba y entonces registrar su variación entre el comienzo de la prueba y el punto donde la relación de la presión de poro alcanza su valor máximo.

El parámetro faltante es la presión efectiva en la relación máxima de la presión de poro. La cuál variara probablemente dependiendo de varias características, incluida el tipo de suelo, el grado de alteración y la rigidez del suelo. En vez de tratar de considerar todas estas por separado, se propone que se tomen en cuenta todas en general mediante el uso de propiedades índice. (el procedimiento se discutirá en el siguiente inciso). Para mantener la ecuación dimensionalmente consistente, la presión atmosférica se pondrá en lugar del esfuerzo vertical efectivo en la ecuación (41):

Debido a las variaciones en el comportamiento del suelo y para tomar en cuenta el uso de la altura inicial y de la permeabilidad, un coeficiente dependiente de una propiedad índice del suelo, que llamaremos  $(C)$  se aplicará a la ecuación (41), substituyendo este parámetro  $(C)$  y la presión atmosférica, tenemos:

$$r = \frac{C}{\gamma_w} \frac{P_a}{H_i} \frac{k_i}{H_i} \log(1 - r_{pp_{max}}) \quad (42)$$

En donde:

$C$  = Un coeficiente dependiente de una propiedad índice del suelo

$P_a$  = Presión atmosférica.

$k_i$  = Permeabilidad al principio de la prueba.

$H_i$  = Altura inicial del espécimen.

$r_{pp_{max}}$  = Valor máximo de la relación de la presión de poro deseada.

### 2.3.12.- Ejemplo.

Armour y Drenevich (1986) realizaron una serie de pruebas (CRS) en base a la teoría de Wissa *et al* (con la solución no lineal) que se adapta mejor para valores altos de la relación  $(u_p/\sigma_v)$  donde establecen el siguiente procedimiento:

1. El primer parámetro, la permeabilidad, puede ser estimado usando métodos disponibles, ya sea por algún método de laboratorio para medir la permeabilidad o mediante el empleo de manuales. Wissa *et al* recomiendan medir la permeabilidad en el consolidómetro. La permeabilidad de la muestra en el consolidómetro puede variar en una amplia gama de rangos de magnitud. Dependen no solamente en el tipo de suelo y su rigidez, sino que también son afectados significativamente por el método de extracción y el remoldeo de la muestra. Por la ecuación (42) sabemos que la velocidad de deformación deseada, en base a la relación de presión de poro máxima es directamente proporcional a la permeabilidad. Por lo tanto una medición de la permeabilidad del espécimen en el aparato proporcionará la mejor oportunidad para establecer adecuadamente la velocidad de deformación. Además, valores medidos de la permeabilidad pueden indicar un proceso defectuoso de la prueba si varían significativamente de los valores esperados. La altura inicial de la muestra puede ser medida directamente y no representa mayor problema.
2. La máxima relación de la presión de poro deseada puede ser puesta en base a las especificaciones de la ASTM (D-4186-82). La relación de la presión de poro debe durar lo suficiente, para que una adecuada presión de poro se genere hasta determinar el coeficiente de consolidación, pero debe ser lo suficientemente pequeño para que no se establezcan gradientes hidráulicos grandes. La norma de la ASTM (D-4186-82) limita esta relación a 20%, otros investigadores han propuesto relaciones de hasta 50%, los investigadores creen que el valor máximo de 20% es muy restrictivo. Un valor máximo de 40% ó 50% puede ser permitido, siempre y cuando se este utilizando una teoría no lineal para calcular el coeficiente de consolidación,  $(C_v)$  (Armour y Drenevich (1986)).
3. Elegimos un valor para el parámetro  $(C)$  en base a alguna propiedad índice.
4. En base a los parámetros establecidos en los incisos (1), (2) y (3) aplicamos la ecuación (42). La cuál nos dará las velocidades que aplicaremos a las muestras.

$$r = \frac{-C \cdot P_{max} \cdot k}{\gamma \cdot H^2} \log(1 - rpp_{max})$$

5. Se registran los datos obtenidos en la prueba.
6. A diferencia del método de Smith y Whals, en vez de repetir la prueba con la misma fórmula y con nuevos valores, más afinados en base a los resultados de la primera serie de pruebas (CRS), en este método se propone que se resuelva la ecuación (42) para el valor del coeficiente  $(C)$ . Lo cuál nos queda:

$$C = - \frac{r \gamma_w H^2}{P_a k \log(1 - r_{pp_{max}})} \quad (43)$$

Las unidades del coeficiente ( C ) son "en porciento" y todos los parametros de la ecuación (43) deben ser en unidades consistentes.

7. De los incisos anteriores, sabemos que el coeficiente ( C ) permite darnos cuenta de las diferencias en los parametros utilizados en la ecuación (42) de los utilizados en la ecuación (41). En base a esto, se busca alguna relación lógica entre las propiedades índice y el coeficiente ( C ). Es aquí donde esta la parte esencial de la prueba, y es el como definir al parametro ( C ) ? , puesto que de esta definición, dependera toda la prueba, es decir, la definición de ( C ) encontrada por un investigador, sera válida para otro, incluso si se encuentran investigando el mismo tipo de arcillas? pero, ¿Que pasara si un investigador considera mas relevante una propiedad? y si, podemos continuar planteandonos preguntas, las cuales por supuesto no son fáciles de responder.

Por el momento, veamos como es la forma de utilizar una de estas interpretaciones en la prueba (CRS). Esto se puede lograr mediante la observación de los datos de las muestras, por ejemplo, (Armour y Drnevich, 1986) encontraron en sus pruebas que el coeficiente ( C ) es una función de la gráfica que obtuvieron (Fig. 61), establecieron la siguiente relación:

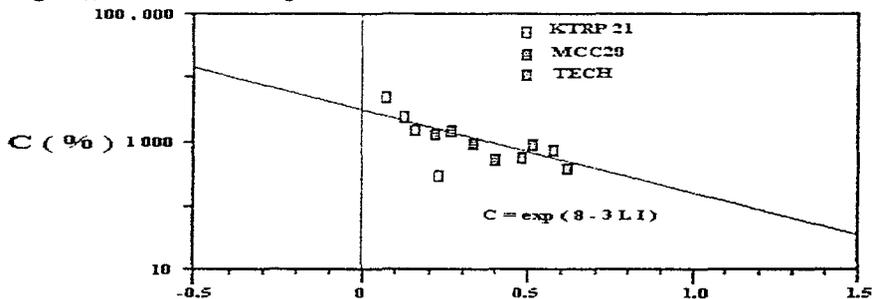


Fig. (61). Coeficiente ( C ) función del índice de liquidez.  
La relación encontrada es:

$$C (\%) = \exp ( 8 - 3 L I ) \quad (44)$$

Donde "exp" es la base del logaritmo natural. Sustituyendo la ecuación (44) en la (42) obtenemos la ecuación que nos determinará la velocidad de deformación, que será la definitiva.

$$r = - \frac{\exp\left(8 - \frac{3 L_1}{H_i} \right) P_a K_i}{\gamma_w H_i^2} \log\left(1 - rpp_{max}\right) \quad (45)$$

Donde :

r = Velocidad de deformación (porciento / unidad de tiempo )

L1 = Índice de liquidez del suelo saturado

P<sub>a</sub> = Presión atmosférica.

k<sub>i</sub> = Permeabilidad al principio de la prueba.

H<sub>i</sub> = Altura inicial del espécimen.

rpp<sub>max</sub> = Valor máximo deseado de la relación de la presión de poro.

8. Con esta nueva fórmula se vuelve a realizar la prueba (CRS)

## **2.4.- Teoría de la Consolidación a Deformaciones Grandes. (K. Lee et al (1988)).**

### **2.4.1.- Introducción.**

Kuantsai Lee *et al* (1981) publicó la solución para la prueba de la consolidación unidimensional para los suelos finos (CRS), aplicable a condiciones de deformación finitas, usando la teoría de "Frontera en movimiento" (Kuantsai Lee y Sills, 1979), que es usada para estudiar a un espécimen que está siendo sometido a una velocidad de deformación constante. Un caso particular de esta teoría es la llamada prueba de consolidación a velocidad de deformación constante (CRS). La teoría, resuelve la ecuación de la consolidación, dentro de un dominio del espacio cuya frontera cambia continuamente en el tiempo. El sitio donde se encuentra la frontera es exactamente conocido en cualquier instante del tiempo en una prueba de consolidación (CRS), y la solución puede ser obtenida en una manera íntegra. Como en muchas otras teorías de la consolidación, esta asume que el coeficiente de consolidación permanece constante y por lo tanto, sólo provee una solución aproximada.

En contraste con las teorías de "Deformaciones Pequeñas", la teoría de "Deformaciones Grandes", demuestra que el proceso de la consolidación, bajo una velocidad de deformación constante, depende de la velocidad de deformación aplicada. Precisamente se llama "de deformaciones grandes"; porque a los especímenes se le lleva durante la prueba, hasta deformaciones muy altas, donde la compresión de las muestras alcanza hasta un 50% de su espesor inicial (que es el valor máximo de la deformación Lagrangiana) o a una presión de consolidación máxima (lo que ocurra primero). Como veremos más adelante en el inciso, (2.5.4.2) se demostró que el proceso de la consolidación está determinado por un coeficiente adimensional de la velocidad de la deformación definido como:

$$\beta = \frac{\gamma h_0^2}{C_v}$$

Donde:

- $\gamma$  = Velocidad de deformación.
- $h_0$  = Espesor inicial de la muestra.
- $C_v$  = Coeficiente de consolidación.

Por razones prácticas ( $\gamma$ ) está definido en términos de la deformación de Lagrange ( $\epsilon_1$ ). El uso de la deformación en términos de Lagrange, permite que la deformación adimensional ( $\beta$ ) sea fácilmente estimada a partir del espesor de la muestra, la velocidad de deformación (que iguala a  $(\dot{\epsilon}_1 * h_0)$ ), y el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ).

Estudios numéricos demostraron que no hay una solución única para el problema de la consolidación unidimensional, (como en el caso del método incremental paso a paso).

sino que hay toda una gama de soluciones para diferentes velocidades de deformación expresada en el término adimensional ( $\beta$ ). La diferencia en las soluciones se convierte particularmente notable cuando ( $\beta$ ) excede el valor de (0.1), presumiblemente porque a estas velocidades de deformación más rápidas, la fase de transición domina el proceso de consolidación. Cuando ( $\beta$ ) es menor de (0.1) una expresión analítica aproximada puede ser derivada para condiciones de estado estable. El método para la interpretación de los datos descrito en este inciso, es desarrollado de la expresión analítica aproximada. La deformación Euleriana, i.e., que está en base a la altura inicial de la muestra, es usada en estas ecuaciones para encontrar la fórmula para la consolidación.

#### 2.4.2.- Desarrollo teórico.

Kuantsai Lee *et al* (1981) publicaron la teoría, a partir de un análisis de la teoría de Wissa *et al* (1971), de donde sabemos que el coeficiente de consolidación esta dado por la siguiente ecuación:

$$C_v = \frac{H^2}{2u_h} \left( \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta t} \right) \quad (1)$$

Esta expresión es la misma fórmula (21) en el inciso (2.5.4.5) de la teoría de Wissa *et al.*, que también fue encontrada por Smith y Whals, de un análisis simplificado. Además de la suposición de una ( $C_v$ ) constante, la única restricción impuesta en la teoría es la suposición de las deformaciones pequeñas. A pesar de que estas son suposiciones hechas también para la prueba de consolidación (STD) son mucho menos realistas en el presente caso. En la prueba (STD) el incremento de carga puede ser reducido para preservar la condición de deformaciones pequeñas y para minimizar la variación del coeficiente de consolidación ( $C_v$ ), una magnitud de deformación de hasta 30% ha sido reportado para pruebas de consolidación (CRS) por Smith y Whals en (1969), no es poco común que en trabajos previamente publicados se manejen magnitudes de alrededor del 20%. (Ver por ejemplo, Sällfors 1975, Gorman 1978, Mendoza 1996). Bajo estas circunstancias una teoría de deformaciones finitas será mucho mas apropiada.

Un requisito para el uso de la teoría de las deformaciones finitas es una definición precisa de la deformación. Esto puede ser definido con referencia a cualquiera de los estados del suelo, ya sea el actual o el inicial y nos referiremos a él como el estado de deformación Euleriana o el Lagrangiano<sup>1</sup> respectivamente; en analogía directa con el sistema coordinado usado en hidrodinámica (ver, por ejemplo, Lamb 1932). Cuando el volumen ( $V$ ) ha sido sometido un cambio ( $\Delta V$ ) de su volumen inicial ( $V_0$ ), tenemos que en la deformación Euleriana está definida como:

$$E_v = \frac{\Delta V}{V} \Big|_{t=0}^{t=t} = \frac{n_0 - n}{1 - n_0} \quad (2)$$

---

<sup>1</sup>Euler y Lagrange

Donde; ( $n_0$ ) y ( $n$ ) son la porosidad inicial y actual.

La deformación Lagrangiana esta definida como:

$$\varepsilon_L = \frac{\Delta V}{V_0} \Big|_{V_0 \rightarrow 0} = \frac{n_0 - n}{1 - n} \quad (3)$$

Estas dos cantidades de deformación están relacionadas por las ecuaciones:

$$\varepsilon_L = \frac{\varepsilon_E}{1 + \varepsilon_E} \quad (4)$$

$$\varepsilon_E = \frac{\varepsilon_L}{1 - \varepsilon_L} \quad (5)$$

En este inciso, la mayoría de los resultados, serán discutidos en términos de ambos tipos de deformación. Solamente mediante el uso de la deformación Lagrangiana es que estas dos terminologías, la velocidad de deformación constante y la velocidad de esfuerzo constante, es que se vuelven idénticas.

#### 2.4.3.- Teoría de Frontera en movimiento.

La teoría de frontera en movimiento ha sido desarrollada para la consolidación de los suelos con deformaciones finitas, de una muestra delgada de suelo bajo el proceso de carga por incrementos, (Lee y Sills, 1979).

#### 2.4.4.-Ecuaciones constitutivas, condición inicial y condiciones de frontera.

Tenemos:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( c_v \frac{\partial n}{\partial z} \right), \quad 0 \leq z \leq h(t), \quad t \geq 0 \quad (6)$$

$$n(z, 0) = n_0 \quad (7)$$

$$n(h, t) = n_1 \quad (8)$$

$$\frac{\partial n}{\partial z}(0, t) = 0 \quad (9)$$

Y:

$$\frac{C_v}{1-n} \frac{\partial n}{\partial z} = \frac{\partial h}{\partial t}, \quad z = h(t) \quad (10)$$

Con:

$$h(0) = h_0 \quad (11)$$

Donde (n) es la porosidad, y (C<sub>v</sub>) es el coeficiente de consolidación definido como:

$$C_v = \frac{-k}{\gamma_w} (1+e) \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \quad (12)$$

El término, h(t), en las ecuaciones superiores, es el espesor inicial del espécimen el cual variara en el tiempo mientras el suelo se consolida. En el caso de el método incremental, h(t), también es parte de la solución. Esta es una característica del problema de frontera rotacional, esto es, las soluciones son vistas desde de una frontera en movimiento cuya posición dependerá de la solución. (Ockendon y Hodgkins, 1975). Técnicas numéricas especiales han sido desarrolladas para el caso del método incremental (Lee, 1979).

El hecho de que se permita al espesor de la muestra que cambie, mientras se produce la consolidación, hace que la teoría de frontera en movimiento sea particularmente aceptable para el estudio de la consolidación con la velocidad de deformación constante, en este caso, h(t), es el espesor de la muestra, es una función conocida:

$$h(t) = h_0 - \gamma h_0 t \quad (13)$$

Este problema es por lo tanto considerablemente mas simple que el caso del método incremental, y que las condiciones de frontera para el drenaje están dadas en la ecuación (10). Asumiendo una (C<sub>v</sub>) constante, la ecuación gobernante y la condición inicial, junto con las condiciones de frontera pueden ser escritas como:

$$\frac{\partial \varepsilon_E}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 \varepsilon_E}{\partial X^2}, \quad 0 \leq X \leq \eta(T_v), \quad 0 \leq T_v \leq T_f \quad (14)$$

$$\varepsilon_E(X, 0) = 0 \quad (15)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_E}{\partial X}(0, T_v) = 0 \quad (16)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_E}{\partial X}(\eta, T_v) = \beta [1 + \varepsilon_E(\eta, T_v)] \quad (17)$$

$$\eta (T_v) = \frac{h}{h_0} = 1 - \beta T_v \quad (18)$$

Donde:  $X = \frac{z}{h_0}$   $T_v = \frac{C_v t}{h_0^2}$

El parámetro adimensional ( $\beta$ ) queda de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{\gamma h_0^2}{C_v} \quad (19)$$

Donde:

- $\gamma = r / h_0$
- $r =$  velocidad de deformación.
- $h_0 =$  Altura inicial de la muestra.
- $C_v =$  Coeficiente de consolidación.

El parámetro adimensional ( $\beta$ ) puede ser definido como la velocidad de deformación normalizada debido a que el producto ( $\beta * T_v$ ) es igual a ( $\gamma * t$ ), como la aparente deformación Lagragiana. Así este parámetro puede ser usado para eliminar las variaciones entre pruebas de diferentes geometrías y suelos para establecer la importancia de la velocidad de la deformación.

Se han publicado diferentes valores de ( $\beta$ ) los que se muestran en la tabla (9). Hay un valor estimado máximo y otro valor mínimo, debido a la variación de ( $C_v$ ) durante las pruebas. En las pruebas con altos valores de ( $\beta$ ) no siempre ofrecieron una semejanza con la prueba (STD). Ya que la solución de la ecuación de las deformaciones pequeñas  $C_v = (h_0^2 / 2u_v) (\Delta\sigma / \Delta t)$  es la base sobre la cuál se obtienen los resultados de estas pruebas, la cuál es independiente de la velocidad de deformación, la discrepancia observada a altas velocidades de deformación ha sido previamente explicada en términos de los altos valores del exceso de la presión de poro generados en la base no drenada. Esta no es una completa explicación, ya que la estructura de las ecuaciones (14 y 18) sugieren que el valor de ( $\beta$ ) casi seguramente domina el comportamiento de la solución de la deformación finita. En orden de investigar este efecto, se han escogido cinco valores diferentes de ( $\beta$ ) (0.01, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0) para su estudio. El hecho de que no se hayan escogido valores mas altos, no quiere decir que las soluciones para estos no sean válidas, simplemente en este estudio, no se hace dicha investigación.

Fuente	Material	Magnitud de Deformación (%)	Velocidad de Deformación (s <sup>-1</sup> )		(β) Interpretada		Comentario
			Max	Min	Max	Min	
Smith y Whals (1969)	Kaolinite	17 - 18	4 E <sup>-5</sup>	4 E <sup>-7</sup>	1.3 E <sup>-1</sup>	1.3 E <sup>-1</sup>	Buena concordancia entre pruebas usando diferentes velocidades de deformación.
	Calcium Montmorillonite	17 - 30	1 E <sup>-5</sup>	4 E <sup>-6</sup>	2.15	8.6 E <sup>-1</sup>	Pobre concordancia entre pruebas usando diferentes velocidades de deformación.
	Arcilla Mesena	26	1 E <sup>-5</sup>	4 E <sup>-6</sup>	6.4 E <sup>-5</sup>	2.6 E <sup>-1</sup>	Buena concordancia.
Wisca <i>et al</i> (1971)	Arcilla Azul de Boston	13 - 14	8 E <sup>-6</sup>	1.6 E <sup>-6</sup>	2 E <sup>-5</sup>	4 E <sup>-1</sup>	Buena concordancia.
Sällfors (1975)	Arcilla Bäckebol	14 - 19	1.7 E <sup>-7</sup>	5 E <sup>-7</sup>	3.3 E <sup>-5</sup>	1 E <sup>-1</sup>	No hay mucha concordancia entre pruebas usando diferentes velocidades de deformación. Altas velocidades de deformación producen altas presiones de preconsolidación y altos valores de Cv.
Gorman <i>et al</i> (1975)	Suelo de Kentucky						
	Sitio 1	20 - 22	4.2 E <sup>-6</sup>	2.5 E <sup>-6</sup>	6.5 E <sup>-1</sup>	4 E <sup>-1</sup>	Buena concordancia.
	Sitio 2	12 - 40	1.4 E <sup>-5</sup>	8.3 E <sup>-5</sup>	4.5 E <sup>-2</sup>	2.6 E <sup>-1</sup>	Buena concordancia.
	Sitio 3	12 - 16	2.7 E <sup>-6</sup>	6.3 E <sup>-7</sup>	1.6 E <sup>-2</sup>	4 E <sup>-1</sup>	Buena concordancia.
* Paniagua Zavala Jaime P. Instituto de Ingeniería U.N.A.M (1990)	Ciudad de México Zona sur oriente (Ermida Ixtapalapa y calzada de la Viga Sitio Mexicaltzingo) M27-2 (21.5m)	0.003 % / min	2.99 E <sup>-3</sup>	(Solo se realizo una prueba)	0.06666	-----	El coeficiente de consolidación (C <sub>v</sub> ) resulto un poco alto, pero la gráfica de compresibilidad da una muy buena concordancia con la prueba (STD). Es importante observar que tomaron (h <sub>v</sub> ) = 2 cm lo que es una característica importante en las pruebas (CRS), que es el tener especímenes de poco espesor.
* Mendoza <i>et al</i> (Cien. Ind. Méx. 1976)	Puente Impulsora (10.2 m) Fig 11 Arcilla de la Cd de México Zona Nororiental	**	1.864 E <sup>-4</sup>	3.35 E <sup>-5</sup>	0.804	0.744	Los coeficientes (k) y (C <sub>v</sub> ) obtenidos en los ensayos (CRS) y (STD) resultan iguales para todo fin práctico. Sólo mostrando valores menores en la (STD) para esfuerzos que superen el doble de la presión de preconsolidación.
Instituto de Ingeniería U.N.A.M. cooperación con el CENAPRED	Central de Abasto (25 m) Fig. 12 Arcilla de la Cd de México Zona Oriente	**	1.865 E <sup>-7</sup>	1.12 E <sup>-5</sup>	1.34	0.0804	Pudo constatar que aún en los suelos sensibles a los efectos de la velocidad de deformación, como es el caso de las arcillas de la Ciudad de México, la diferencia que arrojan los resultados de los ensayos (CRS) y (STD) es muy reducida.

Tabla # 9 Resumen de resultados publicados de pruebas (CRS). (Kuantsai Lee *et al* 1993)

\* Datos agregados, (1997) los cálculos se realizaron en base a las ecuaciones de la teoría de K. Lee.  
 \*\* La magnitud de las deformaciones no esta especificada para cada sitio, pero la información dada por Mendoza *et al*, indica variaciones de 0.0112 % / min a 0.0373 % / min

### 2.4.5.- Método numérico.

Un método simple de diferencia finita previamente desarrollado para el caso del método incremental ha sido utilizado, este método es ejecutado en dos etapas; en la primera, la solución es llevada hacia adelante en el tiempo y en la segunda, la red es reajustada al nuevo nivel del tiempo.

En la primera etapa, el espacio continuo es aproximado por una red de puntos equidistantes y la aproximación de una diferencia finita es aplicada a las derivadas en estos puntos de la red. Estos son entonces proyectados hacia adelante en el tiempo (Fig. 60a) por el método de Crank-Nicholson. Sin embargo, en el nuevo nivel del tiempo el punto (A) de la red adyacente a la frontera en movimiento es ahora limitado por dos segmentos no iguales; conforme se mueve la frontera hacia una nueva posición, se aplica una fórmula especial de interpolación Lagrangiana para aproximar las derivadas en este punto de la red.

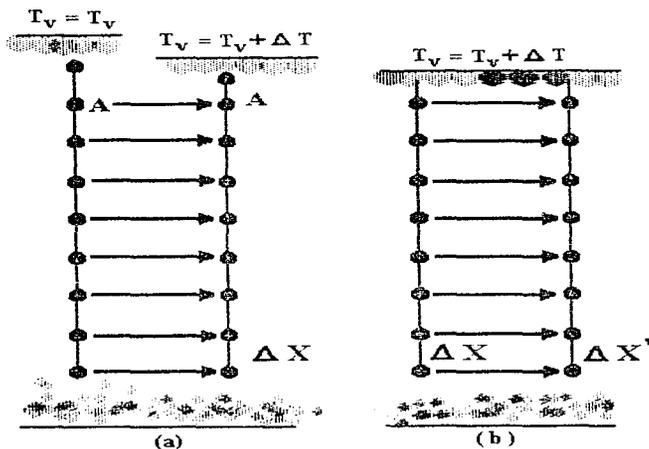


Fig.62.- El método numérico: (a) la solución es avanzada hacia adelante en el tiempo; (b) la red es reajustada al nuevo nivel del tiempo.

Conforme los puntos de la red se establecen en un nuevo nivel de tiempo, ya no son equidistantes conforme la longitud de la primera red es reducida por el movimiento de la frontera (Fig. 62b). Antes de que la solución sea adelantada hacia el siguiente nivel del tiempo, la posición de los puntos de la red se tiene que reajustar. Esto es hecho encajando, por decirlo así, un polinomio dentro de cada red e interpolando los valores asociados con

los nuevos puntos de la red, después de esto, la solución es otra vez llevada hacia adelante.

En el caso de carga incremental, la interacción tendrá que ser aplicada en llevar la solución hacia adelante, porque la nueva posición de la frontera es desconocida y solamente saldrá como una parte de las soluciones. Sin embargo, se ha encontrado una excelente concordancia con la solución analítica del método incremental establecida por (Lee y Sills, 1979). En los cálculos presentes no hay solución analítica disponible para checar el método numérico, por esto se han creado los medios para estimar el error en el método, esto es logrado al considerar el porcentaje de la deformación en el espécimen:

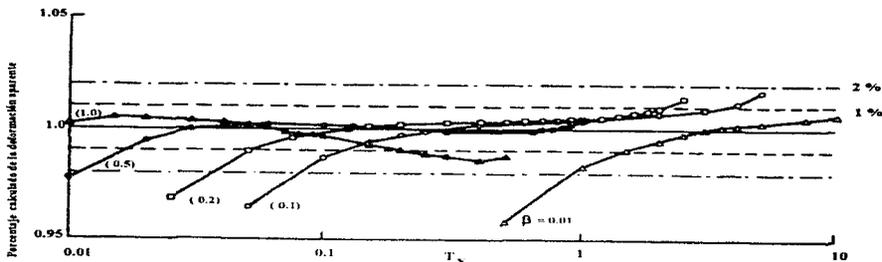
$$\varepsilon_{app} = \frac{1}{\eta} \int_0^{\eta} \varepsilon^2 X \quad (20)$$

El cuál puede ser obtenido por la solución de la interacción numérica. Lo cuál deberá igualar la deformación aparente, i.e. que se aplico a la frontera del espécimen, usando la definición Eurliana esto es:

$$\varepsilon_{app} = \frac{\beta T_c}{1 - \beta T_c} \quad (21)$$

Cualquier diferencia entre estos dos será el resultado del error numérico, y la relación de estas dos cantidades por lo tanto, provee de una visión de la posible magnitud del error. Los cálculos fueron realizados usando 200 redes e incrementos en el tiempo de tal forma escogidos que en cada paso, el espécimen se deforme 1/2000 de su altura inicial. La relación del porcentaje calculado de la deformación Eurliana a la deformación Eurliana aparente para los diferentes valores de ( $\beta$ ) usados, es mostrada con el factor del tiempo en la (Fig. 63). En todos los casos el error del valor verdadero de (1) no excede el (1%) y los resultados son considerados así aceptables.

Fig.63.- Relación del cálculo del porcentaje de la deformación contra la deformación aparente como medio para la estimación numérica del error



#### 2.4.6.- Discusión de resultados.

##### 2.4.6.1.- Distribución de deformación dentro del espécimen.

Debido a que la magnitud de la deformación dentro del espécimen cambia considerablemente con y entre los diferentes valores de  $(\beta)$ , un procedimiento normalizado es necesario para comparar los resultados, esto es aplicado al tomar la relación de la deformación a la deformación aparente:

$$\bar{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_{app}} \quad (22)$$

Los resultados de varias isocronas de  $(\bar{\epsilon})$  graficadas contra la variable normalizada del espacio:

$$\bar{x} = \frac{X}{\eta} \quad (23)$$

Son mostradas en la (Fig. 64) para la deformación Eurliana y en la (Fig. 65) para la deformación Lagragiana. La superficie donde el drenaje tiene lugar es  $\bar{x} = 1$  y en la base no drenada  $\bar{x} = 0$ . La solución de deformación pequeña de (Wissa *et al.*, 1971) es también graficada en estas gráficas como curvas continuas.

Fig. 64.- Isiconas de la deformación Eurliana para diferentes valores de  $\beta$ . Las curvas indican las soluciones para la teoría de las deformaciones pequeñas. A)  $T_v=0.1$  B)  $T_v=0.5$  C)  $T_v=1$

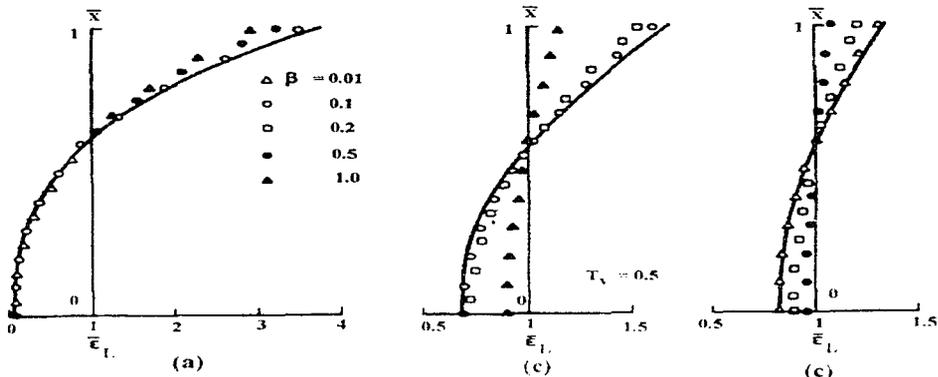
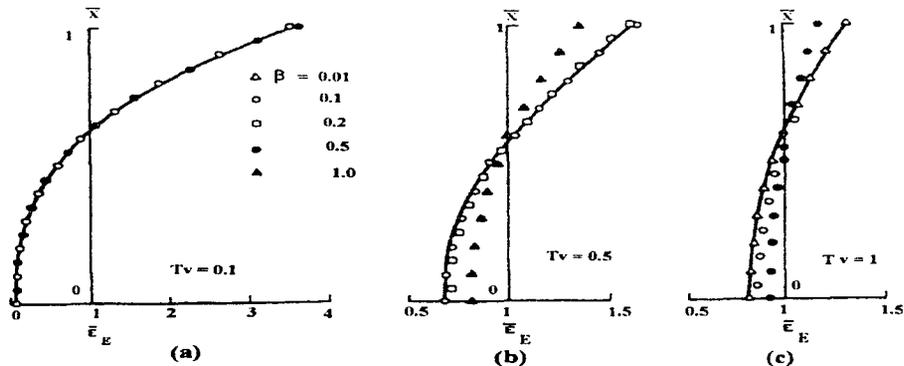


Fig. 65 - Isoconas de la deformación Lagrangiana para diferentes valores de  $\beta$ . Las curvas indican las soluciones para la teoría de las deformaciones pequeñas. A)  $T_v=0.1$  B)  $T_v=0.5$  C)  $T_v=1$

Durante las primeras etapas de la prueba, la deformación en el espécimen tiene un alto patrón no uniforme, con la mayoría de la deformación desarrollada cerca de la

superficie. Sin embargo, mientras progresa la prueba este patrón desaparece gradualmente, resultando en un espécimen mas uniforme. Las soluciones con valores grandes de  $(\beta)$ , parece que alcanzan este estado de uniformidad, la uniformidad es sin embargo, relativamente medida solamente con respecto a la deformación aparente.

Una comparación de las soluciones con la solución de la deformación pequeña, en base a estas gráficas, sugieren que la solución de las deformaciones pequeñas puede ser usada como una aproximación razonable para la deformación Eurliana hasta un determinado valor de  $(\beta)$ . Este valor crítico de  $(\beta)$  parece ser de entre (0.1 y 0.2).

### 2.4.7.- Desarrollo de la deformación en la superficie y en la base.

El desarrollo de la deformación en la superficie y en la base del espécimen se muestra en la (Fig. 68) para la deformación Eurliana y en la ( Fig. 69) para la deformación Lagragiana. La solución de las deformaciones pequeñas es otra vez mostrada como una curva continua en estas gráficas.

La ( Fig. 70 ) muestra la relación de la base a la superficie de la deformación Eurliana contra el factor de tiempo con una curva continua indicando la solución de la deformación pequeña. La versión Lagragiana de esto, es mostrada en la ( Fig. 71) Estas gráficas indican que la solución es generalmente dependiente de la velocidad de deformación con velocidades de deformación mas rápidas produciendo un espécimen mas uniforme (en un sentido relativo) cuando se compara en base al mismo factor de tiempo, la teoría de las deformaciones pequeñas es solamente aplicable al uso de la deformación Eurliana y  $(\beta)$  menor que, digamos, (0.1). Estas conclusiones pueden ser aplicadas a los resultados mostrados en la tabla (9).

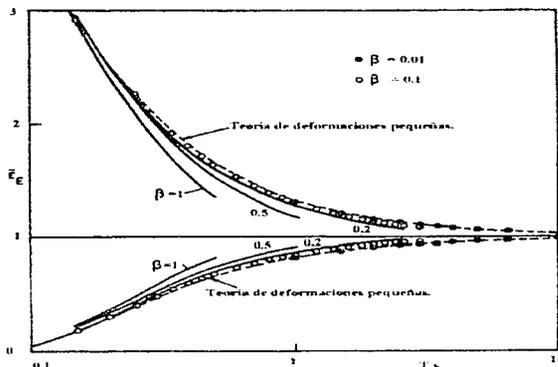


Fig.66.- Variación de la deformación Eurliana normalizada en la superficie ( parte superior de la gráfica) y la base (parte inferior de la gráfica) del espécimen como una función del factor del tiempo.

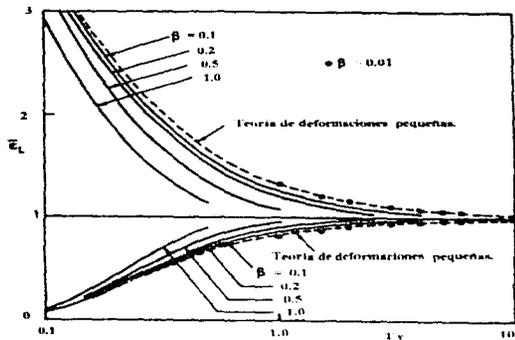


Fig.67.- Variación de la deformación Lagrangiana normalizada en la superficie ( parte superior de la gráfica) y la base (parte inferior de la gráfica) del espécimen como una función del factor del tiempo.

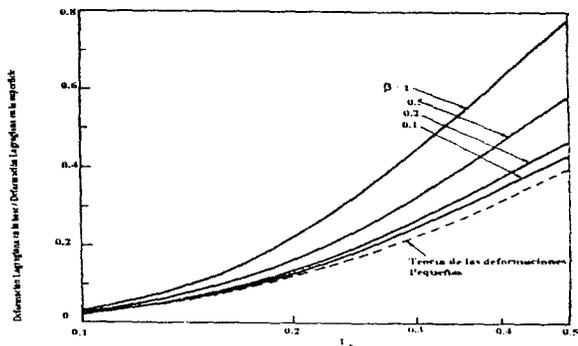


Fig 68.- Relación de la deformación Eurliana de la base a la superficie como una función del factor de tiempo.

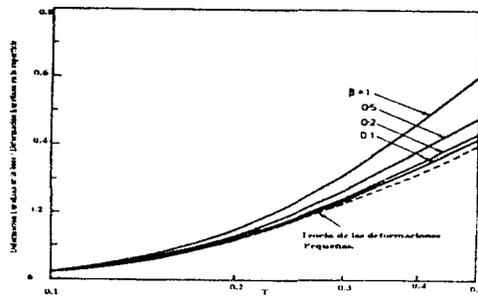


Fig 69.- Relación de la deformación Lagrangiana de la base a la superficie como una función del factor de tiempo.

De la tabla (9) podemos hacer las siguientes observaciones, Smith y Whals (1969) reportaron en sus pruebas con Calcium montmorillonite, donde el uso de diferentes velocidades de deformación, tiene un efecto muy marcado en altos resultados en las curvas de compresión y del coeficiente de consolidación  $C_v$ . Se ha considerado que esto se debe al resultado de la presión de poro en la base. En la prueba mas rápida la presión de poro máxima generada alcanzó 88 % del esfuerzo total. En la prueba mas lenta (25 veces mas lenta que la máxima velocidad empleada) la presión de poro máxima fue de sólo 25 % del esfuerzo total. El posible valor mas grande de ( $\beta$ ) para esta serie de pruebas es estimado, al tomar la velocidad de deformación mas grande y el valor mas pequeño de  $C_v$  reportado, se obtuvo un valor de aproximadamente 2.1 (Tabla 9) Es muy posible que algunas de las pruebas mas rápidas tengan valores de ( $\beta$ ) de entre 0.1 y 2 mientras las pruebas mas lentas tuvieron valores de ( $\beta$ ) menores de 0.1. Por lo que se puede esperar que se tendrá un comportamiento diferente entre pruebas lentas y pruebas rápidas.

La prueba reportada por Wissa (1971), en arcilla azul de Boston, muestra buena concordancia entre las pruebas (CRS) usando diferentes velocidades y la prueba incremental (STD), el valor de ( $\beta$ ) mas grande en esas series de pruebas, fue de 0.02. También se ha tenido buena concordancia con otras pruebas obtenidas por Gorman *et al* (1978) en sus pruebas en suelos en Kentucky donde el valor máximo de ( $\beta$ ) fue de 0.016.

Una serie de pruebas realizada en arcillas Bäckebol reportadas por Sällfors (1975) nos proporcionan un caso intermedio. En esa serie de pruebas, la velocidad de deformación mas rápida fue de cerca de 30 veces mayor que la velocidad mas baja, y el valor correspondiente de ( $\beta$ ) mas grande es de 0.33. Los resultados muestran que velocidades de deformación grandes, producen una aparente presión de preconsolidación grande, que es una observación similar hecha por Smith y Whals en sus pruebas. También

hay algunas diferencias en el coeficiente de consolidación  $C_v$  con diferentes velocidades de deformación, aunque esto se considera que es inconcluso

Mendoza *et al* (1996) realizó sus pruebas en arcillas de la Ciudad de México, en la zona nororiental y oriente de la ciudad, que es donde se encontraba el lago, (en tiempos pasados), por lo que sabemos que se trata de arcillas con un comportamiento muy particular, de muy altos valores en sus propiedades índice, realizó una serie de pruebas (CRS) y las comparó con valores de pruebas incrementales (STD), donde encontró, para fines prácticos en ingeniería, que los valores de  $C_v$  son casi iguales en los dos tipos de ensayos, teniendo en cuenta que la relación  $(u_v / p)$  no fuera mayor del 30 %. por los valores mostrados nos podemos dar cuenta que las velocidades de deformación empleadas varían de 0.003 mm/min a 0.005 mm / min de acuerdo a los comentarios de Mendoza *et al* (1996) la concordancia de los valores de  $(C_v)$  que obtuvo entre las pruebas (CRS) y (STD), y los altos valores de  $(\beta)$  calculados con la deformación Eurliana nos demuestra una vez más lo que ya se había comentado en un párrafo anterior de este inciso, y es el hecho de que la teoría de las deformaciones pequeñas es sólo aplicable al uso de las deformaciones Eurlianas con valores de  $(\beta)$  menores que 0.1.

- El desarrollo de una solución Eurliana con valores de  $(\beta)$  mas grandes de 0.1, aplicables a las deformaciones pequeñas es teóricamente posible, por lo que el tema esta abierto a futuras investigaciones.
- Combinando estos resultados con la teoría desarrollada hasta este momento, se sugiere que  $(\beta)$  puede ser usado como un parámetro para seleccionar la velocidad requerida de deformación en una prueba (CRS).

#### 2.4.9.- Solución aproximada para la condición estable.

De acuerdo a la teoría de las deformaciones pequeñas después de que  $T_v = 0.5$  es espécimen tendrá una distribución parabólica en su deformación. Cuando esta condición se ha alcanzado, se dice que espécimen a alcanzado su condición estable, y las diferencias de la deformación entre la superficie y la base del espécimen estarán en base a una constante expresada de la siguiente forma:

$$\Delta \epsilon = \frac{\beta}{2} \quad (24)$$

Donde  $\beta$  esta definida por la ecuación (19). La existencia de la condición estable es el resultado mas importante de la teoría de las deformaciones pequeñas ya que provee las bases para la interpretación de los resultados de las pruebas, el cual también es uno de los objetivos de la teoría de las deformaciones grandes.

La diferencia en la deformación entre la superficie y la base del espécimen es calculada y en orden de hacer una comparación de los resultados de diferentes velocidades de deformación, se logra al normalizar  $\beta$ . Los resultados se muestran en la Fig. (70) con el

mismo factor de tiempo ( $T_v$ ) con la teoría de las deformaciones pequeñas denotada por una línea dando  $\Delta\varepsilon/\beta = 0.5$ . Si se usa la deformación Lagrangiana como se ve en la Fig. 68 (b) se tiene una desviación muy grande de la teoría de la deformación pequeña. El peor caso ocurre con las velocidades de deformación más grandes, cerca del final de la prueba  $\Delta\varepsilon/\beta$  está cercano a 0.125, (un cuarto del valor predicho por la teoría de las deformaciones pequeñas). Se obtiene una mejor concordancia al usar la deformación Eurliana (Fig. 70 a) Con esta, el peor caso también ocurre con velocidades de deformación rápidas y cerca del fin de la prueba cuando las deformaciones grandes se han desarrollado. Sin embargo, el mayor valor de  $\Delta\varepsilon/\beta$  en este caso es 0.55, como un 10 % más alto que la teoría de las deformaciones pequeñas. El comportamiento es bastante diferente del que uno podría esperar de la teoría de las deformaciones pequeñas y la velocidad de deformación parece tener algún efecto importante. Sin embargo, no hay indicación que exista una condición estable en la consolidación de deformaciones finitas. Toda la Fig. 70 revela que en el dado caso de que existiera la condición estable, esta sería muy diferente a lo predicho por la teoría de las deformaciones pequeñas.

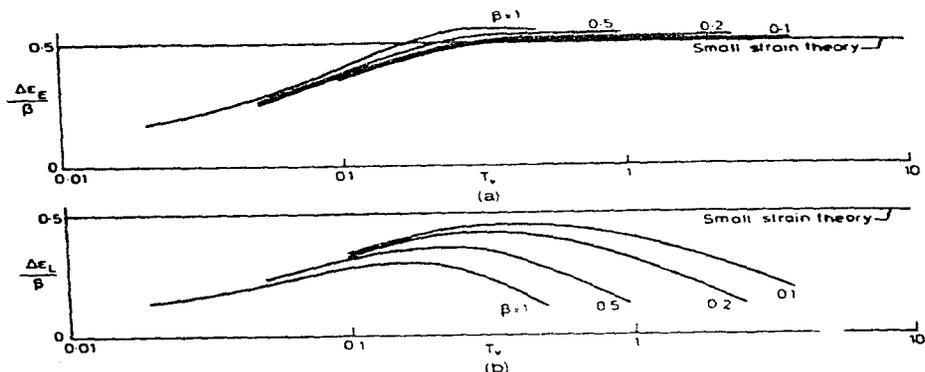


Fig. 70.-  $\Delta\varepsilon/\beta$  contra el factor de tiempo  $T_v$ , a) usando la deformación Eurliana. b) usando la deformación Lagrangiana.

#### 2.4.9.- Solución Aproximada.

Si se asume una distribución parabólica de la deformación Eurliana dentro del espécimen:

$$\varepsilon_e \left( X, T_v \right) = a \left( T_v \right) \left( \frac{X}{\eta} \right)^2 + b \left( T_v \right) \left( \frac{X}{\eta} \right) + c \left( T_v \right) \quad (25)$$

De la condición de frontera no drenada, ecuación (17), seguida de que  $b(T_v) = 0$ . El requerimiento que la distribución de la deformación debe acoplarse a las deformaciones sobrepuetas:

$$\frac{1}{\eta} \int_0^{\eta} \varepsilon_E \delta X = \frac{\beta T_v}{1 - \beta T_v} \quad (26)$$

Lo que nos lleva a:

$$c(T_v) = \frac{\beta T_v}{1 - \beta T_v} - \frac{1}{3} a(T_v) \quad (27)$$

La función  $a(T_v)$  puede ser determinada de las condiciones de la frontera en movimiento de la ecuación (17).

Entonces:

$$a(T_v) = \frac{\beta}{2 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (-\beta T_v) \right]} \quad (28)$$

Así una solución aproximada es:

$$\varepsilon_E(X, T_v) \approx \frac{\beta T_v}{1 - \beta T_v} + \frac{\beta}{2 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (-\beta T_v) \right]} \left[ \left( \frac{X}{\eta} \right)^2 - \frac{1}{3} \right] \quad (29)$$

Esta ecuación no satisficará a la ecuación gobernante, ecuación (14) ni tampoco satisficará las condiciones iniciales, ecuación (15). Se puede esperar aproximarla, en el mejor de los casos, a las últimas etapas de la consolidación asumiendo que se ha establecido un patrón de distribución de deformación. Esto puede ser verificado al compararlo con el método numérico.

De la ecuación (29) se establece que en la superficie cuando  $X = \eta$

$$\varepsilon_E = \frac{\beta T_v}{1 - \beta T_v} + \frac{\beta}{3 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (-\beta T_v) \right]} \quad (30)$$

Y en la base donde  $X = 0$

$$\varepsilon_{\text{E}} = \frac{\beta T_v}{1 - \beta T_v} \quad 6 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (-\beta T_v) \right] \quad (31)$$

Estas soluciones son comparadas con la solución numérica en la Fig. (71) ; donde se observa que hay una concordancia razonable a velocidades de deformación pequeñas. El límite superior para esta concordancia parece que esta cerca del valor de  $\beta$  de 0.2 , y mas haya de este valor la solución aproximada no es aplicable.

La diferencia entre la deformación en la superficie y la deformación en la base es obtenida de las ecuaciones (30 y 31) como:

$$\Delta \varepsilon_{\text{E}} = \frac{\beta}{2 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (-\beta T_v) \right]} \quad (32)$$

Esta es comparada con las soluciones numéricas en la Fig. (72); se encontró buena concordancia a velocidades de deformación pequeñas, el uso de la solución aproximada por lo tanto debe estar confinada a pruebas con valores de  $\beta$  menores de 0.2 y un factor de tiempo  $T_v$  mayor de 0.5

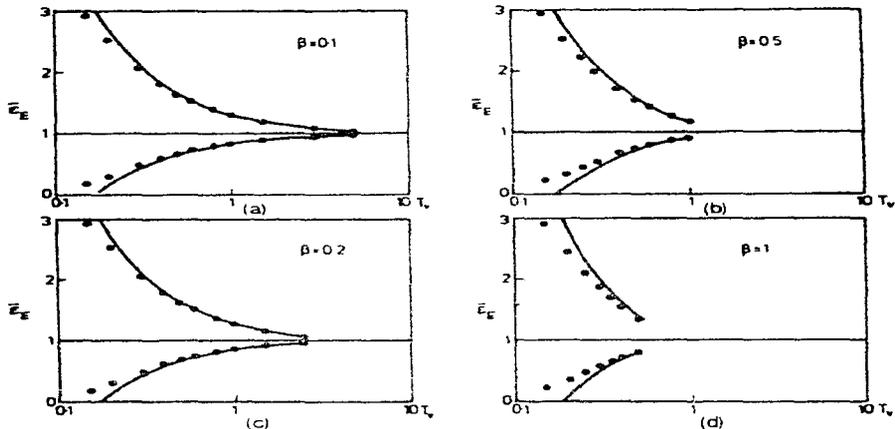


Fig. 71.- Comparación de la solución aproximada (curva) con la solución numérica (puntos) para la deformación Euleriana en la superficie y en la base del espécimen : a)  $\beta = 0.1$  , b)  $\beta = 0.2$  , c)  $\beta = 0.5$  y d)  $\beta = 1$

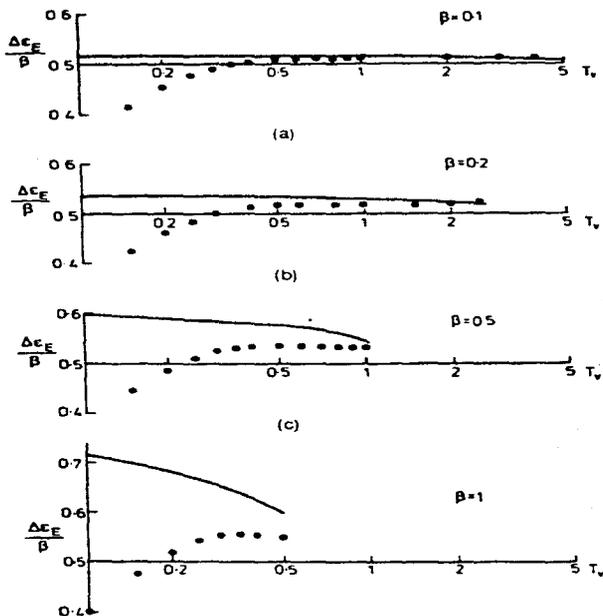


Fig. 72.- Comparación de la solución aproximada (curva) con la solución numérica (puntos) para  $\Delta c_E / \beta$ : a)  $\beta = 0.1$  . b)  $\beta = 0.2$  . c)  $\beta = 0.5$  y d)  $\beta = 1$

## 2.4.10.- Interpretación de resultados de pruebas

### 2.4.10.1.- Condición estable.

La condición estable en la teoría de las deformaciones pequeñas no existe en el caso de deformaciones finitas. Como resultado de esto, el método propuesto por Wissa *et al.* (1971) para interpretar los resultados de las pruebas tendrá que ser modificado, para analizar este fenómeno. En general esto no es posible debido a la complejidad de la solución. Sin embargo, ha sido demostrado que para valores pequeños de  $\beta$  después de  $T_v = 0.5$  una simple distribución parabólica puede ser usada para aproximar la solución. Bajo

estas condiciones un método puede ser derivado para interpretar los resultados de las pruebas.

El coeficiente del volumen de compresibilidad  $m_v$  puede escribirse en términos de la deformación Eurliana como sigue:

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \sigma'} \quad (33)$$

Entonces de la ecuación (32), la diferencia entre la deformación Eurliana entre la superficie y la base de la muestra es como sigue:

$$m_v \Delta \sigma' = \frac{\beta}{2 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta T_v) \right]} \quad (34)$$

Donde  $\Delta \sigma'$  es la diferencia en el esfuerzo efectivo entre la superficie y la base de la muestra e iguala a ( $u_b$ ), (el exceso de la presión de poro en la base). Así la ec.(34) se puede escribir:

$$m_v u_b = \frac{\beta}{2 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta T_v) \right]} \quad (35)$$

La deformación Eurliana en la superficie con un factor de tiempo  $T_v$  es dado por la ecuación (30). En el factor de tiempo  $\Delta T_v$  después, esto se convierte en:

$$\epsilon'_E = \frac{\beta (T_v + \Delta T_v)}{1 - \beta (T_v + \Delta T_v)} + \frac{\beta}{3 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \beta (T_v + \Delta T_v) \right\}} \quad (36)$$

La diferencia en la deformación de la superficie en estos dos niveles de tiempo sucesivos es obtenida después de una manipulación como:

$$\epsilon'_E - \epsilon_E = \beta \Delta T_v \left\{ \frac{1}{(1 - \beta T_v) [1 - \beta (T_v + \Delta T_v)]} \right. \\ \left. - \frac{\beta}{9 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta T_v) \right] \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta (T_v + \Delta T_v)) \right]} \right\} \quad (37)$$

Esta diferencia en deformación esta relacionada a la diferencia en el esfuerzo efectivo como:

$$\varepsilon'_E - \varepsilon_E = m_v \Delta \sigma' \quad (38)$$

Ya que no hay ningún exceso en la presión de poro en la superficie, la diferencia en los esfuerzos efectivos es la misma como aquella del esfuerzo efectivo

$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma \quad (39)$$

El cuál ha sido medido durante la prueba, así:

$$m_v \Delta \sigma = \beta \Delta T_v \left\{ \frac{1}{(1 - \beta T_v) [1 - \beta (T_v + \Delta T_v)]} \right. \\ \left. - \frac{\beta^2}{9 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta T_v) \right] \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta (T_v + \Delta T_v)) \right]} \right\} \quad (49)$$

Si  $m_v$  en la ecuación (40) y la ecuación (35) permanece sin cambio, entonces estas dos ecuaciones pueden ser combinadas para dar:

$$\frac{1}{2 u_v \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta T_v) \right]} \left\{ \frac{\Delta T_v}{\Delta \sigma} \left( \frac{1}{(1 - \beta T_v) [1 - \beta (T_v + \Delta T_v)]} \right) \right. \\ \left. - \frac{\beta^2}{9 \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta T_v) \right] \left[ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta (T_v + \Delta T_v)) \right]} \right\}$$

Ecuación (41)

Después de algunas manipulaciones matemáticas esta ecuación se convierte en:

$$C_v = F(\beta, T_v, \Delta T_v) \frac{h'_v}{2u_v} \frac{\Delta \sigma}{\Delta t} \quad (42)$$

Con:

$$F(\beta, T_v, \Delta T_v) = \frac{1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta T_v)}{(1 - \beta T_v) [1 - \beta (T_v + \Delta T_v)]} \cdot \frac{\beta^2}{9 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta (T_v + \Delta T_v)) \right\}}$$

Ecuación (43).

La ecuación (42) es muy similar a la expresión derivada de la teoría de las deformaciones pequeñas excepto por el factor (F) definido por la ecuación (43).

El factor (F) definido en la ecuación (43) da la relación del valor (C<sub>v</sub>) interpretado a partir de la teoría de las deformaciones pequeñas, y lo relaciona con el (C<sub>v</sub>) obtenido por la teoría de las deformaciones finitas.

En la Fig. 12 este factor (F) es mostrado, al graficarlo contra (β T<sub>v</sub>), donde se aprecia la aparente deformación Lagrangiana, para diferentes valores de (Δ T<sub>v</sub>). Excepto para valores de deformaciones muy pequeñas, (F) será mas grande que la unidad. Esto significa que el factor de consolidación (C<sub>v</sub>) interpretado a partir de la teoría de las deformaciones pequeñas será mas grande que el valor actual, especialmente cuando se han desarrollado deformaciones grandes en el espécimen.

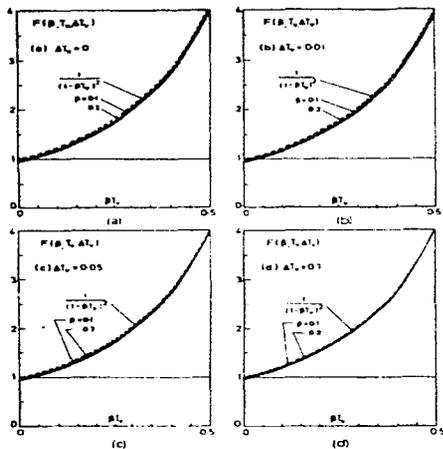


Fig. 73.- La función  $F(\beta, T_v, \Delta T_v)$  y su aproximación: a)  $\Delta T_v = 0$ , b)  $\Delta T_v = 0.01$ , c)  $\Delta T_v = 0.05$ , y d)  $\Delta T_v = 0.1$

Para simplificaciones de cálculo, la ecuación (42) es muy complicado y es necesario introducir algunas simplificaciones. Si en la ecuación (43) ambos  $(\beta)$  y  $(\Delta T_v)$  se asume que son muy pequeños, entonces una simple expresión para  $(F)$  será de la siguiente manera:

$$F(\beta, T_v, \Delta T_v) \approx \frac{1}{(1 - \beta T_v)} \quad (44)$$

Esto se muestra con una línea punteada en la Fig. 71. Esta aproximación se comporta bien para  $(\beta < 0.2)$  y para  $(\Delta T_v)$  mayor de 0.1. Así la ecuación (42) puede ser aproximada por:

$$C_v \approx (1 - \beta T_v)^2 \frac{h_0^2}{2u_p} \frac{\Delta \sigma}{\Delta t} \quad (45)$$

Ya que  $(\beta T_v)$  es la aparente deformación Lagrangiana  $(h_0 - h) / h_0$  la ecuación (43) puede ser escrita como:

$$C_v \approx \frac{h_0^2}{2 u_b} \frac{\Delta \sigma}{\Delta t} \quad (46)$$

Donde (h) es la altura actual del espécimen.

Esta ecuación esta basada en consideraciones de cambios de deformación en la superficie del espécimen. Una expresión similar puede ser obtenida de las consideraciones de cambios en la deformación en la base del espécimen.

$$C_v G(\beta, T_v, \Delta T_v) \approx \frac{h_0^2}{2 u_b} \frac{\Delta \sigma - \Delta u_b}{\Delta t} \quad (47)$$

Con:

$$G(\beta, T_v, \Delta T_v) = \frac{1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta T_v)}{(1 - \beta T_v) [1 - \beta (T_v + \Delta T_v)]} + \frac{\beta^2}{18 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \beta (1 - \beta (T_v + \Delta T_v)) \right\}}$$

Ecuación (48).

Donde  $\Delta u_b$  es el cambio en el exceso de la presión de poro en la base durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$ . Por un argumento similar como el anterior se puede demostrar que:

$$C_v \approx \frac{h_0^2}{2 u_b} \frac{\Delta \sigma - \Delta u_b}{\Delta t} \quad (49)$$

Esto dará otro valor de ( $C_v$ ) a partir de la misma serie de resultados. Estos dos valores de ( $C_v$ ) en general serán diferentes, debido a las diferentes aproximaciones utilizadas.

#### 2.4.10.2.- Empleo de las ecuaciones .

- Una vez que el valor de ( $C_v$ ) es determinado de la ecuación (46) o de la ecuación (49), podemos calcular ( $\beta$ ) a partir de la ecuación (19), de donde podemos calcular ( $m_v$ ) con la ecuación (35).
- El promedio de la deformación Eurliana en el espécimen es:

$$\epsilon_{1_{ave}} = \frac{r h_0 t}{h_0 - r h_0 t} \quad (50)$$

- De la suposición de la distribución parabólica de la deformación Eurliana y una ( $m_v$ ) constante, se concluye que la distribución del esfuerzo efectivo dentro del espécimen también es parabólica. Por lo tanto, el promedio del esfuerzo efectivo correspondiente al promedio de la deformación Eurliana es:

$$\sigma'_{av} = \sigma - \frac{2}{3} u_h \quad (51)$$

- Otros dos puntos en la curva (esfuerzo - deformación) también pueden ser obtenidos, de los mismos datos, correspondientes a la superficie y a la base en el espécimen. La deformación en estos sitios puede ser calculada partir de las ecuaciones (30) y (31).

Se puede esperar que estos tres puntos puedan definir curvas de (esfuerzo deformación) diferentes debido al error inherente en sus suposiciones. Sin embargo, esto servirá un propósito, el cual es el de indicar la posible magnitud del error en los resultados.

#### 2.4.10.3.- Estado de Transición

Durante el estado de transición, i.e. desde el principio de la prueba hasta ( $T_v = 0.5$ ), la teoría de deformaciones pequeñas parece que da una buena aproximación para las pruebas con ( $\beta$ ) menores a 0.2 (Fig. 7). Así, el método propuesto por *Wissa et al* (1971) puede ser usado.

#### 2.4.11.- Investigación aplicando la teoría.

Lee et al (1993) realizaron una serie de pruebas (CRS) en base a la teoría desarrollada por él mismo en (1981), (Teoría de la consolidación de deformación grande) el método para el estudio de las pruebas, lo llaman "Procedimiento de análisis de datos", en la tabla (2) se presentan los datos generales de las pruebas realizadas, podemos ver que, por los datos mostrados, se puede concluir que este es uno de los mejores ejemplos para constatar la validez no sólo de su teoría, sino que con ello se puede estar a favor de la realización de las pruebas de la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados por medio de la prueba (CRS)<sup>2</sup>.

La arcilla marina probada tiene un límite plástico de alrededor de 40 %, un límite líquido de 90-100% y un contenido de humedad de 80-100%. Los especímenes tenían una altura inicial de 20 mm. Cada prueba se realizó para alcanzar 10 mm de deformación (la cual corresponde al 50 % de la deformación Lagrangiana) o a un porcentaje máximo de presión de preconsolidación de 1.3 MPa, (lo que ocurriera primero) los rangos de deformación fueron escogidos cuidadosamente para tener valores de  $\beta$  de alrededor de 0.1 La Fig. 2 muestra la relación medida de ( $u / p$ ) de tres pruebas de la serie A, en general todas las pruebas tienen valores semejantes. En todas las pruebas la compresión final de

<sup>2</sup>Constant rate of strain consolidation of Singapore marine clay. Lee K; Choa V y Queck S.H. (1993) Geotechnique Vol. 43 # 3 pp 471 - 488

todos los especímenes supero 8 mm (lo que es el 40 % del espesor inicial). Se realizaron pruebas de consolidación incremental (STD) para comparar los resultados, donde se observo que las curvas de compresión entre ambos metodos eran bastante satisfactorias, en cuanto a la concordancia entre ellas y los valores de (C<sub>v</sub>) obtenidos también resultaron satisfactorios, demostrando así la validez de la teoría cuando se aplica con valores de  $\beta \approx 0.1$ . El grupo A y B son de muestras imperturbadas, el grupo C es de muestras reconstituídas.

Muestra	Velocidad mm / min	$\beta$ Max.	$\beta$ Min.	Comentario.
Grupo A	0.0038	0.057	0.033	Buena concordancia
Grupo A	0.0056	0.078	0.037	Buena concordancia
Grupo A	0.0111	0.23	0.09	Las curvas divergen un poco.
Grupo A	0.0375	1.3	0.22	Curvas descartadas.
Grupo A	0.0388	1.2	0.2	Curvas descartadas.
Grupo B	0.0058	0.08	0.03	Buena concordancia en las curvas de compresión, diferencias importantes en valores de C <sub>v</sub> .
Grupo B	0.0085	0.1	0.05	Buena concordancia
Grupo B	0.0117	0.3	0.15	Las curvas divergen un poco.
Grupo B	0.0273	0.5	0.17	Curvas descartadas.
Grupo C	0.0032	0.04	0.01	Buena concordancia en las curvas de compresión, diferencias importantes en valores de C <sub>v</sub> .
Grupo C	0.0075	0.09	0.04	Buena concordancia
Grupo C	0.0063	0.08	0.03	Buena concordancia
Grupo C	0.0146	0.22	0.1	Buena concordancia
Grupo C	0.0475	1.3	0.2	Curvas descartadas.

Tabla 10.- Resumen del programa de pruebas y observaciones

Las curvas descartadas comprueban lo predicho en la teoría de deformaciones grandes, que a valores mayores de 0.1 se observa un claro cambio de comportamiento.

#### 2.4.12.- Ejemplo de aplicación:

##### I. Se predeterminan los valores de:

Se determina la **altura del espécimen**, una característica de la teoría de Lee, es que da muy buenos resultados para especímenes de poco espesor, (no menos de 20 mm). Se seleccionan el **rango de deformación** que se le provocará a la muestra, (de un máximo del 50% del espesor de la muestra, que es lo que indica la deformación Lagrangiana), se selecciona el **valor máximo de la presión de preconsolidación**, la prueba se concluirá cuando se alcance cualquiera de los dos valores anteriores, o antes si se alcanza un estado de compresión final. (las pruebas realizadas con anterioridad, han demostrado que siempre se ha alcanzado el estado de deformación final antes de que se

obtengan los dos valores anteriores). Se establece la **máxima relación ( $u / p$ )** la cual sigue los criterios ya establecidos en los incisos anteriores, y es que no debe rebasar ciertos porcentajes.

El 30 % parece ser un valor que se adapta muy bien como valor máximo según las investigaciones de Mendoza *et al* (1996)

## 2. Se selecciona la velocidad de deformación. ( $r$ )

Una prueba con una velocidad de deformación muy grande no puede ser correctamente interpretada, por el contrario, una prueba con velocidades de deformación muy pequeñas puede llevar a una interpretación errónea del coeficiente ( $C_v$ ). La correcta velocidad para la prueba esta entonces entre estos dos limites. De acuerdo a la ecuación (19) este valor depende del coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) y la altura inicial del espécimen ( $h_0$ ).

- En la práctica correlaciones empiricas (Carrier , 1985) puede proveernos de un estimado del coeficiente ( $C_v$ ) para la determinación de la velocidad de la prueba.
- Gorman *et al* ( 1978) recomienda una velocidad de deformación de  $50 * 10^{-4}$  % por minuto para un suelo con un limite liquido mayor de 60 %
- Gorman *et al* ( 1978) recomienda una velocidad de deformación de  $100 * 10^{-4}$  % por minuto para un suelo con un limite liquido menor de 60 %

Aunque se ha encontrado que estos valores de Gorman *et al* dan valores muy conservadores

## 3. (Comienza la prueba) Se calcula el Coeficiente de consolidación. ( $C_v$ )

Durante la prueba, en cualquier instante del tiempo, se determinan dos valores de  $C_v$  ; uno corresponde a la superficie drenante del espécimen ( $C_{v,d}$ ) y el otro corresponde a la superficie no drenada del espécimen ( $C_{v,u}$ ) Esto produce dos valores de ( $\beta$ ) y por consiguiente también surge la pregunta ¿Cuál de los dos valores de ( $\beta$ ) se deben utilizar?

## 4. Se calcula el parámetro ( $\beta$ )

De la prueba se tienen dos valores de ( $C_v$ ), así que la lógica para la elección es que se utilice el valor que sea mas confiable, en base al coeficiente de consolidación mas aceptable ya sea ( $C_{v,d}$ ) o ( $C_{v,u}$ ) . para el calculo de las deformaciones en las dos superficies de la muestra. En base a la teoria este deberá ser semejante a 0.1

## 5. Se calculan las deformaciones.

## 6. Se calcula la relación de vacíos.

A continuación se presenta el método de "Análisis de datos" establecido por Lee *et al* (1993) para ser empleado en una serie de pruebas (CRS).

- Datos:

Se requiere tener los siguientes datos. ( $h_0$ ) es la altura inicial de la muestra, ( $e_0$ ) es la relación de vacíos inicial de la muestra, ( $\gamma$ ) es el rango de deformación (Lagrangiana), igual a ( $r / h_0$ ), donde ( $r$ ) es la velocidad de deformación, de unidades, ( $L T^{-1}$ ) Donde ( $h$ ), ( $p$ ) y ( $u$ ) son el espesor, la presión aplicada y la presión de poro (en la superficie no drenada)

- Secuencia de cálculos.

El promedio del esfuerzo efectivo ( $\sigma'_{ave}$ ), el promedio de la deformación Eurliana ( $\epsilon_{E,ave}$ ) y el promedio de la relación de vacíos ( $e_{ave}$ ) son:

$$\beta = \frac{\gamma h_0^2}{C_v} \quad (1)$$

$$\gamma = \frac{\beta C_v}{h_0^2} \quad (2)$$

$$\sigma'_{inv} = \sigma - \frac{2}{3} u_b \quad (3)$$

$$\epsilon_{E,ave} = \frac{h_0 - h}{h} \quad (4)$$

$$e_{ave} = \frac{1 + e_0}{1 + \epsilon_{E,ave}} - 1 \quad (5)$$

El esfuerzo efectivo en la superficie drenada del espécimen es:

$$\sigma'_d = p \quad (6)$$

Y en la superficie no drenada del espécimen:

$$\sigma'_u = p - u \quad (7)$$

La velocidad del cambio del esfuerzo efectivo es ( $\Delta\sigma' / \Delta t$ ). Dependiendo de la calidad de los datos, la certeza y la frecuencia con que sean medidos, se puede utilizar, ya sea una fórmula de dos puntos o cinco puntos.

(a) Fórmula de tres puntos:

$$\left( \frac{\Delta \sigma'}{\Delta t} \right)_0 = \frac{1}{2 \Delta t} [ -(\sigma')_{-1} + (\sigma')_{+2} ] \quad (8)$$

(b) Fórmula de cinco puntos:

$$\left( \frac{\Delta \sigma'}{\Delta t} \right)_0 = \frac{1}{12 \Delta t} [ (\sigma')_{-2} - 8(\sigma')_{-1} + 8(\sigma')_{+1} - (\sigma')_{+2} ] \quad (9)$$

Donde los subíndices (-1) y (+1) se refieren a las lecturas tomadas inmediatamente antes y después de la presente lectura, respectivamente, la cual se denota por el subíndice (0). Los subíndices (-2) y (+2) se usados de una forma similar. Las expresiones para la primera y última lecturas pueden ser obtenidos por el uso de la fórmula "punto de a lado", que es:

(a) Fórmula de tres puntos:

$$\left( \frac{\Delta \sigma'}{\Delta t} \right)_0 = \frac{1}{2 \Delta t} [ -3(\sigma')_0 + 4(\sigma')_{+1} - (\sigma')_{+2} ] \quad (10)$$

(b) Fórmula de cinco puntos:

$$\left( \frac{\Delta \sigma'}{\Delta t} \right)_0 = \frac{1}{12 \Delta t} [ -25(\sigma')_0 + 48(\sigma')_{+1} - 36(\sigma')_{+2} + 16(\sigma')_{+3} - 3(\sigma')_{+4} ] \quad (11)$$

Para efectos de toma de datos, la fórmula de tres puntos es mas sencilla de utilizar.

El coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) y la deformación normalizada ( $\beta$ ) Son:

(a) en la superficie drenada del espécimen.

$$\left. \begin{aligned} C_{v,d} &= \frac{h^2}{2u} * \frac{\Delta \sigma'_{d'}}{\Delta t} \\ \beta_d &= \frac{\gamma h_u^2}{C_{v,d}} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

(b) En la superficie no drenada del espécimen.

$$\left. \begin{aligned} C'_{v u} &= \frac{h^2}{2u} * \frac{\Delta \sigma'_{v u}}{\Delta t} \\ \beta_u &= \frac{\gamma h_u^2}{C'_{v u}} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

• Las deformaciones son:

(a) En la superficie drenada del espécimen:

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{inv} + \frac{\beta}{3} \left[ \frac{1}{1 - (\beta h / 3 h_u)} \right] \quad (14)$$

(b) En la superficie no drenada del espécimen.

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{inv} + \frac{\beta}{6} \left[ \frac{1}{1 - (\beta h / 3 h_u)} \right] \quad (15)$$

Es posible utilizar, ya sea el valor promedio o el valor calculado de ( $\beta$ ) La diferencia es insignificante para valores pequeños de ( $\beta$ ) .

La relación de vacíos es:

(a) En la superficie drenada del espécimen:

$$e_d = \frac{1 + e_0}{1 + \varepsilon_d} - 1 \quad (16)$$

(b) En la superficie no drenada del espécimen:

$$e_u = \frac{1 + e_0}{1 + \varepsilon_u} - 1 \quad (17)$$

- Verificación de resultados de pruebas que reúnan las características especificadas en la teoría, podemos utilizar las fórmulas (1) y (2) de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{\gamma h_0'}{C_v} \quad (1)$$

$$\gamma = \frac{\beta C_v}{h_0'^2} \quad (2)$$

Sustituyendo el valor de  $(\gamma = r / h_0')$  en (1), tenemos:

$$\beta = \frac{h_0' r}{C_v} \quad \text{Parámetro de Deformación.}$$

El cuál se conoce como el parámetro de la deformación:

Despejando obtenemos el rango de deformación y la velocidad de deformación:

$$r = \frac{\beta C_v}{h_0'^2} \left[ \frac{1}{s} \right] \quad \text{Rango de Deformación.}$$

$$r = \frac{\beta C_v}{h_0'} \left[ \frac{m m}{s} \right] \quad \text{Velocidad de Deformación.}$$

#### **2.4.13.-Presentación de resultados.**

De los resultados obtenidos se grafican tres curvas de compresión. La primera es el promedio del esfuerzo efectivo  $(\sigma'_{ave})$  contra el promedio de la relación de vacíos  $(e_{ave})$ . Las dos otras gráficas, corresponden a la superficie drenada del espécimen y la no drenada del espécimen.

Dos valores de  $(C_v)$ , que corresponden tanto a la superficie drenada como la no drenada del espécimen también pueden ser graficados.

La validez de los resultados puede ser examinada al comparar las tres curvas de compresión, la gráfica de los dos valores de  $(C_v)$  y al examinar los valores obtenidos de  $(\beta)$  obtenidos de las ecuaciones (12) y (13).

Se considera que los resultados serán válidos si los valores de  $(\beta)$  generalmente están por debajo de 0.1 y si se tiene una concordancia razonable entre las tres curvas de compresión y entre los dos valores de  $(C_v)$  observados.

## 2.5.-Conclusiones

La mayor diferencia entre la teoría de las deformaciones pequeñas y las deformaciones grandes es el efecto de la velocidad de deformación; mientras las soluciones de la teoría de las deformaciones pequeñas no es afectada por la velocidad de deformación aplicada, las soluciones en la teoría de las deformaciones grandes varían con el parámetro adimensional ( $\beta$ ). La teoría de las deformaciones grandes también nos muestra una frontera para los valores de ( $\beta$ ) que es aproximadamente (0.1) mas allá de este valor, las soluciones para diferentes valores de ( $\beta$ ) divergen rápidamente. Cuando ( $\beta$ ) es menor de (0.1) las soluciones pueden ser aproximadas por una expresión analítica que ofrece ecuaciones similares a la teoría de las deformaciones pequeñas. Una expresión analítica para valores de ( $\beta$ ) mayores que (0.1) no ha sido encontrada, lo cual no quiere decir que no existan, simplemente no se ha realizado dicha investigación.

Una comparación de la interpretación de los diferentes métodos basados en las tres teorías que se han desarrollado se proporciona en la tabla (11), de la cual se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Curva de compresión: Las expresiones para el porcentaje del esfuerzo efectivo ( $\sigma'_{ave}$ ) de las tres teorías son casi idénticos. Las teorías, tanto de *Wissa et al* (1971) y *Lee et al* (1981) proporcionan expresiones para las deformaciones tanto en la superficie no drenada como la no drenada del espécimen. La diferencia entre las expresiones se deriva de las teorías de deformaciones pequeñas y las grandes en la magnitud del parámetro ( $\beta$ ), la deformación aparente de la muestra y además la compresión de la muestra dividida entre su altura inicial o su espesor actual.
- Coeficiente de consolidación: ( $C_v$ ) Las expresiones son otra vez, muy similares a aquellas dadas por *Smith y Whals* (1969) y *Wissa et al* (1971) son casi idénticas bajo la adecuada combinación de parámetros. Un punto mas que comentar es que la expresión dada por *Lee et al* (1981) no relaciona el parámetro calculado de ( $C_v$ ) con el promedio de la relación de vacíos ( $e_{ave}$ ) o con el promedio del esfuerzo efectivo ( $\sigma'_{ave}$ ). En vez de ello *Lee* (1981) prevé expresiones que se aplican en la superficie drenante y la no drenante, que son los únicos lugares en el espécimen donde se conoce el esfuerzo efectivo exactamente.

Descripción	Smith y Whals (1969)	Wissa et al (1971)	K. Lec et al (1981)
Porcentaje del esfuerzo efectivo	$\sigma'_{avc} = p - \alpha u$ p presión aplicada u Presión de poro en la cara no drenada α Generalmente toma un valor entre (2/3) y 0.75 dependiendo de los valores de (h/γ)	$\sigma'_{avc} = p - (2/3 u)$	$\sigma'_{avc} = p - (2/3 u)$
Coefficiente de Consolidación	$C_v = \frac{1}{2} \left( \frac{h}{12\gamma} \right) \frac{h^2 (\Delta p)}{u (\Delta t)}$	$C_v = \frac{h^2 (\Delta p)}{2u (\Delta t)}$	Cara drenada $C_v = \frac{h^2 (\Delta \sigma'_d)}{2u (\Delta t)}$ Cara no drenada $C_v = \frac{h^2 (\Delta \sigma'_u)}{2u (\Delta t)}$
Deformación en la cara drenada		$v_d = v_{avc} + (\beta/3)$ $\epsilon_{avc}$ Deformación promedio del espécimen, igual a (γ t) donde (γ) es la velocidad de deformación. β Velocidad de deformación normalizada	$\epsilon_d = \epsilon_{avc} + \frac{\beta}{3} \frac{1}{[1 - (\beta/3) (h/h_0)]}$
Deformación en la cara no drenada		$v_u = v_{avc} - (\beta/3)$	$\epsilon_u = \epsilon_{avc} + \frac{\beta}{3} \frac{1}{[1 - (\beta/3) (h/h_0)]}$
Notas	Al poner (h/γ) igual a cero las expresiones son idénticas a las de Wissa et al (1971)	h <sub>0</sub> es H en las fórmulas originales No se especifica en su escrito original, pero se asume que la deformación Lagrangiana es usada, de lo contrario la condición de velocidad de deformación constante no es satisfecha al imponer la condición de velocidad de deformación controlada	Las expresiones para deformaciones se refieren a la deformación Eurliana, definidas como: (h <sub>0</sub> - h) / h Son válidas únicamente para β < 0.1 Y para T <sub>v</sub> = 0.5

Tabla (11) - Comparación de los modelos estudiados

## **2.6.- Consolidación a Velocidad De Deformación Constante. Investigación en el Instituto de Ingeniería C.I.A.P. (Mendoza et al 1996).**

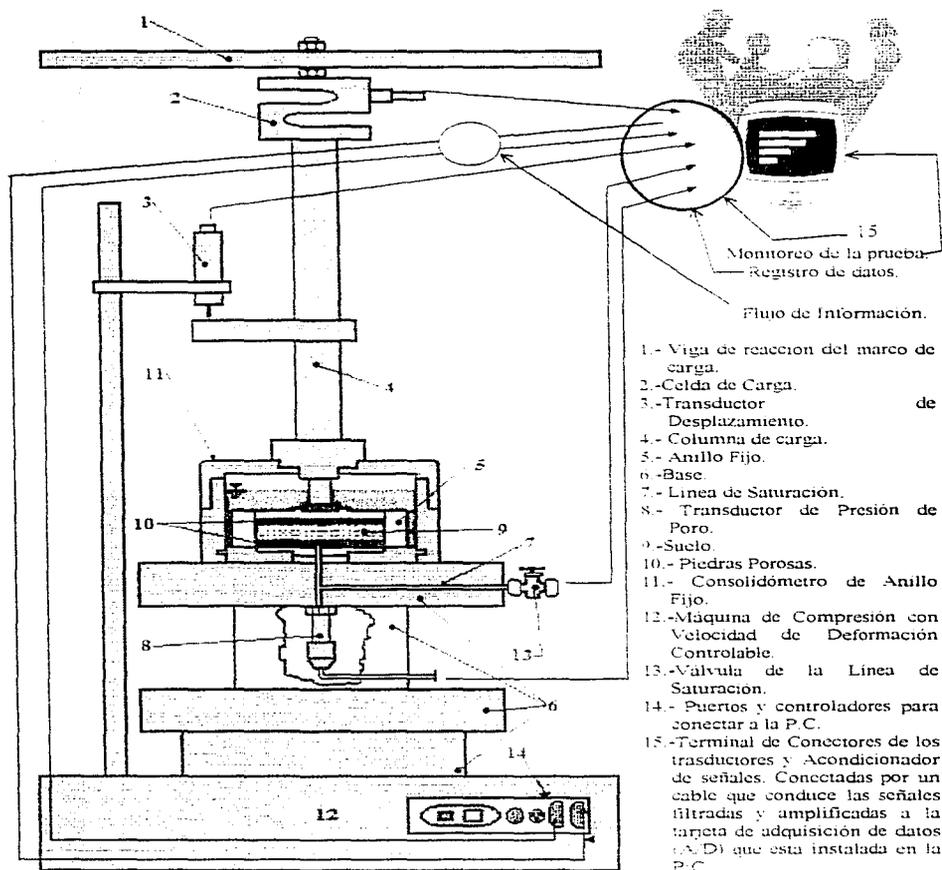
### **2.6.1.- Introducción.**

En este inciso veremos el desarrollo de la investigación que se ha realizado en el Instituto de Ingeniería por Mendoza *et al* (1996) en cooperación con el C.E.N.A.P.R.E.D. cuyos resultados se publicaron en la XVIII reunión nacional de mecánica de suelos en Morelia, donde se presentó el equipo diseñado, para realizar pruebas (CRS), el cual resulta un gran adelanto en el desarrollo tecnológico para México, como ya lo comente en el prefacio, este tipo de investigaciones son de primordial importancia para poder lograr no sólo el cambio tecnológico, sino también para poder darle la importancia cultural que se merece. Adelantándome un poco a las conclusiones dadas por Mendoza *et al*. en su investigación demuestra que la prueba (CRS) ofrece resultados muy satisfactorios para la determinación de la consolidación unidimensional, no solo por el hecho de que estos resultados, ofrecen parámetros casi idénticos a los obtenidos con la prueba (STD), el gran logro es por el mismo hecho de haber realizado las pruebas (CRS) en las arcillas de la ciudad de México, puesto que solamente se había realizado una sola prueba por Zavala Paniagua y Jaime P. en (1990), donde a pesar de haber obtenido buenos resultados, era necesario hacer mas pruebas para poder justificar su uso como una prueba aceptable para la realización del estudio de la consolidación a un nivel mas general, puesto que si algo sabemos es el comportamiento tan particular que tienen las arcillas de la ciudad de México, de allí la necesidad de realizar las pruebas (CRS) aquí en México y no basarnos en las investigaciones realizadas en otros países, las teorías que existen para el desarrollo de la prueba (CRS) están allí, solamente es necesario aplicarlas para ver que si responden a las necesidades de los ingenieros.

### **2.6.2.- Descripción Del Equipo De Prueba**

Para determinar la relación entre los esfuerzos efectivos ( $\sigma'$ ) y la relación de vacíos ( $e$ ), que es la base para juzgar la compresibilidad de los suelos, es necesario conocer la presión de poro media en el espécimen. Conocida ésta y dado que en todo momento se va registrando la carga con que reacciona el suelo al imponente una velocidad constante de deformación, se tiene así el esfuerzo efectivo medio sobre la muestra, esto es la carga dividida entre el área transversal del espécimen, resulta el esfuerzo total ( $\sigma$ ) que al reducirle la presión de poro define el esfuerzo efectivo.

La prueba de consolidación (CRS) consiste básicamente en comprimir con una velocidad constante de desplazamiento a una muestra de suelo saturado alojada en un anillo metálico fijo a la base, por medio de una máquina de compresión, permitiendo que drene por la parte superior. Por medio de un transductor de presión se mide la presión de poro en la base de la muestra, una celda de carga indica la fuerza con la que reacciona el suelo, mientras que un transductor de desplazamiento mide las deformaciones sufridas.



- 1.-Viga de reacción del marco de carga.
- 2.-Celda de carga.
- 3.-Transductor de Desplazamiento.
- 4.- Columna de carga.
- 5.- Anillo Fijo.
- 6.-Base.
- 7.- Línea de Saturación.
- 8.- Transductor de Presión de Poro.
- 9.-Suelo.
- 10.- Piedras Porosas.
- 11.- Consolidómetro de Anillo Fijo.
- 12.-Máquina de Compresión con Velocidad de Deformación Controlable.
- 13.-Válvula de la Línea de Saturación.
- 14.- Puertos y controladores para conectar a la P.C.
- 15.-Terminal de Conectores de los transductores y Acondicionador de señales. Conectadas por un cable que conduce las señales filtradas y amplificadas a la tarjeta de adquisición de datos (A/D) que esta instalada en la P.C.

Fig.74.-Esquema del consolidómetro para realizar pruebas (CRS), diseñado en el Instituto de Ingeniería en cooperación con el C.E.N.A.P.R.E.D. por Mendoza, et al (1996)

El anillo fijo del prototipo construido mide las deformaciones sufridas. El anillo fijo del prototipo construido posee un área transversal de 50 cm<sup>2</sup>. y los transductores tienen las capacidades máximas siguientes: 7.0 Kg / cm<sup>2</sup>. (presión relativa), 450 kg. (fuerza) y 12.7 mm. (desplazamiento), su resolución es de al menos 0.5 % de su escala total, y pudo comprobarse, mediante calibraciones cuidadosas, la linealidad y respetabilidad entre las variables físicas y las señales eléctricas.<sup>1</sup> En la fig. 74, se muestra la sección transversal del prototipo construido y una vista del conjunto, en donde se incluye la máquina de compresión, la cual es capaz de desplazar el plato sobre el que se dispone el consolidómetro con una velocidad ( $\dot{\delta}$ ) de 0.00001 mm/min a 6 mm/min.

Todas las señales son acondicionadas y adquiridas en forma automática por una tarjeta analógica-digital, la cual envía la información a la memoria de una PC. El barrido de las tres señales se realiza con cierta periodicidad seleccionable en el menú del programa de adquisición, para los ensayos que se exponen en este artículo se adoptó la toma de lecturas a cada uno o tres minutos. Por medio de un programa y una hoja de cálculo, los datos se manejan para presentar resultados inmediatamente después de terminado el ensayo, entre estos, gráficas prácticamente continuas de esfuerzo efectivo contra deformación unitaria o relación de vacíos, coeficiente de permeabilidad (k) contra relación de vacíos, coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) contra esfuerzo efectivo, etc.

### 2.6.3.- Análisis Comparativos de los Resultados.

#### 2.6.3.1.- Suelos ensayados.

Se realizaron seis pruebas (CRS) con cuatro suelos inalterados diferentes en las que se emplearon velocidades de deformación que variaron entre 0.0112% y 0.0373% por minuto, para muestras de 2.684 cm. de altura. Los resultados de esta serie de ensayos se compararon con los obtenidos en muestras paralelas con el método tradicional de esfuerzo controlado incremental (STD), en el que se duplicaron cada vez los esfuerzos. Tres de los suelos estudiados provienen de la Zona del Lago de la ciudad de México, caracterizada por depósitos arcillosos muy blandos; el suelo restante se muestreo en los depósitos lacustres cercanos a Mexicali BCN. En la tabla 12 se resumen las propiedades índice de estos materiales.

Suelo Ensayado	Prof. (m)	W (%)	W <sub>L</sub> (%)	PI (%)	STD	CRS
<b>Puente Impulsora</b>	10.20	355	368	268	1	2
<b>Central de Abastos.</b>	25.00	238	348	215	1	2
<b>Hospital Juárez.</b>	11.70	268	390	277	1	1
<b>Limo lacustre Mexicali.</b>	00.30	32	29	4	1	1

Tabla 12 Propiedades índice y pruebas realizadas.

<sup>1</sup> Ver el inciso 2.5.7 para ver como funciona el intercambio de datos entre la muestra y la computadora

#### 2.6.4- Procedimiento de los ensayos.

El labrado de las muestras para los ensayos (CRS) se realizó con la ayuda de un torno simple, en la misma forma que para las pruebas convencionales. Muestra y anillo se colocaron en la base del consolidómetro, sellando perfectamente la unión mediante cuatro tornillos y arosello para evitar cualquier fuga de presión. Previamente y con la finalidad de asegurar las lecturas de presión de poro en la base de la muestra en cada ensaye (CRS), se tuvo especial cuidado en el proceso de saturación del transductor de presión y el ducto que lo comunica con la base de la muestra, hirviendo la piedra porosa y haciendo circular agua desaerada, en todos los ensaves se utilizo papel filtro para las piedras porosas. Se ajusto la altura del emboio que comprime a la muestra para llevarlo al contacto con la cara superior de la muestra aplicando una presión ligera para lograr un contacto pleno, de manera similar a lo realizado en los ensaves convencionales, a continuación se inundó la muestra. Dispuestos los transductores, se conecto el sistema de adquisición de datos y se seleccionaron el menu principal los parametros de velocidad de muestreo y el formato de grabado en memoria del archivo de datos. Se activo el plato de compresión con la velocidad de deformación elegida con lo que la prueba daba inicio así como el registro automatico de presión de poro en la base, fuerza aplicada y deformación. Alcanzado el valor máximo deseado de carga se paro la maquina de compresión, en algunos casos se realizó un ciclo de descarga con una velocidad de 0.01 mm/min. que termino cuando la fuerza se disipaba o la presión de poro se hacia negativa, el archivo de datos se importo a una hoja de calculo previamente programada de acuerdo a las ecuaciones (7), (13), (14) y (17) de Smith y Whals del inciso (2.5.2.3) para obtener las relaciones  $(e - \sigma)$ ,  $(e - C_v)$  y  $(k - e)$ , o bien los mismos parametros versus la deformación unitaria.

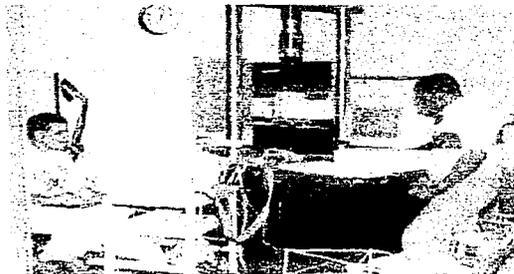


Fig.75.- Realización de una prueba (CRS) en el M.I.T.

Es importante hacer la observación de que en el estado actual del equipo no se puede asegurar la saturación ya que no es posible aplicar contrapresión como lo indica la norma ASTM (D-4186-82,1982); sin embargo, este problema no es privativo de este

equipo y no influye en la comparación con las pruebas convencionales, toda vez que los equipos para estas últimas tampoco disponen de un sistema para asegurar la saturación de la muestra. En una etapa posterior se le implementará al actual equipo la capacidad de aplicar contrapresión al suelo.

### 2.6.5.- Efectos de velocidad de deformación sobre la presión de poro

Por lo ya señalado, la validez de las soluciones teóricas, depende principalmente de la variación de  $(e)$  a través de la altura de la muestra y por tanto de la variación del esfuerzo efectivo, lo que se refleja en el cociente de la presión de poro y el esfuerzo total,  $(u_b / p)$ . En la fig. (76) se muestran las variaciones de la relación  $(u_b / p)$  con la deformación unitaria en dos suelo arcillosos de la ciudad de México, con dos velocidades diferentes de deformación. Se observa consistentemente que la presión de poro en la base es mayor conforme aumenta la velocidad de deformación. Salfors (1975) recomienda que ésta no rebase el 15% de la presión total, en tanto que la norma ASTM (1982) señala que debe mantenerse entre 3 y 20%. Más allá del inicio de los ensayos (CRS) aquí presentados, con velocidades entre 0.003 y 0.005 mm/min, los cocientes  $(u_b / p)$  arrojan valores dentro de los límites antes mencionados.

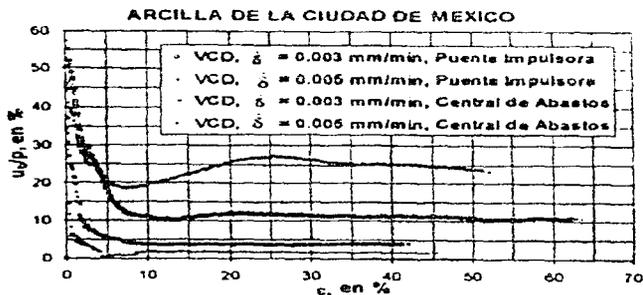


Fig.76.- Efecto de la velocidad de deformación sobre la presión de poro en la base del espécimen.

### 2.6.6.- Efecto de la velocidad de deformación sobre la presión de poro en la base de especímenes.

En un tercer espécimen de arcilla de la ciudad de México (Hospital Juárez), se practicó un ensayo (CRS) con velocidad de 0.01 mm/min. desarrollándose una presión de poro alta. Fig. 77, Este caso sería una ejemplo de selección inadecuada de la velocidad de deformación, con lo que sus resultados deberían calificarse como inciertos y poco confiables. La excesiva velocidad se refleja también en una aparente disminución de la compresibilidad, como se expone en el sub inciso siguiente. Sin duda, en materiales

menos compresibles y mas permeables, las velocidades anteriores se pueden desde luego incrementar, como lo muestra la Fig. 78 correspondiente a un limo arcilloso, la velocidad empleada de 0.007 mm/min permitio concluir la prueba (CRS) en una jornada de trabajo, conservando el cociente ( $u_v / p$ ) incluso por muy abajo del 10%.

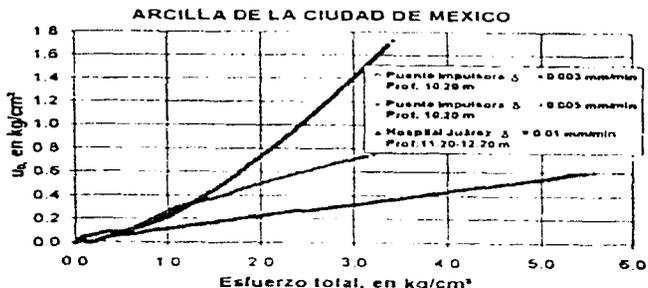


Fig 77.- Desarrollo de presión de poro para diferentes velocidades de deformación en acillas de la ciudad de México.

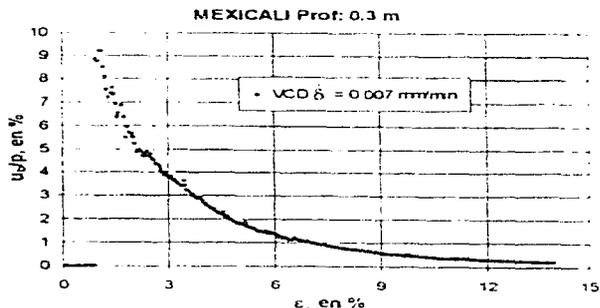


Fig. 78.- Variación del cociente de  $u_v / p$  en un suelo limo - arcilloso

Existen métodos (Smith y Whals. 1969, Wissa 1971, Lee 1981, ASTM 1982) para estimar la velocidad de deformación adecuada para un suelo en particular con base en sus propiedades índice y de consolidación, e introduciendo ciertas hipótesis simplificadoras. Mesri (1992) propone una expresión para estimar ( $\epsilon$ ) que resulta función del índice de compresión secundaria, ( $C\alpha = \Delta e / \log t$ ) y del tiempo para completar la consolidación

primaria. Sin embargo, puede afirmarse que se gana rápidamente experiencia para adoptar una velocidad de deformación conveniente, en lo que ayudan los valores de  $(\dot{\epsilon})$ , ya citados.

### 2.6.7.- Curvas de compresibilidad.

En las Figs. 79 a 82 se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas en ensayos (CRS) y (STD), en muestras contiguas de los cuatro suelos estudiados. Puede constatar que resultan enteramente semejantes, con tan solo una ligera diferencia entre el par de ensayos en el que el cociente  $(u_v / p)$  del (CRS) rebasó el 30%. Es de destacarse que las curvas con la técnica (CRS) propuesta resultan prácticamente continuas, en virtud de la enorme cantidad de lecturas que se realizan automáticamente durante la prueba; a menudo en el ensayo estándar se tienen incertidumbres para precisar la curva de compresibilidad, en razón del reducido número de coordenadas para trazarla. No se han incluido las ramas de descarga en los ensayos (CRS).

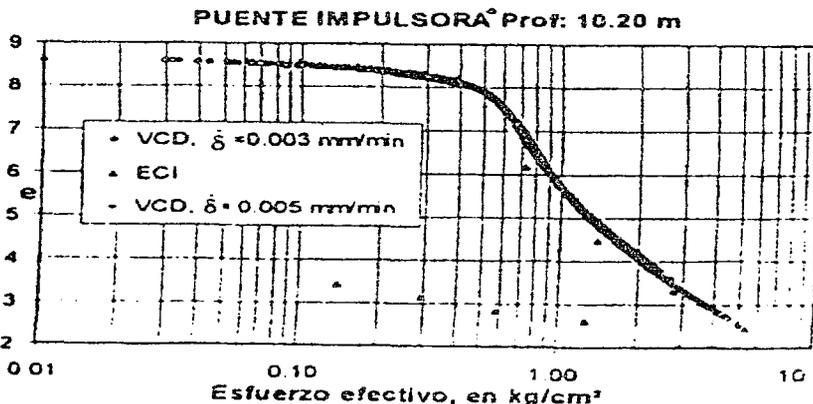


Fig. 79.- Curvas de compresibilidad determinadas con las técnicas (CRS) y (STD) Arcilla de la ciudad de México. Zona oriente

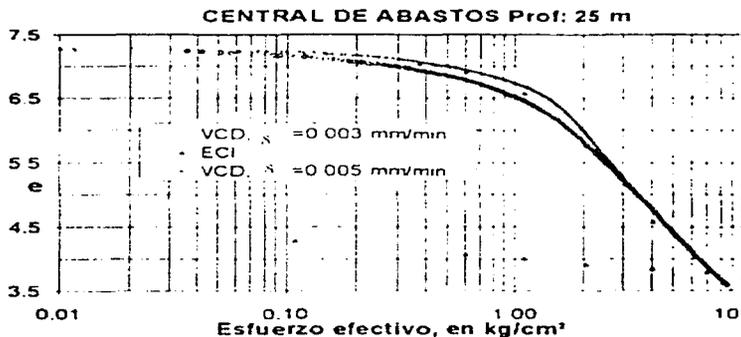


Fig. 80.- Curvas de compresibilidad determinadas con las pruebas (CRS) y (STD) Arcilla de la ciudad de México. Zona oriente

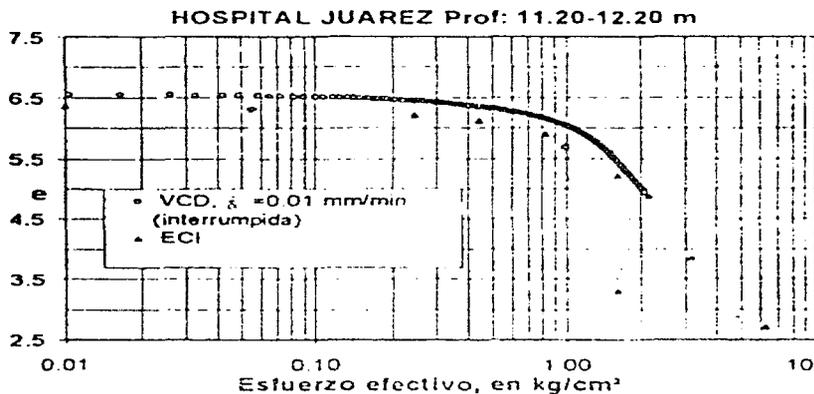


Fig. 81.- Curvas de compresibilidad determinadas con las técnicas (CRS) y (STD) Limo arcilloso. Ciudad de México. zona centro.

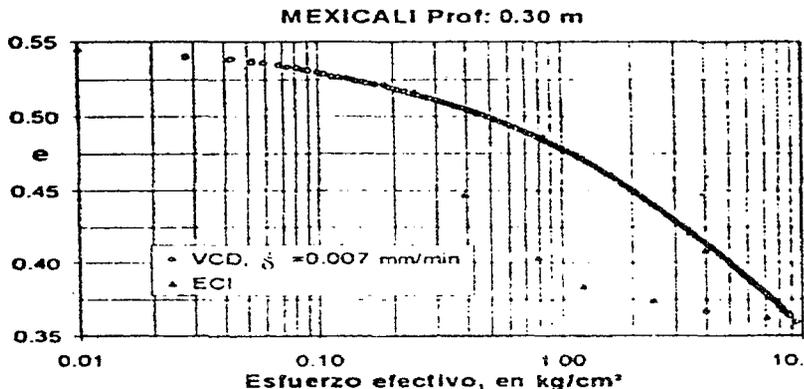


Fig. 82.- Curvas de compresibilidad determinadas con las técnicas (CRS) y (STD) Arcilla de Mexicali. Baja California Norte

Puede distinguirse que las curvas de compresibilidad en los ensayos (CRS), aunque muy similares no son únicas, sino que son dependientes de la velocidad de deformación impuesta. Semejante fenómeno se ha distinguido en los ensayos (STD) al involucrar diferentes relaciones del incremento de esfuerzo, o de la duración de los mismos (Lambe y Whitman, 1972; Larsson, 1981) con lo que se pone en evidencia los comportamientos viscoplásticos asociados a la consolidación secundaria. Se observa un corrimiento de la curva de compresibilidad hacia la derecha conforme es mayor la velocidad de deformación, lo que llevaría a considerar presiones de preconsolidación mayores y a una aparente menor compresibilidad en la rama de recompresión; sin embargo, llama la atención el hecho de que en la rama virgen las curvas corren paralelas, al menos para la arcilla de la ciudad de México, aunque hay que acotar que con velocidades de deformación no tan diferentes.

#### 2.6.8.-Coeficiente de permeabilidad.

Por lo que se refiere al coeficiente de permeabilidad, calculado con la ec (13), se presentan en la Figs. 83 y 84 su variación durante las pruebas, tanto (CRS) como (STD), para dos muestras de arcilla de la ciudad de México. Como era de esperarse, conforme se reduce la relación de vacíos,  $k$  disminuye, distinguiéndose esta tendencia en ambos tipos de prueba. Se aprecia que conforme se reduce la velocidad de deformación en los ensayos (CRS), los valores de  $k$  se asemejan más a los obtenidos con los ensayos (STD), aunque la tasa de variación de  $k$  es apreciablemente mayor en estos últimos ensayos. Lo anterior

pone en evidencia el importante rol que juega la velocidad de deformación en este peculiar suelo, al parecer condicionado por su influencia sobre los diversos tamaños de agregados de partículas a nivel microestructura. los que define a su vez tamaños muy dispares de interporos e intraporos (Mendoza y Laberro, 1992) y que determina a su vez la diferente conductividad hidráulica.

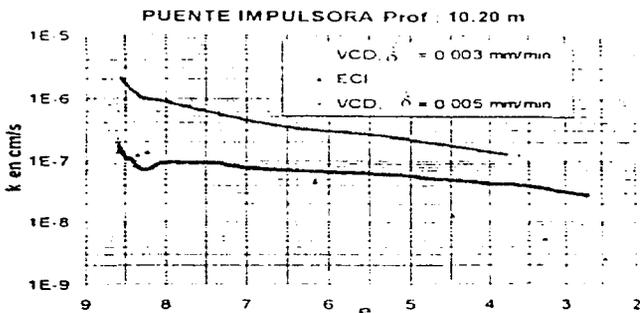


Fig. 80.- Variación del coeficiente de permeabilidad durante ensayos (CRS) y (STD) Arcilla de la ciudad de México. Zona oriente

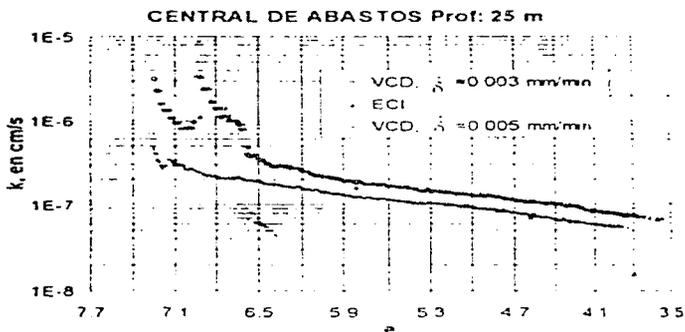


Fig. 81.- Curvas de compresibilidad determinadas con las técnicas (CRS) y (STD) Arcilla de la ciudad de México. Zona nororiental

### 2.6.9.- Coeficiente de consolidación

El coeficiente de consolidación se calculó con la ec. (16) del inciso (2.5.2.4) (el de Terzaghi) para los ensayos (STD) y con la ec (17) para los (CRS). En arcilla de la ciudad de México, los valores de ( $C_v$ ) en ambas pruebas disminuyen hasta en poco más de un orden de magnitud en la rama de recompresión, para luego mantenerse prácticamente con valor, constante en la rama virgen, Figs. 85 y 86. En esta última porción, los valores de ( $C_v$ ) determinados en el ensaye (STD) resultan menores que los (CRS); en estos últimos, se aprecia que cuanto menor es ( $\dot{\epsilon}$ ) de las pruebas (CRS) se parecen mas a los que arroja el ensaye (STD) Nuevamente, se puede de manifiesto la alta sensibilidad que tiene la arcilla de la ciudad de México a la velocidad de deformación. Cabe señalar que en los ensayos (STD) no se definió en general con claridad el ( $t_{100}$ ) de las curvas de consolidación de cada etapa de carga, por lo que se recurrió al método de Taylor para cuantificar el ( $C_v$ ) mediante el ( $t_{90}$ )

Fig.82-Variación del coeficiente de consolidación durante dos ensayos (CRS) y (STD) Arcilla de la ciudad de México. Zona oriente

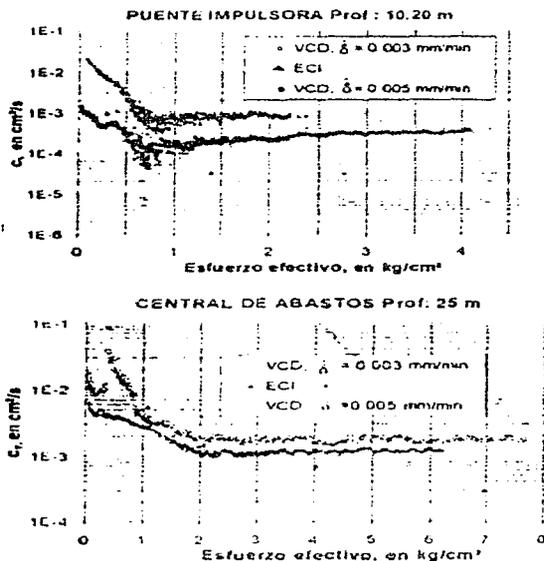


Fig.83-Variación del coeficiente de consolidación durante dos ensayos (CRS) y (STD) Arcilla de la ciudad de México. Zona nororiental

### 2.6.10.-Tiempos De Ensaye Y Costos.

En la tabla 13 se resumen las velocidades de deformación impuestas y el tiempo para la realización experimental de los ensayos (CRS), así como la cantidad de incrementos de esfuerzo y también el tiempo para concluir la labor experimental de las pruebas (STD). La comparación de tiempos que requirieron una técnica y otra, muestra claramente la bondad del ensaye (CRS) para una cuantificación rápida y precisa de las propiedades de compresibilidad de suelos finos.

Los ensayos (CRS) requieren una máquina de compresión con capacidad para imponer movimiento muy lento, tres transductores eléctricos, tarje de adquisición de datos y PC; esto representa sin duda un costo inicial mayor al de un consolidómetro convencional. Sin embargo, el tiempo ahorrado en la realización de los ensayos, aunado al costo de los salarios de los laboratoristas que se necesitan para cargar y monitorear los procesos de consolidación (STD), indica que el balance económico a mediano plazo, será favorable a los ensayos (CRS).

Suelo	Ensaye (STD)	Ensaye (CRS)				
		Duración en (hrs)				
	Número de Incrementos.	Duración (Días)	$\delta_{0.003}$ mm / min	$\delta_{0.005}$ mm / min	$\delta_{0.007}$ mm / min	$\delta_{0.01}$ mm / min
Puente Impulsora.	7	18	97	48	--	--
Central de Abasto.	6	7	96	41	--	--
Hospital Juárez.	6	13	--	--	--	12
Limo Lacustre de Mexicali.	7	8	--	--	12	--

Tabla No. 13 .- Resumen de pruebas (STD) y (CRS).

### 2.6.11.- Conclusiones

Se ha descrito una técnica relativamente simple, poco usada en México, para la determinación de las propiedades de compresibilidad de los suelos finos, como alternativa a la tradicional de esfuerzo controlado incremental (STD); se trata del procedimiento que impone al suelo una velocidad constante de deformación (CRS). Después de describir un consolidómetro prototipo con (CRS) construido aquí y de exponer los principios teóricos para la interpretación de estos ensayos, se presenta un estudio comparativo, con los resultados experimentales de cuatro suelos, entre estos tipos de prueba. De tal estudio se derivan las conclusiones siguientes:

- Los ensayos (CRS) proporcionan un medio rápido confiable y preciso para determinar las propiedades de compresibilidad y permeabilidad de los suelos finos, ratificándose así lo concluido en otros estudios al respecto efectuados en el extranjero.

- . La cuantificación del esfuerzo efectivo en ensayos (CRS) está determinada por la medición del esfuerzo total y la adopción de una presión de poro media en el espécimen, basada esta última en la medición en su cara inferior no-drenada. Se ha reconocido que las isócronas tienen formas prácticamente parabólicas, lo que lleva a considerar que la presión de poro media en el espécimen es  $2/3$  de la medida en la base.
- . La velocidad impuesta de 0.003 a 0.007 mm/min a los suelos contenidos en un anillo de 26.84 mm de altura, determinó que el cociente entre la presión de poro en la cara inferior de la muestra y el esfuerzo total inducido, no rebasara el 30%.
- . Con las velocidades de deformación antes señaladas, las pruebas (CRS) tomaron de 12 horas a 4 días, solamente, en tanto que los ensayos (STD) duraron de 7 a 18 días. A estos lapsos experimentales habría que añadir la mucho más dilatada labor de reducción de datos en los ensayos. (STD), debido a que éstos se registran manualmente.
- . Las curvas de compresibilidad obtenidas con (CRS) y (STD) prácticamente coinciden, siempre y cuando en los ensayos (CRS) se mantenga una presión de poro que no rebase el 30% de la presión total inducida y las deformaciones en la prueba (STD) se basen en las medidas a las 24 horas.
- . Los coeficientes ( $k$  y  $C_v$ ) obtenidos en los ensayos (CRS) y (STD) resultan iguales para todo fin práctico, sólo mostrando valores menores en el (STD) para esfuerzos que superen el doble de la presión de preconsolidación.
- . Los ensayos (CRS) proporcionan relaciones prácticamente continuas ( $\log \sigma - e$ ,  $e - \log k$  y  $e - \log C_v$ ) lo que por ejemplo elimina incertidumbres en la definición del esfuerzo de preconsolidación en la curva de compresibilidad.
- . Pudo constatar que aun en suelos sensibles a los efectos de la velocidad de deformación, como es el caso de arcillas de la ciudad de México, la diferencia entre los resultados que arrojan los ensayos (CRS) y los (STD) es muy reducida.
- . Los ensayos (CRS) ofrecen un medio idóneo para estudiar la susceptibilidad de los suelos finos a los efectos de la velocidad de deformación

## **2.7.- Control de las velocidades de Deformación al Estudiar las Arcillas**

### **2.7.1.- Introducción**

En este inciso, veremos el comportamiento del equipo que es la base para la realización de las pruebas con "velocidad de deformación controlada", este es el concepto bajo el cual se desarrollan las nuevas pruebas de la consolidación unidimensional en los suelos finos saturados, donde una condición idealizada de este concepto es la prueba (CRS), el equipo es estándar y es uno de los mas sencillos que hay en el mercado, con el se pueden realizar casi todas las variantes de las pruebas, (CRS), (CG), (CRL) incluidas las que ya se han mencionado en el inciso (1.1.10) del capítulo I, es importante saber cuál es la forma como trabaja este equipo, puesto que sin el estas pruebas serian imposibles.

### **2.7.2.-Comportamiento del equipo.**

Equipos de laboratorio para pruebas donde se quiere controlar la velocidad de deformación, usualmente involucran el uso de motores eléctricos seguidos por una relativamente cara . unidad de reducción de la velocidad de multifaces, el aparato descrito aquí, es de un costo razonable y permite velocidades continuas y casi instantáneas variaciones de la velocidad máxima del motor, hasta descender a velocidades casi cercanas a cero. El motor puede ser probado hasta la sobrecarga sin dañarlo. El aparato descrito es particularmente adecuado para un control electrónico automático a través del uso de mecanismos de retroalimentación y por lo mismo puede ser usado para una amplia variedad de pruebas para el suelo arcilloso, desde pruebas de velocidad de deformación constante, pruebas de cortante, hasta pruebas de consolidación de gradiente controlado.

El nuevo sistema utiliza el sistema usual de tipo de ajuste de tornillo del aparato universal de carga, pero reemplaza el sistema de transmisión del motor, con un motor de pasos y un sistema de control eléctrico. El motor de pasos es uno en el cuál su flecha gira a través de un ángulo arreglado al momento de recibir instrucciones eléctricas, y entonces se fija en un lugar. El porcentaje angular de la velocidad de la flecha es controlado por la velocidad de la aplicación de los comandos, en el sistema actualmente en uso de la prueba axial de cortante, la flecha del motor gira  $1.8^\circ$  por comando. Este movimiento deforma el espécimen del suelo por solamente 0.00001 in . Las unidades de control electrónico actualmente en uso, permiten que las pruebas de compresión triaxial sean realizadas en especímenes de 3 in. de altura, con tiempos de alineación de falla , que van desde 15 min. hasta varios años. Las calibraciones de la velocidad son constantes dentro de un pequeño porcentaje para largos periodos del tiempo. Las velocidades pueden ser cambiadas en un tiempo dado para rotar un cuadrante y un ciclo (varios segundos) y el motor puede ser puesto en reversa al prender un control especial. El aparato es descrito brevemente.

### **2.7.3.- Equipo para pruebas con velocidad de deformación controlada.**

Un dibujo esquemático de los ciclos del motor es descrito, y se muestra en la figura (84 a). Las corrientes de los dos ciclos, necesitadas para un porcentaje uniforme de velocidad de movimiento hacia adelante, son mostradas en la figura (87 b). Poner en reversa el movimiento, es logrado mediante el cambio de la fase de una de las corrientes por  $180^\circ$  (Fig. 87c) Un dibujo esquemático de un simple sistema de control eléctrico es mostrado en la figura (88). El pulso generador usado en el presente aparato es simplemente un oscilador de frecuencia controlable seguido por una serie de frecuencias diversas, cada una de las cuáles reduce la frecuencia aplicada al motor por un factor de 10, cualquier velocidad deseada entre la velocidad máxima del motor y esencialmente cero, pueden ser obtenidas por una combinación de un oscilador de frecuencias y cualquier número de divisores decimales. Para un aparato de velocidad de deformación constante, la secuencia del pulso generador consiste de un circuito de señales conectado a un interruptor electrónico (# 1) y un invertidor seguido de otro circuito de señales conectado al interruptor electrónico (# 2). Esta combinación de un invertidor y dos circuitos de señales, cambian la entrada del pulso de acompañamiento a dos pulsos de acompañamiento separados en el tiempo por  $1/4$  de ciclo. La cuál es la secuencia propia para producir el movimiento (fig. 87 b). La rotación en reversa es producida mediante el cambio deliberado de cualquiera de los estados de los circuitos de señales.

Asumiendo que un motor de torque adecuado es empleado, y de que no hay desperfectos del divisor electrónico, el sistema de precisión recae enteramente en la estabilidad y reproduce las frecuencias del oscilador.

El sistema anteriormente descrito puede fácilmente ser modificado, para otras aplicaciones de pruebas en suelos, el equipo adicional incluye:

1. Transductores eléctricos: Hay indicadores usados para convertir una fuerza, presión, o deformación en una señal eléctrica, usualmente requieren un amplificador para alcanzar el nivel de la señal a un valor con el que se puede trabajar.
2. Circuitos comparadores: Estos son circuitos que proveen una señal de salida de una polaridad dada dependiendo de cuál de las dos salidas sea mas grande.
3. Circuitos de puerta: Estos circuitos son; como su nombre lo indica, simples puertas o válvula, ya sea que impidan o permitan pasar una señal eléctrica. Las puertas son prendidas o apagadas por un control de señal, el cuál debe ser de cierta magnitud y polaridad.
4. Programa Generador: Estos son aparatos que producen niveles de voltaje, los cuáles pueden ser hechos que varíen con el tiempo, de acuerdo a algún patrón determinado o de mantener una determinada señal.

### 2.7.4.- Secuencia del proceso.

Un generador de secuencia de pulso que puede ser usado para pruebas de consolidación o triaxiales, en donde la carga es una velocidad determinada, sujeta al requerimiento de que la presión de poro no exceda algún porcentaje de la carga aplicada, lo que se muestra en la figura (89). Cuando la puerta (1) se abre, y cuando la puerta (2) se cierra, el motor gira en una dirección. Cuando las posiciones de las puertas son revertidas, el motor retrocede. Las posiciones de las puertas son controladas por dos comparadores. El comparador (1) compara las señales del generador del programa y el transductor de carga. Cuando las cargas aplicadas son menores que las determinadas por el generador de programa, la puerta se abre y permite al motor igualar la velocidad puesta en el pulso generador de tiempo. Cuando la carga predeterminada es alcanzada, el comparador activa la puerta y la carga se detiene. Si el espécimen se deforma en lo mas mínimo y la carga baja, el comparador abre la puerta para permitir que se iguale el motor. El comparador puede ser programado para que responda a varios incrementos de diferencias entre las señales del transductor de carga y el programa generador, para que la sensibilidad del programa pueda ser regulada. Para proveer el control de la presión de poro, la puerta (3) también es controlada por el comparador (2). Cuando la presión de poro sea menor que algún porcentaje dado de la carga aplicada ; el sistema de operación estará como ya se describió. Si la presión de poro medida excede este limite, la puerta (3) es cerrada y toda la carga se detiene hasta que el exceso de la presión de poro se disipa. En el caso de las pruebas de consolidación unidimensional, el programa generador puede ser puesto al mismo tiempo, para cargar el espécimen y para descargarlo.

Una variedad de diferentes circuitos pueden ser desarrollados para diferentes pruebas de suelo, pero los ejemplos descritos, sirven para mostrar la versatilidad del equipo.

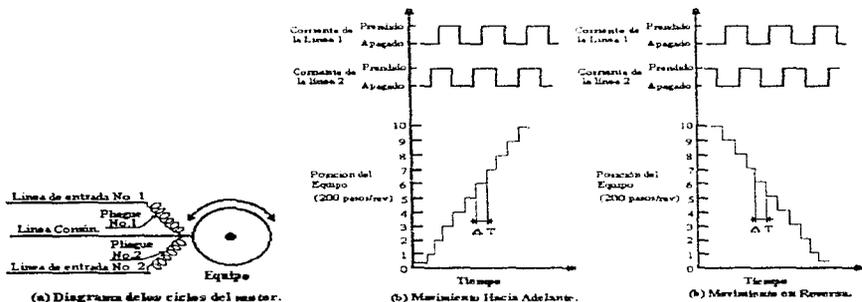


Fig. 87 . - Representación simbólica del motor de pasos, los plegues actuales del motor y las relaciones de rotación.

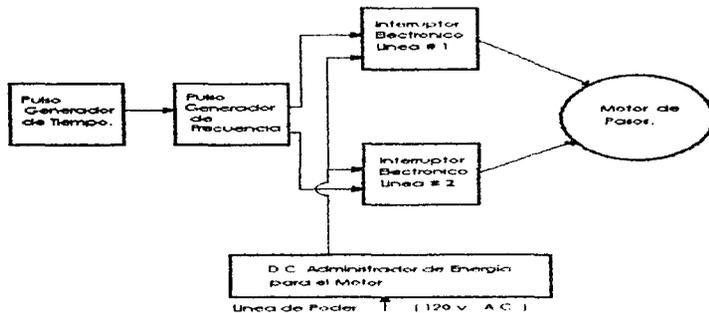


Fig. 88 Diagrama Funcional del Sistema Electrónico.

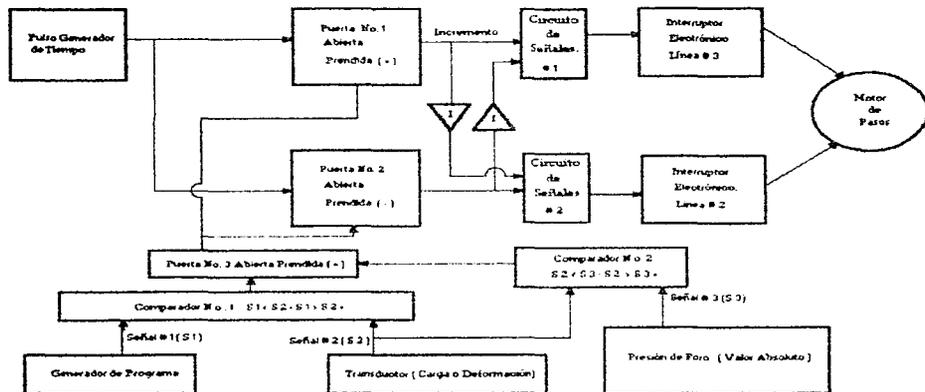


Fig. 89.- Secuencia de la modificación del pulso generador, para permitir las pruebas de consolidación unidimensional, con velocidades de deformación controladas, y medición de la presión de poro.

*Prueba de consolidación a gradiente controlado*



### **3.1.- PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN A GRADIENTE CONTROLADO ( C G ) (J.Lowe et al 1969)**

#### **3.1.1.- Introducción**

La prueba de la consolidación unidimensional, que se desarrolla mediante la variante de "Gradiente Controlado", muestra muy claramente como se altera la presión de poro en una muestra, este comportamiento se observa al momento de aplicar las cargas, por lo que resulta muy adecuada para el estudio de este problema, ya se sabía de la existencia de dicho fenómeno desde que Crawford (1940) realizó dicha observación, así esta prueba nos proporciona las herramientas necesarias para determinar como influyen las cargas en la muestra algo que con la prueba convencional no se ha podido determinar nunca.

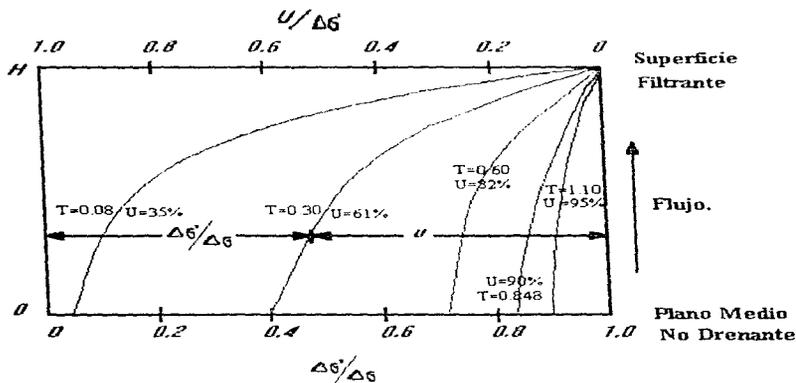
Para el estudio de las características de esta nueva prueba, para determinar la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados, comenzaremos por analizar cuál es el problema básico que se quiere analizar, ya que con ella se quiere entender mejor el comportamiento del incremento de las presiones de poro en la muestra, aunque ya se han analizado los problemas de la prueba convencional en el inciso (1.5), es necesario ver cuál es la base para proponer esta nueva variante de la prueba de la consolidación unidimensional.

En la prueba convencional de consolidación, la compresión axial, de un espécimen cilíndrico relativamente delgado, confinado en un anillo, es determinada bajo la acción sucesiva de cargas axiales, la intensidad de cada carga es generalmente el doble de la carga anterior. Así cuando un incremento de carga es aplicado a un espécimen saturado, un exceso de presión de poro se desarrolla, al instante de la aplicación de la carga, el exceso de la presión de poro, es igual al incremento de carga y es el mismo para todo el espesor de la muestra, dado que la estructura del suelo es apreciablemente más comprensible que el agua en los poros del suelo, esto es usualmente cierto, en las caras drenantes, el exceso de la presión hidrostática permanece en cero.

Debido al gradiente hidráulico entre el interior del espécimen y la superficie drenante, el agua se filtra fuera del suelo, la estructura del suelo se comprime y asimila la carga, mientras el drenaje ocurre y el suelo toma la carga, el exceso de la presión de poro se reduce hasta que toda la carga es soportada por la estructura del suelo y no se tiene ningún exceso de presión de poro. Teorías para determinar la velocidad de la disipación del exceso de presión de poro con el tiempo se han desarrollado a partir de las teorías de Terzaghi, Taylor y otros. De acuerdo a la teoría de Terzaghi, mientras que el exceso de la presión de poro se disipa, el esfuerzo efectivo, (esfuerzo en la estructura del suelo) se incrementa a la misma velocidad, la suma del esfuerzo efectivo y el exceso de la presión de poro es igual a el total de la presión externa aplicada. La distribución del exceso de la presión hidrostática dentro de la parte superior media de un espécimen de prueba, después de que ha transcurrido un intervalo de tiempo, después de la aplicación de un incremento de carga, se ilustra esquemáticamente en el dibujo (90). En este dibujo, un término

adimensional llamado "Factor de Tiempo" es usado en lugar del tiempo, el termino factor de tiempo,  $T$ ; esta definido en la figura (90).

Varias observaciones interesantes pueden ser hechas en base a las isocronas obtenidas durante la disipación del exceso de la presión hidrostática en la prueba convencional, ilustradas en la figura (90). Por ejemplo, En un tiempo correspondiente a  $T = 0.08$ , el esfuerzo efectivo en el plano medio, no se ha incrementado significativamente bajo el incremento de la carga, mientras que en la cara filtrante, el esfuerzo efectivo, es el que se tiene para el 100 % de consolidación bajo el incremento. Así, la sobre consolidación que esta ocurriendo en la prueba es un porcentaje de la consolidación bajo un amplio rango del esfuerzo efectivo. Esto es particularmente significativo cuando el



incremento de la carga esta

Fig.90.- Isocronas de la presión de poro en la prueba convencional.

$\Delta \sigma$  = Incremento de esfuerzo aplicado.  $= u + \Delta \sigma'$

$\Delta \sigma'$  = Incremento de esfuerzo efectivo.

$u$  = Exceso de presión hidrostática de poro.

$H$  = Espesor de la muestra para el drenaje en una sola dirección

$T$  = Factor de tiempo  $= \{ C_v \cdot t \} / H^2$

$C_v$  = Coeficiente de Consolidación.

$t$  = Tiempo.

$U$  = Porcentaje promedio de consolidación.

muy separada de la presión de preconsolidación. La consolidación que esta teniendo lugar cerca de la superficie drenante donde el esfuerzo efectivo pronto excede la presión de preconsolidación, esta presión de preconsolidación es gobernada por el coeficiente de compresibilidad obtenido a dichas presiones.

Por otra parte, cerca del plano medio, el esfuerzo efectivo es menor que la presión de preconsolidación, y un mucho menor coeficiente de compresibilidad se obtiene, para el elemento en el campo en el cuál se realizan las pruebas, el esfuerzo efectivo es mas o menos el mismo atreves de todo el elemento en todo momento durante la consolidación.

Desde el principio de la prueba, a un factor de tiempo aproximadamente de 0.08, da principio a un porcentaje de consolidación de un 35 % , altos gradientes en la presión de poro y altos rangos de consolidación ocurren en la vecindad de las caras drenantes. Estos gradientes son mucho mas grandes que los gradientes que ocurren en el campo, especialmente en elementos que se encuentran a distancias considerables de las superficies drenantes.

De  $T = 0.08$  a  $T = 1.1$  el exceso de la presión hidrostática en el plano medio, se reduce de 97 % a un 10 % de su valor inicial, durante este periodo de la consolidación, las isocronas son mas o menos parabólicas en forma como se ilustra, por ejemplo, en  $T = 0.08$  en la Fig. (90)

Algunas pequeñas diferencias en el coeficiente de compresibilidad ocurren entre el suelo en la superficie drenante y en el plano medio del suelo, debido a que el suelo esta con esfuerzos efectivos diferentes en estos dos planos, en una isocrona determinada la velocidad de consolidación de cada uno de los elementos horizontales de una muestra para una prueba convencional, ocurrirían aproximadamente a la misma velocidad. La velocidad de la consolidación esta gobernada también por el gradiente del exceso de la presión hidrostática, en la isocrona para  $T = 0.08$  la velocidad es de cerca de diez veces que el valor de la isocrona para  $T = 1.1$ .

La evidencia sugiere, con respecto a datos disponibles de la prueba de gradiente controlado, los cuáles analizaremos con mas detalle en el siguiente inciso , que la relación de esfuerzo efectivo contra relación de vacíos, muestra que al momento de graficar la curva, esta varía debido a la velocidad de compresión, tanto al inicio como al final de la consolidación secundaria bajo un incremento de carga particular, y de un incremento de carga a otro.

Tanto los altos índices de consolidación inicial que ocurren cerca de las superficies de drenaje, como las velocidades de compresión, que ocurren después en la prueba, son varias veces mas grandes en magnitud que los de los rangos que se observan en el campo, esto es verdad, incluso para los mas pequeños rangos de carga en la prueba de consolidación, que van desde  $T = 1.1$

### 3.1.2.- Objetivos:

1. Para tener las condiciones de esfuerzo en la muestra durante la prueba, tan uniformemente como sea posible.
2. Para tener una velocidad uniforme de compresión a través de la prueba.
3. Para poder realizar diferentes pruebas a velocidades de compresión bajas para que la extrapolación de los datos pueda ser hecha a las condiciones que se encuentran en el campo.

### 3.1.3.- Condiciones de frontera :

- La prueba se desarrolla en una muestra cilíndrica que cumple las normas de la ASTM.
- El drenaje se da en la dirección axial y solamente hacia la parte superior de la muestra.
- En la cara inferior un exceso pequeño y constante de presión hidrodinámica se mantiene, mediante la aplicación gradual de una carga axial a la muestra

Bajo estas condiciones de frontera un patrón parabólico de exceso de presión hidrostática se desarrolla, el cual comienza a partir del exceso de presión hidrostática mantenida en la parte inferior de la muestra en cero hasta la parte superior. Este patrón de exceso de presión hidrostática permanece más o menos de una manera constante, durante toda la prueba, exceptuando al principio y al final de los periodos de la aplicación gradual de la carga. Al comienzo de la carga se requiere de un pequeño periodo ( de  $T = 0$  a  $T = 0.08$  ) para que el patrón de exceso de presión hidrostática se vuelva estable y al final, un periodo mucho mas largo ( de  $T = 0.08$  a  $T = 1.1$  ) es requerido para la disipación del 90 % del exceso de la presión de poro en la base.

Una comparación entre el patrón del exceso de presión de poro la cuál se desarrolla en la prueba de gradiente controlado en comparación con el patrón del exceso de la presión de poro de la prueba de consolidación unidimensional se muestra en la figura 88.

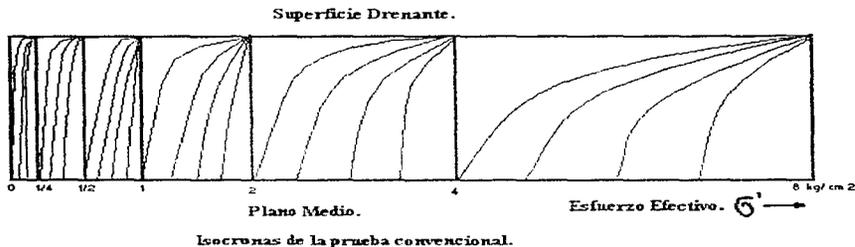


Fig.91a.- Esquema de presiones de poro en una prueba (CG)(2b) y (STD)(2a)

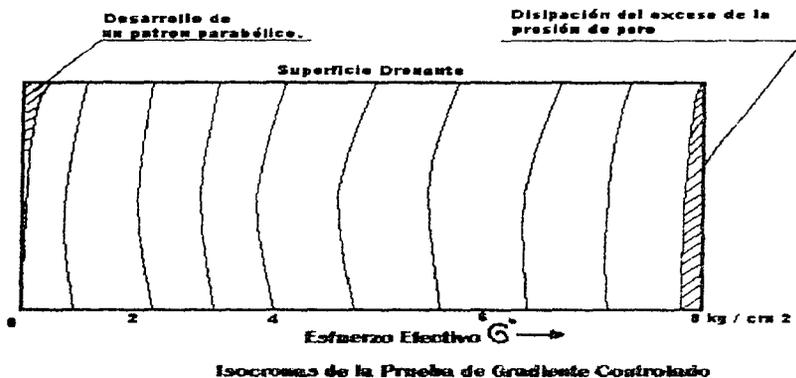


Fig. (91b). Esquema de las presiones de poro en la prueba (CG).

El exceso de la presión de poro es mucho mayor en el plano medio del espécimen, los gradientes que se desarrollan en la prueba convencional también son mayores, particularmente en las cargas mayores, lo que es evidente en la figura.

Al hacer la prueba en una muestra, al inicio se coloca una carga pequeña o con una carga grande, el procedimiento de carga gradual puede ser interrumpido, el exceso de presión hidrostática permite la disipación, y se permite a la muestra que se comprima (compresión secundaria) bajo la aplicación de una carga constante y de una insignificante presión de poro. Después de tal interrupción, se requiere de un corto periodo de tiempo, para establecer a través el patrón del exceso de presión hidrostática obtenido durante la aplicación gradual de la carga.

En cualquier momento durante la prueba, el porcentaje del esfuerzo efectivo en la muestra es registrado mediante un medidor electrónico. El esfuerzo efectivo es igual a el esfuerzo aplicado menos el porcentaje del exceso de la presión hidrostática en el patrón parabólico.

De las mediciones de la compresión del espécimen y de los datos básicos del mismo, el porcentaje de la relación de vacíos, puede ser registrado en cualquier momento durante la prueba. Por lo que se tiene un número casi ilimitado de datos los cuales pueden ser graficados en una curva de esfuerzo deformación contra esfuerzos efectivos en escala logarítmica.

Así entonces una ecuación simple puede ser derivada, como veremos más adelante, para calcular el coeficiente de consolidación de los datos registrados, esta ecuación es :

$$C_v = \frac{\partial \sigma}{\partial t} \frac{H^2}{2 \Delta u}$$

En donde :

$C_v$  = Coeficiente de consolidación,

$\frac{\partial \sigma}{\partial t}$  = La velocidad de cambio en el tiempo del esfuerzo aplicado.

$H$  = Espesor de la muestra.

$\Delta u$  = El exceso de la presión hidrostática mantenida en la base.

Una gran ventaja de esta prueba es que el coeficiente de consolidación puede ser calculado directa y sencillamente sin que se tenga que consultar otros métodos para ajustar las curvas de consolidación, como el de la raíz cuadrada de Taylor o el método logarítmico de Casagrande, usados en conexión con la prueba de consolidación unidimensional, también un número casi ilimitado de datos al graficar la curva de coeficiente de consolidación contra esfuerzo efectivo.

El coeficiente de permeabilidad puede ser calculado por la ecuación básica que define el coeficiente de consolidación:

$$R = \frac{C_v \gamma_w a_v}{1 + e}$$

En donde :

$R$  = Coeficiente de permeabilidad.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

$e$  = Relación de vacíos

$a_v = -\frac{\partial e}{\partial \sigma}$  La velocidad del cambio en la relación de vacíos con el esfuerzo efectivo.

Además de proveer curvas detalladas de las relaciones de esfuerzo contra relación de vacíos, coeficiente de consolidación y permeabilidad, contra esfuerzo efectivo, la prueba provee los medios para estudiar el efecto del rango de la velocidad de compresión en las relaciones anteriormente mencionadas. Al poner diferentes excesos en la presión de poro en la base de muestras similares, se hacen varias pruebas con diferentes rangos de compresión.

Los rangos de compresión no pueden ser seleccionados por adelantado, puesto que diferentes rangos de exceso de presión hidrostática aplicada en la base, causan por

consecuencia diferentes rangos de compresión. Hasta la fecha, el rango de los valores del exceso de la presión hidrostática que puede ser aplicado en la base varía de 0.8 psi a 4.0 psi, por lo que solamente una quinta parte de las velocidades de compresión es obtenido.

Debido a la naturaleza de la prueba y las fórmulas con que se obtienen las propiedades del suelo, la prueba se puede automatizar y las gráficas que relacionan las propiedades del suelo y el esfuerzo efectivo, pueden ser obtenidas directamente y al momento de la computadora que controla el proceso.

### 3.1.4.- Consolidómetro de gradiente controlado

El consolidómetro de gradiente controlado se ilustra de una forma esquemática en el dibujo (92), representa una modificación del consolidómetro de presión de respaldo de Anteus 1964.

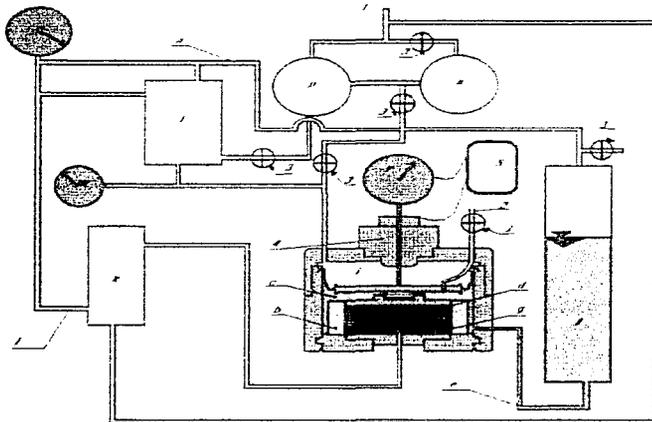


Fig. 92 Consolidómetro de Gradiente Controlado.

- 1.- Entrada de la fuente de presión.
  - 2.- Válvula de ventilación.
  - 3.- Llave de paso.
  - 4.- Calibrador diferencial.
  - 5.- Dispositivo de registro automático.
- a) Muestra de prueba.

- b) Anillo de consolidación.
- c) Cámara de contrapresión.
- d) Piedra porosa superior.
- e) Línea de contraflujo.
- f) Tanque de reserva.
- g) Piedra porosa inferior.
- h) Regulador de presión de respaldo.
- i) Cámara de carga neumática.
- j) Línea de presión de poro.
- k) Duplicador de presión de poro.
- l) Andador de carga.
- m) Indicador de carga total.
- n) Indicador de presión diferencial entre la presión de respaldo y la presión en la piedra porosa inferior.
- o) Línea de presión de respaldo.
- p) Regulador de carga.
- q) Extensómetro conectado a un sistema de registro automático..

### **3.1.5.-Hipótesis .**

En la derivación de la formula para la velocidad de la consolidación, en la prueba de gradiente controlado, se hacen las mismas suposiciones que en la teoría de la consolidación de Terzaghi, las suposiciones son:

1. El suelo está totalmente saturado con agua.
2. Las partículas del suelo y el agua en los poros de este son incompresibles.
3. El flujo del agua esta gobernado por la ley de Darcy.
4. El flujo del agua es unidimensional.
5. La temperatura es constante durante la consolidación.
6. La consolidación del suelo ocurre en una sola dirección, bajo la influencia del esfuerzo efectivo.
7. El esfuerzo de compresión, durante el intervalo de consolidación considerado, es suficientemente pequeño, como para que cualquier elemento entre los espacios del suelo, por los que fluye el agua y cuyas dimensiones no cambien en el tiempo, puede intercambiar de posición con un elemento del esqueleto del suelo el cuál si es compresible en el tiempo.
8. Solamente el flujo hidodinámico en el tiempo es considerado.
9. El coeficiente de compresibilidad ( $\alpha_v$ ) es constante para el intervalo de consolidación considerado
10. El peso de la muestra de prueba es despreciable, cuando se compara con el esfuerzo total de la carga aplicada

### 3.1.6.- Ecuaciones constitutivas.

Igualando la velocidad del flujo del agua a un elemento diferencial  $\partial x \partial y \partial z$  como se ve en la figura 93.

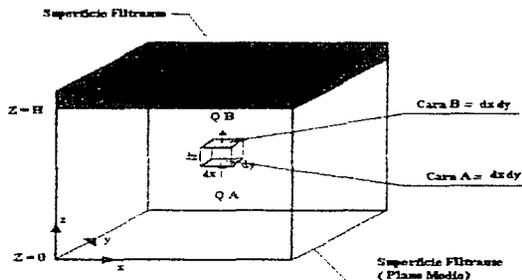


Fig. 93.- Esquema del elemento diferencial.

A la velocidad del cambio de volumen de la estructura del suelo de este elemento esta dado por:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \partial x \partial y \partial z = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{\partial x \partial y \partial z}{1 + e_o} \quad (3)$$

En donde :

$e$  = relación de vacíos. =  $e_o - a_v \{ \sigma' - \sigma'_o \}$

$e_o$  = relación de vacio en  $\sigma'_o$

$U$  = exceso de la presión de poro hidrostática.

El valor de  $a_v$  es tomado como positivo.

La ecuación 3 puede ser simplificada utilizando el coeficiente de compresibilidad.

$$-a_v = \frac{\partial e}{\partial \sigma'}$$

Entonces:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{k(1 + e_o)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4)$$

La ecuación 4 puede ser simplificada utilizando el coeficiente de consolidación,  $C_v$ , el cual está definido como:

$$C_v = \frac{k(1+e_v)}{a_v \gamma_w}$$

Así, queda simplificada de la siguiente forma:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5)$$

Debido a que:

$$\sigma' = \sigma - u$$

La ecuación (5) puede ser expresada como:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} = -C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (6)$$

En la prueba convencional, un incremento en el esfuerzo total, es aplicado instantáneamente y es mantenido constantemente, por lo que  $\partial \sigma / \partial t = 0$  y la ecuación (6) se reduce a la ecuación de Terzaghi. Al principio de la prueba de gradiente controlado, un esfuerzo pequeño es aplicado más o menos de forma instantánea, dando como resultado que se genere una presión de poro uniforme e igual al esfuerzo externo aplicado, la cual se desarrolla rápidamente a través de la muestra, esta condición es similar a aquella que se da cuando se aplica un incremento al esfuerzo en la prueba convencional.

Como se mencionó anteriormente para la prueba de gradiente controlado, cuando el exceso de la presión hidrostática en la base de la muestra, alcanza un valor seleccionado, este es mantenido constante, mediante el ajuste continuo del esfuerzo aplicado. La presión diferencial de poro puesta en la base,  $\Delta u$ , permanece constante, por lo que el patrón del exceso de la presión hidrostática, distribuida dentro del espécimen permanece constante también, por lo que durante la carga del gradiente controlado  $\partial \sigma / \partial t = 0$  y la ecuación (6) pueden ser escritas como:

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

Debido a que la parte izquierda de la ecuación 7 es independiente de la variable,  $z$ , y la parte derecha es una variable independiente,  $t$ , cada una debe ser igual a una constante, designada por  $A$ .

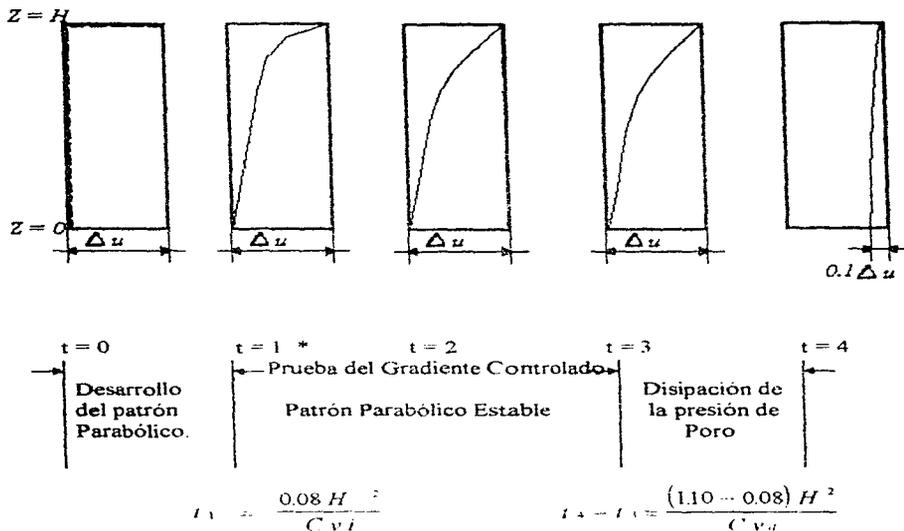
Así:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = A \quad (7 a)$$

Y 
$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{A}{C_v} \quad (7 b)$$

Integrando la ecuación ( 7 b) tenemos:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{A}{C_v} z + B \quad (8)$$



\* Ver la figura (91b) para una ampliación de la Isocrona.

Fig. 94. Etapas en la prueba de Gradiente Controlado.

Estas constantes, A y B, pueden ser determinadas de las condiciones de frontera de la prueba de consolidación de gradiente controlado. En  $z = 0$ , no hay flujo, por lo que  $\partial u / \partial z = 0$  por lo que,  $B = 0$ , así integrando la ecuación (8), tenemos que:

$$u = -\frac{A z^2}{2 C' v} + C' \quad (9)$$

Las condiciones de frontera son:

(a) en  $z = 0$ :  $u = \Delta u$  (b) en  $z = H$ :  $u = 0$ , aplicando la condición de frontera (a)  $C = \Delta u$ ; aplicando la condición de frontera (b):

$$0 = -\frac{A H^2}{2 C' v} + \Delta u \quad (10)$$

Despejando tenemos que:

$$A = \frac{2 C' v \Delta u}{H^2}$$

Así la ecuación (9) queda

$$u = -\frac{\Delta u}{H^2} z^2 + \Delta u = \Delta u \left(1 - \frac{z^2}{H^2}\right) \quad (11)$$

La ecuación 11 da un patrón parabólico para la distribución del exceso de la presión hidrostática a través de la muestra durante la prueba, como se indica en la parte inferior de la figura (88b). Este patrón es independiente del tiempo y permanece constante a través de la prueba, excepto al principio, cuando el patrón comienza a establecerse, y al final, cuando se comienza a disipar, como se muestra esquemáticamente en la figura 91.

El tiempo inicial para el incremento y la disipación del exceso de la presión de poro pueden ser determinados de las expresiones dadas en la figura 91. El coeficiente de consolidación para el periodo del desarrollo del patrón parabólico, está designado como ( $C_{vi}$ ) y para el periodo de disipación del exceso de la presión hidrostática de poro como ( $C_{vd}$ ).

Los valores de estos dos coeficientes deben ser consistentes con los coeficientes de compresibilidad, como también con la relación de vacíos y el coeficiente de compresibilidad.

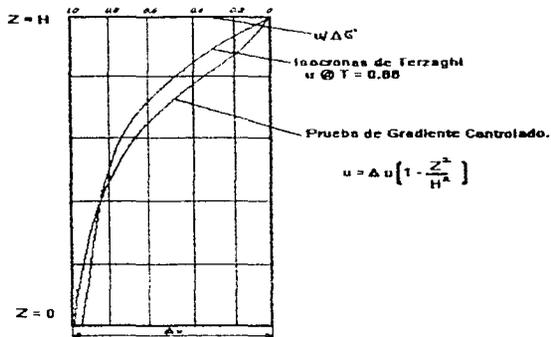


Fig. 95.- Esquema

La distribución del exceso de la presión hidrostática en la prueba convencional en el factor de tiempo  $T = 0.08$  se aproxima muy cercanamente a la parábola como se muestra en la figura (95), en este momento, solamente una pequeña reducción en la presión inicial en exceso de la presión de poro ha ocurrido en la base no drenante de la muestra.

Por lo que la teoría de la consolidación para la prueba convencional hasta  $t = 0.08$  describe muy cercanamente el desarrollo del patrón del exceso de la presión hidrostática al comienzo de la prueba de gradiente controlado. Por lo que después, el patrón parabólico de la prueba de gradiente controlado es mantenido, hasta que se alcanza el valor de la carga máxima, cuando esta carga máxima es alcanzada, ocurre la disipación del patrón del exceso de la presión hidrostática de poro y la teoría de la consolidación de Terzaghi para el factor de tiempo  $T = 0.08$  cercanamente describe esta disipación.

Una simple fórmula para calcular directamente el coeficiente de consolidación puede ser obtenida, combinando la ecuación (7 a) y la (10).

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \frac{2 C_v \Delta u}{H^2} \quad (12)$$

Reordenando tenemos que:

$$C_v = \frac{\partial \sigma}{\partial t} \frac{H^2}{2 \Delta u} \quad (12 a)$$

0

$$C_v = \frac{\Delta \sigma}{\Delta t} \frac{H^2}{2 \Delta u} \quad (12 b)$$

De las observaciones del esfuerzo aplicado, ( $\sigma$ ) , con el tiempo (t), durante la prueba de gradiente controlado, los incrementos de ( $\Delta \sigma$ ) para los correspondientes incrementos de tiempo, ( $\Delta t$ ) , pueden ser determinados y ( $C_v$ ) puede ser calculado.

### 3.1.7.- Procedimiento de colocación del espécimen

Así, el espécimen de prueba (a) que esta confinado por el anillo (b) es colocado dentro de la cámara de contrapresión (c) donde la contrapresión de hasta 150 (psi) puede ser aplicada para asegurar la saturación del espécimen de prueba, para la prueba de consolidación. La piedra porosa (d) en la parte superior del espécimen permite el drenaje del agua del espécimen hacia la cámara y entonces hacia afuera de la cámara por una línea. (E) hacia el tanque de sobre flujo (f) No se permite el drenaje a través de la piedra porosa inferior (g) La prueba se comienza gradualmente aplicando la contrapresión a través del regulador de presión (h) hacia el espécimen de prueba en la cámara de contrapresión y hacia la cámara de carga neumática (i)

Entonces se aplica una carga a la muestra incrementando, la presión neumática en la cara, mientras la carga se aplica, el exceso de la presión de poro se incrementa en la muestra. Cuando el exceso de la presión de poro en la base de la muestra alcanza algún valor seleccionado entre un rango de 0.8 psi a 4 psi, esta se mantiene mediante una carga continua de la muestra como se explica a continuación.

La presión de poro total que existe en la piedra porosa inferior es puesta en la línea (j) por el dispositivo que controla la presión de poro (k) Esta presión de poro entra al dispositivo andador de la carga. (L) Si la presión de poro en la piedra inferior es menor a la que se ha acumulado en la cámara de contrapresión, el andador, permite que se aplique más carga a la muestra, el andador se activa y desconecta la aplicación de la carga adicional, la presión diferencial que actúa entre la parte inferior y superior de las piedras porosas causa una liberación en la piedra superior y la muestra se consolida.

Mientras la muestra se consolida, el exceso de la presión de poro en la piedra porosa inferior descende, entonces el andador provoca mas carga sea aplicada a la muestra para que el exceso de la presión de poro en la piedra porosa inferior sea compensada.

El andador es capaz de proporcionar presión hasta de 0.01 psi La presión total en la cámara de carga es leído por un calibrador diferencial en (m) Conociendo esta presión y la contrapresión, la carga aplicada a la muestra se puede obtener

La presión diferencial entre la piedra superior e inferior dada por el andador de carga es leída por un calibrador diferencial (n) Este calibrador diferencial (4) consiste de un calibrador Bourdon ordinario colocado en la cámara. La presión en la cámara es la contrapresión que viene del calibrador diferencial a través de la línea (o) La presión acumulada dentro del tubo Bourdon es la presión total en la piedra porosa inferior, entonces el calibrador registra la diferencia entre las dos presiones superiores. La carga aplicada continua incrementándose hasta que en un valor previamente determinado en el regulador (p) es alcanzado. La consolidación de la muestra se observa en el extensómetro (q).

### **3.1.8.-Procedimiento de la Prueba.**

La muestra se coloca dentro del anillo de consolidación y se permite que alcance el equilibrio bajo la contrapresión deseada, el calibrador es entonces puesto a la presión diferencial deseada y el regulador de carga es puesto a la presión mínima.

Justo antes de empezar la prueba, se registran las medidas iniciales en el calibrador de carga, el calibrador diferencial, y el medidor de deflexión. La válvula reguladora, se cierra y entonces se comienza la prueba, abriendo la válvula de la presión de carga. Las lecturas son entonces registradas para los tres calibradores mencionados. Las lecturas se registran en el dispositivo automático

Cuando el esfuerzo efectivo se acerca a la presión máxima que se ha seleccionado para la prueba, es conveniente que observemos cuáles son las medidas en que la muestra llegará a este valor, después de que la máxima presión total se ha alcanzado, esta permanece constante y la presión de poro diferencial entre la base y la parte superior de la muestra se comienza a disipar. Las lecturas de la presión diferencial y el deflector son registradas con el tiempo, para que así al graficar la deflexión, contra el tiempo en escala logarítmica y la disipación de la presión de poro contra el tiempo en escala logarítmica pueda ser hecha, las lecturas de la deflexión, se siguen registrando incluso después de la disipación de la presión de poro, lo que provee información sobre la velocidad de consolidación secundaria.

### 3.1.9.- Resultados Comparativos de la Prueba.

Se hace una comparación de los resultados de la prueba de consolidación de gradiente controlado (CG), entre los resultados de una prueba convencional de consolidación (STD), en una arcilla de un lecho marino, en la vecindad de la ciudad de Portland, Maine, la cual se presenta aquí.

La muestra es una arcilla marina moderadamente sobre consolidada, gris con pequeñísimos residuos orgánicos. Los resultados de sus propiedades índice se muestran en el cuadro que se muestra en la figura ( 96 a ). Todas las pruebas, fueron realizadas en muestras obtenidas de un solo tubo Shelby, apesar de que el suelo parece a simple vista uniforme, las pruebas de identificación mostraron algunas variaciones menores en el contenido de humedad y el peso seco de la muestra.

Los resultados de cinco pruebas de consolidación de gradiente controlado, usando diferentes presiones de poro que van desde 1.21 psi hasta 3.05 psi, son mostrados en las figuras ( 8 a ) y ( 8 b ), las pruebas fueron realizadas con una contrapresión de 20 psi que era la presión piezométrica natural a la que se encontraban las muestras en el campo.

Al gráficar la curva de los datos de deformación,  $\epsilon = \Delta H/H_0$  contra  $\log$  del esfuerzo efectivo, ( $\sigma'$ ), de las cinco pruebas de gradiente controlado que se presentan en la figura (96a) La deformación por la compresión esta en referencia a la altura inicial de la muestra,  $H_0$

Se identifica a cada prueba por medio de simbolos diferentes, se puede observar que no hay desviaciones al tener variaciones de la presión, ( $\Delta u$ ), puesta en la base de la muestra. La variación en la presión diferencial que se ha seleccionado, es bastante pequeña, sin embargo, de 1.21 psi a 3.05 psi, y variaciones en las curvas ( $\epsilon$ ), contra el ( $\log \sigma'$ ) pueden ser afectadas por variaciones naturales en el material de una prueba a otra.

La gráfica de la curva del coeficiente de consolidación, ( $C_v$ ), contra  $\log$ , ( $\sigma'$ ) también cae dentro de una banda muy pequeña, y también no muestra desviaciones de ( $\Delta u$ ). La curva para ( $C_v$ ) contra  $\log$  ( $\sigma'$ ) son mas definidas en su comportamiento, que curvas similares de pruebas realizadas con la prueba convencional

En una de las cinco pruebas de la muestra, fue inadvertidamente descargada antes de que el nivel del esfuerzo de consolidación pretendido, fuera alcanzado y entonces fue recargado, como se indica en la figura (96 a). La curva de recarga esta basada en los datos actuales de la prueba, la presión a la cual la descarga ocurre se conoce aproximadamente, se estima que debe ser de  $3.5 \text{ ton / ft}^2$

Durante la recarga, grandes valores de ( $C_v$ ) fueron obtenidos para los niveles de deformación bajo la carga máxima procurada antes de la descarga, que en la prueba inicial, al nivel de esfuerzos correspondientes. Para los esfuerzos superiores al rango de recarga, los valores de ( $C_v$ ), de la prueba de recarga, son casi los mismos que los valores obtenidos en la prueba, sin el ciclo de recarga.

Para los pequeños cambios en la relación de vacios o la deformación que ocurre en la muestra de prueba, durante el ciclo de recarga, el coeficiente de permeabilidad, (k), casi no varía, Por otra parte, la recarga de la deformación contra  $\log$  ( $\sigma'$ ), la curva de esta

relación es mucho mas plana, que la curva para los valores de  $(\varepsilon \log \sigma')$ , de la prueba inicial, y por lo que el coeficiente de compresibilidad para el ciclo de recarga, es mucho menor que para la carga inicial. Por lo que, el coeficiente de consolidación para el ciclo de recarga, es mucho mas grande que para la carga inicial.

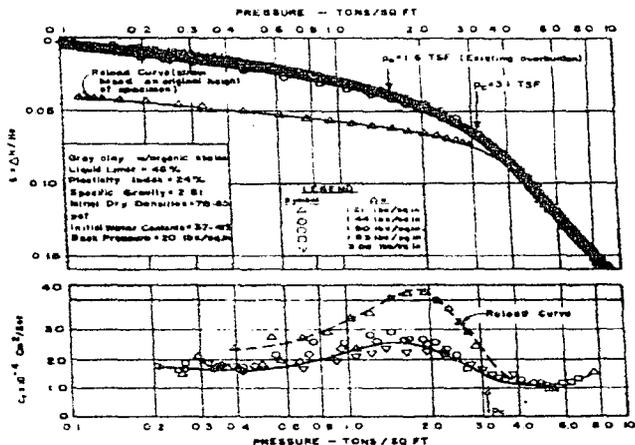


Fig. 96.- Pruebas de gradiente controlado en arcillas sobre consolidadas (Superior) Deformación contra log de esfuerzo  $\sigma'$  efectivo. (Inferior) C, contra log de esfuerzo efectivo.

Se han obtenido relaciones muy interesantes entre la acumulación del esfuerzo y el tiempo, al graficar  $(\sigma)$  contra  $t$ , presentado en la fig. 97, indica dos interrelaciones lineares, con una pequeña curva en la transición entre dos líneas rectas.

La intersección de estas dos líneas rectas, ocurre en un nivel de esfuerzos, que es aproximadamente el mismo, que el de la presión de preconsolidación determinada mediante los métodos empíricos de Cassagrande o Burmister.

Las curvas para la relación  $(\varepsilon \log \sigma')$ , y  $(C_v)$  contra  $(\log \sigma')$  de una prueba de consolidación unidimensional estándar (STD) en las arcillas de Portland, se presentan en la figura ( 98 a) y (98 b). Para propósitos de comparación, una banda que representa las curvas correspondientes, de las cinco pruebas mencionadas anteriormente, de gradiente controlado, en la misma muestra, son mostrados en estas figuras.

La curva  $(\varepsilon \log \sigma')$  para la prueba convencional esta graficada de los datos obtenidos para cargas aplicadas con un día de intervalo. Las pruebas de gradiente controlado, varían en duración de 1 a 3 días en comparación de los 7 días de la prueba

convencional. Así, podemos ver que, la curva de  $(\epsilon \log \sigma')$  para la prueba convencional podría caer en algún punto por debajo de la banda que muestra los resultados de la prueba de gradiente controlado, en vez de ello, cae apenas, sobre la banda que muestra los resultados de las pruebas de gradiente controlado. Ya sea que esta discrepancia se deba a las variaciones en las características de la muestra para la prueba convencional al ser comparadas con la prueba de gradiente controlado, las que no se saben a priori, aunque las discrepancias son menores.

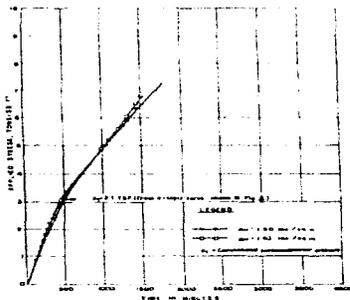


Fig. 97.- Esfuerzo aplicado contra tiempo.

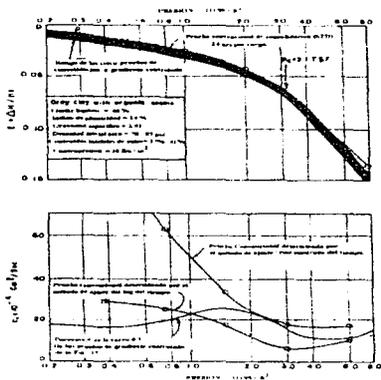


Fig. 98.- Comparación entre las curvas de consolidación de las pruebas (STD) y (CG) (superior) deformación v.s. log de esfuerzo efectivo (inferior)  $C_c$  v.s. log de esfuerzo efectivo.

Los valores del coeficiente de consolidación, ( $C_v$ ), de las pruebas de gradiente controlado están más o menos a medio camino entre aquellas de la relación de la raíz cuadrada del tiempo y el log de  $t$  que se ajustan a los métodos de la prueba convencional para el rango sobre la carga de preconsolidación. El valor de ( $C_v$ ), para la raíz cuadrada de  $t$  del método de ajuste, es aproximadamente de  $18 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{seg}$  donquiera que el valor de ( $C_v$ ) de log de ( $t$ ) del método de ajuste es de  $9 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{seg}$  abajo de la presión de preconsolidación, el valor de ( $C_v$ ), de la prueba de gradiente controlado varía de estar cerca de la raíz cuadrada de valores del tiempo justo por debajo de la presión de preconsolidación a valores significativamente pequeños que los valores del log de ( $t$ ) a presiones menores. Los valores sobre la presión de preconsolidación son usualmente los que por interés en la conexión con los problemas de asentamientos y aquí los valores de la prueba de gradiente controlado aparentan ser valores medios.

### **3.1.10.- Prueba de Gradiente Controlado con Interrupciones.**

Otra prueba de gradiente controlado fue realizada en las mismas muestras de arcilla, en donde el procedimiento de carga fue interrumpido en diferentes presiones, para obtener información de la compresión secundaria. Los resultados de estas pruebas son mostrados en la fig. 99, 100 y 101. La prueba fue realizada con una presión diferencial de poro, ( $\Delta u$ ) igual a 1.24 psi. El procedimiento de carga del gradiente controlado fue interrumpido en las presiones de 1.0, 1.8, 3.7 y 8.0  $\text{ton} / \text{ft}^2$  en dichas presiones, la consolidación secundaria fue permitida, para periodos de 1 a 3 días. Un fenómeno interesante es indicado en la fig. 99 Cuando el procedimiento de carga de gradiente controlado es reactivado, después de un periodo de carga sostenida, la curva de la relación ( $\epsilon \log \sigma'$ ) es al principio bastante plana, hasta que; "la curva de compresión virgen" para la prueba de gradiente controlado es alcanzada, entonces la curva ( $\epsilon \log \sigma'$ ) sigue el tramo de la curva de compresión virgen.

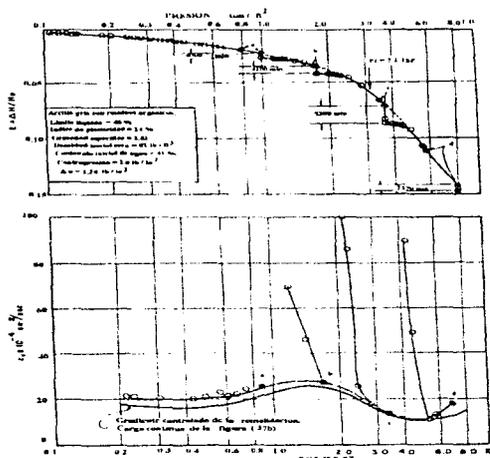


Fig.99.- Prueba de gradiente controlado con interrupciones. (Superior) Deformación v.s. log de esfuerzo efectivo. (Inferior)  $C_v$  v.s. log de esfuerzo efectivo.

La prueba indica que el quiebre en la curva ( $e$  vs.  $\log \sigma'$ ) no ocurre durante el esfuerzo de preconsolidación, sino que en un esfuerzo efectivo mucho mayor. El quiebre aparenta estar en función de la cantidad de la consolidación secundaria que ha ocurrido. Entre mas consolidación secundaria de un suelo en particular, mas grande es el esfuerzo efectivo en el cual ocurre el quiebre en la curva. El esfuerzo efectivo en el cual el quiebre ocurre, es referido por Leonards y Ramiah (1960) como la casi-presión de preconsolidación. Las observaciones superiores confirman las declaraciones hechas por Bjerrum (1967).

En base a las suposiciones de la carga del gradiente controlado después de la interrupción, los valores del coeficiente de consolidación son inicialmente altos, debido al bajo coeficiente de compresibilidad del suelo en este rango, pero entonces regresan a los valores observados en la carga de la prueba de gradiente controlado, sin interrupciones como se hace evidente en la figura 100 (a).

En la prueba de consolidación unidimensional, donde los incrementos de carga son aplicados en intervalos de 1 día, la compresión secundaria ocurre por aproximadamente 23 hr en cada carga, cuando un nuevo incremento es aplicado, el coeficiente ( $C_v$ ), al

principio de la consolidación primaria es anormalmente alto, como se indica en la observación anterior en la prueba de gradiente controlado.

El coeficiente de consolidación calculado de la prueba convencional es en alguna forma porcentaje, del valor inicial anormalmente alto, y el valor mas o menos normal obtenido durante lo que queda de la prueba. El coeficiente de consolidación calculado de la prueba de consolidación estándar (STD) es erróneo debido a este efecto.

Para cualquier incremento de esfuerzo por pequeño que sea, en la prueba de gradiente controlado, ( $C_v$ ), puede ser determinado de la ecuación (100 b); entonces los valores de compresibilidad, ( $\alpha_v$ ), o el módulo de compresibilidad ( $M_v$ ), pueden ser calculados de los datos de la prueba:

$$a_v = - \Delta e / \Delta \sigma' \quad \text{y} \quad m_v = - a_v / (1 + e) = - \Delta e / \Delta \sigma'$$

Conociendo ( $C_v$  y  $\alpha_v$  ó  $m_v$ ), el coeficiente de permeabilidad en cualquier momento durante la prueba de consolidación de gradiente controlado, puede ser calculado de la ec. (2) los valores así calculados, para la prueba de gradiente controlado con interrupciones, se muestran en la figura (97 b). Los valores de  $k$  calculados de ( $C_v$ ) y ( $\alpha_v$ ) se muestran en la figura (97 c). Llama la atención la presentación de la curva de ( $k$ ) contra ( $\log \sigma'$ ), ya que prácticamente no hay variación en ( $k$ ) debido a la interrupción de las cargas.

Los altos valores de ( $C_v$ ) obtenidos al comenzar a cargar, después de una interrupción de carga, pueden ser explicados en base a los pequeños valores de ( $\alpha_v$ ) que se tienen en las curvas ( $e \log \sigma'$ ) al principio de las cargas, después de una interrupción. El hecho de que los valores de ( $k$ ) no son afectados por las interrupciones en la carga, reafirma las suposiciones hechas en la teoría de Terzaghi, son correctas para los rangos de los gradientes hidrostáticos, y el exceso de presión que ocurren en las pruebas.

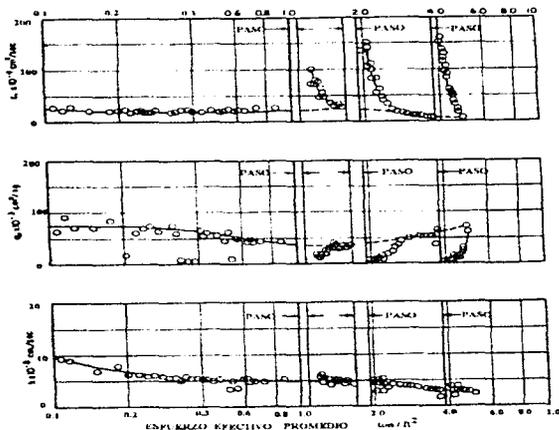
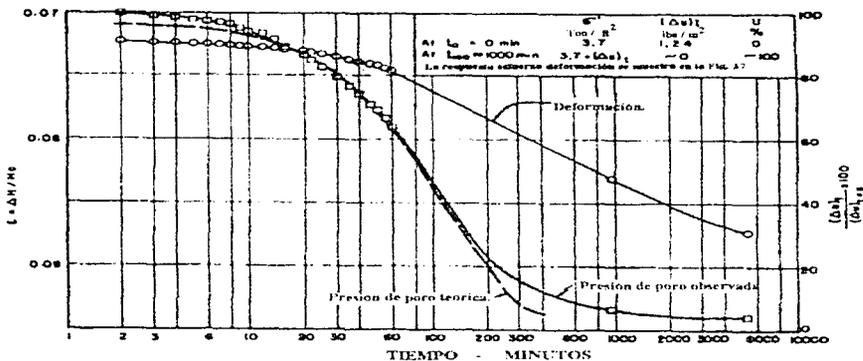


Fig.-100 Prueba de gradiente controlado con interrupciones (superior) Coeficiente de consolidación v.s. porcentaje del esfuerzo efectivo, (en medio) Coeficiente de compresibilidad v.s. porcentaje de esfuerzo efectivo, (inferior) coeficiente de permeabilidad v.s. porcentaje de esfuerzo efectivo.



101.- Deformación y presión de poro v.s. log tiempo al final de la carga del gradiente controlado

Al graficar el esfuerzo contra el log del tiempo, y la presión hidrostática en exceso en la base de la muestra (presión de poro media) contra log de tiempo observado durante la disipación de  $\Delta u_v = 1.24 \text{ psi}$  a  $3.7 \text{ ton / ft}^2$  los niveles de presión se muestran en la figura (98). También en la Fig (98) se muestra la curva teórica para la disipación del exceso de la presión hidrostática por la teoría de la consolidación de Terzaghi. Al aplicar la curva teórica, la isocrona correspondiente a  $T = 0.08$  fue usada para representar la distribución del exceso de la presión hidrostática al principio de la etapa de disipación de la prueba de gradiente controlado, el coeficiente de consolidación usado para calcular la curva teórica, es el coeficiente de consolidación determinado por la prueba de gradiente controlado, multiplicado por la relación del coeficiente de compresibilidad observado en la prueba de gradiente controlado con el coeficiente de compresibilidad obtenido durante la disipación del exceso de la presión hidrostática, sea esto:

$$(C_v)_{\text{disipacion}} = (C_v)_{\text{Gradiente Controlado}} \cdot \frac{(a_v)_{\text{Gradiente Controlado}}}{(a_v)_{\text{Disipacion}}}$$

Ecuación (13)

El parecido observado entre las curvas teóricas y las de las pruebas, indican la validez de la teoría de la consolidación de Terzaghi cuando se aplica correctamente.

### 3.1.11.- Conclusiones

Se ha propuesto un nuevo tipo de prueba de consolidación, llamada ; prueba de consolidación de gradiente controlado.

1. La prueba de consolidación de gradiente controlado, permite una mejor interpretación de los resultados, debido a que proporciona curvas que son continuas en sus valores de graficación.
2. La prueba de consolidación de gradiente controlado, también permite la determinación de la curva para la relación del coeficiente de consolidación contra el log del esfuerzo efectivo, el coeficiente es calculado usando una sencilla fórmula, en vez de ser determinado por medio de un método de ajuste para la curva como se hace en la prueba convencional.
3. La prueba de gradiente controlado puede ser realizada a velocidades de deformación muy bajas, estas velocidades son incluso mas velozes, que las velocidades de deformación que ocurren en el campo, pero son mucho mas cercanas a las velocidades del campo, que las velocidades que se desarrollan en la prueba convencional, las velocidades de deformación pueden ser variadas en un rango muy variado, permitiendo así el estudio de los efectos de las velocidades de deformación en las características de la consolidación y hace posible extrapolaciones a otras posibles velocidades. En el futuro, se espera que el aparato de prueba pueda ser modificado para permitir la

expansión de los rangos de las velocidades de deformación durante la prueba a por lo menos un décimo de los rangos actuales.

4. Debido a que las velocidades de deformación son mas o menos uniformes a través de toda la muestra de prueba, y solamente varían moderadamente desde el comienzo hasta el fin de la prueba de gradiente controlado, así la prueba de gradiente controlado ofrece muchas facilidades para estudiar el importante factor de la consolidación en todas sus etapas.
5. El procedimiento para la prueba de gradiente controlado, puede ser manipulado, para que en la consolidación primaria y la consolidación secundaria, se puedan obtener información de ambas al mismo tiempo.
6. La velocidad de la disipación del exceso de la presión hidrostática en la base de la muestra de prueba (plano medio de presiones) al final de la carga de la prueba de gradiente controlado, sigue de cerca la velocidad calculada con la teoría de la consolidación propuesta por Terzaghi.
7. La velocidad de deformación que ocurre en la disipación del exceso de la presión hidrostática al final de la carga en la prueba de gradiente controlado, es mas lenta que las velocidades de deformación de la prueba de gradiente controlado, al cargar; y se acerca mas a la realidad de las velocidades de deformación de campo.
8. El consolidómetro de gradiente controlado y el procedimiento de prueba, son adaptables para la automatización, en todas sus etapas, esto mucho mas fácilmente que el consolidómetro convencional.
9. Al graficar el esfuerzo aplicado, contra tiempo, se identifican dos líneas mas o menos rectas, cuya intersección parece indicar aproximadamente la misma presión de preconsolidación, que se obtiene por los métodos de Casagrande y Burmister.
10. Para el suelo probado, la curva de esfuerzo contra log de esfuerzo efectivo, determinada por la prueba de gradiente controlado, se aproxima muy de cerca a la curva determinada por la curva de la prueba de consolidación unidimensional ( STD) donde la duración de las velocidades de deformación de estas dos pruebas son casi las mismas.
11. La curva del coeficiente de consolidación contra log del esfuerzo efectivo determinado por la prueba de gradiente controlado, es menos irregular que curvas similares determinadas de la prueba convencional, para el suelo probado, el coeficiente de consolidación esta aproximadamente a la mitad entre el determinado por el método de ajuste de la raíz cuadrada y el método de ajuste del log del tiempo, para las porciones de la curva sobre la presión de preconsolidación. Amplias variaciones ocurren bajo la presión de preconsolidación. Se han observado correlaciones similares con otros suelos.

*Prueba de consolidación a velocidad de  
carga continua.*



## **4.1.- VELOCIDAD DE CARGA CONTINUA ( C R L ) F. Kurt et al (1986)**

### **4.1.1.-Introducción**

Como ya hemos visto en los capítulos anteriores, se han desarrollado diferentes variantes para desarrollar la prueba de consolidación, en este capítulo, veremos la última prueba que se ha seleccionado y que a su vez complementa la representatividad de los diferentes enfoques en que se han diversificado las teorías para desarrollar la prueba de consolidación unidimensional, tomando en cuenta a la consolidación secundaria y considerando también la velocidad de deformación del suelo.

Esta última prueba, es la que se ha desarrollado en la Agencia de Ingeniería de Procesos en Denver, recientemente se han desarrollado dos dispositivos, uno que consta de un aparato modificado de un consolidómetro de anillo flotante y otro dispositivo de velocidad de deformación constante, de la combinación de estos dispositivos y de la construcción de un sistema de control de aire, surgió un muy versátil aparato de consolidación de velocidad de carga continua.

En este capítulo se presenta una descripción del consolidómetro (C R L) , de sus capacidades y de los resultados de sus pruebas en especímenes remoldeados , estos resultados son comparados con los resultados obtenidos en especímenes similares, probados en un consolidómetro estándar, mediante la prueba convencional de consolidación ( S T D ).

### **4.1.2.-Desarrollo del Consolidómetro de Velocidad de Carga Continua**

Hubieron dos razones primarias para el desarrollo del consolidómetro de velocidad de carga continua.

- La primera fue la de simular de una manera mas realista la forma en que durante la construcción se aplican ciertas cargas; como podrian ser los terraplenes, presas y construcciones muy largas. Ya que diferentes métodos de prueba pueden ofrecer diferentes valores para las propiedades del suelo, es deseable el simular las condiciones de campo tan cercanamente como sea posible a la realidad cuando se prueban las muestras en el laboratorio
- La segunda razón fue la de superar algunos aspectos negativos de la prueba convencional, tales como:
  - I. El largo periodo de tiempo requerido para obtener los resultados de la prueba, que puede variar de dos a cinco semanas
  - II. Se imponen valores muy altos de los gradientes hidráulicos.
  - III. La variación del esfuerzo efectivo a través de la muestra.
  - IV. Limitaciones inherentes del equipo mismo, tales como; la nula capacidad de los consolidómetros convencionales para medir la presión de poro ( La cual determina el estado de la consolidación) y la de poder aplicar contrapresión ( La cuál asegura la saturación)

El consolidómetro (C.R.I.) tiene la capacidad de medir la succión inicial en el espécimen (presión de poro negativa), medir la presión de poro, cargar la muestra con una velocidad de carga continua, detenerse y aguantar una carga determinada en la muestra en cualquier momento durante la secuencia de carga.

La muestra puede ser descargada a la misma velocidad con que fue cargada o con otra velocidad diferente si se desea, para el propósito de el experimento realizado, solamente se utilizo la capacidad del aparato para generar las condiciones de velocidad de carga constante y los resultados de esta en una prueba que consistió de un periodo corto. Dos diferentes procedimientos de análisis fueron desarrollados para esta prueba, por Smith y Wahls (1969) y Wissa et al (1971) y por Imai (1979).

Varios otros metodos han sido desarrollados para determinar las características de la consolidación de los materiales y para refinar el análisis del procedimiento el investigador Low y otros desarrollaron el análisis y el procedimiento para la prueba del gradiente controlado, la prueba de formación de gradiente controlado fue primeramente sugerida por los investigadores Hamilton y Crowlford pero el procedimiento de análisis no fue desarrollado ya que la información acerca de la permeabilidad del material no podía ser obtenida, dos diferentes procedimientos de análisis para esta prueba fueron ensayados por Smith y Woll, Wisa y otros investigadores, el investigador Imai sugirió una prueba mediante el uso de filtros para determinar la consolidación de las propiedades del suelo

#### **4.1.3.-Descripción del aparato de consolidación**

##### Aparato de carga continua:

La figura (102) muestra un aparato de velocidad de carga continua usado para obtener las muestras y los datos que se muestran en este capitulo, se utiliza el consolidómetro de anillo flotante para realizar la prueba de carga continua, el aparato es capaz de realizar pruebas en especímenes cilindricos de 108 milímetros de diámetro con variaciones máximas en su altura de 64 milímetros. Un aparato de consolidación que funciona mediante aire y un sistema de carga fueron usados para cargar el espécimen a un rango constante de velocidad, el sistema utilizado para cargar el espécimen a una velocidad de carga constante consiste en un motor eléctrico el cual trabajando a través de una serie de engranajes y pistones controlados por una válvula y que operan mediante un sistema regulador de aire. El regulador de aire, aplica el aire al sistema de consolidación el cual subsecuentemente aplica la carga al espécimen, la carga fue medida entre un rango de 22 kN el cual es la capacidad máxima de carga del aparato, los cambios en la altura del espécimen fueron medidos mediante un sistema de variables diferenciales lineal y de mediciones, las partes superiores inferiores de las placas consisten de anillos de acero los cuales tienen una capa porosa que constan de unos discos de carbono que no es reactivo a la muestra y son sostenidos en su lugar mediante una banda epoxica, los espécimen de suelo pueden ser saturados mediante la aplicación de la presión de respaldo a través o por medio de estos platos, para este reporte los especímenes fueron drenados a través la placa superior y las presiones de poro fueron medidas a través de un sistema transductor de

presiones conectado a la parte inferior de las placas. dos anillos "O" fueron colocados en las partes inferior y superior del sistema de carga que se conectan al anillo flotante como se ve en la figura (103).

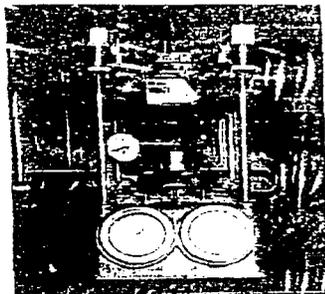


Fig. 102. Consolidómetro (CRL)

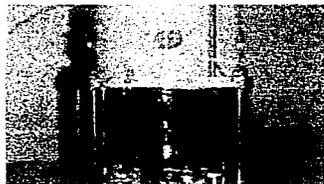


Fig. 103.- Consolidómetro de anillo flotante.

El procedimiento se considera que genera una fricción casi infinitesimal la cual no se debe tomar en cuenta. todas las medidas ( aplicados al esfuerzo normal la contra presión, la presión de poro y la deformación ) fueron tomadas mediante instrumentos electrónicos y en intervalos predeterminados. además fueron grabados en una cinta magnética mediante y coprocesador controlado por un sistema de adquisición de datos, Fig (102).



Fig 104.- Esquema del consolidómetro.

Para la comparación de los datos en esta muestra se realizó la prueba de consolidación estándar. La prueba de consolidación fue realizada mediante la utilización de un sistema de consolidación de aire operado mediante la siguiente forma, ver la figura (103). Este aparato es capaz de probar los especímenes mediante los requerimientos establecidos en las normas internacionales por la ASTM para las propiedades de la consolidación de los suelos: (D 2435) los cambios en la altura de la muestra fueron medidos con medidor electrónico calibrado a 0.0025 mm.

Las muestras fueron drenadas tanto en la parte superior como la inferior por piedras porosas de carbono. un sistema de cabeza de caída fue usado para mojar a las muestras, conectando un contenedor de agua de dimensiones, de 13 mm de diámetro por 305 mm en la parte inferior del cilindro contenedor inferior, y se lleno de agua. Mientras que el agua entraba en la muestra, mas era agregada al contenedor de agua, este sistema, por si mismo, probablemente no sature a la muestra, sin embargo, mientras las cargas se incrementan y los vacíos decrecen, la muestra se vuelve saturada.

#### 4.1.4.-Programa de Prueba.

##### Descripción del Suelo

El programa de prueba fue realizado, utilizando especímenes remoldeados, los especímenes fueron colocados con un contenido de humedad determinado y un peso determinado. Cada espécimen, tenía las siguientes medidas, 108 mm de diámetro por 32 mm de altura y estaba empacado de una forma que se aseguraba un peso uniforme a través de toda la muestra, las propiedades físicas del suelo se muestran en la tabla (10).

Tabla 14 - Propiedades Físicas

No. De Muestra.	Clasificación del Suelo	G <sup>a</sup>	LL <sup>h</sup>	PI <sup>c</sup>	Porcentaje de Arena	Porcentaje de Finos.
1	CL <sup>d</sup>	2.66	32	18	9	91
2	CH <sup>e</sup>	2.72	59	40	3	97

G<sup>a</sup> = Gravedad Específica.

LL<sup>h</sup> = Límite Líquido.

PI<sup>c</sup> = Índice de plasticidad.

CL<sup>d</sup> = Arcillas Inorgánicas de baja a media plasticidad.

CH<sup>e</sup> = Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad.

#### 4.1.5.-Prueba de Consolidación a Carga Continua.

Cada espécimen de prueba fue recompactado a 108 mm de diámetro por 32 mm de altura en un contenedor separado para el espécimen, después de que el espécimen fue recompactado, fue removido del contenedor original y colocado en un contenedor de anillo flotante especialmente diseñado para la prueba. Se prefijo el esfuerzo a 6.9 (kPa) igual a (1.0 psi), el cual fue aplicado al espécimen de prueba para así, establecer propiamente y alinear todos los componentes del sistema, la altura del espécimen fue automáticamente medida en este momento. Los especímenes fueron saturados usando una contra presión con el asiento del esfuerzo aplicado.

El cilindro contenedor superior, fue colocado seco y el cilindro contenedor inferior y el tubo de conexión fueron llenados con agua desairada. Para ayudar a remover algo del aire contenido en el espécimen, se aplico una pequeña contrapresión a través del cilindro contenedor inferior, forzando al agua a fluir a través del espécimen hacia el cilindro contenedor superior, y hacia una bureta que esta abierta a la presión atmosférica, después de que el agua se observa en la bureta, una válvula entre la bureta y el espécimen se cierra y una contra presión de 414 (kPa) igual a (60 psi) fue aplicada a través de los cilindros contenedores, tanto el inferior como el superior, para asegurar la saturación, la contrapresión de 414 (kPa) igual a (60 psi) permaneció en la muestra durante la prueba.

Después de que la contrapresión fue aplicada, el grado de saturación fue checado, usando el parámetro de la presión de poro (C). No se comenzó con la secuencia de carga hasta que el valor de (C) alcanzo por lo menos 0.95 (C es similar al parámetro de la presión de poro B excepto que (C) es por lo general usado para la carga normal unidimensional).

$$C = \frac{1}{1 + n \frac{C_w}{C_{sk}}}$$

Donde:

C = Respuesta de la presión de poro.

$C_v$  = Compresibilidad de la estructura mineral.  
 $C_w$  = Compresibilidad del fluido.  
 $n$  = porosidad.

La velocidad de la carga fue determinada usando el parámetro PI (índice de plasticidad) y LL (Límite líquido) del suelo, (ver el inciso 4.1.8 donde se analiza la selección de la velocidad de carga). Drenaje en una sola dirección (en la parte superior del espécimen) fue permitida a través de la prueba.

Los especímenes fueron descargados a la misma velocidad con que fueron cargados, el esfuerzo normal, la presión de poro en el agua, y la altura del espécimen fueron electrónicamente registrados por sensores cada 30 min durante la carga y la descarga. Cuando la descarga fue completa, los especímenes del suelo fueron removidos del aparato y el contenido de humedad fue determinado para cada uno

#### 4.1.6.-Prueba (STD)

Cada espécimen de prueba fue recompactado en el contenedor del espécimen a 108 mm de diámetro por 32 mm de altura, los especímenes fueron probados en concordancia con las normas de la ASTM del parámetro D- 2435 de la prueba de consolidación unidimensional estándar. Drenaje en dos direcciones, (en la parte superior e inferior del espécimen) fue permitida. Cada carga fue mantenida en el espécimen por un mínimo de 24 hr, ya que la presión de poro no puede ser medida antes de que se aplique la siguiente carga.

#### 4.1.7.-Análisis de la prueba de velocidad de carga continua.

Las técnicas de análisis para la prueba de velocidad de carga continua fueron primeramente presentadas por el investigador Aboshi y otros. El procedimiento esta basado en un trabajo teórico del investigador Schiffman quien desarrollo las ecuaciones que gobiernan y determino la solución general de las ecuaciones que inter relacionan la dependencia del tiempo entre las cargas de aplicación .

El proceso de consolidación bajo la velocidad de carga continua asume las constantes de permeabilidad y las constantes del coeficiente de consolidación están gobernadas por:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = C_v \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} + \frac{\delta p}{\delta t} \quad (1)$$

Donde :

$U$  = Presión de poro.  
 $T$  = Tiempo.  
 $Z$  = Profundidad.  
 $C_v$  = Coeficiente de consolidación.  
 $\delta p / \delta t$  = Velocidad de la carga.

Aboshi y otros investigadores, desarrollaron la siguiente solución para este caso:

$$\frac{u}{p} = \frac{16}{\pi^3 T} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} \sin \frac{n \pi z}{2 H} (1 - e^{-x}) \quad (2)$$

Donde:

$$x = - \frac{(n^2 \pi^2) T}{4}$$

u = Presión de Poro.

P = Carga Aplicada.

$$T = \text{Factor de Tiempo.} = \frac{C_v t}{H^2}$$

e = Constante trascendental igual a; 2.7182818....., y

H = Distancia del recorrido del drenaje.

Si la presión de poro es medida en la base impermeable la presión de poro del agua esta en relación a la ecuación.

$$\frac{u_d}{p} = \frac{16}{\pi^3 T} \sum_{m=0,\dots}^{\infty} (-1)^m \frac{1}{(2m+1)^3} (1 - e^{-y}) \quad (3)$$

Donde:

$$y = \frac{(2m+1)^2 \pi^2 T}{4}$$

u<sub>d</sub> = Presión de poro en la base impermeable.

La expresión superior muestra una relación única entre la relación de u / p y el factor tiempo T. Que resulta de esta prueba (CRL) cuando se somete a la relación u / p, lo que hace posible determinar la correspondencia entre el factor tiempo T, así entonces el coeficiente de consolidación puede ser determinado como sigue:

$$C_v = \frac{T \cdot H^2}{t} \quad (4)$$

Aboshi y otros investigadores también desarrollaron los métodos que determinan el porcentaje del esfuerzo efectivo en la muestra para completar esto la relación entre el porcentaje del grado de consolidación y el factor tiempo fue derivado de la siguiente forma:

$$U = 1 - \frac{1}{\rho H} \int_0^H u \delta z \quad (5)$$
$$U = 1 - \frac{32}{\pi^4 T} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^4} (1 - e^{-t})$$

Donde U es el porcentaje de el grado de consolidación lo que para cualquier factor dado de tiempo hay una correspondencia entre el porcentaje del grado de consolidación, de esto partimos que el porcentaje del esfuerzo efectivo puede ser calculado usando la expresión siguiente;  $\bar{p}' = p U'$ , donde  $\bar{p}'$  es el porcentaje del esfuerzo efectivo.

#### 4.1.8.-Selección del Rango y Velocidad de Carga

Cuando se considera la selección de una velocidad de carga para obtener buenos resultados con el consolidómetro (CRL), es importante que la velocidad seleccionada genere presiones de poro de una magnitud apropiada.

Si la velocidad de carga es muy amplia, la presión de poro en la base impermeable se eleva tanto que la propia distribución del esfuerzo efectivo en el espécimen no puede ser mantenida, si por otra parte, la velocidad de carga es muy pequeña, el exceso de la presión de poro generado en la base impermeable de la muestra, puede ser muy pequeño para poder ser medido adecuadamente, llevando a errores en los resultados.

Gorman *et al* sugirió que para la prueba de deformación constante (CRS) la presión de poro debe ser de por lo menos (7 kPa) ó (1 psi) y no debe excederse del 30 % al 50 % del valor del esfuerzo aplicado en ningún momento durante la prueba.

Smith y Whalls obtuvieron buenos resultados con sus pruebas de (CRS) hasta que la presión de poro excedió el 50 % de la carga aplicada. Wissa reporto buenos resultados en sus investigaciones sobre las pruebas de (CRS) si la presión de poro se mantenía en un rango de 2 % a 5% de la carga aplicada.

Aboshi *et al* en sus discusiones de la prueba (CRL), declararon que la presión de poro debe durar lo suficientemente para ser medida adecuadamente, pero no tanto para que afecten y disturben la uniformidad del esfuerzo efectivo en el espécimen. Estos criterios dan un suficiente espectro en la selección satisfactoria de la velocidad de carga para la prueba (CRL), la Fig (104) obtenida en base a la experiencia con la prueba (CRL), muestra los medios para la selección de un rango adecuado en la velocidad de carga, así los datos obtenidos en las pruebas realizadas, y presentadas en este capítulo, muestran una buena comparación entre los resultados de las pruebas (CRL) y (STD), con la presión de poro entre un 3 % y 34 %, y en base a las referencias citadas en los párrafos anteriores, que relaciones de hasta un 50 % pueden producir resultados aceptables.

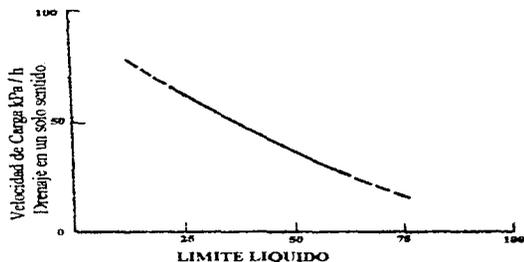


Fig. 105.- Velocidad de carga v.s. limite liquido.

#### 4.1.9.-Resultados y Discusiones

Dos tipos de suelo, con CI (arcilla inorgánica de baja a media plasticidad) y CH (arcilla inorgánica de alta plasticidad), fueron probados, los especímenes fueron remoldeados para acercarse lo más posible a su valor de peso seco máximo y contenido óptimo de agua, determinados en el laboratorio. La tabla ( 15 ) nos da las condiciones a las cuáles los diferentes especímenes fueron colocados, las velocidades de las cargas de las pruebas de carga continua y el tipo de prueba realizada en cada espécimen.

Por lo menos dos especímenes de cada muestra fueron probados usando cada método y las gráficas de la relación de vacíos contra log de esfuerzo efectivo fueron comparadas. Tres especímenes de material CH fueron probados en el consolidómetro de carga continua a dos diferentes velocidades de carga, como un indicador preliminar de los resultados de cualquier posible efecto de la velocidad de la carga en la relación de vacíos contra log del esfuerzo efectivo.

Todos los especímenes de prueba mostraron características expansivas mientras eran saturados, sin embargo, el esfuerzo normal en especímenes en particular, fue incrementado para evitar que se expandieran más allá de su altura inicial. Después de que el proceso de saturación fue completado, se comenzó con el ciclo de carga.

En las figuras (107) a la (110), se muestran las curvas del tiempo de consolidación de los especímenes probados, en el consolidómetro convencional (STD), generalmente el fin de la consolidación primaria para cargas de aplicación altas, no ocurrió hasta después de (10000seg). También para el material CH, a grandes cargas de aplicación el fin de la consolidación primaria puede que no se haya alcanzado, de acuerdo con las gráficas, incluso a ( 80 000 seg )

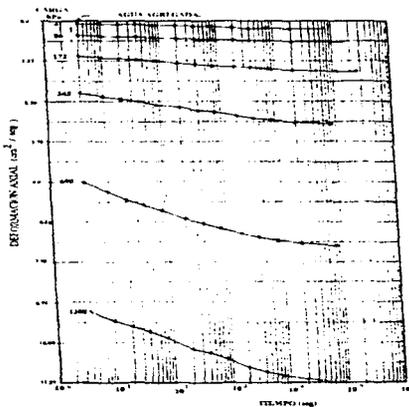


Fig.- 107.- Curvas para el tiempo de consolidación para el espécimen 1C

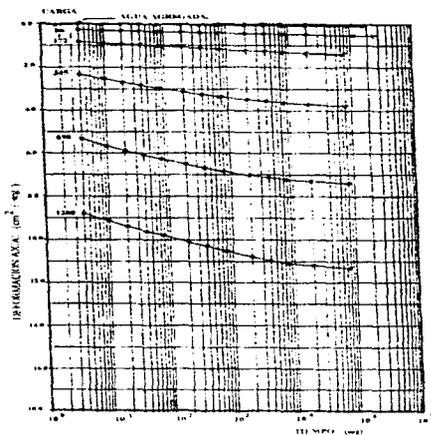


Fig.- 107 y 108.- Curvas para el tiempo de consolidación para el espécimen 1D

TABLA 16- Condiciones de Prueba

Especímenes	Clasificación	Tipo de Prueba	Relación de Vacíos	Peso Seco $kN/m^3$	Contenido de Humedad	Velocidad de Carga $kPa/h$
1A	CL	CRL	0.580	16.49	15.8	55.2
1B	CL	CRL	0.581	16.49	15.8	55.2
1C	CL	STD	0.594	16.37	15.8	—
1D	CL	STD	0.588	16.43	15.8	—
2A	CH	CRL	0.887	14.14	15.0	34.5
2B	CH	CRL	0.887	14.14	15.0	20.7
2C	CH	CRL	0.887	14.14	15.0	20.7
2D	CH	STD	0.952	13.67	15.0	—
2E	CH	STD	0.896	14.08	15.0	—

Las figuras (109) y (110) respectivamente muestran las gráficas de el coeficiente de consolidación contra log de esfuerzo efectivo para los materiales CL y CH, en la Fig (109) los resultados de la prueba (CRL) se comportan relativamente bien, dondequiera que los resultados de la prueba convencional (STD) variaban considerablemente, adicionalmente, solamente unas cuantas pruebas de carga (Las tres o cuatro mas grandes, dependiendo de la prueba), de los resultados producidos del método estándar pueden ser analizados propiamente utilizando las técnicas convencionales.

La fig. (110) muestra las gráficas mencionadas para el material CH. Los resultados de la prueba (CRL) se comportan bien, así como los resultados de la prueba (STD). Solamente unas pocas pruebas de carga (las tres mas grandes) del método estándar, producen resultados que pueden ser analizados propiamente usando técnicas clásicas, pero los resultados obtenidos fueron casi idénticos a los obtenidos con el método (CRL).

La tabla (16) nos da una comparación del índice (Cc) y el índice de rebote (Crb), algunas veces utilizado para aproximar el índice de recompresion) para cada espécimen del suelo, como se puede ver de la tabla, hay generalmente una buena concordancia, entre los resultados del índice (Cc), con los resultados de la prueba convencional, siendo en algunas partes grandemente sobrepasados, sin embargo, estas diferencias no son grandes, y puede que no sean significantes.

Hay considerable diferencia entre los resultados (Crb) de las pruebas estándar (STD) y la prueba (CRL), estas diferencias se deban probablemente al método de prueba usado, las razones por las que se da y el significado de estas diferencias debe ser investigado.

Todos los especímenes fueron cargados a aproximadamente 1380 (kPa) ó (200 psi) y después descargados para obtener las curvas de expansión. La Fig (111) muestra aproximadamente cuanto tiempo fue requerido para completar el ciclo de carga y descarga para cada prueba, como se puede ver, hay una diferencia significativa entre el

tiempo requerido para completar una prueba (CRL) y una prueba estándar (STD). Además, se debe notar que el consolidómetro (CRL) utilizado, es de drenaje en una sola dirección, (ya que las presiones de poro fueron medidas en la parte inferior del espécimen) , mientras que el consolidómetro estándar (STD) es de doble flujo. Si el consolidómetro (CRL) se ha usado para un doble drenaje (para el cual tiene la capacidad), la velocidad de carga puede ser incrementada en un factor de cuatro.

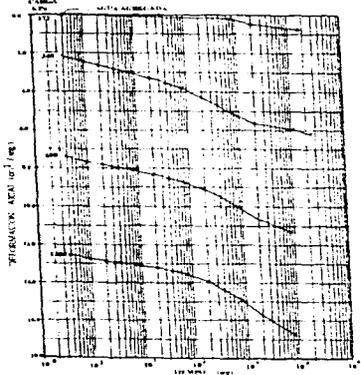


Fig. 109.- Coeficiente de consolidación v.s. log de esfuerzo efectivo graficado para un material CL.

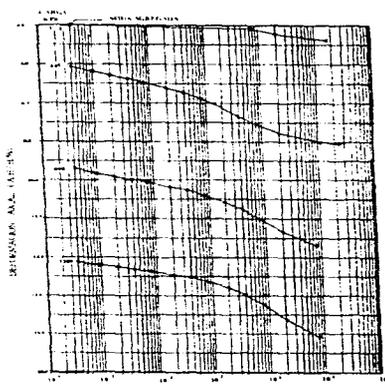
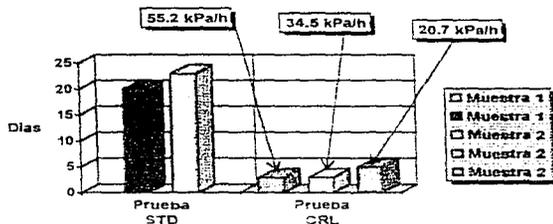


Fig. 110.- Coeficiente de consolidación v.s. log de esfuerzo efectivo graficado para un material CH

Tabla 17.- Compresión (Cc) y expansión (Crb)

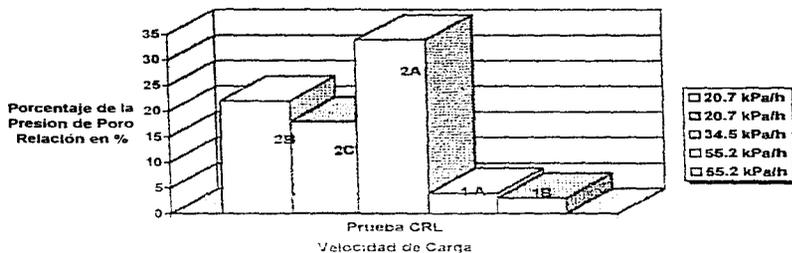
Espécimen	Clasificación del suelo	Método de Prueba	Cc	Crb
1A	CL	CRL	0.18	0.012
1B	CL	CRL	0.21	0.013
1C	CL	STD	0.22	0.022
1D	CL	STD	0.21	0.022
2A	CH	CRL	0.27	0.029
2B	CH	CRL	0.28	0.033
2C	CH	CRL	0.29	0.035
2D	CH	STD	0.35	0.065
2E	CH	STD	0.33	0.075

Fig 111 .- Porcentaje de tiempo, en días, para carga/descarga en un espécimen.



La figura (111) muestra la relación del porcentaje de la presión de poro (el valor promedio de la carga normal entre el exceso de la presión de poro) desarrollado a través de cada una de las pruebas (CRL). Los especímenes (2A, 2B y 2C) desarrollaron presiones de poro lo suficientemente grandes para ser adecuadamente medidas, pero no lo suficiente como para perturbar la distribución del esfuerzo efectivo a través de la muestra. Otros investigadores han obtenido resultados satisfactorios en pruebas, con relaciones de presión de poro arriba de un 50 %. El exceso de presión de poro que se desarrolló mientras se probaban los especímenes (1A y 1B) con una velocidad de carga de (55.2 kPa/h) o (8 psi) por hora, no fueron muy altos, estos especímenes no pudieron ser probados a velocidades de esfuerzo mas rapidas y las pruebas se completaron incluso antes.

Fig 112 .- Porcentaje de la relación de presión de poro desarrollado durante la prueba.



La figura (115 a) compara las curvas de la relación de vacíos contra log de esfuerzo efectivo generados de cada uno de los resultados de cada método de prueba para la

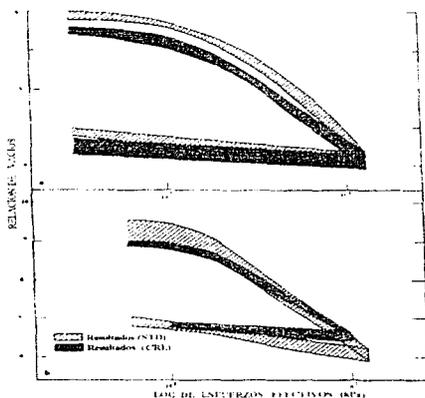
muestra 1. La forma de las curvas y el rango superior de los valores son muy similares. Los resultados de la prueba (CRL), sin embargo, son de alguna forma menores que los resultados de la prueba convencional (STD), lo cual se pueda deber a la densidad inusualmente alta (relación de vacíos baja) de los especímenes de la prueba (CRL). (Tabla 12)

La figura (115b) compara las curvas de la relación de vacíos contra log de esfuerzo efectivo generadas de los resultados de cada método de la muestra (2). Las variaciones de los resultados de las pruebas (STD) y (CRL) se deben en su mayor parte a las diferencias en sus propiedades índice (tabla 16) de cada espécimen. El rango de los resultados de la prueba (CRL) es mas pequeño y probablemente es debido a que es colocado a condiciones casi idénticas.

Debido a las limitaciones físicas del consolidómetro (CRL), los especímenes (2A, 2B y 2C) no pudieron ser cargados a un esfuerzo efectivo de aproximadamente (1100 kPa) ó (160 psi) en la figura (115). Sin embargo, ya que las presiones de poro generadas durante la prueba en los especímenes (1A y 1B) fueron mas pequeñas, fue posible cargar estos especímenes a un esfuerzo efectivo de aproximadamente (1380 kPa) ó (200 psi).

Las figuras (116 a y 116 b) muestran que la variación entre los resultados de las pruebas en el mismo material usando diferentes métodos no es muy grande y esta dentro de lo normal. Con esto en cuenta, y considerando el poco tiempo que toma para realizar las pruebas de consolidación (CRL), el consolidómetro (CRL) y el procedimiento de prueba descritos en este capítulo, ofrecen una alternativa muy atractiva sobre la prueba convencional (STD)

Fig. 115.- Comparación de los rangos de resultados entre una prueba (STD) y (CRL)



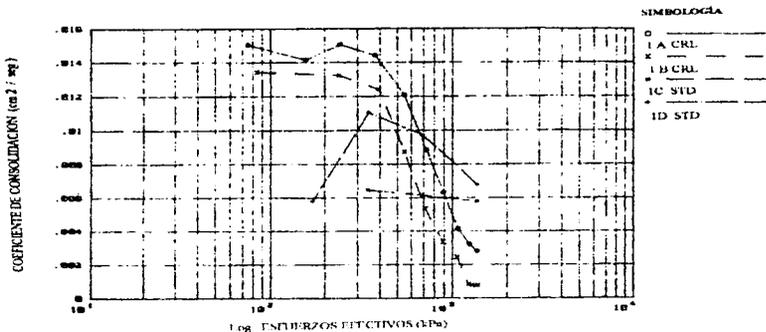


Fig. 116.- Gráfica del coeficiente de consolidación v.s. log de esfuerzo efectivo para el material CL:

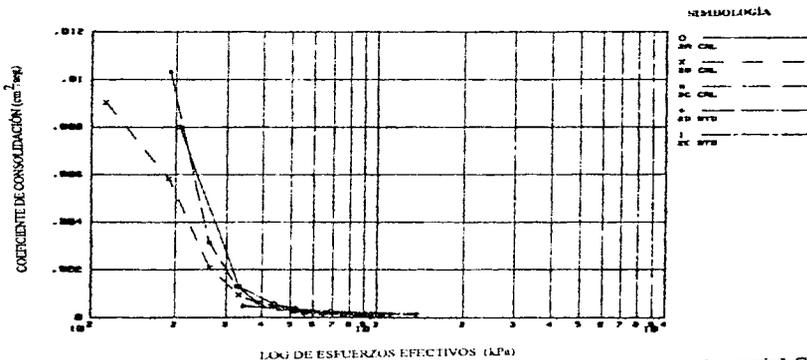


Fig. 116b.- Gráfica del coeficiente de consolidación v.s. log de esfuerzo efectivo para el material CH:

#### **4.1.10.-Conclusiones.**

Hay diferencias significantes en el tiempo requerido para completar la prueba de consolidación , dependiendo del tipo de aparato ,equipo utilizado y tipo de prueba, el tiempo requerido para completar una prueba convencional (STD) varia de entre dos a cinco semanas, dependiendo del numero de incrementos de carga y tipo de suelo.

El tiempo requerido para completar una prueba (CRL) depende de la selección del rango del esfuerzo y de la compresibilidad y la permeabilidad del suelo, la prueba (CRL) cuyos datos se muestran en este capitulo, requiere de aproximadamente de dos a cinco días para ser completada, lo cuál ofrece muchos beneficios.

Adicionalmente, si el consolidómetro (CRL) es usado para el doble drenaje (para lo cual tiene capacidad), los tiempos para completar la prueba pueden ser incluso menores. El significado de / y las razones para la diferencia entre los valores de  $C_{rb}$  de la prueba (CRL) y la prueba (STD) deben ser evaluadas.

Ya que existe una concordancia entre los resultados fundamentales de las pruebas (CRL) y (STD), se puede concluir que están dentro de limites razonables, el consolidómetro (CRL) y el procedimiento de prueba descritos en este capitulo ofrecen una alternativa a la prueba estándar (STD)

# CONCLUSIONES



## **V.- Conclusiones.**

Toda obra de ingeniería provoca una reacción en el medio que la rodea, en el terreno de apoyo esta respuesta se manifiesta físicamente por medio de una deformación, que se presenta durante la ejecución de la obra y/o a partir de la terminación de la misma; la deformación se genera por el cambio del estado de esfuerzos producido por la obra de ingeniería. Dado que este fenómeno es de suma importancia, en este trabajo se estudian algunas teorías que describen la deformación de los suelos

En el capítulo I, introducción, se hace una recopilación de las características de las arcillas y de sus propiedades. Se hace también un planteamiento para entender el significado de las ecuaciones fundamentales de la mecánica de suelos, que gobiernan el fenómeno de la consolidación unidimensional, se discuten los enfoques utilizados en el estudio de la consolidación de los suelos, resaltando la relación entre campo y laboratorio. Se describen las diferentes pruebas que existen para estudiar la consolidación unidimensional las cuáles son una parte esencial de esta tesis

En el inciso I.2.- se estudia el modelo de Terzaghi, el modelo de Terzaghi ampliado y la prueba de la consolidación unidimensional.

La teoría clásica de la consolidación primaria unidimensional de Terzaghi, se considera por lo general aceptable para describir el fenómeno de deformación volumétrica en suelos saturados, además esta teoría es básica en la mayoría de las investigaciones que se realizan en torno a la deformación de los suelos.

Además de producirse un cambio de volumen en el terreno de apoyo al deformarse este, también puede tener un cambio de forma; por ello se hace la presentación de la teoría de la consolidación secundaria, que considera que la deformación se manifiesta al provocar unacomodo de las partículas sólidas que constituyen la estructura interna del suelo, por ello en este trabajo se presentaron las hipótesis y expresiones que evalúan el fenómeno citado, además se describe el método para obtener los parámetros que intervienen en el cálculo de la deformación total.

- a) Para ello se estudiaron cuatro modelos de deformabilidad de arcillas: Terzaghi ampliado, Juárez Badillo (dos) y Zeevaert. Se señalaron las hipótesis, ventajas, limitaciones y métodos de ajuste de cada uno de ellos.
- b) Muchos autores han empleado funciones de tipo logarítmico para predecir los asentamientos por consolidación secundaria, ya que estas funciones pueden ajustarse adecuadamente a los asentamientos observados en el campo. En la mayoría de los casos se aprecia una velocidad de asentamiento alta al inicio, la cual disminuye con el tiempo, esto puede representarse con una ley logarítmica.
- c) Juárez Badillo establece el cambio de la escala de logarítmica a natural para evitar confusiones con su teoría en el segundo modelo.
- d) El modelo de Terzaghi ampliado y Zeevaert suponen un comportamiento logarítmico, con el tiempo, en la consolidación secundaria.

- e) El modelo de Zeevaert considera que la consolidación secundaria se lleva a cabo desde el inicio del proceso de la consolidación, el modelo de Terzaghi ampliado supone que la compresión secundaria se lleva a cabo al finalizar la consolidación primaria.
- f) Los modelos de Juárez Badillo toman en cuenta el estado de esfuerzos de la arcilla al momento de aplicar la carga, en base a este estado dependerá la aplicación de uno u otro modelo para el cálculo de la consolidación total de las arcillas, si este se encuentra normalmente consolidada, al momento de ser cargada, el agua del suelo toma la carga y por lo mismo tardará en ser liberada, por lo que el comportamiento primario influye más y se aplica su primer modelo, si la arcilla está preconsolidada el agua tarda muy poco tiempo en salir por lo que el comportamiento de la "consolidación secundaria" es el que influye en la consolidación, por lo cual se aplica su segundo modelo.
- g) Ninguno de los modelos estudiados toma en cuenta los esfuerzos cortantes que se generan en el ensaye de consolidación unidimensional, en la prueba del odómetro, por este motivo no es posible evaluar o predecir el valor del esfuerzo crítico con estos modelos.
- h) El programa presentado para el ajuste de curvas de consolidación basado en el modelo de Zeevaert a pesar de que facilita el ajuste de estas, todavía es algo rudimentario por el hecho de ser un control manual de las variables del modelo para lograr el mejor ajuste, además de que requiere de mucha memoria disponible.

En el capítulo II se estudia la prueba de consolidación a velocidad de deformación constante (CRS).

- a) Podemos concluir que es la prueba que en años recientes se ha estado experimentando con mayor interés
- b) Esta prueba se diferencia de la prueba (STD) por el hecho de que se aplica una velocidad de deformación controlada, un caso particular de esta condición es la velocidad de deformación constante (CRS), mientras que la prueba (STD) aplica la carga por medio de incrementos, de esta forma para que la prueba se desarrolle por completo se necesita de una a dos semanas, mientras que la prueba (CRS) se puede realizar hasta en 12 hrs. Mendoza *et al* (1996)
- c) Los resultados que se han presentado tanto de las investigaciones realizadas en el extranjero como las realizadas en el instituto de ingeniería demuestran que esta prueba puede sustituir a la prueba (STD), de consolidación unidimensional. La curva de compresibilidad de la prueba (CRS) esta mucho mejor definida que en la prueba (STD).
- d) El valor del coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) puede resultar un poco alto, para evitarlo se deben cuidar todas las características de la prueba, si se definen unos rangos aceptables de estas, el coeficiente de consolidación es casi idéntico al obtenido en la prueba (STD).

- e) Un factor importante en esta prueba es que la relación (u/p) ( presión de poro entre carga aplicada) debe estar dentro de un rango estable, generalmente no mayor de 30 % y no menor de 10%
- f) La forma para realizar la prueba (CRS) se ha dividido en dos teorías, la de deformaciones grandes y la de deformaciones pequeñas.
- g) En el instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. la investigación realizada por Mendoza *et al* (1996) se basa en la teoría de las deformaciones pequeñas propuesta por Smith y Whals (1969).
- h) La diferencia entre la teoría de deformaciones pequeñas y grandes es que esta última si toma en cuenta el efecto de la velocidad de deformación mientras que la teoría de deformaciones pequeñas no lo hace.
- i) La teoría de las deformaciones grandes propuesta por Wissa *et al* (1981) es la que presenta las mejores características para ser tomada como método para determinar la velocidad de deformación que se va a aplicar a una muestra.
- j) Ninguno de los modelos propuestos hasta la fecha, puede establecer como tomar en cuenta a la consolidación secundaria, la prueba (CRS), solamente proporciona datos mejores que la prueba (STD)

En el capítulo III se estudia la prueba de deformación a gradiente controlado, un caso particular de la prueba a velocidad de deformación controlada, se realiza el estudio de como influyen las cargas en la prueba de consolidación (STD), lo cual no se había podido determinar antes.

- a) Se sabe que al aplicar una carga por el método incremental (STD) , ésta influye directamente en el comportamiento de la muestra, puesto que si se deja más tiempo del necesario, la carga proporciona al suelo una mayor rigidez, lo que provoca que la carga siguiente tarde más en desarrollar las siguientes características del suelo, debido a que es imposible saber *a priori* la forma como influenciará la carga al suelo, este es una de las desventajas de la prueba (STD), por lo cual se diseñó la prueba de gradiente controlado para evitar esta situación.
- b) El exceso de la presión de poro que se genera al momento de aplicar una carga, se mantiene constante en el campo, por lo mismo para simular dichas condiciones se realiza la prueba de (CG).
- c) Para la realización de la prueba se selecciona una presión máxima a la cuál deberá ser sometido el espécimen en la base para simular las condiciones de campo.
- d) Se aplica una pequeña presión que genera un exceso de la presión de poro en ( $t_0$ ). Hasta que se establece un patrón parabólico, el cual se calcula con la ecuación (11), (este patrón es independiente del tiempo).
- e) Una vez establecido este patrón parabólico se marca el ( $t_1$ ) y se aplica la presión de la carga.
- f) Este patrón parabólico se debe mantener estable hasta que la presión total máxima se alcanza, ese momento queda definido por ( $t_1$ ), a partir de este tiempo

- la presión de poro comienza a disiparse, hasta que se alcance el valor de 0.1 de este incremento de la presión de poro, donde se marca el tiempo final de la prueba en ( $t_1$ )
- g) Durante la prueba se tienen dos coeficientes de consolidación, uno a partir de ( $t_1$ )( $C_v$ , inicio), y el segundo a partir de ( $t_2$ )( $C_v$ , disipación), los cuáles se calculan con la ecuación (12b).
  - h) Para el cálculo de la curva de la disipación de la presión de poro se utiliza el coeficiente de consolidación ( $C_v$ )(disipación) determinado por la ecuación (13), donde se toma en cuenta el coeficiente de consolidación ( $C_v$ )(inicio).
  - i) La prueba se completa de un día y medio a dos días.

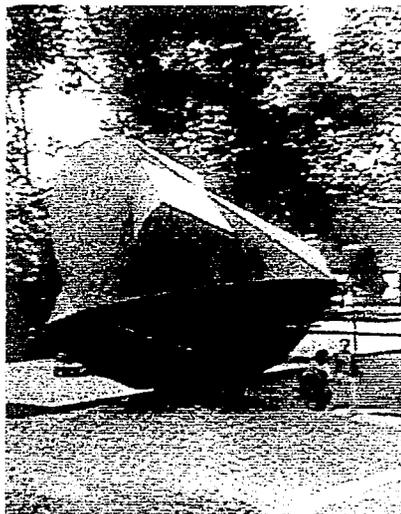
En el capítulo IV se presenta la prueba de la consolidación a carga continua (CRL).

- a) Dicha prueba fue diseñada para simular las características de cierto tipo de construcciones en ingeniería, como construcciones largas, terraplenes y presas.
- b) Al comenzar la prueba se aplica la contrapresión seleccionada para simular las condiciones de campo.
- c) Debe esperarse a que se disipen las condiciones de transición.
- d) Cuando estas condiciones se han disipado se aplica la carga.
- e) La concordancia entre los resultados de la prueba (CRL) y la (STD) también proporcionan una base para sustentar la validez de esta prueba.
- f) Para seleccionar las velocidades de deformación se utiliza el manual de la ASTM, se debe tener cuidado de mantener una relación de presión de poro entre carga aplicada ( $u/p$ ) dentro de un rango no mayor al 30 %.
- g) La prueba tarda entre dos y cinco días en ser completada.

Las pruebas de deformación controlada parecen ser la opción para el futuro, porque reducen el tiempo de prueba y permiten automatizar totalmente la aplicación de la carga y la adquisición de datos. Los problemas de interpretación de resultados pueden ser solventados si se establecen las condiciones adecuadas para la realización de la prueba y el empleo de una teoría adecuada.

Se concluye que este trabajo es el inicio del conocimiento de las nuevas teorías y modelos que se han propuesto para el estudio de la consolidación de los suelos finos saturados, la conjunción entre las nuevas formas de realizar la prueba de la consolidación, junto con los modelos que se han propuesto para el estudio de la consolidación, pueden ofrecer una herramienta de mucho mejores características para que el ingeniero de mecánica de suelos pueda predecir con mayor certeza los hundimientos a que se verá sometida una obra de ingeniería

# BIBLIOGRAFIA



## BIBLIOGRAFÍA

### A) DIRECTA

1. Armour Donald W., and Drnevich Vincent P. "Improved Techniques for the Constante-Rate-of-Strain Consolidation Test" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 170-183.
2. Crawford Carl B. "Interpretation of the Consolidation test" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol. 90 SM 5 September 1964 p.p.87-102
3. Crawford Carl B. " State of the Art: Evaluation and Interpretation of Soil Consolidation Tests." *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 71-103.
4. Gorman C.T., Hopkins T.C., Deen R.C., and Drnevich P." Constante-Rate of Strain and Controlled-Gradient Consolidation Testing" *ASTM Geotechnical Testing Journal* Vol 1 No 1 March 1978 pp 3-15.
5. Juárez Badillo E and Chen B " Consolidation Curves For Clays" (*ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division* ) Vol 109 No 10 October 1983 pp 1303-1312
6. Juárez Badillo "El fenómeno de la Consolidación Unidimensional" *Mechánica de Suelos Tomo I* pp 245-349.
7. Juárez Badillo E. " General Theory of Consolidation for Clays" *Anales de la División de Estudios de Posgrado (F.I. U.N.A.M. 1986* Coordinación y edición: Secretaria académica Auxiliar. Dr. Octavio Rascón Sánchez. y Dr. Gabriel Echavez Aldape.) pp.33-49
8. Juárez Badillo Eulalio " Thirty years of Secondary Consolidation in Sensitive Marine Clay: Discussion" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 28 (1991) pp. 466-467.
9. Juárez Badillo Eulalio " General equations for time effects on soils" Facultad de Ingeniería UNAM . División de estudios de posgrado. México D.F. 1985.
10. Juárez Badillo Eulalio. Comentarios personales en base a una entrevista, que me ofreció en Abril de 1997.
11. Kuantasai Lee "Consolidation With Constante Rate of Deformation" *Geotechnique* Vol 31 No 2 (1981) pp. 215-229.
12. Kuantasai Lee, Choa V, S.H. Lee and Quek H. " Constante Rate of Strain Consolidation of Singapore Marine Clay" *Geotechnique* Vol 43 No 3 (1993) pp. 471-488.
13. Lowe Jhon III, F. ASCE, Jonas Ernest, M. ASCE, and Obrician Vladimir, F. ASCE. "Controied Gradient Consolidation Test" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol 95 SM1 January 1969 pp.77-97.

14. Lowe John, III, F. ASCE, Zaccheo Philip F, M. ASCE, and Feldman Harvey S. "Consolidation Testing With Back Pressure" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol. 90 SM5 September 1964 pp. 69-86
15. Mesri G., Fong T.W., " Constante Rate of Strain Consolidation Testing of Soft Clays" *Libro de recopilaciones* pp. 49-59.
16. Olson Roy E. " State of the Art: Consolidation Testing" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*, (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 7-70.
17. Paniagua Zavala Walter Iván " Deformabilidad de arcillas, incluyendo compresión secundaria" *Tesis U.N.A.M. Tesis para Maestría Posgrado* 1989
18. Paniagua Zavala Walter Iván., y Jaime Alberto P. " Consolidómetro con medición de presión de poro" *Folleto de Divulgación* DEPEI U.N.A.M. D-94 México 1991
19. Rivera Constantino Rigoberto y Germán López Rincón " Deformabilidad en Suelos" *Apuntes* (F.I. U.N.A.M. 1996 División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica)
20. Rivera Constantino Rigoberto y Constantino Zea " Programa de computadora para el ajuste de curvas de consolidación" " *Apuntes* (F.I. U.N.A.M. 1996 División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica)
21. Sallfors Göran "New Oedometer Routines- Advantages in Engineering Practice" *Conferencia Internacional de Estambul 1977*, Vol I 1977 pp.129-136.
22. Schemertmann John S. Discussion of the "Interpretation of the Consolidation Test" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol91 SM2 March 1965 pp.131-135.
23. Smith Ronald E, A.M. Asce. and Wahls Harvey E, M. ASCE "Consolidation Under Constante Rates of Strain" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol. 95 SM2 March 1969 p.p. 519-539
24. Von Fay Kurt F., and Cotton Charles E." Constante Rate of Loding (CRL) Consolidation Test" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*, (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 236-256.
25. Wissa Anwar E. Z., A.M. ASCE, Christian John T, M. ASCE, Davis Edwaed H, and Heiberg Sigurd. "Consolidation at Constante Rate of Strain" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol 97 SM10 October 1971 pp 1393-1413
26. Zeevart Leonardo " Consolidation in the Intergranular Viscosity of Higly Compressible Soils" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*, (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 258-281

## BIBLIOGRAFÍA

### B) INDIRECTA

1. Bloomquist David. " Report on New Experimental Methods and Techniques" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 122-128.
2. Crawford C.B. " The Resistance of Soil Structure to Consolidation" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 2 No 2 March 1965 pp 90-115.
3. Crawford C.B. and Campanella G. " Comparison of Field Consolidation With Laboratory and in situ Tests" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 28 (1991) pp 103-112.
4. Crawford Carl B. " On the importance of Rate of Strain in the Consolidation Test " *ASTM Geotechnical Testing Journal* Vol 11 No 1 March 1988 pp 60-62.
5. Davis E. H., and Raymond G.P. " A Non-Linear Theory of Consolidation" *Geotechnique* Vol 15 No 2 June 1965 pp. 161-173.
6. Dubin Bernard and Moulin Gérard " Influence of a Critical Gradient on the Consolidation of Clays" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 354-377.
7. Ducasse Pierre., Mieussens Claude., Moreau Michel., and Soyez Bertrand. " Odometric Testing in the Laboratories des Ponts et Chaussées, France." *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 282-298.
8. Jean-Pierre Magnan, Claude Mieussens, Bertrand Soyez et Jean Vautrain. Essais oedométriques "Méthodes D'essai LPC" *Ministère de l'Équipement, Du Logement et Des Transports Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* No 13 (Juillet 1985)
9. Kabbaj Moislam., Oka Fusao., Leroueil Serge and Tavenas Francois " Consolidation of Natural Clays and Laboratory Testing" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 378-404.
10. Kabbaj, M. Tavenas, F, and Leroueil S. "In Situ and Laboratory Stress-Strain Relationships" *Geotechnique* Vol 38 No 1 (1988) pp.83-100.
11. Koppula S.D. Comentarios sobre "Consolidation parameters derived from index test" *Geotechnique* Vol 35 No 3 (1985) pp 291-292.
12. Kuantasai Lee, Choa V, S.H. Lee and Quek H. Comentario sobre " Constante Rate of Strain Consolidation of Singapore Marine Clay" *Geotechnique* Vol 45 No 3 (1993) pp. 333-336.
13. Larsson Rolf and Sällfors Göran " Automatic Continuous Consolidation Testing in Sweden" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 299-328.

14. Leroueil S. and Kabbaj M. "General Discussion on Consolidation Theory and Testing" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892 R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 719-723.
15. Leroueil S. Kabbaj M. Tavenas F. and Bouchard R. "Stress-Strain-Strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays" *Geotechnique* Vol 35 No 2 (1985) pp 283-290.
16. Mesri G., M. ASCE and Choi Y.K. "Effective Stress-Strain Relation" *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division* Vol 113 Oct 1987 pp 1075-1085
17. Mesri Gholamreza, A.M. ASCE and Godlewski Paul M. "Time and Stress-Compressibility Interrelationship" *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division* Vol 103 GT5 May 1977 pp 417-430.
18. Mesri Gholamreza, A.M. ASCE, and Godlewski Paul M. "Time and Stress-Compressibility Interrelationship" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol 105 GT1 January 1979 pp.106-113.
19. Mesri Gholamreza, M. ASCE and Choi Y.K. "Settlement Analysis of Embankments on Soft Clays" *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division* Vol 111 No 4 April 1985 pp. 441-464.
20. Mohammed G., Kabir and Lutenegeger Alan J. "In Situ Estimation of the Coefficient of Consolidation in Clays" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 27 (1990) pp 58-67.
21. Monte J.L., and Krizek R.J. "One Dimensional Mathematical Model for Large-Strain Consolidation" *Geotechnique* Vol 26 No 3 (1976) pp495-510.
22. Murakami Yukitoshi "Excess Pore-Water Pressure and Preconsolidation Effect Developed in Normally Consolidated Clays of Some Age" *Soil and Foundations* Vol 20 No 4 December 1980 pp 148-149.
23. Murakami Yukitoshi "Excess Pore-Water Pressure and Preconsolidation Effect Developed in Normally Consolidated Clays of Some Age" *Soil and Foundations* Vol 19 No 4 December 1979. pp 17-29.
24. Nagaraj T.S., Pandian N.S. and Narasimha Raju, P.S.R. "Stress-State-Permeability Relations for Overconsolidated Clays" *Geotechnique* Vol 44 No 2 (1994) pp.349-352.
25. Nagaraj T.S., Pandian N.S. and Narasimha Raju, P.S.R. "Stress-State-Permeability Relations for Fine-Grained Soils" *Geotechnique* Vol 43 No 2 (1993) pp.333-336.
26. Nagaraj T.S. and Seinivasa Murthy B.R. "A critical reappraisal of compression index equations" *Geotechnique* Vol 36 No 1 (1986) pp 27-32.
27. Nagaraj T.S., and Srinivasa "Prediction of Compressibility of Overconsolidated Uncemented Soils" *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division* Vol 112 No 4 (1986b) pp. 484-488.
28. Narasimha Raju, P.S.R., Pandian N.S., and Nagaraj T.S. "Analysis and Estimation of the Coefficient of Consolidation" *ASTM Geotechnical Testing Journal* Vol 18 No2 (June 1995) pp 252-258.
29. Olson Roy E., M.ASCE, McDonald Vincent J. and Sterner James N. "Control of Deformation Rates in Soil Testing" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol 97 SM1 January 1971 pp.283-286.

30. Peters J.F. "Report on Consolidation Behavior" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 129-134.
31. Posada Bolívar, Sonia Cristina "Factores que afectan la prueba de la consolidación" *Teoría UNAM* 1985 Posgrado ACC 501708
32. Rochelle La P., Sarrilh J., Tavenas F., Roy M., and Leroueil S. "Causes of Sampling disturbance and design of a New Sampler for Sensitive Soils" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 18 No 1 (1981) pp 52-66.
33. Sandbaekken G., Berre T. and Lacasse S. "Odometer Testing at the Norwegian Geotechnical Institute" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 329-353.
34. Silvestri V. "Report on Theory and Laboratory Testing Requirements: Comparisons" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 115-121.
35. Silvestri V., Yong R.N., Soulié M., and Gabriel F. "Controlled-Strain, Controlled-Gradient, and Standard Consolidation Testing of Sensitive Clays" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 433-450.
36. Sils G.C., Hoare D.L., and Baker N. "An Experimental Assessment of the Restricted Flow Consolidation Test" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 203-216.
37. Tavenas F., Leblond P., Jean P., and Leroueil S. "The permeability of Natural Soft Clays. Part I: Methods of Laboratory Measurement" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 20 No 4 (1983) pp 629-644
38. Thevanayagam S., Chameau J.L., and Altschaeff "Some aspects of pressurement Test Interpretation in Clays" *Geotechnique* Vol 44 No 2 (1994) pp.319-334.
39. Umehara Yasufumi and Zen Kouki "Consolidation Characteristics of Dredged Marine Bottom Sediments With High Water Content" *Soil and Foundations* Vol 22 No 2 June 1982 pp.40-54.
40. Umehara Yasufumi and Zen Kouki "Constant Rate of Strain Consolidation for Very Soft Clayey Soils" *Soil and Foundations* Vol 20 No 2 June 1980 pp 79-95.
41. Von Fay Kurt F., Byers Jack G., and Kunzer Betsy A. "Desktop Computer Application for Consolidation Testing and Analysis" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation*. (ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 217-235.
42. Wissa Anwar E.Z., A.M. ASCE "Pore Pressure Measurement in Saturated Stiff Soils" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol 95 SM4 July 1969 pp 1063-1073.
43. Wu, T. H., Resendiz D. and Neukirchner R.J. "Analysis of Consolidation by Rate Process Theory" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol 92 SM6 November 1966 pp.229-248.

44. Yong Raymond N., and Townsend Frank C. " Consolidation Testing and Evaluation: Problems and Issues" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation.* (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 713-718.
45. Zeevaert Leonardo " Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils" *Anales de la División de Estudios de Posgrado (F.I. U.N.A.M. 1986* Coordinación y edición: Secretaria académica Auxiliar. Dr. Octavio Rascón Sánchez. y Dr. Gabriel Echavez Aldape.) pp.51-75.
46. Zen Kouki and Umehara Yasufumi " A New Consolidation Testing Procedure and Technique for Very Soft Soils" *Consolidación of Soils: Testing Evaluation.* (ASTM STP 892 , R.N. Yong and F.C. Townsend , Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986) pp 405-432.
47. Znidarcic D, Schiffman R.L. Pane V, Croce P, Ko H.Y, and Olsen H.W. "The Teory of one dimensional consolidation of satured clays: Part V, constante rate of deformation testing and analysis" *Geotechnique* .Vol 36 No 2 (1986) pp. 227-237.

## ANEXO 1

### EDGE/Magazine Feature

## Las cajetillas de cigarros de Terzaghi.

Karl Terzaghi utilizó cajetillas de cigarros para realizar la prueba de la consolidación mientras establecía el procedimiento definitivo para realizar la prueba de la consolidación unidimensional y definía su teoría de la consolidación. Este es el antecedente de dicha prueba, pero para entender a Terzaghi es bueno conocer este hecho.

En aquella época (la década de los 20's) las cajetillas de cigarros eran de metal. Las cajetillas de cigarros constituían de un contenedor que la gente utilizaba para guardar una dotación de cigarros. Estos eran vendidos en cajetillas de un tamaño de 8 por 10 cm los que se encendían en un extremo y se aspiraba el humo por el otro. lo que se hacía deliberadamente para transferir los gases (definidos desde aquellos tiempos como venenosos) dentro de los pulmones esto se hacía para hacer trabajar al cerebro menos eficientemente, ; esto era considerado gracioso en aquella época !. Casi todos los caballeros fumaban en aquellos días, por lo cual también Karl Terzaghi lo hacía. Cuando necesito una caja de metal no había nada más natural que utilizar estas cajas. De todos modos no podían tener un mejor uso que este.

---

© Copyright Mete Oner, 1997

## Anexo 2

Direcciones de Internet Consultadas.

<http://geotech.civen.okstate.edu/people/terzaghi2.htm>  
<http://www.civils.eng.ox.ac.uk/theses/lee.htm>  
<http://pumas.iingen.unam.mx/info-ii/a2/instal.htm>  
<http://www.asce.org>  
<http://geotech.civen.okstate.edu/eige>  
<http://www.network.compuServe.com>