



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**COMPORTAMIENTO VISCO-PLÁSTICO DEL SUELO EN  
PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN A VELOCIDAD DE  
DESPLAZAMIENTO CONSTANTE, APLICADAS A LA  
DETERMINACIÓN DE LA PERMEABILIDAD.**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

**EDGAR GIOVANNI PINZÓN FRANCO**

TUTOR:

**ING. JESÚS ALBERRO ARAMBURU**

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. GABRIEL AUVINET GUICHARD  
SECRETARIO: Dr. MIGUEL ROMO ORGANISTA  
VOCAL: Ing. JESÚS ALBERRO ARAMBURU  
1<sup>ER</sup>. SUPLENTE: Dr. EFRAÍN OVANDO SHELLEY  
2<sup>DO</sup>. SUPLENTE: Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM. MÉXICO DF

**TUTOR DE TESIS:**

---

ING. JESÚS ALBERRO ARAMBURU

*Dedico esta tesis a mi padre por enseñarme el valor de la honestidad y el trabajo duro y a mi madre por su dedicación y confianza para convertirme en el hombre que soy*

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el apoyo brindado durante el desarrollo de esta tesis, en especial al Ing. Jesús Alberro Aramburu por los conocimientos compartidos y su oportuna asesoría.

A los integrantes del jurado Dr. Gabriel Auvinet Guichard, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino y Dr. Miguel Romo Organista. Por sus valiosos aportes durante la revisión de la presente tesis.

Al personal del laboratorio de mecánica de suelos, encabezado por el M.I. Osvaldo Flores, por su colaboración en la planeación y realización de las pruebas.

A todos y cada uno de mis compañeros y amigos por su apoyo y compañía incondicional durante toda la maestría y muy especialmente a mi novia Cristina por enseñarme que la única forma de amar es volando.



## TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	GENERALIDADES.....	1
1.2	OBJETIVOS.....	3
1.2.1	Objetivo general.....	3
1.2.2	Objetivos específicos.....	3
1.3	ANTECEDENTES.....	4
2.	MARCO TEÓRICO.....	7
2.1	INTRODUCCIÓN.....	7
2.2	ENSAYES DE CONSOLIDACIÓN A VELOCIDAD DE DESPLAZAMIENTO CONSTANTE.....	8
2.3	TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN DE SUELOS DE TERZAGHI...	10
2.3.1	Generalidades.....	10
2.3.2	Hipótesis asumidas en la Teoría de Consolidación de Terzaghi.....	10
2.3.3	Desarrollo de la Teoría de Consolidación de Terzaghi.....	11
2.3.4	Limitaciones de la Teoría de Consolidación de Terzaghi.....	12
2.3.5	Aplicabilidad de la Teoría de Terzaghi en las pruebas VCD....	14
2.3.6	Cálculo del Coeficiente de Permeabilidad $k$ .....	14
2.4	MODELO M DE CONSOLIDACIÓN PARA SUELOS VISCO-PLÁSTICOS.....	15
2.4.1	Modelo de comportamiento Visco-Plástico en la fase sólida del Suelo.....	15

2.4.1.1	Proceso de carga.....	16
2.4.1.2	Proceso de descarga y recarga.....	18
2.4.2	Ecuación diferencial del proceso de consolidación.....	19
2.4.3	Procedimiento de análisis para pruebas VCD basado en el modelo M.....	21
3	EQUIPO EXPERIMENTAL Y PRUEBAS REALIZADAS.....	26
3.1	INTRODUCCIÓN.....	26
3.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	26
3.3	CELDA ROWE DE CONSOLIDACIÓN Y PRUEBAS DE PERMEABILIDAD.....	27
3.3.1	Generalidades.....	27
3.3.2	Ventajas de la Celda Rowe.....	28
3.3.3	Aplicaciones de la Celda Rowe.....	29
3.3.4	Descripción de la Celda Rowe.....	34
3.3.4.1	Dimensiones y componentes de la Celda.....	34
3.3.4.2	Montaje y conexiones.....	43
3.3.5	Manejo del equipo durante una prueba de consolidación VCD.....	44
3.3.5.1	Etapas de saturación.....	44
3.3.5.2	Etapas de medición del parámetro B de Skempton.....	52
3.3.5.3	Etapas de consolidación.....	53
3.3.6	Manejo del equipo durante una prueba de permeabilidad.....	54
3.3.7	Limitaciones y errores de la Celda Rowe.....	55
4	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	58

4.1	INTRODUCCIÓN.....	58
4.2	DESCRIPCIÓN DEL SUELO EN ESTUDIO.....	58
4.2.1	Características geotécnicas y geológicas generales.....	58
4.2.2	Ubicación, estratigrafía y propiedades.....	61
4.3	VELOCIDAD DE DESPLAZAMIENTO EN PRUEBAS VCD.....	63
4.3.1	Importancia de la velocidad de desplazamiento.....	63
4.3.2	Efecto de la velocidad de desplazamiento en la validez de la prueba.....	64
4.3.3	Selección de la velocidad de desplazamiento en pruebas VCD.....	65
4.4	COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	68
4.4.1	Velocidad de desplazamiento de las muestras.....	68
4.4.2	Variación del cociente $u_b / p$ .....	71
4.4.3	Relación esfuerzo deformación.....	74
4.4.4	Coeficiente de permeabilidad ( $k$ ).....	77
4.4.5	Comparación entre el $k$ calculado y el medido en pruebas directas.....	80
5	CONCLUSIONES.....	90
6	RECOMENDACIONES.....	93
7	REFERENCIAS.....	95
8	ANEXOS.....	99



## **RESUMEN**

En este trabajo se presenta la teoría “modelo M” (Alberro 2006), aplicada a pruebas de consolidación a velocidad de desplazamiento constante, con énfasis en la determinación de las características de permeabilidad del suelo del valle de México. En dicha teoría se toman en cuenta los efectos visco-plásticos en el suelo y el progresivo cambio de la geometría del estrato en el proceso de consolidación. Para el análisis de las características de permeabilidad, se realizaron pruebas de consolidación a velocidad de desplazamiento constante, alternadas con pruebas de permeabilidad directas, en un equipo Rowe ubicado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual fue instrumentado y adecuado para su correcto funcionamiento. Con dicho proceso se obtuvo un registro de puntos de cálculo (modelo M) y medición directa del coeficiente de permeabilidad. Los resultados fueron analizados en lo referente a la velocidad de desplazamiento, compresibilidad, validez de las pruebas y permeabilidad, considerando los factores que afectan a las mismas. Se incluyen las conclusiones del trabajo realizado y algunas recomendaciones que sirvan como guía para trabajos futuros, al igual que un instructivo sobre el manejo del equipo Rowe con el que se realizaron las pruebas.

## **ABSTRACT**

An application of the "Model M" (Alberro 2006) to consolidation tests with constant rate of displacement, emphasizing the determination of the permeability characteristics of the Mexico's Valley soil is presented in this work. This theory considers the viscous-plastic effects on the soil, and the progressive change of the strata geometry in the consolidation process. For the analysis of the permeability characteristics, consolidation tests with constant rate of displacement have been performed, alternated with permeability tests, in a Rowe Cell located at the Instituto de Ingeniería, UNAM, which has been instrumented and adapted for its proper functioning. From this process, a register of calculation ("M Model") and measured points of permeability coefficients was obtained. The results were analyzed in reference to the rate of displacement, compressibility, test validity and permeability, considering all the factors that affect them. This thesis includes some conclusions of the work performed and some recommendations to be considered in future works, as well as a user's guide for the operation of the Rowe Cell used to carry out the tests.

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 GENERALIDADES

Uno de los problemas más estudiados en la ingeniería civil, más exactamente en el campo de la geotecnia, se refiere a la obtención de las propiedades hidráulicas del suelo y su aplicación a obras civiles. El gasto de agua a través de medios porosos, de gran interés en la mecánica de suelos se encuentra gobernado por la ley de Darcy, la cual define el caudal  $Q$  considerando el coeficiente de permeabilidad  $k$ , el área transversal  $A$  del suelo, y el gradiente hidráulico  $i$ .

$$Q = \frac{dV}{dt} = kAi$$

La permeabilidad en suelos se representa con el coeficiente de permeabilidad, el cual es una constante física de proporcionalidad que corresponde a la velocidad  $V$  del agua a través de un suelo, cuando ésta se encuentra sujeta a un gradiente hidráulico unitario; el valor resultante indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través del suelo.

La correcta determinación del coeficiente de permeabilidad en el suelo es importante para aplicaciones en obras de geotecnia que involucren flujo de agua, entre éstas se destacan obras como las presas, terraplenes, cálculo de asentamientos a largo plazo, obras ambientales etc. Existen procedimientos directos e indirectos para la obtención de  $k$ , los cuales pueden ser usados convenientemente según el tipo de suelo.

Por medio de las pruebas de consolidación pueden calcularse de forma indirecta las características de permeabilidad del suelo, siendo este tipo de práctica la más adecuada para obtener el coeficiente de permeabilidad de suelos

finos, ya que en la obtención de forma directa, los tiempos de ensaye son muy extensos ocasionando que los errores por variación de temperatura y evaporación sean considerables.

Las pruebas de consolidación unidimensional en el laboratorio se efectúan tradicionalmente por medio de incrementos de carga secuenciales; este método conocido como "ECI", Esfuerzo Controlado Incremental, requiere una cantidad de tiempo considerable que puede variar de 1 ½ a 2 semanas por prueba, en el caso de la arcilla del Valle de México. Teniendo esto en cuenta se ha creado un método alternativo que permite realizar las pruebas en periodos de tiempo más cortos, este tipo de prueba es conocido como "VCD", Velocidad Constante de Desplazamiento, y permite realizar las pruebas de consolidación en periodos de tiempo de 2 a 3 días, para estos materiales.

El método VCD consiste básicamente en cargar una probeta de suelo a velocidad de desplazamiento constante, esto se logra por medio del registro continuo del valor del desplazamiento axial de la muestra, al igual que el valor del esfuerzo efectivo aplicado, el cual puede obtenerse regulando el esfuerzo total impuesto al suelo y midiendo de forma constante la presión de poro generada en la base del anillo de consolidación, advirtiendo que el espécimen es drenado en su parte superior.

Se han desarrollado varios procedimientos de análisis de los resultados de las pruebas VCD, para la obtención de las características de permeabilidad y compresibilidad del suelo, siendo constante en la mayoría de ellos el uso de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, la cual presenta algunas discrepancias con el comportamiento del suelo medido ya sea en el campo o en el laboratorio, heredadas de hipótesis simplificadoras del comportamiento del mismo.

Considerando lo anterior, con el fin de realizar un análisis más preciso de los resultados obtenidos con respecto a la permeabilidad, en esta investigación se empleará un procedimiento de análisis basado en una teoría (modelo M, Alberro 2006) en la cual se toman en cuenta los efectos visco-plásticos en el suelo y el paulatino cambio de la geometría del estrato en el proceso de consolidación. Los resultados serán comparados con pruebas directas de permeabilidad analizando la correspondencia entre los resultados experimentales con los teóricos.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo General**

El objetivo del presente trabajo es analizar el proceso de consolidación unidimensional enfocado en la obtención de las características de permeabilidad en las arcillas del Valle de México, por medio de un modelo teórico llamado el modelo M, y su correlación con mediciones realizadas en pruebas de laboratorio, con el equipo celda Rowe.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- ✓ Realizar una serie de pruebas de consolidación tipo VCD en muestras extraídas en la zona de lago del Valle de México, usando como herramienta el equipo de consolidación Rowe, el cual fue instrumentado y puesto en funcionamiento en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
  
- ✓ Comparar el coeficiente de permeabilidad calculado a partir de los resultados de las pruebas VCD en los suelos considerados, con el coeficiente medido en pruebas de permeabilidad directas, realizadas en el equipo Rowe.

- ✓ Elaborar un documento en el cual se consignen los resultados de las pruebas realizadas y el análisis de los mismos, al igual que aspectos como la metodología y marco teórico utilizados para la realización de dichas pruebas. Al final del documento se presentaran las conclusiones del trabajo realizado y algunas recomendaciones que sirvan como guía para trabajos futuros. Teniendo en cuenta que se realizó la adecuación de un nuevo equipo se anexa un escrito que sirve como instructivo referente a su manejo, en el cual se encuentren los aspectos más relevantes del mismo.

### 1.3 ANTECEDENTES

A continuación se presenta el desarrollo histórico que han tenido las pruebas de consolidación VCD, para la determinación de las propiedades de permeabilidad y compresibilidad en suelos:

Los primeros en plantear la realización de las pruebas VCD fueron Hamilton y Crawford en 1959. En su estudio presentaron resultados de pruebas VCD sin medición de presión de poro, en los cuales evidenciaron una compresibilidad menor a la observada en pruebas ECI.

En 1964 Crawford realizó una serie de ensayos VCD con medición de presión de poro, enfocando su análisis al estudio de la influencia de la velocidad de desplazamiento en la curva de compresibilidad. Un año después el mismo Crawford expuso los resultados de pruebas VCD, en las cuales calculó el esfuerzo efectivo medio como el esfuerzo total menos la mitad del valor de la presión de poro medida en la base, a diferencia de Wahls y De Godoy, que lo calcularon como el total menos  $2/3$  de la presión de poro en la base, en su trabajo publicado el mismo año.

Fue en 1969 cuando Smith y Wahls presentaron el primer procedimiento de análisis para los ensayos VCD basado en hipótesis propias de la teoría de consolidación de Terzaghi. En el procedimiento se introdujo un modelo matemático que establece una relación entre la presión de poro media en el espécimen y la medida en la base. Este nuevo planteamiento permitió la obtención del coeficiente de consolidación  $c_v$  y el coeficiente de permeabilidad  $k$ .

Otros procedimientos posteriores al de Smith y Wahls fueron expuestos, como el de Wissa *et al* (1971) en el cual incorporó a su análisis el efecto de un periodo de transición en el que la presión de poro en la base se ajusta a la velocidad de desplazamiento hasta llegar al equilibrio. El procedimiento de Wissa es ahora utilizado como estándar según la norma ASTM D4186 (1989). Umehara y Zen (1980) y Lee (1981) utilizaron el método de las diferencias finitas como solución a sus procedimientos, en los cuales consideraron el efecto de las deformaciones grandes en su estudio.

Otros aportes fueron realizados sobre el tema por Janbú *et al.* (1981), Leroueil (1983), Mesri y Choi (1984) y Larsson y Sällfors (1986), en los cuales se advirtió cómo al disminuir la velocidad de deformación, la carga de preconsolidación disminuía también, lo cual ratifica observaciones anteriores.

Mesri y Feng (1992) presentaron un procedimiento aplicable a los ensayos VCD, para corregir los efectos de la velocidad de desplazamiento en las curvas de compresibilidad; sumado a esto, desarrollaron un procedimiento de análisis para dichas pruebas en el que se destaca la obtención del coeficiente de permeabilidad, el cual luego se evaluó por medio de pruebas directas para su correspondiente comparación.

Con el objetivo de implantar las pruebas de consolidación tipo VCD en México, Mendoza presentó en la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos en

---

Morelia (1996), los resultados de un programa experimental de pruebas VCD realizadas en arcillas del Valle de México. Para el análisis de los ensayos fue utilizado el procedimiento de Smith y Wahls. Cabe resaltar que fue construido un equipo especial que tuviera los requerimientos necesarios para las pruebas.

Debido a las ventajas que ofrecen, las pruebas VCD han sido estudiadas desde 1959 a la fecha. Muchos estudios y ensayos han sido realizados sin que aun se disponga de una teoría unificada o método de análisis para dichas pruebas, por lo cual se continúa con su estudio. Es importante recalcar que los procedimientos planteados presentan limitaciones al asumir hipótesis poco realistas sobre el comportamiento del suelo, lo cual conlleva a imprecisiones en el análisis de los resultados.



## 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1 INTRODUCCIÓN

La determinación de los parámetros de compresibilidad y permeabilidad en suelos se efectúa por medio de ensayos de consolidación en laboratorio, siendo el ensaye por incrementos de carga ECI el más utilizado en México.

En los ensayos ECI se aplican entre 6 a 8 incrementos de carga a un suelo confinado lateralmente por un anillo, permitiéndole sólo la deformación axial, por medio de la cual se analiza la respuesta del suelo ante la carga aplicada. Cada incremento tiene una duración tal que se permita la disipación de la presión de poro generada.

Dicho espacio de tiempo por lo general, se considera igual a 24 horas cuando no se cuenta con un registro de la presión de poro en la base del espécimen, que permita establecer la disipación de la misma, de lo contrario esto puede establecerse obteniéndose tiempos de disipación aun mayores para algunos incrementos. En general los resultados de una prueba ECI, sumando a la labor experimental los cálculos y graficación de resultados pueden tardar de 2 a 3 semanas.

Debido a la duración de las pruebas ECI se han creado técnicas alternativas como las pruebas de velocidad constante de desplazamiento VCD, en las cuales en periodos de tiempo más cortos pueden obtenerse los parámetros de compresibilidad y permeabilidad del suelo.

El estudio teórico y los procedimientos de análisis de las pruebas de consolidación tipo VCD se remontan a finales de los 50s; desde entonces a la

fecha se han realizado varios estudios sobre el tema sin que hayan sido obtenidos resultados totalmente concluyentes.

En este capítulo se presenta un procedimiento de análisis para las pruebas VCD, basado en la teoría de consolidación modelo M, (Alberro 2006), el cual fue utilizado para analizar los resultados de los ensayos realizados en el presente trabajo.

## **2.2 ENSAYES DE CONSOLIDACIÓN A VELOCIDAD DE DESPLAZAMIENTO CONSTANTE**

El principio básico de los ensayos a velocidad de desplazamiento constante VCD, consiste en aplicar una presión axial al suelo de forma tal que se deforme verticalmente manteniendo una relación constante entre el desplazamiento de la cara superior de la muestra y el tiempo.

Para lograr una relación constante entre desplazamiento y tiempo se requiere que haya una regulación de la carga aplicada que permita que ésta varíe dependiendo del desplazamiento del suelo; por esto la compresión del espécimen se lleva a cabo de forma mecánica por medio de una máquina de compresión y una celda de fuerza que registra la carga con la que reacciona el suelo, o de forma hidráulica por medio de un regulador que administra la presión aplicada.

Las mediciones del desplazamiento y la presión de poro en la base de la muestra se llevan a cabo por medio de transductores, lo cual permite lograr una relación entre la lectura del desplazamiento y la carga aplicada por el regulador. A su vez se logra el registro continuo del esfuerzo efectivo, restando al esfuerzo total registrado la presión de poro medida en la base de la muestra. En la figura 2.1 puede apreciarse un esquema idealizado de una prueba tipo VCD.

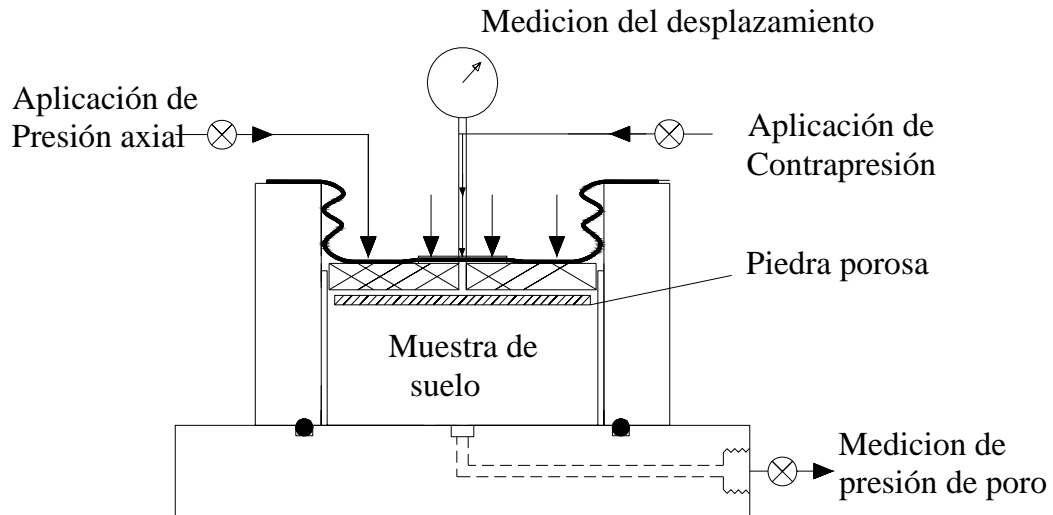


Figura 2.1 Esquema de una prueba de consolidación tipo VCD

La saturación de la muestra puede garantizarse por medio del uso de contrapresión, la cual debe mantenerse durante toda la prueba.

Dadas las características de los ensayos tipo VCD y la necesidad de contar con exactitud en las mediciones, es recomendable automatizar la captura de datos y manejo de los mismos, con lo cual se facilita la labor experimental, se deja menos margen al error humano y puede realizarse un número muy grande de lecturas, generando registros continuos.

Algunos de los procedimientos utilizados para el análisis de los resultados de las pruebas VCD, tienen como base hipótesis simplificadoras del comportamiento del suelo propias de la teoría de consolidación de suelos de Terzaghi, por lo cual ésta será descrita brevemente en el siguiente inciso, haciendo un énfasis especial en las limitaciones de la misma.

## 2.3 TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN DE SUELOS DE TERZAGHI

### 2.3.1 Generalidades

Terzaghi (1923) describió la relación esfuerzo-deformación que experimentan los suelos finos cuando, estando saturados, son sometidos a un incremento de carga que cambia las condiciones de esfuerzos dentro de los mismos. Con lo cual Terzaghi definió el comportamiento de dichos suelos, como una relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos  $e$ .

Un cambio en el estado de esfuerzos en un suelo compresible produce un cambio en el volumen de los vacíos del mismo, y si dichos vacíos se encuentran llenos de agua se origina a su vez un cambio en el contenido de agua del suelo. Teniendo esto en mente, Terzaghi definió el fenómeno de consolidación como cualquier proceso en el cual se involucra un decremento en el contenido de agua de un suelo saturado, sin que se presente un reemplazo del agua por aire.

### 2.3.2 Hipótesis asumidas en la Teoría de Consolidación de Terzaghi

El objeto del estudio teórico realizado por Terzaghi para el fenómeno de consolidación unidimensional, consiste en determinar una ecuación en la cual los valores de la presión y la relación de vacíos puedan ser calculados en cualquier punto del espécimen, en cualquier tiempo en la consolidación y para cualquier espesor.

En el análisis realizado se llevaron a cabo simplificaciones y se asumieron las siguientes características del suelo en el proceso de consolidación (Terzaghi 1943):

- ✓ El suelo es homogéneo.

- ✓ El suelo está totalmente saturado.
- ✓ El agua y las partículas sólidas son incompresibles.
- ✓ Se cumple la Ley de Darcy para el flujo de agua.
- ✓ El coeficiente de permeabilidad  $k$  es constante
- ✓ El suelo se encuentra lateralmente confinado y los esfuerzos normales tanto efectivos como totales son iguales para todos los puntos de cualquier sección horizontal a través del estrato, y para cualquier etapa del proceso de consolidación.
- ✓ Se cumple el principio de esfuerzos efectivos.
- ✓ Las condiciones de frontera son constantes en su potencial, lo que se traduce en un espesor constante.
- ✓ Compresión y flujo unidimensional.

### 2.3.3 Desarrollo de la Teoría de Consolidación de Terzaghi

Con base en las hipótesis anteriores, siendo  $m_v$  el coeficiente de compresibilidad volumétrica y  $\gamma_w$  el peso específico del agua, se llega a la siguiente expresión que describe el proceso de consolidación unidimensional en suelos:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \mathbf{1}$$

La ecuación se simplifica denominando  $c_v$  como el coeficiente de consolidación y se expresa como  $c_v = k / \gamma_w m_v$ . Se convierte la ecuación en

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \mathbf{2}$$

La ecuación diferencial representa el proceso de consolidación unidimensional para estratos de arcilla. La solución a la misma depende de las siguientes condiciones de frontera (Taylor 1948):

- ✓ El drenaje es completo en la parte superior de la muestra
- ✓ El drenaje es completo en la parte inferior de la muestra
- ✓ El exceso de presión de poro inicial  $u_i$  es igual al incremento de presión

$$p_2 - p_1$$

Las expresiones matemáticas correspondientes a las condiciones de frontera planteadas son las siguientes:

- ✓ Para  $z = 0$ ,  $u = 0$
- ✓ Para  $z = 2H$ ,  $u = 0$
- ✓ Para  $t = 0$ ,  $u = u_i$

$H$  Representa la longitud máxima de la trayectoria del drenaje.

La solución a la ecuación diferencial es

$$u(z,t) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{u_i}{M} \left( \text{sen} \frac{2Mz}{H} \right) e^{-M^2 T} \quad 3$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

### 2.3.4 Limitaciones de la Teoría de Consolidación de Terzaghi

Las insuficiencias de la teoría de consolidación de Terzaghi se encuentran ligadas a las hipótesis simplificadoras en que se basa dicha teoría. Al utilizar estas hipótesis se asumen características del comportamiento del suelo que no se

cumplen en su totalidad, esto genera discrepancias en los resultados de la teoría con respecto tanto a la realidad en campo como en pruebas de laboratorio.

Algunas de las discrepancias más importantes se exponen a continuación:

- ✓ La disipación de la presión de poro generada por la carga superficial, al inicio del proceso, es en general significativamente más rápida que la calculada por medio de la teoría de Terzaghi.
- ✓ La velocidad con que ocurren los asentamientos superficiales no coincide con la calculada mediante la teoría de Terzaghi.
- ✓ En las curvas asentamiento-tiempo se presenta una deformación viscoplástica diferida del esqueleto sólido, este proceso conocido como consolidación secundaria no es explicable con la teoría de Terzaghi, en la cual la deformación sólo es función de las propiedades hidráulicas del suelo, su compresibilidad elástica y la magnitud de la carga aplicada.
- ✓ Las deformaciones no son estrictamente proporcionales al esfuerzo total aplicado, al término de un incremento de carga.

La teoría de consolidación de Terzaghi fue un gran adelanto en la mecánica de suelos, y aunque su trabajo presenta algunas inexactitudes, limitaciones y simplificaciones, su teoría sirvió como base para que otros investigadores, quizás con herramientas y adelantos tecnológicos superiores, desarrollaran teorías que se acercaran más a la realidad del comportamiento del suelo con el fin de mejorar el cálculo teórico de asentamientos y las características de la permeabilidad del suelo.

### 2.3.5 Aplicabilidad de la Teoría de Terzaghi en las pruebas VCD

Aunque algunos de los procedimientos de cálculo para las pruebas VCD están basados en hipótesis contenidas en la teoría de consolidación de Terzaghi, ésta en su forma original no es directamente aplicable a este tipo de pruebas.

La teoría de consolidación de Terzaghi está concebida de forma tal que la aplicación de la carga sea llevada a cabo por medio de incrementos sucesivos; en dichos incrementos la carga es mantenida constante durante un tiempo  $t$ , considerando constante en toda la prueba el coeficiente de permeabilidad  $k$  y el coeficiente de compresibilidad  $m_v$ . Debido a esto, dichos planteamientos no son adecuados para las pruebas VCD, teniendo en cuenta que en este tipo de pruebas tanto la aplicación de la carga como su crecimiento se presentan de forma continua, en oposición a los incrementos de carga propios de la prueba tradicional.

La ecuación que define las pruebas VCD, sin tener en cuenta los efectos viscoplásticos del suelo pero considerando un coeficiente  $m_{vi}$  variable con  $\sigma(u)$ , presión efectiva promedio en la muestra es:

$$\varepsilon(t) = \int_0^t m_v(u) \frac{d\sigma(u)}{du} du$$

### 2.3.6 Cálculo del Coeficiente de Permeabilidad $k$

Por medio de la teoría de Terzaghi se puede calcular el coeficiente de permeabilidad medio, que gobierna el flujo de agua durante el intervalo de compresión con un cierto incremento de carga, representado por una curva de consolidación.



Despejando  $k$  de la expresión para el factor tiempo y utilizando el  $t_{50}$  que garantiza un punto alejado del 0 y 100%, siendo  $a_v$  el coeficiente de compresibilidad y  $e$  la relación de vacíos se llega a la siguiente expresión para el cálculo del coeficiente de permeabilidad en una prueba de consolidación por incrementos:

$$k(cm/s) = \frac{a_v H^2 \gamma_w}{5(1+e)t_{50}}$$

La expresión anterior está basada en parámetros obtenidos de pruebas ECI con la teoría de Terzaghi, la cual como ya se ha comentado conlleva imprecisiones en el comportamiento del suelo que afectan los resultados de la misma. Teniendo esto en mente se han desarrollado otros métodos más adecuados para el cálculo del coeficiente de permeabilidad como las pruebas VCD, en las cuales dada la aplicación de la carga permiten que el cálculo de  $k$  sea más propicio y pueda realizarse en cualquier momento de la consolidación. Si a esto se le suma la utilización de una teoría más realista con respecto al comportamiento del suelo, se logran resultados confiables de los parámetros del mismo.

A continuación, con énfasis en obtener un procedimiento de análisis de pruebas VCD para el cálculo de  $k$ , se describe la teoría de consolidación modelo M (Alberro 2006), en la cual se toman en cuenta efectos visco-plásticos en el suelo y el paulatino cambio de la geometría del estrato en el proceso de consolidación.

## **2.4 MODELO M DE CONSOLIDACIÓN PARA SUELOS VISCO-PLÁSTICOS**

### **2.4.1 Modelo de comportamiento Visco-Plástico en la fase sólida del suelo**

Para caracterizar el desarrollo de las deformaciones en el esqueleto sólido del suelo, se propone un modelo Kelvin-Voigt, con la adición de una cremallera R, la cual permite el desplazamiento del elemento Voigt en un solo sentido (Fig. 2.2).

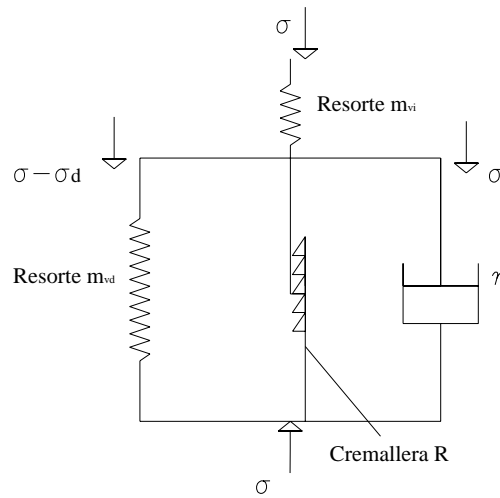


Figura 2.2 .Modelo Kelvin-Voigt, con cremallera R

Como puede apreciarse, se consideran en el suelo dos tipos de deformaciones, una que presenta de forma instantánea regida por el resorte 1 cuya constante es  $m_{vi}$ , y una diferida regida por el resorte 2 cuya constante es  $m_{vd}$ . Esta es una de las principales diferencias con la teoría de Terzaghi, en la cual no se considera el efecto visco-plástico en el suelo.

### 2.4.1.1 Proceso de carga

Al aplicar el esfuerzo efectivo  $\sigma$  sin que intervenga el elemento R, considerando que las constantes de los resortes 1 y 2 son dimensionalmente iguales al inverso de un módulo de elasticidad y  $\eta$  es la viscosidad del amortiguador, se obtiene:

$$\sigma = \frac{\varepsilon_i}{m_{vi}} \text{ en el elemento Kelvin} \tag{4}$$

$$\sigma = \frac{\varepsilon_d}{m_{vd}} + \eta \dot{\varepsilon}_d \text{ en el elemento Voigt} \tag{5}$$

Aplicando la transformada de Laplace a la ecuación 5, para un  $\sigma$  constante se obtiene:

$$\bar{\varepsilon}_d(p) = m_{vd} \sigma \left[ \frac{1}{p} - \frac{1}{p + \frac{1}{\eta m_{vd}}} \right] \text{ Cuando } \varepsilon(0) = 0 \quad \mathbf{6}$$

La antitransformada de la ecuación 6 es:

$$\varepsilon_d(t) = m_{vd} \sigma \left[ 1 - e^{-\frac{t}{\eta m_{vd}}} \right] \quad \mathbf{7}$$

Para obtener la deformación total, se suma la instantánea (ecuación 4) y la diferida (ecuación 7), con lo cual:

$$\varepsilon(t) = \sigma \left[ m_{vi} + m_{vd} (1 - e^{-\alpha t}) \right] \quad \mathbf{8}$$

$$\alpha = \frac{1}{\eta m_{vd}}$$

Cuando el esfuerzo aplicado varía, si  $\sigma(0)$  es nulo se llega a:

$$\varepsilon(t) = m_{vi} \sigma(t) + m_{vd} \int_0^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \left[ 1 - e^{-\alpha(t-\tau)} \right] d\tau \quad \mathbf{9}$$

La función fluencia del modelo para un ciclo de carga es:

$$f(t) = m_{vi} + m_{vd} (1 - e^{-\alpha t}) \quad \mathbf{10}$$

Cabe resaltar que el parámetro  $\alpha$  representa el comportamiento del suelo, ya que si dicho parámetro se toma como infinito el elemento Voigt se vuelve totalmente elástico, tal y como lo propuso Terzaghi en su teoría.

#### 2.4.1.2 Proceso de descarga y recarga

Al descargar el modelo, el elemento restrictivo R no permite la recuperación de la deformación previa sufrida por el elemento de Voigt, por lo cual al finalizar el proceso de carga de duración  $t$  se produce una deformación irrecuperable dada por:

$$\varepsilon_d(t) = \sigma \left[ m_{vi} + m_{vd} (1 - e^{-\alpha t}) \right] - m_{vi} \sigma \quad 11$$

La descarga causa una deformación recuperable elástica igual a:

$$\varepsilon(r) = -\sigma m_{vi} \quad 12$$

Durante el proceso de descarga el resorte 2 permanece deformado bajo el esfuerzo previamente aplicado  $\sigma$ , lo que significa que el suelo se comportará en adelante como un suelo preconsolidado.

El proceso de recarga en el modelo, origina deformaciones elásticas hasta llegar al valor máximo del primer proceso de carga; en este tramo el suelo se comportará según la teoría de Terzaghi.

La función fluencia del proceso de descarga es:

$$f(t) = m_{vi} \quad 13$$

## 2.4.2 Ecuación diferencial del proceso de consolidación

La ecuación diferencial del proceso de consolidación de suelos considerando constantes sus propiedades físicas, siendo  $k$  el coeficiente de permeabilidad,  $m_v$  el coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $z$  la ordenada del punto analizado y  $\varphi(z,t)$  el potencial hidráulico es:

$$\frac{\partial \varphi(z,t)}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 \varphi(z,t)}{\partial z^2} \quad 14$$

$$\varphi(z,t) = \frac{u(z,t)}{\gamma_w} + z$$

La ecuación 14 en términos de presión de poro es:

$$\left[ \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial z}{\partial t} \right] = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \quad 15$$

Puede notarse cómo la ecuación 15 que corresponde a la ecuación diferencial estricta del proceso de consolidación unidimensional, se diferencia de la ecuación 1 utilizada por Terzaghi, por el término  $\gamma_w \frac{\partial z}{\partial t}$  que representa un esfuerzo por unidad de tiempo; esto es producto de una de las hipótesis simplificadoras de la teoría de Terzaghi en la cual las condiciones de frontera son constantes durante la prueba, lo que implica que el valor de  $z$  no varía durante la misma.

En la figura 2.3 se observa cómo influye en la presión de poro el considerar o no el cambio paulatino en las fronteras de la muestra. Si no se tiene en cuenta el desplazamiento de la muestra (Fig. 2.3a) la presión hidrostática de reposo permanece igual a  $u_0(z,0)$ , con lo cual:

$$\frac{\partial z(t)}{\partial t} = 0$$

$$\left[ \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial z}{\partial t} \right] = \frac{\partial [u(z,t) - u_0(z,0)]}{\partial t} = \frac{\partial \Delta u_1}{\partial t}$$

Si por el contrario se toma en cuenta el desplazamiento del suelo durante el proceso de consolidación (Fig. 2.3b),  $H_0$  disminuye hasta  $H(t)$  y la presión hidrostática de reposo es igual en todo momento a:

$$u_0(z,t) = u_0(z,0) + \gamma_w \Delta z$$

Y por ende:

$$\left[ \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial z}{\partial t} \right] = \frac{\partial [u(z,t) - u_0(z,0)]}{\partial t} + \frac{\partial u_0(z,0)}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial z(t)}{\partial t} = \frac{\partial \Delta u_1(z,t)}{\partial t} + \frac{\partial \Delta u_2(z,t)}{\partial t}$$

El exceso de presión de poro total se expresa como:

$$\Delta u(z,t) = \Delta u_1(z,t) + \Delta u_2(z,t)$$

El exceso de presión de poro  $\Delta u_2(z,t)$  es producido por los asentamientos. Si estos son pequeños, como en el caso de las pruebas de laboratorio, dicho valor puede ser despreciable, con lo cual:

$$\Delta u(z,t) = \Delta u_1(z,t)$$

El modelo M a diferencia de la teoría de consolidación de Terzaghi, considera que el valor de  $\Delta u_2(z,t)$  comparado con el exceso de presión de poro  $\Delta u_1(z,t)$ , es

suficientemente representativo como para ser tomado en cuenta para el caso de asentamientos grandes.

Con base en lo anterior, teniendo en cuenta el cambio en la geometría de la muestra y la componente visco-plástica del suelo, la ecuación diferencial básica de la consolidación de un material tipo Kelvin-Voigt, cuando  $\varphi(t)$  varía para  $t \geq 0$  es:

$$k \frac{\partial^2 \varphi(z,t)}{\partial z^2} = \frac{\partial}{\partial t} \left[ \int_0^t \gamma_w \varphi'(u) f(t-u) du \right] \quad 16$$

Según el principio de Boltzmann o de linealidad se permite la superposición de incrementos sucesivos, por lo cual:

$$\gamma_w d\varphi = \gamma_w \varphi'(u) du$$

La función  $f$  de acuerdo con la ecuación 10, es la función fluencia de un ciclo de carga.

$$\Delta u(z,t) \approx \Delta u_1(z,t)$$

### 2.4.3 Procedimiento de análisis para pruebas VCD basado en el modelo M

Dado que la velocidad de desplazamiento  $c$  es conocida, la función  $f$  puede definirse en términos de desplazamiento, el cual a su vez se expresa en función de la velocidad, el tiempo y la altura inicial. Con base en lo anterior la ecuación diferencial de consolidación (ecuación 16) queda convertida en:

$$k \frac{\partial^2 \varphi(z,t)}{\partial z^2} = \frac{\partial}{\partial t} \left[ \int_0^t \gamma_w \varphi'(u) f(t-u) du \right] = \frac{\partial \varepsilon(z,t)}{dt} \quad 17$$

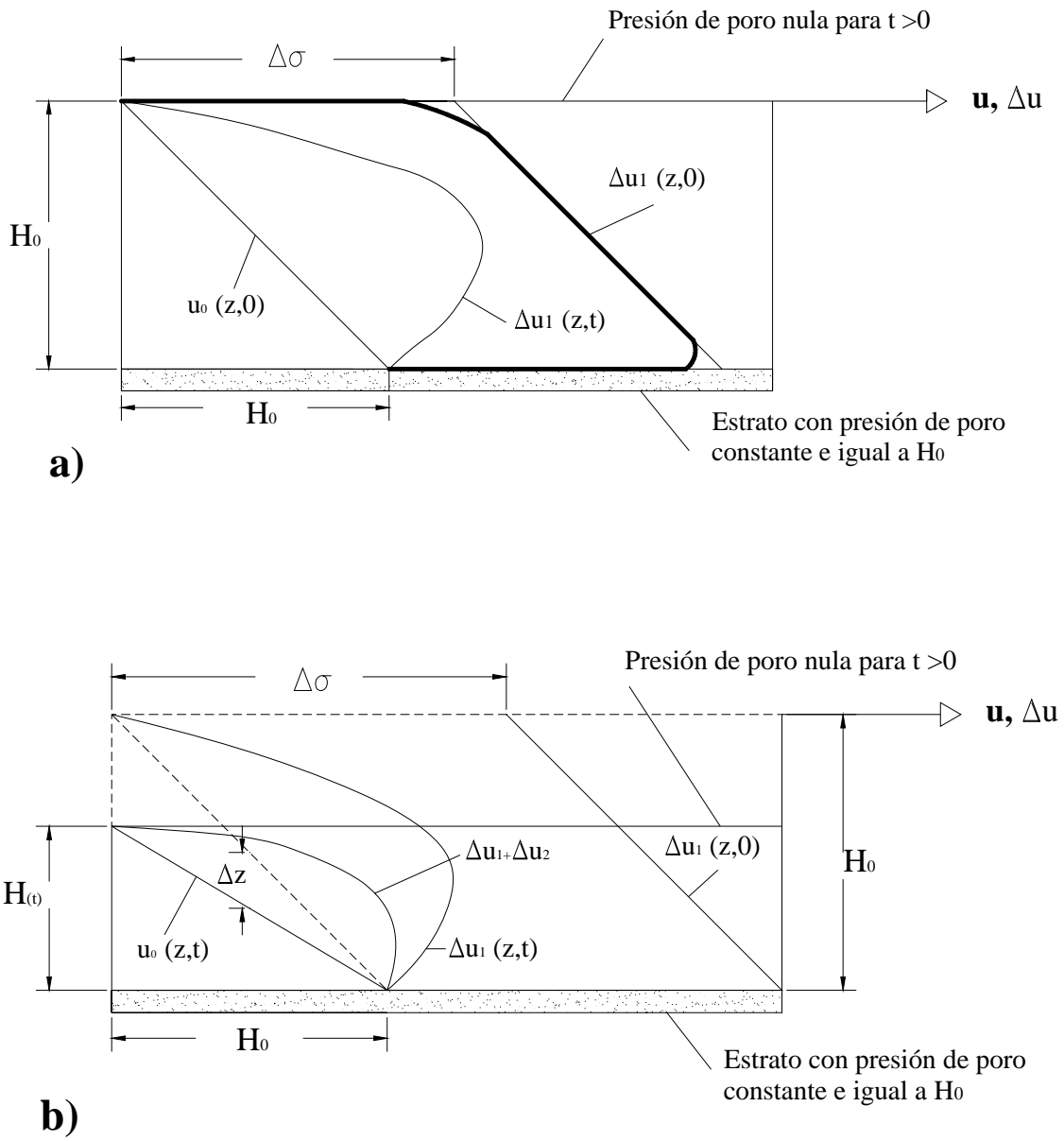


Figura 2.3. Influencia del desplazamiento de la muestra en la presión de poro



La deformación medida en toda la altura de la muestra es:

$$\varepsilon = \frac{dz}{z} = \frac{dh}{h} = -\frac{ct}{H_0 - ct}$$

Con lo cual:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -\frac{cH_0}{(H_0 - ct)^2} [1 - \delta_0(t)]$$

La expresión  $\delta_0(t)$  corresponde a la función delta de Dirac, la cual es incorporada para tomar en cuenta el efecto del impulso C en la velocidad de desplazamiento para  $t > 0$ . De tal forma que:

Para  $t = 0$ ,  $\delta_0(t) = 1$

Para  $t > 0$ ,  $\delta_0(t) = 0$

Integrando la ecuación 17 resulta un exceso de presión de poro:

$$\Delta u(z) = \frac{-cH_0\gamma_w}{k} \frac{z^2 [1 - \delta_0(t)]}{2H^2(t)} + zA(t) + B(t)$$

El flujo de agua en la base de la probeta es nulo, por lo que:

Para  $z = 0$ ,  $\frac{\partial \Delta u(z, t)}{\partial z} = 0$  por lo cual  $A(t) = 0$

En la parte superior de la muestra la presión de poro es nula, por lo que:

Para  $z = H(t)$ ,  $\Delta u(z, t) = 0$  por lo cual  $B(t) = \frac{cH_0\gamma_w}{2k} [1 - \delta_0(t)]$

Resulta:

$$\Delta u(z, t) = \frac{cH_0\gamma_w}{2kH^2(t)} [H^2(t) - z^2] [1 - \delta_0(t)] \quad 18$$

El exceso de presión de poro en la base de la muestra  $z = 0$  es igual a:

$$\Delta u_B(z, t) = \frac{cH_0\gamma_w}{2k} [1 - \delta_0(t)] \quad 19$$

Integrando la ecuación 18 entre 0 y  $H(t)$  se obtiene el valor medio del exceso de presión de poro  $\overline{\Delta u}(z, t)$ :

$$\begin{aligned} \overline{\Delta u}(z, t) &= \frac{1}{H(t)} \int_0^{H(t)} \frac{cH_0\gamma_w}{2kH^2(t)} [H^2(t) - z^2] [1 - \delta_0(t)] dz \\ \overline{\Delta u} &= \frac{cH_0\gamma_w}{3k} [1 - \delta_0(t)] \end{aligned} \quad 20$$

Se advierte cómo el valor medio del exceso de presión de poro  $\overline{\Delta u}$  se relaciona con el valor de exceso de presión de poro medido en la base  $\Delta u_B$ , de forma tal que  $\overline{\Delta u}$  es igual a dos tercios de  $\Delta u_B$ ; este hecho muestra como de forma teórica se comprueba el planteamiento empírico realizado por autores como Wahls y De Godoy en 1964.

$$\frac{\overline{\Delta u}}{\Delta u_B} = 0.66 \quad 21$$

Por medio de la ecuación 19 se puede determinar el valor de coeficiente de permeabilidad, siendo  $\Delta u_B$  un dato arrojado por las pruebas VCD. El coeficiente de permeabilidad se calcula como:

$$k = \frac{cH_0\gamma_w}{2\Delta u_B} [1 - \delta_0(t)] \quad 22$$

## **3 EQUIPO EXPERIMENTAL Y PRUEBAS REALIZADAS**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Con el fin de cumplir con los objetivos planteados para el presente trabajo, se realizó un programa experimental en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Dicho programa es descrito en el presente capítulo, al igual que el equipo utilizado para el mismo.

### **3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

El programa experimental consistió en una serie de 5 pruebas de consolidación tipo VCD alternadas con pruebas de permeabilidad directas completando 22 puntos de medición. Las pruebas fueron llevadas a cabo en el equipo celda Rowe.

La metodología de los ensayos se basó en consolidar el suelo hasta un valor de relación de vacíos tal, que representara un cambio en el estado de esfuerzos evidenciable en la curva de compresibilidad. Al llegar a este valor se detuvo la prueba y se dio inicio a la prueba de permeabilidad; al terminar ésta se continuó con la prueba de consolidación, restableciendo las condiciones imperantes en el momento en el que se detuvo la misma. Esto fue hecho en la rama preconsolidada y normalmente consolidada del suelo, al igual que al final de la prueba.

El tipo de prueba seleccionado fue el ensaye de consolidación a velocidad de desplazamiento constante con deformación vertical uniforme y drenaje vertical simple.

Las pruebas de permeabilidad fueron ejecutadas imponiendo a la muestra un gradiente aproximado de 100, por medio de un diferencial de carga entre la contrapresión impuesta en la parte superior de la celda y una carga aplicada en la

base de la probeta, garantizando el flujo vertical de agua hacia una bureta doble, en la cual la cantidad de agua almacenada fue medida mediante un transductor de presión diferencial..

La explicación detallada de cómo fueron desarrolladas las pruebas, se encuentra en el siguiente inciso, correspondiente a la descripción del equipo.

### **3.3 CELDA ROWE DE CONSOLIDACIÓN Y PRUEBAS DE PERMEABILIDAD**

#### **3.3.1 Generalidades**

La Celda Rowe es un equipo desarrollado por el profesor P.W. Rowe en la Universidad de Manchester, con el objetivo de superar algunas de las limitaciones y desventajas del aparato convencional usado en pruebas de consolidación en suelos de baja permeabilidad, incluyendo depósitos no uniformes.

Algunas de las mejoras en el diseño de la Celda Rowe con respecto al odómetro convencional son: la aplicación de la carga, proceso que se lleva a cabo de forma hidráulica con presión de agua aplicada por medio de un diafragma flexible, en oposición a la aplicación mecánica tradicional; la capacidad de controlar el drenaje y la posibilidad de medir la presión de poro durante la prueba.

Las características de la celda Rowe, permiten implantar distintas condiciones de drenaje y carga, y ensayar muestras de diámetros de gran magnitud (hasta 25 cm) con aplicación de contrapresión a las mismas.

En términos generales, el equipo permite aplicar cargas a una muestra de suelo que se encuentra confinada por un anillo. De esta forma puede registrarse el comportamiento del suelo al ser cargado durante el proceso de expulsión de agua de forma controlada, lo que origina un cambio volumétrico en la muestra.

El cambio volumétrico que experimenta la muestra puede medirse directamente mediante un transductor de desplazamiento, ubicado en la superficie de la misma, o por medio de la medición de la cantidad de agua desalojada durante el proceso.

### 3.3.2 Ventajas de la Celda Rowe

Las ventajas de la celda Rowe discriminadas de acuerdo a la propiedad que las rige son las siguientes:

#### Sistema hidráulico de carga

- a. La carga aplicada a la muestra es menos susceptible a vibraciones externas que en un sistema mecánico de carga.
- b. Es posible aplicar hasta  $10 \text{ kg} / \text{cm}^2$  de forma fácil, incluso en muestras de gran diámetro.
- c. Las correcciones requeridas por la deformación del sistema de carga, cuando éste es sometido a presión son insignificantes, salvo para suelos muy rígidos.

#### Control en las condiciones de la prueba

- a. El drenaje en la muestra puede ser controlado y con condiciones de frontera variables: unidimensional o radial.
- b. La medición de la presión de poro en cualquier instante de la prueba, permite establecer la etapa en la cual se encuentra el proceso de consolidación.
- c. La medición del cambio volumétrico puede realizarse mediante el registro de la deformación axial o calculando el volumen de agua drenada.

- d. La prueba puede ser realizada bajo condiciones elevadas de contrapresión, lo cual asegura la saturación del suelo, garantizando una respuesta rápida del mismo y una relación de tiempo-reacción confiable.

### **Ensayo de muestras de diámetros extensos (>150 cm)**

- a. Los ensayos en muestras de diámetros extensos proveen resultados más cercanos a la realidad en campo para análisis de asentamientos, que los realizados en muestras de diámetros pequeños.
- b. Se ha observado que los ensayos en muestras de diámetro igual o mayor a 150 mm, dan valores más altos y confiables del coeficiente de consolidación  $c_v$ , especialmente bajo niveles bajos de esfuerzo (McGown, Barden y Lee, 1974). También se han reportado resultados más acordes entre lo predicho y lo observado en campo, con respecto a la velocidad y magnitud del asentamiento (Lo, Bozozuk y Law, 1976).
- c. Las muestras de gran diámetro permiten una medición más confiable de la permeabilidad, tanto vertical como horizontal, bajo condiciones conocidas de esfuerzo.

### **3.3.3 Aplicaciones de la Celda Rowe**

Las características de la celda permiten la realización de pruebas de consolidación de varios tipos, variando el tipo de muestra, aplicación de la carga y condiciones de drenaje.

Las muestras utilizadas en la celda pueden ser:

- ✓ Muestras inalteradas.
- ✓ Muestras remoldeadas, preconsolidadas en la celda a partir del remoldeo.

- ✓ Muestras compactadas en el cuerpo de la celda por compresión estática o compactación dinámica.
- ✓ Muestras compactadas o remoldeadas en otro sitio, arregladas y transportadas a la celda como material inalterado.

Teniendo en cuenta la forma de la aplicación de la carga, pueden realizarse pruebas de consolidación con incrementos de esfuerzos o pruebas a velocidad de desplazamiento controlado.

Para pruebas de consolidación, es factible realizar dos tipos de ensayos teniendo en cuenta la forma de aplicación de la carga (deformación uniforme o diferencial) y cuatro tipos de ensayos según las condiciones de drenaje, con lo cual pueden llevarse a cabo ocho tipos de ensayos de consolidación en la celda Rowe, los cuales se describen a continuación:

**a.** Deformación libre o diferencial, drenaje vertical simple.

En esta prueba el drenaje se sitúa solamente en la parte superior de la muestra, de forma tal que puede medirse la presión de poro en el centro de la base de la misma. La aplicación de la carga se efectúa directamente bajo el diafragma, lo cual corresponde a una carga en una superficie flexible (Fig. 3.1a).

Esta prueba es la más común de las realizadas en la celda Rowe y es adecuada para pruebas de consolidación en las cuales se desee determinar la variación en la presión de poro y el valor del coeficiente de consolidación.

**b.** Deformación uniforme, drenaje vertical simple.

Es la prueba desarrollada en la celda que más se asemeja a la prueba tradicional en el odómetro, se diferencia de la anterior (tipo a) en que la aplicación



de la carga se regula por medio de un disco rígido, colocado entre la muestra y el diafragma flexible, con lo cual la deformación en la muestra es uniforme (Fig. 3.1b).

**c. Deformación libre o diferencial, drenaje vertical doble.**

El drenaje en esta prueba se ubica tanto en la base de la muestra, como en su parte superior, lo cual no permite la medición de presión de poro. La deformación de la muestra es libre dado el tipo de aplicación de la carga (Fig. 3.1c).

**d. Deformación uniforme, drenaje vertical doble.**

Se diferencia de la prueba anterior (tipo c), sólo en la forma de aplicación de la carga (deformación uniforme) ver Fig. 3.1d.

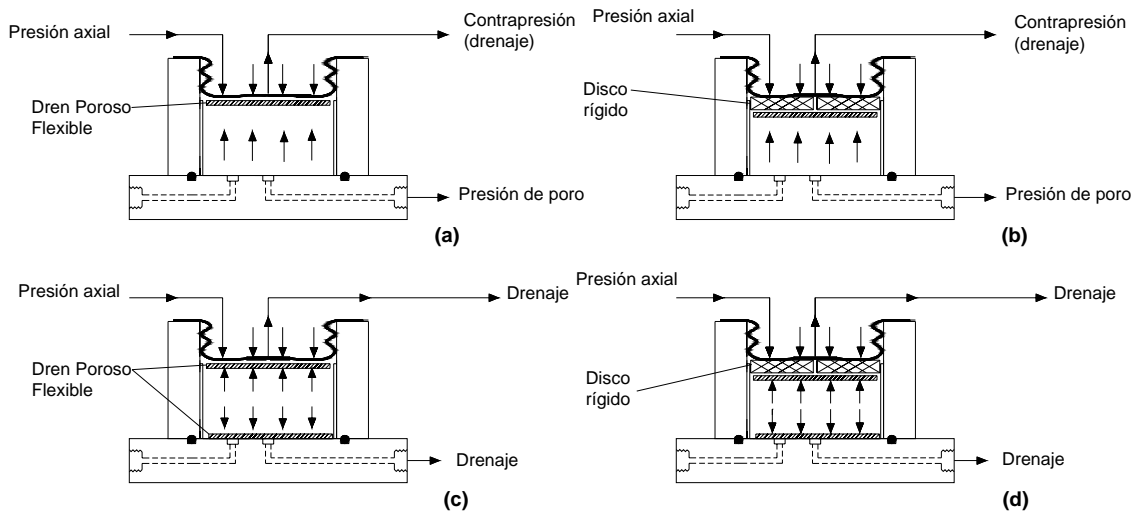


Figura 3.1. Tipos de ensayos con drenaje vertical

- e.** Deformación libre o diferencial, drenaje radial hacia el perímetro.

Prueba con drenaje radial hacia los límites del perímetro de la celda, con las caras superior e inferior selladas, y con medición de presión de poro en el centro de la base. La aplicación de la carga permite una deformación libre de la muestra (Fig. 3.2a).

- f.** Deformación uniforme, drenaje radial hacia el perímetro.

Igual a la prueba anterior (tipo e), exceptuando la forma de la aplicación de la carga, la cual garantiza una deformación uniforme de la muestra ver Fig. 3.2b.

- g.** Deformación libre o diferencial, drenaje radial hacia el eje central.

El drenaje es radial hacia el centro de la celda, la medición de la presión de poro se realiza a una distancia de  $0.55R$  del centro de la base de la celda, siendo  $R$  el radio de la misma. La aplicación de la carga permite la libre deformación de la muestra (Fig. 3.2c).

- h.** Deformación uniforme, drenaje radial hacia el eje central.

Igual a la prueba anterior (tipo g), exceptuando la forma de la aplicación de la carga, a la cual se le añade un disco rígido, de forma tal que la deformación de la muestra sea uniforme. (Fig. 3.2 d).

También pueden llevarse a cabo en la celda Rowe varios tipos de ensayos de permeabilidad variando el tipo y ubicación del drenaje, al igual que pueden realizarse en la misma pruebas con cargas cíclicas.

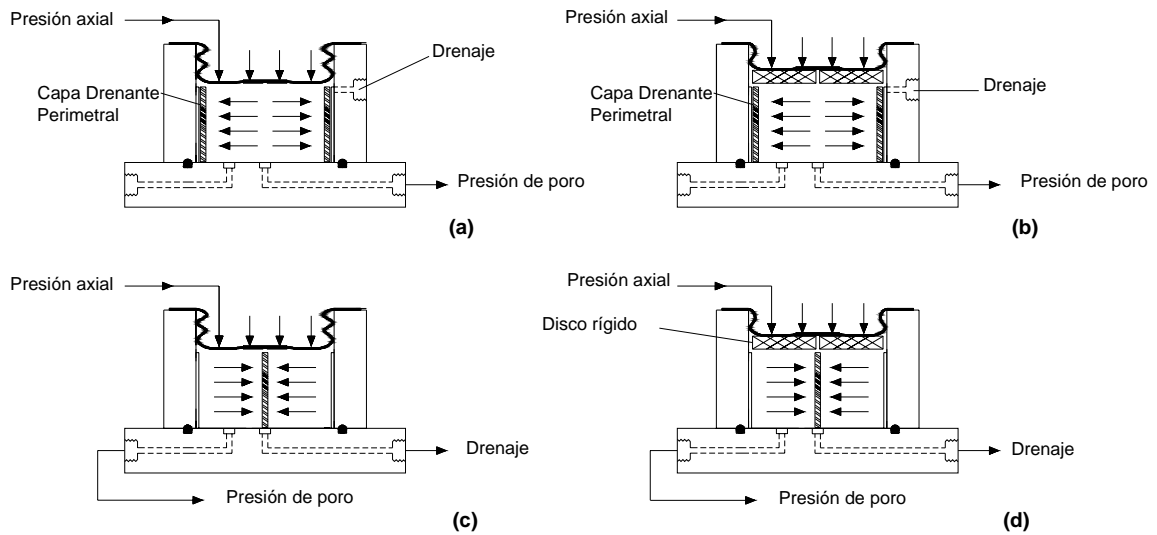


Figura 3.2. Tipos de ensayos con drenaje horizontal

Los ensayos de permeabilidad que pueden llevarse a cabo son:

- a. Prueba de permeabilidad con flujo vertical en dirección ascendente (Fig. 3.3 a).
- b. Prueba de permeabilidad con flujo vertical en dirección descendente (Fig. 3.3 b).
- c. Prueba de permeabilidad con flujo radial hacia el perímetro. (Fig. 3.3 c).
- d. Prueba de permeabilidad con flujo radial hacia el eje central (Fig. 3.3 d)

Todas las pruebas de permeabilidad mencionadas son realizadas bajo condiciones de deformación uniforme.

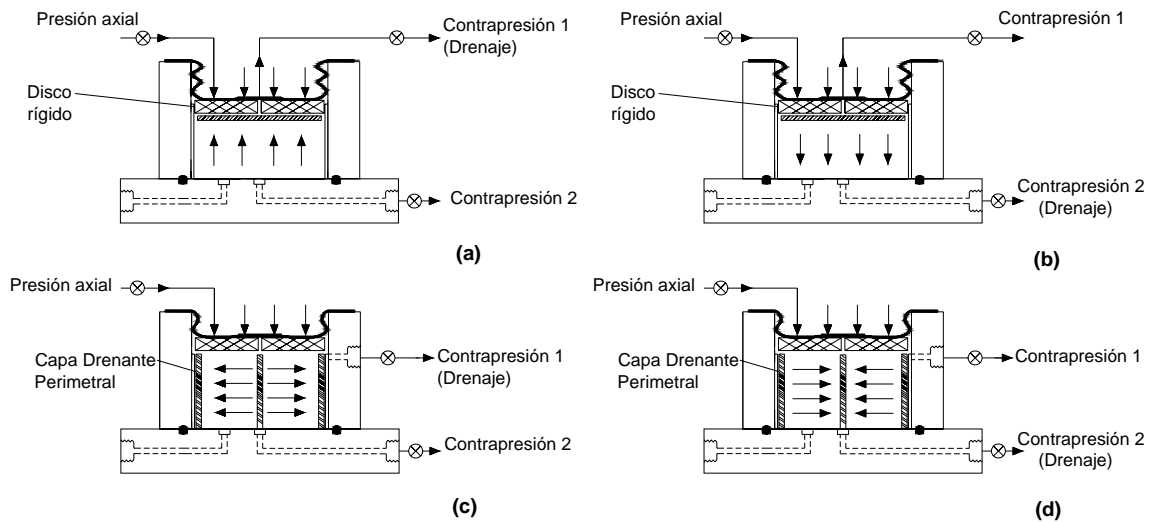


Figura 3.3. Tipos de ensayos de permeabilidad

### 3.3.4 Descripción de la Celda Rowe

A continuación se realizara la descripción de un tipo de celda Rowe (serie EL 25-0700), el cual corresponde al equipo utilizado para el presente trabajo, dicho equipo se encuentra en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Esto no implica que sea el único tipo de celda Rowe, por el contrario existen varios tipos de celda de acuerdo a su tamaño y características, que no son de interés para este trabajo.

#### 3.3.4.1 Dimensiones y componentes de la celda.

Las dimensiones de la celda Rowe serie EL 25-0700 son:

Tamaño de la muestra	Diámetro	Altura
	75.7 mm	30 mm
Área de la muestra	4500 mm <sup>2</sup>	
Volumen de la muestra	135 cm <sup>3</sup>	

*Tabla 3.1 Dimensiones de la celda.*

La celda Rowe está compuesta por tres partes principales: el cuerpo o anillo, la base y la cubierta, estas se describen a continuación (Fig. 3.4):

La base además de servir como soporte para la celda, está provista de una placa de plástico de forma circular, en la cual se encuentran ubicadas dos cerámicas porosas separadas una de otra 21 mm y conectadas hacia el exterior por medio de dos válvulas. Dichas cerámicas sirven como puntos para la medición de la presión de poro en la muestra o para un eventual drenaje. Alrededor de la placa de plástico se encuentra un orificio para un aro-sello, en el cual se apoya la parte inferior del anillo de la celda, su función es impedir el flujo de agua en el contacto entre la base y el anillo. La unión y ajuste de la celda se consigue por medio de tres tornillos, colocados en la periferia de la base y la cubierta de la misma.

El cuerpo o anillo de la celda es el encargado de confinar el suelo, por lo cual se encuentra recubierto de un material plástico en el cual se sitúa la muestra, éste tiene como objetivo reducir la fricción. A su vez cuenta con un espacio no recubierto en el cual se ubicará el diafragma flexible una vez se haya sellado la cubierta. En la parte superior del anillo se encuentra un orificio conectado al exterior por medio de la válvula número 12, dicho orificio sirve como dren para el agua sobrante que rodea el diafragma, lo cual permite que éste se acomode mejor a las paredes del anillo.

La cubierta de la celda cuenta con un sistema hidráulico de carga que consta de un diafragma flexible hecho de hule sintético. Éste se encarga de transmitir de forma uniforme la carga a la muestra, por medio de la aplicación de presión al agua contenida en el mismo. El diafragma está provisto de un sello perimetral del mismo material que se ubica en el contacto entre la cubierta y el anillo de la celda, y cuya función es impedir la salida de agua por dicho contacto. En su parte inferior el diafragma está equipado con una placa metálica de forma circular, la cual se conecta a la superficie por medio de un vástago hueco, que sirve como apoyo para el transductor de desplazamiento y como vía de drenaje para el agua desalojada de la muestra; dicha placa se conecta al exterior por medio de una manguera que culmina su recorrido en una válvula de salida. La entrada de presión al diafragma también se encuentra colocada en la cubierta, al igual que una salida de aire para el mismo; dicho orificio se sella por medio de un perno que permite garantizar el llenado correcto del diafragma. El transductor de desplazamiento se sostiene por medio de una barra de metal empotrada a un costado de la cubierta.

### **Equipo complementario.**

El equipo complementario utilizado en la celda tiene como función medir y regular la aplicación de la presión a la muestra, con lo cual cualquier cambio de esfuerzos impuesto al suelo por condiciones externas debe encontrarse rigurosamente medido y controlado.

A su vez, dicho equipo tiene como función registrar la respuesta del suelo ante los cambios en las cargas externas e internas, como es el caso tanto de la carga axial, aplicada hidráulicamente por medio del diafragma flexible, como de la aplicación de la contrapresión a la muestra (técnica utilizada en este trabajo para la saturación del suelo). La respuesta del suelo es analizada midiendo el desplazamiento de la muestra a través del tiempo al ser cargada, y midiendo la

presión de poro generada por el proceso de carga y su correspondiente disipación en el tiempo.

El equipo complementario consiste en dos reguladores de presión, uno para la carga axial y otro para la contrapresión, tres transductores de presión encargados de medir los ítems ya mencionados al igual que la presión de poro en la base de la muestra, un transductor de desplazamiento, para medir el cambio volumétrico de la muestra en función del tiempo durante el proceso de carga y descarga, y un transductor encargado de medir la cantidad de agua desalojada, conectado a una bureta doble para las pruebas de permeabilidad.

Como parte del equipo complementario, se utilizaron dos interfases aire-agua, con el fin de transmitir la presión fijada por los reguladores a un sistema hidráulico que está en contacto con el diafragma y la muestra. Una de dichas interfaces corresponde a una bureta, la cual también tiene como función almacenar el agua expulsada por el suelo durante el proceso de consolidación.

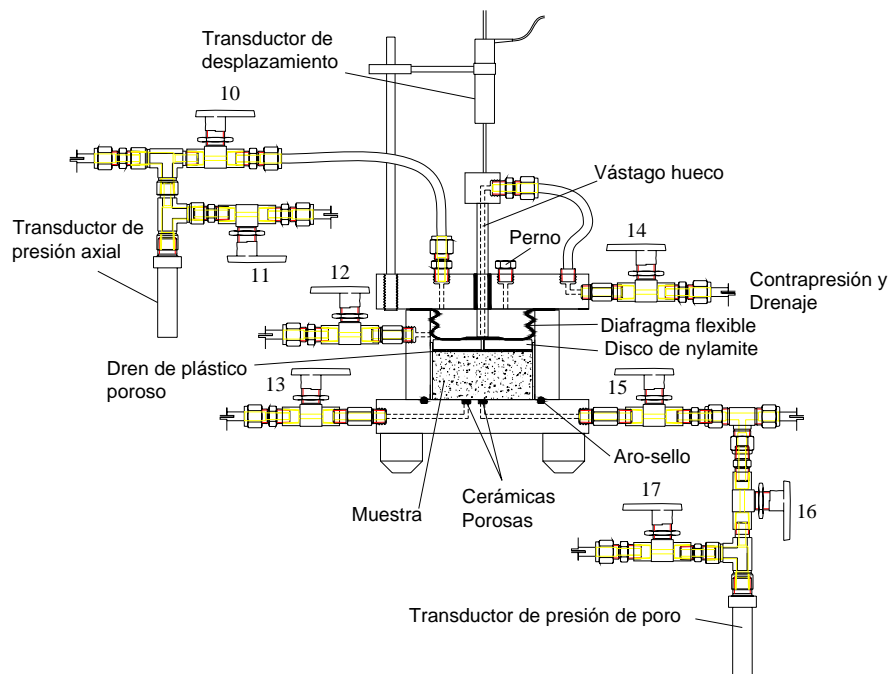


Figura 3.4. Celda Rowe.

Asimismo, fue utilizada una bureta de pared doble para las pruebas de permeabilidad. Un filtro y un tanque almacenador, utilizados como parte del sistema de aire, también fueron utilizados como equipo complementario.

### **Instrumentación electrónica de la Celda Rowe**

La celda Rowe cuenta con un conjunto de instrumentos electrónicos cuya función es monitorear los parámetros medidos en la prueba. Las lecturas de dichos instrumentos son registradas por medio de un sistema de adquisición de datos que está conectado a un computador, en el cual se almacenan los resultados y se controla el funcionamiento de la celda.

Los principales dispositivos electrónicos asociados a la celda son:

### **Reguladores de presión VP51**

Los reguladores de presión son los encargados de administrar la presión de aire que llega a las Interfaces aire-agua para ser distribuida en todo el sistema que alimenta la celda. Para tal fin el regulador cuenta con un sistema denominado “vuelta cerrada”, lo que significa que este tipo de válvulas tiene un transductor interno que está midiendo la presión de salida y la está comparando con la señal deseada, permitiendo o no el paso de la misma hacia el sistema.

Las especificaciones generales de los reguladores de presión utilizados son las siguientes:

Marca: NORGREN

Modelo: VP51

Medio de transmisión de la presión: Aire comprimido no lubricado, filtrado a 50 micrones.



Suministro máximo de presión: 14 bares ( $14.3 \text{ kg/cm}^2$ )

Señal de control: 4-20 mA

Presión de salida: 0 a 150 psi ( $10.55 \text{ kg/cm}^2$ )

Capacidad de flujo: 1400 l/min

Tiempo de respuesta: menor de 100 ms

Error máximo: 0.1 bares ( $0.102 \text{ kg/cm}^2$ ) incluye no lineabilidad, histéresis y repetibilidad.

Puertos: 1/4" NPT

Temperatura de operación:  $-20^\circ \text{C}$  a  $50^\circ \text{C}$

### **Calibración electrónica.**

El proceso de calibración consistió en una comparación entre un conjunto de valores de presión asignados digitalmente al regulador y los valores generados por el mismo como respuesta. De dicha comparación se pudo obtener una recta que correlacionara estos valores, con el fin de optimizar el suministro de presión en el sistema.

Los valores tomados para la calibración partieron de 0 hasta  $6.5 \text{ kg/cm}^2$ , aplicando incrementos de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  entre cada medición.

El proceso se llevo a cabo por medio de un software que aplica directamente los resultados al programa de operación del equipo.

### **Transductores de presión PDCR 4020**

El transductor de presión es un dispositivo electrónico que tiene como función registrar la presión que se desarrolle en un punto de interés. Para lograr esto, se encuentra provisto de un diafragma con un deformímetro eléctrico tipo *strain*

*gauge*, el cual mide variaciones de voltaje asociadas a cambios de presión. De este modo, por medio de una tarjeta de adquisición de datos puede transformar señales de voltaje en medidas de presión registradas en forma digital en un computador.

Las especificaciones generales de los transductores de presión utilizados son las siguientes:

Marca: DRUCK

Modelo: PDCR 4020

Intervalo de medición: 0 a 100 psi (0 a  $7.03 \text{ kg/cm}^2$ )

Precisión: 0.04% FS incluye no lineabilidad, histéresis y repetibilidad.

Voltaje de alimentación: 10 Vcd

Señales de salida: 100 mV en tres hilos

Conexión eléctrica: Cable de poliuretano

### **Calibración.**

La calibración de los transductores de presión se realizó correlacionando las lecturas de los mismos, con mediciones hechas en una columna de mercurio. El proceso se fundamentó en fijar un grupo de valores, por medio de un regulador conectado tanto a los transductores como a la columna de mercurio de forma que se registraran ambos valores.

Los valores tomados para la calibración partieron de 0 hasta  $6.5 \text{ kg/cm}^2$ , aplicando incrementos de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  entre cada medición. El proceso fue desarrollado por medio de un software que aplica directamente los resultados al programa de operación del equipo. Los resultados obtenidos se exponen mediante las figuras 3.5 a 3.7 a continuación:

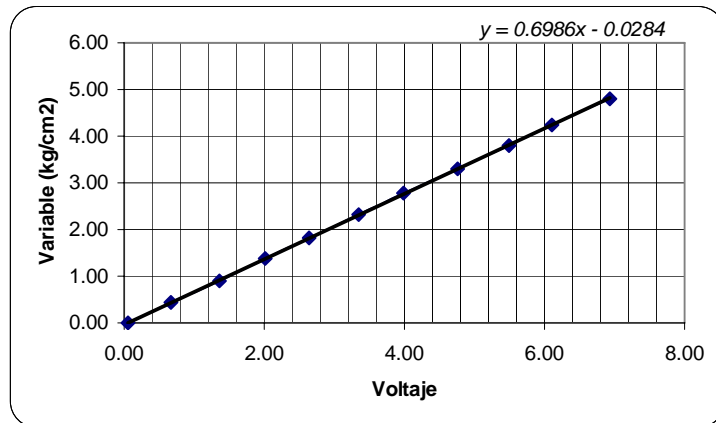


Figura 3.5. Calibración del transductor de presión axial.

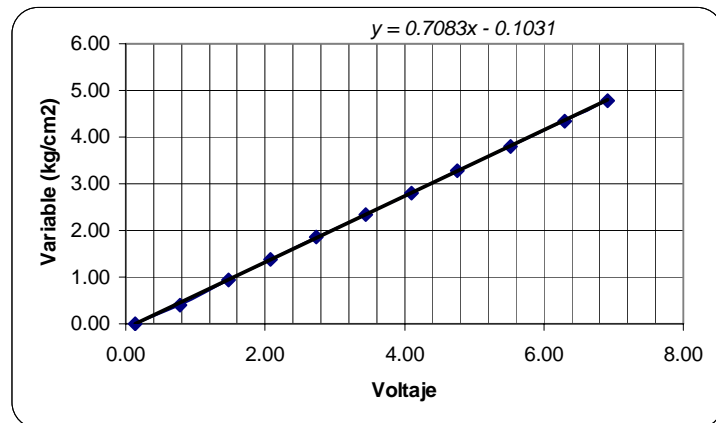


Figura 3.6. Calibración del transductor de contrapresión.

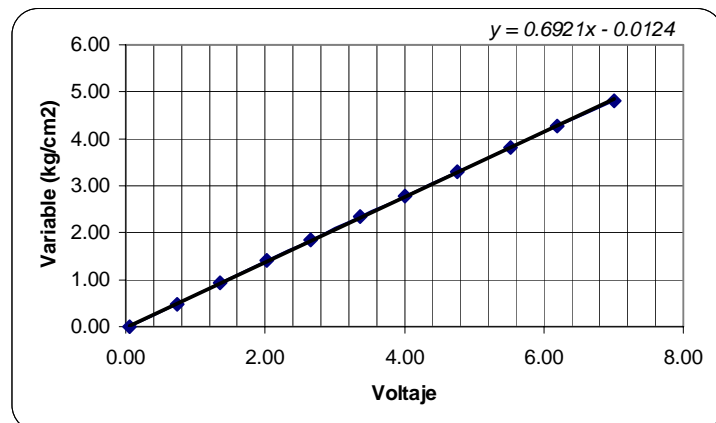


Figura 3.7 Calibración del transductor de presión de Poro.

### **Transductor de desplazamiento PCA 116-300**

El transductor de desplazamiento consiste en un cilindro de acero inoxidable, dentro del cual se permite el libre desplazamiento axial de una barra metálica, la cual produce diferentes voltajes de salida según la posición en la que se encuentre. Esto permite relacionar variaciones de voltaje con el desplazamiento de la barra, con lo cual por medio de una tarjeta de adquisición de datos pueden registrarse en un computador mediciones precisas del desplazamiento de un espécimen de suelo durante un ensaye de consolidación.

Las especificaciones generales del transductor de desplazamiento utilizado son las siguientes:

Marca: Schaevitz

Modelo: PCA 116-300

Rango de Medición:  $\pm 0.30$ " ( $\pm 7.6$  mm)

Rango de frecuencias: 50 Hz a 10 kHz

Linealidad:  $\leq 0.5\%$

Repetibilidad: 0.0001" (0.0025 mm)

Rango de temperatura de operación:  $-65^{\circ}\text{F}$  a  $200^{\circ}\text{F}$  ( $-55^{\circ}\text{C}$  a  $95^{\circ}\text{C}$ )

### **Calibración**

El proceso de calibración del transductor de desplazamiento consistió en establecer una relación entre un grupo de distancias recorridas por la barra metálica y las variaciones de voltaje generadas por el transductor como respuesta a tal desplazamiento. La medición de dichas distancias fue llevada a cabo por medio de un tornillo micrómetro marca Mitutoyo con una precisión de 0.001mm, fijado al transductor por medio de un soporte de nylamid.

La calibración fue realizada por medio de un software aplicando directamente los resultados al programa de operación del equipo. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

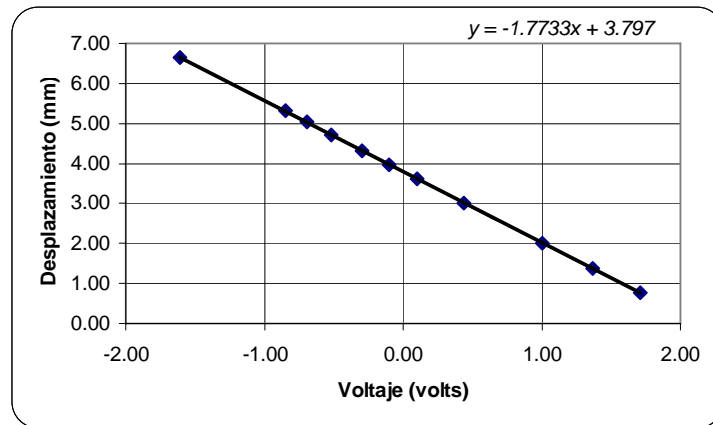


Figura 3.8. Calibración del transductor de desplazamiento

### 3.3.4.2 Montaje y conexiones.

La celda Rowe se conecta a un suministro de presión aplicado por medio de aire, el cual es filtrado y almacenado para evitar el contacto con la humedad; esto nos permite contar con un suministro limpio con el cual se pueden aplicar hasta  $7 \text{ kg/cm}^2$ , este valor es una constante propia de las instalaciones del laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La presión aplicada es controlada por medio de dos reguladores (carga axial y contrapresión), los cuales están conectados independientemente al suministro por medio de mangueras. Esta sección, al igual que toda la red, está acoplada por medio de un grupo de conectores y válvulas que administran el flujo en el sistema.

Los reguladores se conectan a las interfaces aire-agua, con lo cual se transmite la presión al sistema de agua, dicha presión es medida por medio de los

transductores correspondientes (carga axial y contrapresión). Una vez medida, la contrapresión es transmitida a la muestra, tanto a la base (válvula 15) como a la cubierta de la celda (válvula 14). Por su parte, la presión axial es transmitida al diafragma flexible (válvula 10) el cual la aplica a la muestra (figura 3.9).

El suministro y administración de la presión a todo el sistema, esta en función de la etapa de la prueba en la cual nos encontremos. Las etapas de la prueba son las siguientes: Saturación, B de Skempton y Consolidación.

A continuación se explican las etapas de la prueba desde el punto de vista del manejo del equipo, lo cual corresponde al manejo de los reguladores, válvulas y equipo complementario, para la administración de la presión en el sistema durante la realización de la prueba.

### **3.3.5 Manejo del equipo durante una prueba de consolidación VCD.**

#### **3.3.5.1 Etapa de saturación**

La etapa de saturación consiste en conseguir un estado en el cual los poros de la muestra se encuentren llenos de agua, esto es posible por medio de la inmersión de la misma por un periodo considerable de tiempo, y/o la aplicación de una presión, sin que se permita el drenaje.

En las pruebas llevadas a cabo para este trabajo, se realizó la saturación de las muestras por medio de contrapresión, la cual fue mantenida durante toda la prueba para no alterar la saturación del suelo.

El proceso de saturación consistió en una serie de pasos, los cuales se explican detalladamente a continuación:

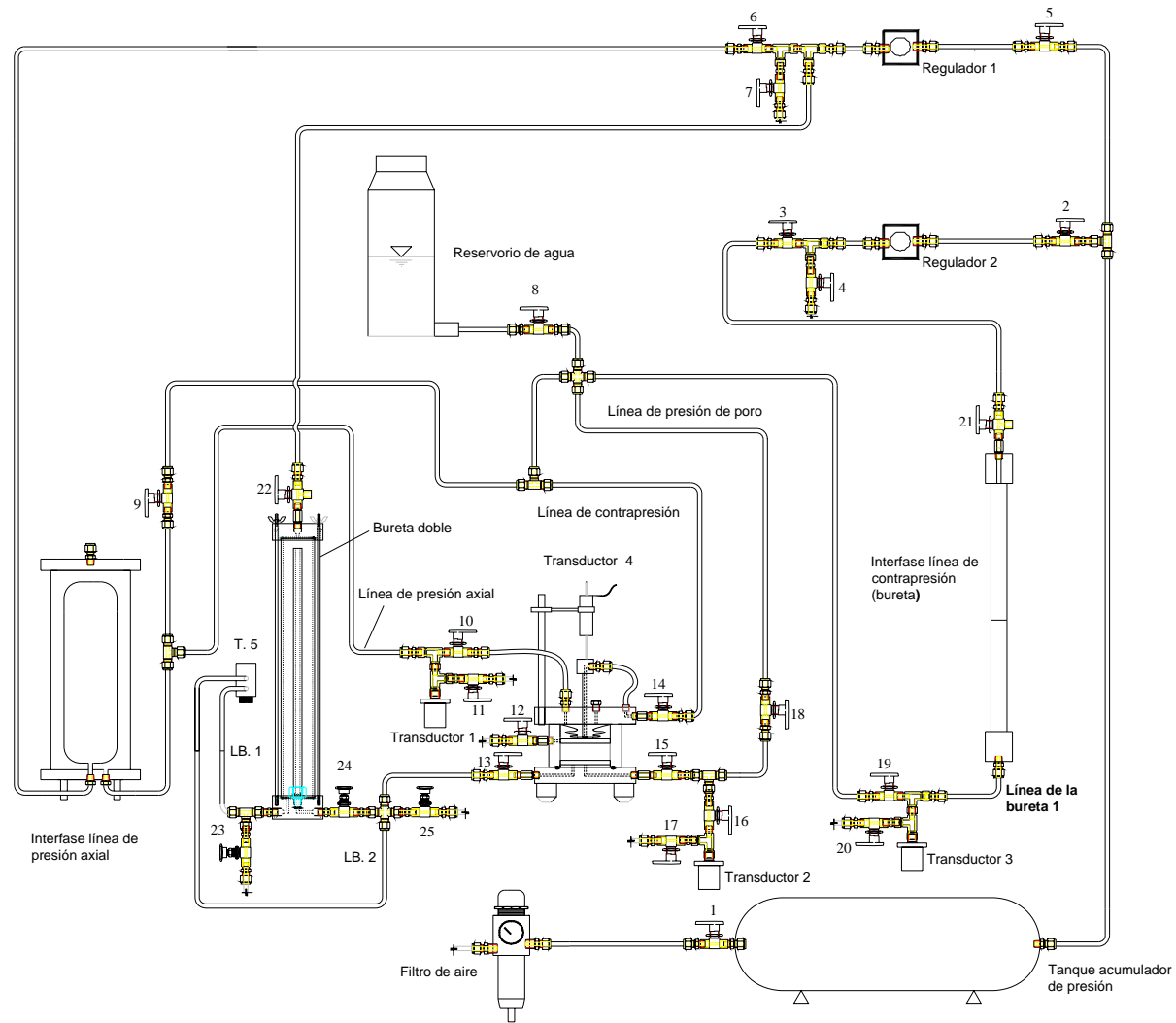


Figura 3.9 Esquema del montaje de la Celda Rowe.

### **Saturación de las líneas.**

El manejo de las válvulas se realizó partiendo de un sistema totalmente cerrado, dicho manejo se describe a continuación:

- ✓ *Llenado de la interface aire-agua:* Se abren las válvulas 8 y 9 y se permite el flujo libre de agua (destilada y desaireada) desde el reservorio hacia la interface de presión axial hasta completar su llenado, el cual se garantiza por medio de la salida de agua en una abertura ubicada en la parte superior. Una vez observado esto, se deben cerrar las válvulas 8 y 9. En ocasiones para el correcto llenado de la interfase, debe aplicarse una pequeña presión al globo ( $0.1 \text{ kg/cm}^2$ ) seguida de una purga de dicha presión por medio de la válvula 7.
- ✓ *Saturación de las líneas LB1 y LB2 de la bureta doble:* Estas líneas conectan la bureta doble con el transductor de cambio volumétrico, el cual dadas sus características no es compatible con el agua. Por esto se saturó una manguera de menor diámetro con aceite de silicón de forma tal que se creara una interface entre el agua de la bureta y el transductor. Hecho esto, se saturó con agua el resto de la manguera por medio de la entrada de agua por la válvula 25. La entrada de agua puede realizarse de forma externa, o conectando la manguera que va conectada a la válvula 18 manteniendo la válvula 9 abierta.
- ✓ *Saturación de la base de la celda y las líneas de presión de poro y axial:* Se fija una presión de ( $0.1 \text{ kg/cm}^2$ ) con el regulador 1, cuando este valor es medido correctamente en el transductor 1 se abren las válvulas 16, 17 y 18 secuencialmente, hasta observar la salida abundante de agua por la válvula 17. Una vez hecho esto, se cierra la válvula 17 y se abre la válvula 15



permitiendo el flujo de agua a través de la cerámica porosa ubicada en el centro de la base, cuando se observa el flujo abundante de agua se cierran las válvulas 15, 16 y 18.

A continuación se coloca la cubierta de la celda, llenando antes el anillo con agua (destilada y desaireada), y acomodando cuidadosamente el diafragma flexible, en especial el sello perimetral. La celda se ajusta por medio de los tornillos de la base a la cubierta. Cabe resaltar que antes de sellar la celda debe colocarse el aro-sello de la base, este debe estar recubierto con grasa de silicón. Seguido a esto debe llenarse el diafragma, para lo cual se cierra la válvula 9, y se fija una presión de  $(0.1 \text{ kg/cm}^2)$  con el regulador 1, cuando este valor es medido correctamente en el transductor 1, se abre la válvula 11 hasta observar flujo abundante de agua a través de dicha válvula, con lo cual se asegura la saturación de la línea de presión axial. Seguido se abre la válvula 10 y se permite el flujo de agua hacia el diafragma, hasta alcanzar su llenado completo, garantizado por la expulsión de agua en una abertura en la parte superior de la cubierta, la cual es sellada al observar en la misma flujo de forma abundante.

Con la presión del regulador 1, aplicada al agua dentro del anillo, se permite el flujo de la misma por medio de la válvula 13 que está conectada a la cerámica porosa, que se encuentra a un costado del centro de la base, luego se abre la válvula 24 y se permite el flujo de agua a la bureta interna de la bureta doble. Cuando se alcanza el nivel deseado, se cierra dicha válvula y se abre la 25 permitiendo el flujo por la misma. Cuando dicho flujo es abundante se cierran las válvulas 13 y 25.

- ✓ *Saturación de la línea de contrapresión:* Se abren las válvulas 9, 14 y 12, permitiendo el flujo de agua desde la parte superior de la celda, hasta advertir un flujo continuo por la válvula 12, hecho esto se cierran secuencialmente las válvulas 12 y 14.

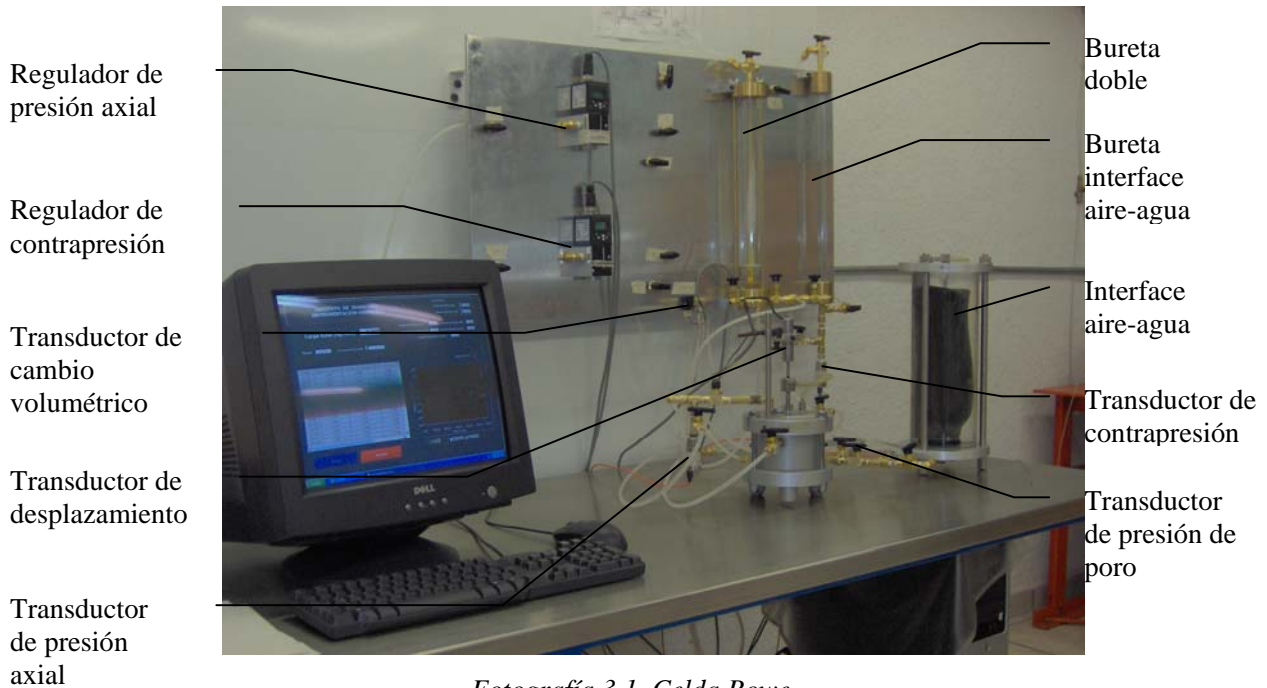
- ✓ *Saturación de la línea de la bureta:* Se abren las válvulas 19 y 20, de forma tal que se sature la línea conectada al transductor 3. Cuando se observe un flujo continuo por la válvula 20, ésta debe cerrarse para permitir el flujo de agua hacia la bureta, la cual debe llenarse hasta dos tercios de su altura. La válvula 21 que corresponde a una válvula de 3 vías, debe estar en dirección a la línea de aire.

Terminado el proceso de saturación de las líneas, se procede a vaciar el anillo, quitar la presión aplicada y desmontar la celda. Para esto las válvulas deben encontrarse cerradas de forma tal que la saturación realizada se mantenga. Seguido a esto se debe labrar la muestra.

Cabe resaltar que durante todo el proceso de saturación la válvulas 1, 2, 3, 5 y 6, deben estar abiertas suministrando presión a los reguladores.

Todo el proceso ha sido referenciado a la Fig. 3.9, la cual representa un esquema idealizado en 2 dimensiones, del montaje y conexiones con las que cuenta el equipo, es importante anotar que el arreglo real de la celda difiere un poco del mostrado. El arreglo real de la celda puede observarse en la fotografía 3.1, tomada en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Dada la cantidad de agua necesaria para la saturación de las líneas, es necesario repetir el proceso de llenado de la interface en varias ocasiones. Este aspecto es muy importante ya que debe eliminarse toda burbuja de aire en las líneas, que pueda afectar la correcta medición de los transductores.



Fotografía 3.1. Celda Rowe.

### Labrado de la muestra.

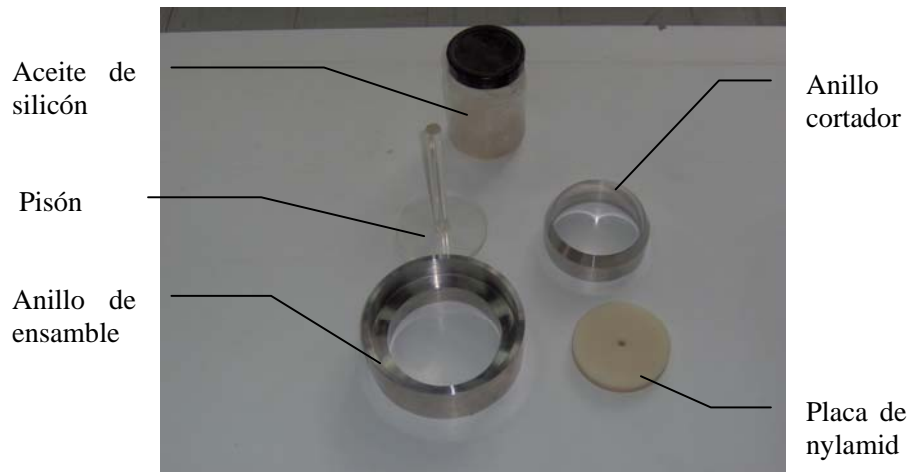
El labrado de la muestra consiste en colocar el espécimen del suelo que se desea analizar, en el anillo de consolidación, para su respectivo ensayo. Dicho proceso debe ser efectuado de forma tal que el suelo se altere lo menos posible, para conservar sus propiedades mecánicas naturales.

El labrado de las muestras se realizó por extrusión, proceso que consiste en aplicar una pequeña fuerza por medio de un pisón, el cual introduce a presión el suelo dentro del anillo.

Los elementos necesarios para el labrado de la muestra son:

- ✓ Anillo cortador.
- ✓ Anillo de ensamble.
- ✓ Pisón.

- ✓ Careador
- ✓ Aceite de silicón.



Fotografía 3.2. Labrado de la muestra

Cabe resaltar que esta forma de labrado puede tener efectos negativos para el espécimen, ya que al aplicar presión con el pisón se genera fricción entre el anillo y la muestra, lo cual puede introducir esfuerzos en el suelo. Teniendo lo anterior en mente se realizó un procedimiento que minimiza dichos efectos negativos, el cual se explica a continuación:

- ✓ Se ubica la muestra dentro un careador y por medio de herramientas menores como espátulas y alambre se reduce la superficie de la muestra, hasta una medida cercana al diámetro del anillo de consolidación.
- ✓ Se toma el anillo cortador de acero inoxidable de las mismas dimensiones que tendrá la muestra, y por medio de presión se introduce dentro del suelo, de forma tal que éste quede confinado. El anillo cuenta con un borde afilado, aspecto que facilita la penetración del suelo dentro del mismo. La fricción generada entre el suelo y el anillo se reduce recubriendo el interior del anillo con aceite de silicón que sirve como lubricante.

- ✓ Una vez confinado dentro del anillo cortador, se procede a trasladar el suelo al anillo de consolidación, para esto se utiliza un anillo de ensamble cuya forma permite crear un puente de comunicación entre ambos anillos (figura 3.10). Cabe resaltar que en el momento del traspaso del suelo, el anillo de consolidación debe ser colocado de forma inversa, de tal suerte que se conserve un espacio que será ocupado por el diafragma flexible, esto se logra colocando un disco de nylamid que ocupe tal cavidad. Hecho esto, se finaliza el proceso empujando ligeramente la muestra de suelo de un anillo a otro con la ayuda de un pisón. Este paso debe ser realizado de forma lenta y cuidadosa para que la muestra conserve su alineación y quede derecha dentro del anillo de consolidación.

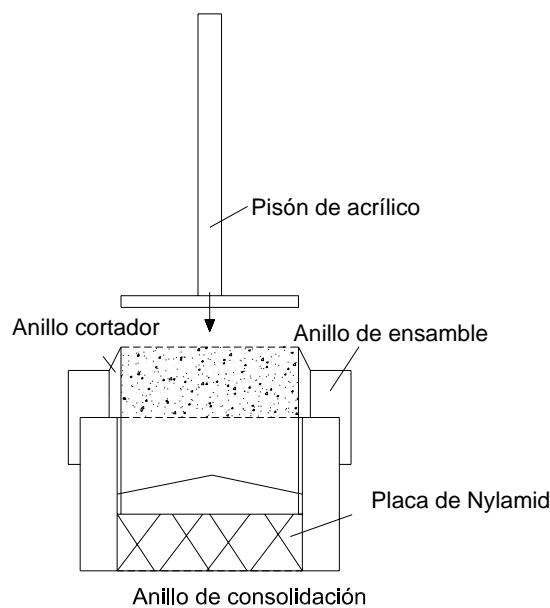


Figura 3.10 Labrado de la muestra

### Montaje de la muestra.

Una vez realizado el labrado de la muestra, y ésta se encuentre confinada en el anillo de consolidación, debe colocarse el mismo teniendo en cuenta la correcta ubicación de la válvula 12. Concluido esto, se coloca encima y debajo de la

muestra un plástico poroso que sirve como dren, y una placa rígida de nylamid en la parte superior que asegure una deformación uniforme, todo esto se recubre con una pequeña película de agua. Se continúa con el sellado de la celda, colocándole la cubierta asegurada por tres tornillos, y se repite la saturación de la línea de contrapresión, la cual puede verse afectada durante el montaje. También debe volver a llenarse el diafragma, de la forma ya explicada.

### **Saturación de la muestra.**

Partiendo de un sistema cerrado (válvulas cerradas), exceptuando las válvulas 1, 2, 3, 5 y 6, se aplica a la muestra una presión axial impuesta por el regulador 1 y una contrapresión aplicada arriba y abajo de la muestra, por el regulador 2.

Entre los valores de presión axial y contrapresión debe existir un diferencial de presión ( $0.1 \text{ kg/cm}^2$ ) siendo mayor el valor de la presión axial aplicada por medio del diafragma.

El proceso se realiza colocando un valor de presión en los reguladores y comprobando el mismo en los transductores 1 y 2. Acto seguido se abre la válvula 10 para aplicar la presión axial. Se sigue con la abertura de las válvulas 14, 15, 16, 18 y 19, en ese orden, para aplicar la contrapresión a la muestra, buscando la disolución de las burbujas de aire en la misma. La válvula 21 de tres vías, debe estar en dirección al sistema de aire. La celda debe mantenerse en este estado hasta cumplir con la saturación de la muestra, este proceso puede durar varios días, dependiendo del grado de saturación en el que se encuentre el suelo.

#### **3.3.5.2 Etapa de medición del parámetro B de Skempton**

El B de Skempton es un parámetro para estimar el grado de saturación de un suelo. Para realizar su medición se aplicó un incremento a la presión axial en la

muestra, manteniendo el mismo valor de contrapresión, y midiendo la respuesta del suelo a dicho incremento por medio del registro de la presión de poro en la base de la celda.

El B de Skempton se calculó como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_{axial}}$$

El valor de B considerado aceptable para calificar al suelo como saturado, fue de 0.97. El B de Skempton se midió de la siguiente forma:

Se cerraron las válvulas 10, 14 y 18, y se registró el valor inicial de la presión axial en el transductor 1 y la presión de poro en el transductor 2, seguido a esto se efectuó un incremento en el valor de la presión axial, registrando dicho valor en el transductor 1 y abriendo la válvula 10 para que se transmitiera al suelo. Realizado esto, se registró el valor de la presión de poro final gracias al transductor 2. La diferencia entre las condiciones iniciales y finales en las presiones fue calculada y de esta forma se obtuvo el valor de B.

Terminada la medición, se reestablecen las condiciones de presiones en la muestra, y se continúa con la saturación, en caso de que ésta no hubiera sido alcanzada, o en caso contrario se prosigue con el proceso de consolidación.

### **3.3.5.3 Etapa de consolidación.**

El proceso de consolidación consiste en:

Se aplica la presión axial de forma continua, a una velocidad de desplazamiento preestablecida, los valores iniciales tanto de la presión axial como de la contrapresión son aquellos con los cuales se logró la saturación de la muestra.

Con dichos valores se registra, en función del tiempo, la deformación de la muestra por medio del transductor de desplazamiento, al igual que la presión de poro en la base de la celda, mediante el transductor 2. La carga axial va incrementándose en función del desplazamiento hasta llegar a un valor prefijado. Sucedido esto, se detiene la etapa de carga y se realiza la descarga del equipo.

El proceso se lleva a cabo de la siguiente forma:

Se cierran las válvulas 10 y 14, y se fija un valor de presión axial, un valor de velocidad de desplazamiento y una carga máxima. Hecho esto se empieza con el registro de la presión de poro en la base de la celda, y el registro del desplazamiento en la parte superior de la muestra; inmediatamente se abren las válvulas 10 y 14 en ese orden permitiendo el drenaje de la muestra por la válvula 14 y el inicio del proceso de consolidación.

### **3.3.6 Manejo del equipo durante una prueba de permeabilidad.**

Las pruebas de permeabilidad pueden ser practicadas ya sea durante el proceso de consolidación, o al final del mismo. Estas consisten básicamente en permitir el flujo de agua a través de la muestra saturada, midiendo la relación entre la cantidad de agua que atraviesa la muestra y el tiempo que transcurre para ello.

El flujo de agua se logra por medio de la aplicación de una contrapresión en la parte superior de la muestra, contrarrestada por una contrapresión menor aplicada en el fondo de la misma, como resultado se consigue un gradiente que produce un flujo descendente, que culmina en una bureta doble. La cantidad de agua se cuantifica por medio de un transductor de presión diferencial conectado a la bureta doble, que permite precisión en las mediciones.

El proceso se lleva a cabo de la siguiente forma:



Se mantiene el valor de la presión axial en el diafragma cerrando las válvulas 6 y 10, dicho valor dependerá de las condiciones presentes en la prueba de consolidación cuando ésta se detenga dando paso a la prueba de permeabilidad. A su vez se cierran las válvulas 14 y 15.

Se fija un valor de contrapresión en la parte superior de la celda, por medio del regulador 2. En las pruebas realizadas en este trabajo se usó el mismo valor con el que se consiguió la saturación, dicho valor fue  $1,9 \text{ kg / cm}^2$

Se fija un valor de contrapresión en la parte inferior de la muestra, por medio del regulador 1, dicho valor debe ser menor al valor en la parte superior para que se consiga el flujo descendente. En las pruebas realizadas en este trabajo se usó un valor de  $1,6 \text{ Kg/cm}^2$ .

Se abren las válvulas 14 y 24, se orienta la válvula 22 de tres vías en dirección al sistema de aire aplicando presión a la bureta doble y por último se abre la válvula 13 permitiendo el flujo de agua hacia la bureta doble y por ende el inicio de la prueba de permeabilidad. Desde ese momento se inicia el registro de las lecturas del transductor de cambio volumétrico en función del tiempo transcurrido.

### **3.3.7 Limitaciones y errores de la Celda Rowe**

Las limitaciones del equipo con respecto a la exactitud en sus mediciones están ligadas a la precisión presentada por sus componentes, tales como transductores, y reguladores, al igual que al mal funcionamiento de alguna de sus partes o al mal manejo de las mismas por parte de los operarios.

Cabe resaltar de los aspectos citados que la única condición o causal de inexactitudes que puede ser corregida sin la necesidad de cambiar partes en el equipo, es el mal manejo por parte de los operarios. Esto puede ser corregido

prestando especial atención a algunos factores que son determinantes en la prueba. Algunos se exponen a continuación:

- ✓ En el labrado de la muestra, ésta debe ser lo menos alterada posible con respecto a sus condiciones naturales, por lo cual es recomendable que el proceso sea llevado a cabo en un cuarto húmedo y la muestra sea ensayada inmediatamente después de ser labrada. A su vez, es importante que la presión a la que se someta la muestra no afecte a la misma de forma considerable.
- ✓ La saturación de las líneas debe ser completa evitando la presencia de cualquier burbuja de aire en el sistema, lo cual sólo se consigue dejando correr una cantidad considerable de agua (destilada y desaireada) a través del mismo, en especial en la línea donde se realiza la medición de la presión de poro. Este aspecto es muy importante ya que la teoría considera al agua en el proceso de consolidación como incompresible.
- ✓ El nivel de la bureta debe ser revisado en cada incremento cuidando que siempre exista un “colchón” de aire que permita la correcta transmisión de la presión entre el sistema de aire y el sistema de agua.
- ✓ La cubierta de la celda debe colocarse de forma tal que se garantice el correcto sellado de la misma, también debe tenerse especial cuidado con no desgastar el perímetro del diafragma realizando un mal sellado que lo aprisione fuera de sus límites.
- ✓ La calibración de transductores y reguladores debe realizarse de forma periódica, lo cual asegura que el marco de referencia de los resultados obtenidos es el correcto.

- ✓ La distancia recorrida por la barra metálica del transductor de desplazamiento debe ser revisada en el inicio de cada incremento, de forma tal que no se sobrepase la carrera del mismo y se pierda contacto entre el inicio de la barra y la parte superior del vástago hueco.

## **4 ANALISIS DE RESULTADOS**

### **4.1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se presentan y analizan los resultados de la serie de pruebas VCD efectuadas, así como los obtenidos de las pruebas de permeabilidad directas realizadas durante las pruebas de consolidación.

Se consideran los resultados referentes a la velocidad de desplazamiento, compresibilidad, validez de las pruebas y permeabilidad. Durante el análisis realizado se comparan y discuten los datos obtenidos haciendo referencia a experiencias adquiridas por diversos autores en estudios previos.

Asimismo, se presenta en este capítulo la descripción del suelo en estudio, el cual corresponde a arcillas del Valle de México (zona de lago), y se discuten aspectos determinantes en las pruebas VCD, tales como la importancia de la velocidad de desplazamiento, su correcta elección y la relación que manifiesta con la validez de los ensayos.

### **4.2 DESCRIPCIÓN DEL SUELO EN ESTUDIO**

#### **4.2.1 Características geotécnicas y geológicas generales**

Para propósitos teóricos, el Valle de México puede ser considerado como una cuenca cerrada (la cual estuvo llena de agua durante la época del pleistoceno), a pesar de que el Corte de Noschistongo y algunos túneles al noreste del valle fueron construidos con el propósito de drenaje.

Los límites geográficos del Valle son: Tepoztlán, Tezontlalpan y los montes de Pachuca al Norte; la planicie de Apan y la Sierra Nevada al Este; las montañas de

Cuauhtzin y el Ajusco se extiende al Sur; y la Sierra de las Cruces y Monte Alto al Oeste. El Valle tiene un área de 7160 km<sup>2</sup>, de los cuales 3080 km<sup>2</sup> son regiones montañosas con altitudes de más de 200 m sobre el piso del Valle y 2050 km<sup>2</sup> son regiones con altitudes entre 0 y 50 m sobre el piso del Valle. El área más baja del Valle tiene una altitud media de 2224 m sobre el nivel del mar. La máxima dimensión del Valle en la dirección norte-sur es de aproximadamente 135 km, y su extensión al centro es de aproximadamente 76km (Zeevaert 1949).

La arcilla del valle de México ha sido considerada como un material extremo, en el cual se pueden encontrar contenidos de agua que exceden el 500%, índices de plasticidad con un valor superior a 300% y ángulos de fricción (en términos de esfuerzos efectivos) de hasta 55° (Marsal & Mazarí, 1959). Geológicamente este tipo de suelo corresponde al relleno de la época pleistocénica.

El relleno pleistocénico del Valle puede dividirse en dos secciones: (1) la capa superficial o "primera capa arcillosa", que consiste en depósitos de granos finos, y (2) la capa interna o "capa dura" que consiste de material de granos gruesos (arenas, limos, grava, guijarros, canto rodado, etc.) La capa interna se caracteriza por elementos redondeados encerrados en una matriz arenosa. La sección más baja del relleno tiene una permeabilidad más alta debido a la ausencia de arcillas y fangos. Parte del agua potable de la Ciudad de México se obtiene del manto acuífero formado por la sección baja del relleno pleistocénico.

La sección superficial del relleno fue depositada durante el Pleistoceno reciente y consiste en una masa de suelo de granos finos con una gran cantidad de microfósiles y capas de finos granos de material piroclástico, arena y grava. Esta porción del relleno ha sido tradicionalmente llamada Arcilla de la Ciudad de México. El espesor de esta porción del depósito varía a través del valle, teniendo en el centro de la ciudad un valor aproximado de 50 m.

La literatura técnica ofrece diferentes clasificaciones y descripciones del proceso de relleno para la sección superior del relleno Pleistocénico, pero pueden ser resumidas como sigue: una importante porción de la sección superior del depósito es un producto de la transformación y la descomposición de material piroclástico muy fino. Acompañando las erupciones de lava del Chichinautzin, existieron explosiones de grandes cantidades de material volcánico que formaron densas nubes conteniendo finísima ceniza volcánica y otros materiales piroclásticos. El material suspendido en las nubes se depositó con la lluvia en las aguas del lago. Otros finos materiales que cayeron en las montañas que cercan el valle, fueron transportados por el aire y la lluvia hacia el lago. Al tomar lugar el proceso de sedimentación, existieron ciclos climáticos de períodos húmedos y secos que causaron cambios en las condiciones generales del lago. Durante diferentes periodos de tiempo las características físico-químicas y la profundidad del lago originaron diferencias en la deposición del material sedimentario. Adicionalmente, existieron explosiones volcánicas aisladas que cubrieron el lago entero con gruesos granos. Una importante característica de esta sección del relleno es la presencia significativa de microfósiles. Aparentemente, las condiciones del lago fueron tales que promovieron la proliferación de diatomeas, ostracodos y otros microfósiles.

Como producto de los procesos geológicos ya mencionados, la estratigrafía resultante que puede considerarse representativa de la zona de lago es la siguiente:

- a.** Costra superficial: Esta capa puede describirse como una corteza desecada. Contiene arcillas consolidadas de baja compresibilidad, limos arcillosos, arenas limosas y restos de construcciones antiguas. El espesor de esta capa varía entre 1 m a 7 m.

- b.** Serie Arcillosa Superior: Este depósito está compuesto de capas de arcilla lacustre compresible, que están separadas por lentes duros. El espesor varía entre 25 m a 50 m. El suelo de este depósito es comúnmente referido como Arcilla de la Ciudad de México.
- c.** Primera Capa Dura: La primera capa dura está compuesta de una secuencia de capas duras y suaves. Las capas duras son usualmente arenas y gravas y las capas suaves son lentes de limo y arcilla. El espesor medio del estrato es de 3.5 m.
- d.** Serie Arcillosa Inferior: Este depósito está hecho de capas de arcilla separadas por lentes duros, compuestos por arenas, limos, vidrios y cenizas volcánicas. El espesor medio en el centro del lago es de 15 m, desapareciendo en las orillas. Se presume que la arcilla de este estrato es de la misma naturaleza que la de las series superiores, teniendo en cuenta que aquella ha sufrido deformaciones significativas debido a un proceso de consolidación inducido por el bombeo de acuíferos subyacentes.
- e.** Depósitos Profundos: Estos depósitos consisten principalmente en arena compacta con escasos lentes de arcilla y son parte de depósitos clásticos aluviales. Este depósito forma un acuífero de alta permeabilidad del cual se obtiene el agua potable para la Ciudad de México. La extracción del agua del acuífero es la causa principal de la subsidencia de la Ciudad de México (Carrillo 1941). La profundidad media inicial de este depósito es de 50 m.

#### **4.2.2 Ubicación, estratigrafía y propiedades**

El suelo analizado en el presente estudio correspondió a muestras inalteradas extraídas en una exploración contigua al Dren General del Valle, al noreste de la zona metropolitana del D.F. en el Estado de México; tal conducción hidráulica es

la frontera poniente de la zona federal que constituye el ex-Lago de Texcoco. La ubicación se puede observar en la figura 4.1, que corresponde a una zonificación geotécnica realizada por Covitur.

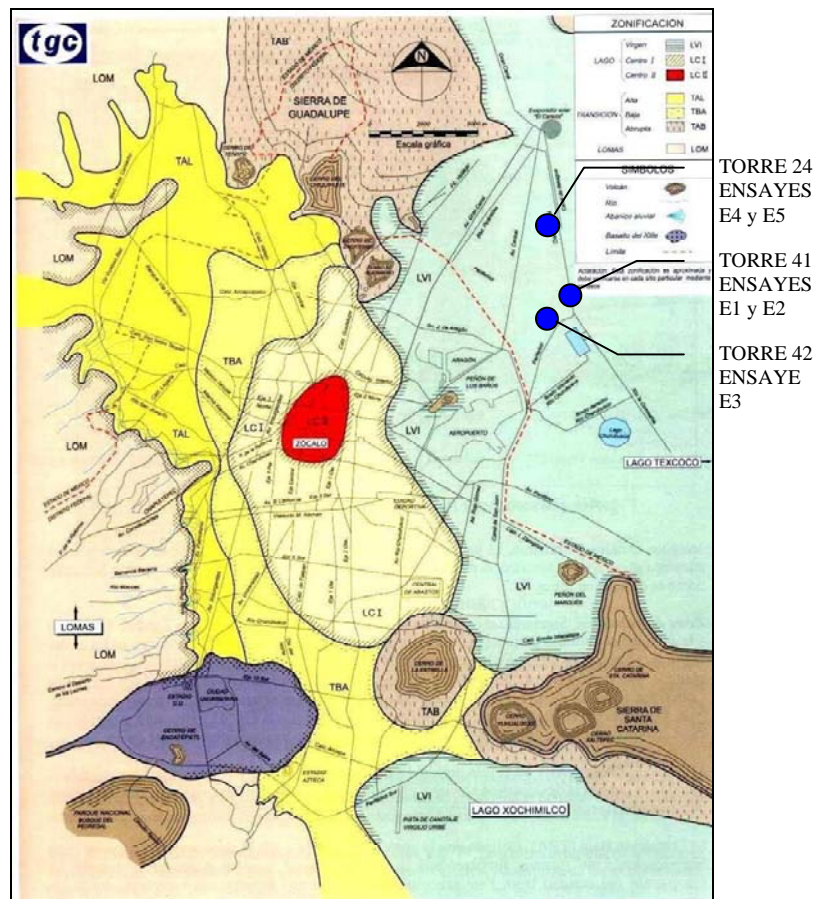


Figura 4.1 Ubicación del suelo en estudio (Zonificación geotécnica Covitur)

Según la zonificación geotécnica que se encuentra en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la zona en la cual se ubica la exploración realizada corresponde a zona lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados



y rellenos artificiales Los perfiles estratigráficos del suelo utilizado en los ensayos E1 a E5, se encuentran en el capítulo 8, correspondiente a anexos.

Los datos generales y las propiedades índice del material se presentan en la tabla 4.1, la cual se muestra a continuación:

Ensayo	Profundidad (m)	Ss	LL (%)	LP (%)	$\gamma_m$ ( $gr/cm^3$ )	$w_m$ (%)
E1	18.4-18.6	2.65	-	-	1.30	216
E2	18.4-18.6	2.65	-	-	1.29	205
E3	25.20-25.40	2.62	302	49	1.20	240
E4	14.8-15.0	2.56	292	77	1.21	254
E5	22.0-22.20	2.53	303	64	1.24	234

Tabla 4.1 Datos generales y propiedades índice

### 4.3 VELOCIDAD DE DESPLAZAMIENTO EN PRUEBAS VCD

#### 4.3.1 Importancia de la velocidad de desplazamiento

La velocidad de desplazamiento impuesta de forma axial a la muestra ha sido, a través de los años, la variable más estudiada en las pruebas VCD desde que estas fueron planteadas. Estudios realizados han demostrado que los parámetros obtenidos son dependientes de la velocidad de desplazamiento. Se ha determinado cómo la curva de compresibilidad de un suelo, y por consiguiente el esfuerzo de preconsolidación del mismo están íntimamente ligados a la velocidad de desplazamiento a la cual se realice la prueba

En dichos estudios (Crawford, 1964, Sällfors 1975, Leroueil, 1983, Mesri y Choi, 1984. Mendoza 1996, etc) se advirtió cómo al incrementarse la velocidad de desplazamiento el valor del esfuerzo de preconsolidación aumentaba,

evidenciándose así una menor compresibilidad del suelo. Al comparar estos resultados con pruebas tradicionales ECI, pudo establecerse cómo al disminuir la velocidad de desplazamiento en las pruebas VCD, se apreciaba mayor coincidencia entre los resultados de los dos tipos de pruebas.

Cabe resaltar que la influencia de la velocidad de desplazamiento en pruebas de consolidación no es sólo evidenciable en ensayos VCD; Crawford, en 1964, realizó una serie de ensayos de consolidación por incrementos variando el tiempo de aplicación de los mismos, cuyos resultados demostraron que al aumentar la duración de los incrementos se obtenían cargas de preconsolidación menores.

Dicho comportamiento en pruebas ECI fue corroborado en estudios posteriores por Larsson, 1981 y Leroueil, 1988 entre otros.

#### **4.3.2 Efecto de la velocidad de desplazamiento en la validez de la prueba**

La presión de poro  $u_b$  que se genera en la base de la muestra por la aplicación de la carga, es uno de los aspectos más importantes relacionados con la representatividad de los ensayos VCD; esto se debe a que este valor representa la respuesta del suelo ante el incremento de carga aplicado.

Para incorporar este aspecto se ha usado la variable  $u_b / p$ , (siendo  $p$  el esfuerzo total aplicado) de forma tal que al presentarse valores altos de este cociente la validez de los planteamientos teóricos de las pruebas VCD pierden sustento, y por ende sus resultados carecen de valor. Es fundamental que los valores de  $u_b / p$  tengan un valor bajo, ya que con ello se garantiza que los puntos analizados se encuentran al final de la consolidación primaria, lo cual es una de las premisas de la teoría usada.

Para que pueda analizarse numéricamente la representatividad de los ensayos VCD, el valor del cociente  $u_b / p$  debe ser cuantificado; algunos autores con base en sus estudios han recomendado un rango de valores en los que debe estar dicho cociente en donde pueden considerarse confiables los resultados

Sällfors en 1975 recomendó un valor máximo 15% para  $u_b / p$ . Años más tarde, en 1986, junto a Larsson el mismo Sällfors redujo dicho margen a un máximo de 10%, para pruebas VCD estandarizadas en Suecia, con lo que garantizaba la congruencia entre estas pruebas y las ECI. A su vez la norma ASTM D4186 (1989) estableció un rango recomendado para el valor del cociente  $u_b / p$  entre 3% y 30% para pruebas VCD. Dadas las características de las arcillas del Valle de México, es recomendable el uso de un valor de  $u_b / p$  no superior al 10% para pruebas VCD realizadas en este tipo de suelo.

#### 4.3.3 Selección de la velocidad de desplazamiento en pruebas VCD

Se han desarrollado varios métodos para la selección de una velocidad de desplazamiento adecuada según el tipo de suelo. Entre ellos destaca el propuesto por Smith y Wahls (1969), en el cual se fija un valor máximo de  $u_b / p$  con el que se calcula una velocidad que cumpla dicho valor. El método requiere conocer previamente el valor de  $c_v$  o en su defecto asumirlo, lo que limita su aplicación.

Otros métodos como los propuestos por la ASTM D4186 (1989) y Armour y Drnevich (1986) calculan la velocidad basándose en parámetros propios del suelo como el límite líquido, y la permeabilidad; sin embargo, dichos métodos no presentan resultados satisfactorios ni congruentes entre ellos (Crawford 1988).

Mesri y Feng (1992) presentaron una expresión para estimar la velocidad de desplazamiento en pruebas VCD, de forma tal que los resultados de las mismas

fueran similares a los obtenidos en pruebas ECI carentes de medición de presión de poro. Dicha expresión está en función del coeficiente de compresión secundaria y el tiempo necesario para completar la consolidación primaria; también en su estudio indicaron la conveniencia de utilizar en las pruebas VCD una velocidad superior a la llevada a cabo en pruebas ECI, con un respectivo ajuste de los parámetros de compresibilidad resultantes.

Todos los métodos descritos presentan el inconveniente de requerir ensayos previos; por esto, una opción válida para definir una velocidad  $R$  adecuada, consiste en examinar estudios anteriores, analizando la velocidad usada en ellos y la correspondiente variación del cociente  $u_b / p$ , de tal suerte que dicha variación no sea superior al 15% o 30% de acuerdo al criterio utilizado.

Cabe anotar que velocidades muy pequeñas generarían valores de presión de poro cercanos a cero, lo cual inhabilitaría la correcta medición del coeficiente de permeabilidad (Mesri y Feng, 1992), a su vez prolongarían el tiempo de ensayo arruinando una de las ventajas de este tipo de prueba.

Con el objetivo de definir el rango de velocidades a utilizar en el presente trabajo, teniendo en cuenta la gran cantidad de ensayos que se han realizado a través de los años, se realizó una extensa investigación y comparación entre los resultados obtenidos de estudios anteriores. Se comentan a continuación dos de los estudios realizados más importantes, presentando el rango de velocidades usado y la variación del factor  $u_b / p$  alcanzado.

Es importante resaltar que la velocidad utilizada en dichos estudios es presentada en relación a la deformación, ya que se encuentra dividida entre el espesor inicial de la muestra. La velocidad de deformación resultante es aproximada, dado que el espesor de la muestra varía en el transcurso de la

prueba, por lo cual dicha velocidad no es estrictamente constante. Se presenta en dicha forma ya que permite que sea un parámetro más general facilitando la comparación entre distintas series de ensayos. Sin embargo, el análisis de los resultados de las pruebas de la presente investigación se realiza con velocidad de desplazamiento constante.

En su estudio, en arcillas de Boston sedimentadas artificialmente, Wissa *et al* (1971) percibieron variaciones  $u_b / p$  menores al 5%, utilizando velocidades de deformación intermedias entre  $1.60E^{-06} \text{ s}^{-1}$  y  $8.00E^{-06} \text{ s}^{-1}$ .

Por su parte Mesri y Feng (1992) al final de varias series de ensayos VCD en arcillas del este de Canadá, la costa central de Suecia, Batiscan, Berthierville, St-Hilaire y Vasby; concluyeron que una velocidad de deformación entre  $1.50E^{-06} \text{ s}^{-1}$  y  $8.00E^{-06} \text{ s}^{-1}$ , genera un factor  $u_b / p$  máximo de 15%, considerando este valor como adecuado para este tipo de pruebas en el suelo estudiado.

Es muy importante anotar que los resultados de las pruebas presentadas como antecedentes en los párrafos anteriores están ligados al suelo ensayado. Por lo anterior, a efecto de determinar una velocidad de desplazamiento adecuada para el suelo analizado en la presente investigación, se hace imperativa la recopilación y análisis de estudios realizados en dicho suelo.

Teniendo en cuenta que la técnica de consolidación tipo VCD no ha sido muy aplicada en México, el número de ensayos y resultados de este tipo de pruebas no es muy extenso; sin embargo, destaca el trabajo realizado por Mendoza *et al* (1996), en el cual con un rango de velocidades de deformación entre  $1.9 E^{-06} \text{ s}^{-1}$  y  $6.2 E^{-06} \text{ s}^{-1}$  no se superó un valor del 30% para la relación  $u_b / p$ , lo cual según la ASTM cumple con los requisitos necesarios para garantizar la confiabilidad de los resultados de las pruebas.

En un estudio sobre las arcillas del Valle de México realizado por Oscar Lopez Velásquez (2002), en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para un rango de velocidades de  $9.2 \text{ E}^{-06} \text{ s}^{-1}$  a  $9.84 \text{ E}^{-07} \text{ s}^{-1}$  se alcanzó un valor máximo de 21% de  $u_b / p$  en pruebas VCD, además pudo establecerse que a partir de una velocidad de  $2.5 \text{ E}^{-06} \text{ s}^{-1}$ , la generación de presión de poro tenía un comportamiento asintótico, lo cual indica que a velocidades menores la variación de la presión de poro en la base serían despreciables.

También se han realizado investigaciones en arcillas del valle de México como la presentada por Alexandra Milena Montes (2006). En su trabajo, para un rango de velocidades de deformación entre  $7 \text{ E}^{-07} \text{ s}^{-1}$  y  $2 \text{ E}^{-05} \text{ s}^{-1}$  no se superó un valor de 30% de  $u_b / p$ , garantizando la validez de las pruebas. Es importante destacar las dificultades que presentó el equipo utilizado por Montes, para mantener la velocidad de desplazamiento constante una vez que se alcanzaba el tramo normalmente consolidado, por lo cual para un mismo ensaye se presentaron dos valores distintos de velocidad.

Tomando en consideración lo antes expuesto, al igual que trabajos desarrollados sobre el tema en la UNAM, se decidió que el rango de velocidades de deformación para el presente trabajo fuera  $1.0 \text{ E}^{-6} \text{ s}^{-1}$  -  $1.5 \text{ E}^{-6} \text{ s}^{-1}$ , lo que corresponde a una velocidad de desplazamiento de  $1.8 \text{ E}^{-4} \text{ cm/min}$  -  $2.7 \text{ E}^{-4} \text{ cm/min}$ .

## 4.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

### 4.4.1 Velocidad de desplazamiento de las muestras

En la tabla 4.2 se presentan las velocidades de la serie de pruebas VCD:

Prueba	Velocidad de desplazamiento (cm/min)
E1	$1.8E^{-4}$
E2	$2.7E^{-4}$
E3	$2.7E^{-4}$
E4	$1.8E^{-4}$
E5	$2.7E^{-4}$

Tabla 4.2 Velocidad de desplazamiento en las pruebas

La velocidad de desplazamiento en la serie de pruebas VCD realizadas, experimentó un corto periodo de adaptación al iniciar el proceso de carga, una vez concluida esta etapa de transición, se conservó constante en el valor asignado a lo largo de todas las pruebas. Esto se obtuvo gracias a la regulación en la aplicación de la carga axial, en función del desplazamiento registrado por el transductor para tal fin.

El comportamiento transitorio de la velocidad evidenciado en el inicio de las pruebas, concuerda con el análisis realizado por Wissa *et al* (1971), el cual incorporó a su procedimiento de cálculo para pruebas VCD el estudio de dicho fenómeno.

En la figura 4.2 se aprecia la variación de la velocidad a través del tiempo en las pruebas E1 y E2, la cual fue calculada por medio de las lecturas continuas de los transductores durante toda la prueba. A su vez en la figura 4.3 se muestra el comportamiento de la velocidad contra el tiempo en las pruebas E3 y E4. Por último en la figura 4.4 se presenta dicha variación en la prueba E5

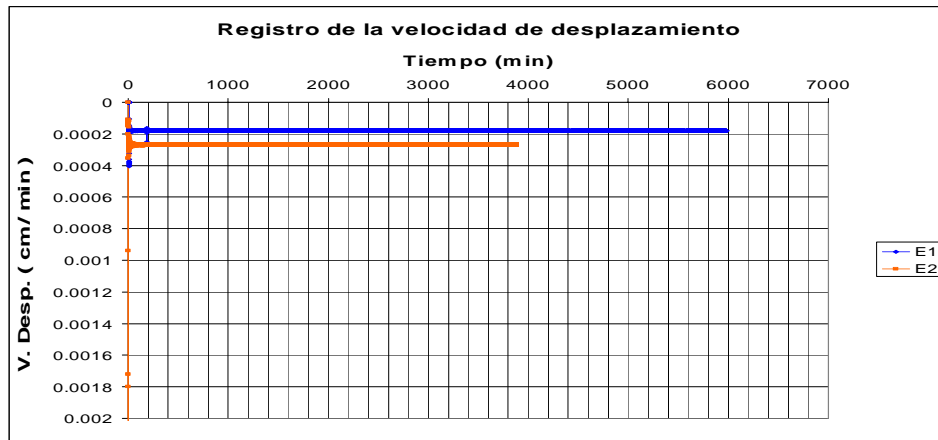


Figura 4.2. Variación de la velocidad de desplazamiento pruebas E1 y E2

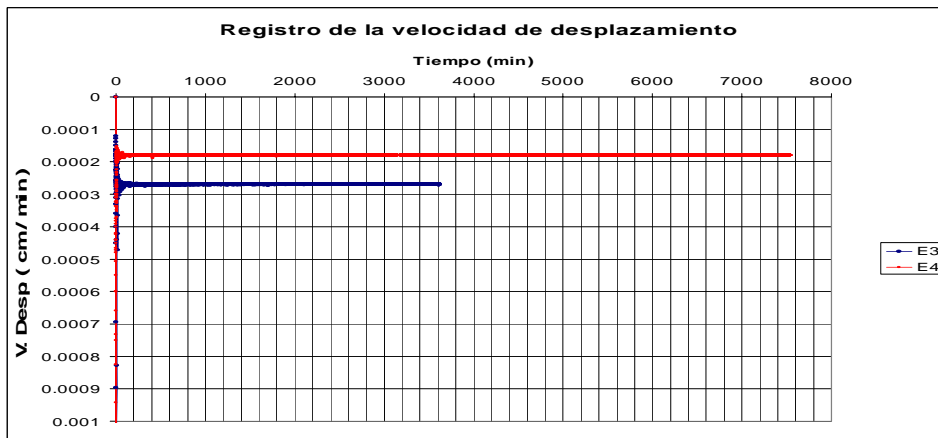


Figura 4.3. Variación de la velocidad de desplazamiento pruebas E3 y E4

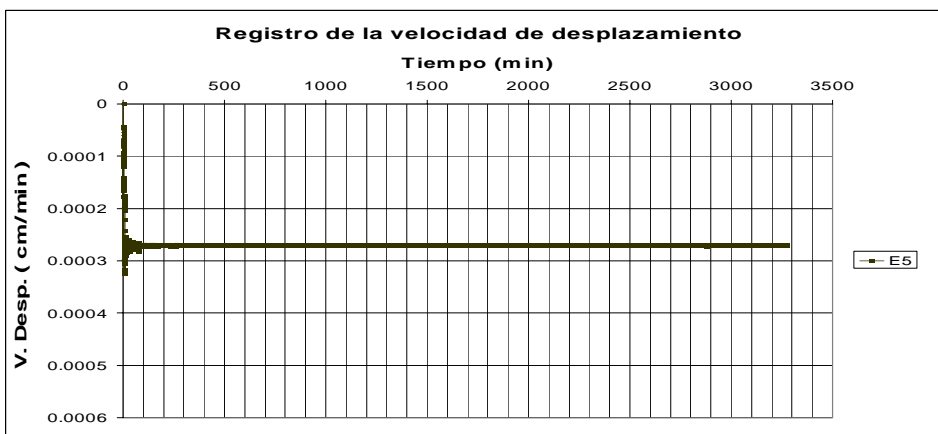


Figura 4.4. Variación de la velocidad de desplazamiento, prueba E5



#### 4.4.2 Variación del cociente $u_b/p$

En las figuras 4.5 a 4.9 puede apreciarse la variación del cociente  $u_b / p$  en las pruebas VCD ejecutadas, con respecto al esfuerzo medio efectivo. El cual se obtiene restando del esfuerzo efectivo la presión de poro media, calculada de forma empírica cómo dos tercios de la presión de poro en la base  $u_b$ . Esta norma utilizada en la práctica es comprobada por medio del modelo M (ecuación 21, capítulo 2).

Por lo tanto el esfuerzo medio efectivo se calcula con la siguiente fórmula:

$$\bar{\sigma}' = \sigma' - \frac{2}{3}u_b \quad 23$$

Cabe anotar que al tenerse un registro continuo de las presiones aplicadas a la muestra, al igual que la respuesta de la misma tanto en presiones generadas como en desplazamiento, es posible determinar períodos en los cuales se presentan comportamientos irregulares en las pruebas, y de esta forma determinar la validez y conveniencia de su utilización.

En ese orden de ideas, se tomaron en consideración algunos puntos presentes en las curvas, en los cuales la generación de presión de poro en exceso era muy baja o negativa; este fenómeno pudo haber sido ocasionado por variaciones en el regulador de contrapresión que alteran la correcta medición de  $u_b$ .

Al darse este fenómeno se inhabilita el cálculo correcto del coeficiente de permeabilidad  $k$  (Mesri y Feng, 1992). Por todo lo anterior se filtraron dichos puntos, haciendo la salvedad que representaban en total menos del 0.3% del total de puntos registrados a través de las pruebas.

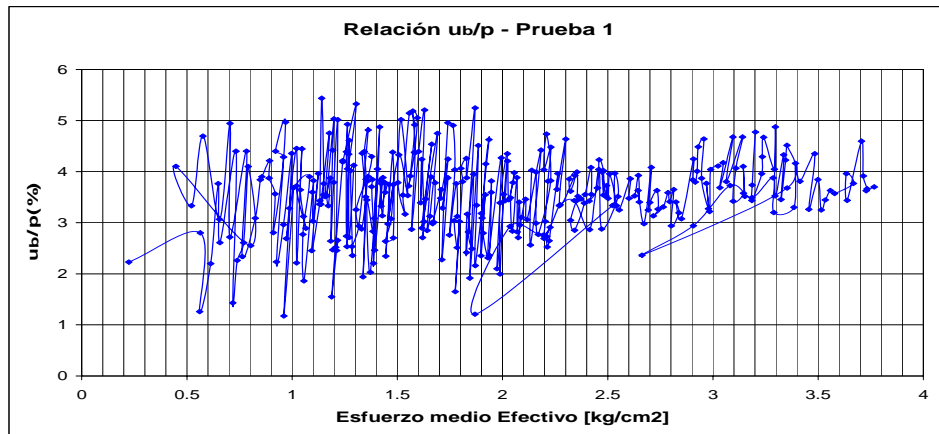


Figura 4.5. Variación  $u_b/p$  -prueba E1

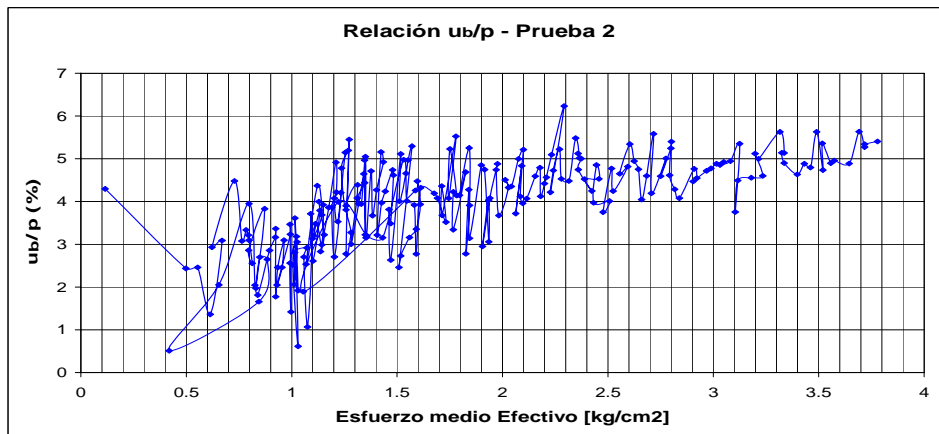


Figura 4.6. Variación  $u_b/p$ , prueba E2

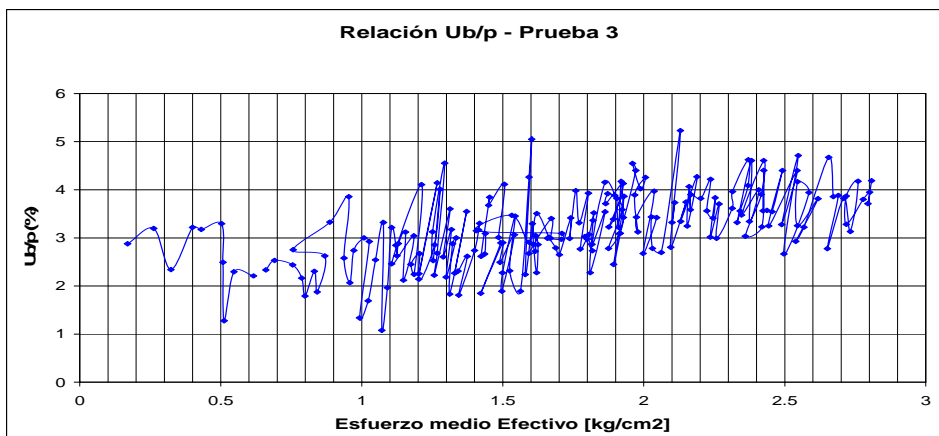


Figura 4.7. Variación  $u_b/p$ , prueba E3

En las 5 pruebas los valores de  $u_b/p$  no superaron el 10%, lo cual de acuerdo al tipo de suelo utilizado y al criterio propuesto por Sällfors en 1975, para suelos altamente compresibles, garantiza la validez de las pruebas desarrolladas.

Las pruebas E1 y E2 (figuras 4.5 y 4.6) fueron desarrolladas en un mismo suelo, variando entre ambos ensayos la velocidad de desplazamiento impuesta a la muestra. La prueba E1 se realizó a una velocidad de  $1.8E^{-4}$  cm/min, valor con el cual la relación  $u_b/p$  máxima fue de 5.4%, por su parte la prueba E2 a una velocidad de  $2.7E^{-4}$  (cm/min) alcanzó un valor máximo de 6.3%.

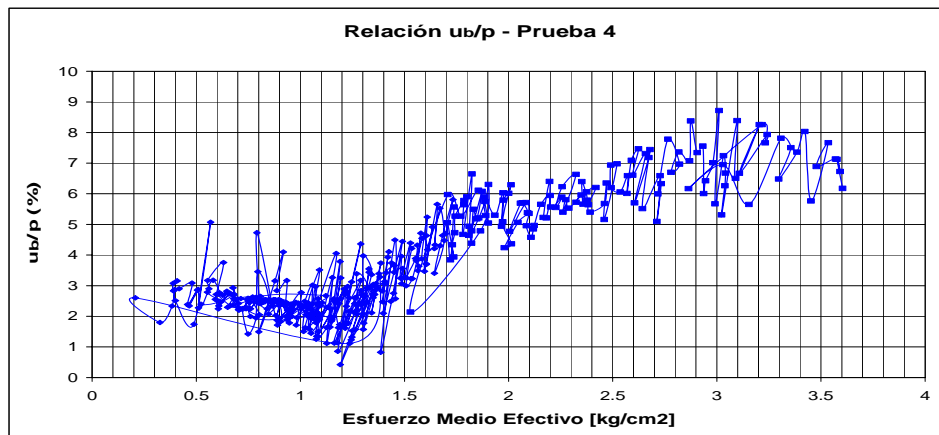


Figura 4.8. Variación  $u_b/p$ , prueba E 4

Comparando los resultados de las pruebas E1 y E2 puede observarse cómo en este caso, para un mismo suelo, al aumentar la velocidad de ensaye aumenta el valor de  $u_b/p$  y por lo tanto la generación de exceso de presión de poro; esto concuerda con investigaciones realizadas por autores como Smith y Wahls (1969), Larsson (1981), Mesri y Feng (1992) etc. en las cuales se logró determinar que la velocidad de desplazamiento a la cual se realice la prueba, es directamente proporcional (no exactamente) al exceso de presión de poro generado durante la misma. Es importante anotar, que el incremento de velocidad entre las pruebas E1 y E2 es poco significativo por lo cual la variación entre los cocientes es mínima.

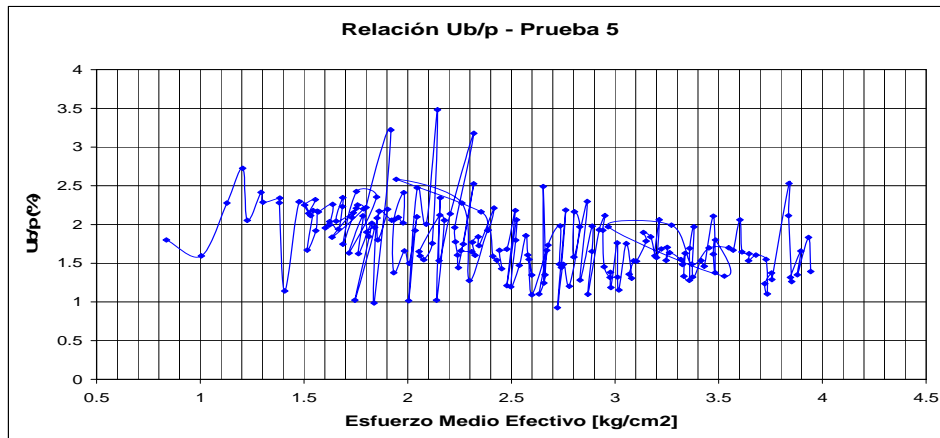


Figura 4.9. Variación  $u_b/p$ , prueba 5

Para analizar dichos resultados es importante considerar que aunque el suelo utilizado en las pruebas E1 y E2 fue extraído del mismo tubo, no puede considerarse exactamente igual, ya que las variaciones en las propiedades del suelo se presentan incluso en distancias muy cortas, por lo cual cualquier resultado aunque sea referido a condiciones propias de las pruebas, también está influenciado por las diferencias en las características del suelo utilizado para cada una de ellas. Teniendo en cuenta lo anterior al referirnos a la frase “un mismo suelo” no indica que éste sea exactamente igual para las dos pruebas.

#### 4.4.3 Relación esfuerzo deformación

En la figura 4.10 se encuentra plasmada, por medio de las curvas de compresibilidad, la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación de la muestra en las pruebas E1 a E5.

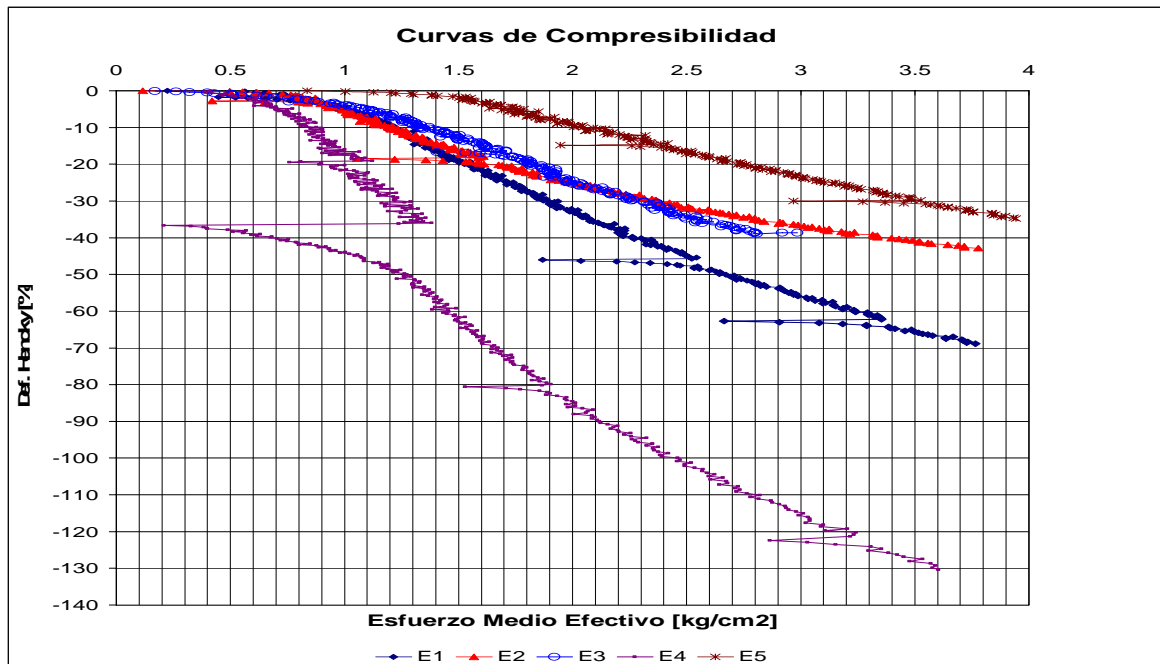


Figura 4.10. Curvas de Compresibilidad, Pruebas E1 a E5

Las curvas de compresibilidad presentadas muestran la variación de la deformación *Hencky* ( $\varepsilon$ ) con respecto al esfuerzo medio efectivo. Dicha deformación se calcula como:

$$\varepsilon = Ln \left[ 1 - \frac{\Delta H}{H_0} \right]$$

Siendo  $\Delta H$  el diferencial entre las lecturas realizadas por el transductor de desplazamiento, y  $H_0$  el espesor inicial de la muestra.

Las descargas que se aprecian en las curvas (figura 4.10) corresponden a puntos donde se realizaron pruebas directas de permeabilidad, una vez culminadas dichas pruebas se continuó con la prueba de consolidación de forma tal que el ensaye retomara su curso original.

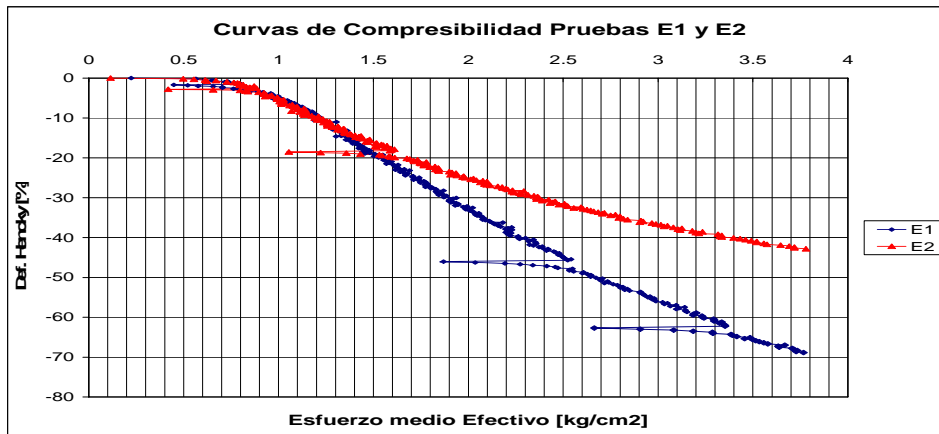


Figura 4.11. Curvas de Compresibilidad, pruebas E1 y E2

El esfuerzo de preconsolidación fue calculado en las curvas de compresibilidad con el método de Casagrande, los valores obtenidos se muestran en la tabla 4.3.

Prueba	Carga de preconsolidación (esfuerzo medio efectivo kg/cm <sup>2</sup> )
E1	1.05
E2	0.96
E3	1.16
E4	0.98
E5	1.64

Tabla 4.3 Esfuerzo de preconsolidación.

Al comparar los valores del esfuerzo de preconsolidación obtenidos de las pruebas E1 y E2 (figura 4.11) puede registrarse cómo para un aumento del 50% en la velocidad de desplazamiento, se presentó una disminución de 9.4% en el esfuerzo de preconsolidación. Esto nos sugiere que al aumentar la velocidad de ensaye se producen resultados de compresibilidad menores; lo cual coincide con estudios previos de muchos autores que han comprobado esta premisa a través de los años

Como ya se había comentado el suelo de las pruebas E1 y E2 no es exactamente igual, por lo cual las diferencias en los resultados de compresibilidad entre pruebas no pueden ser atribuidas exclusivamente a la velocidad; por el contrario, puede afirmarse que dichos resultados también dependieron del tipo de suelo ensayado.

La curva de compresibilidad de la prueba E3 presenta un valor de esfuerzo medio efectivo final mucho menor al de las otras curvas, lo cual no fue previsto ya que el sistema de regulación detiene la prueba al alcanzar un valor de carga axial prefijado igual para todas las pruebas.

Dicho comportamiento nos indica que el suelo tuvo una gran susceptibilidad al llegar a un nivel de esfuerzos cercano a  $3 \text{ kg/cm}^2$ , lo cual llevo a un rápido aumento en la presión axial aplicada y por ende el final de la prueba. Esto pudo ocasionarse debido a un cambio errático en la regulación de la contrapresión, la cual sufrió una disminución de casi el 50% hasta estabilizarse nuevamente, este fenómeno se dio en los últimos minutos de la prueba.

#### **4.4.4 Coeficiente de Permeabilidad ( $k$ )**

El coeficiente de permeabilidad en las pruebas fue calculado utilizando la ecuación 22 (capítulo 2), la cual fue obtenida por medio de la aplicación del modelo M para pruebas de consolidación tipo VCD. Dicho cálculo se llevo a cabo durante toda la prueba gracias al registro continuo de los transductores de presión del equipo.

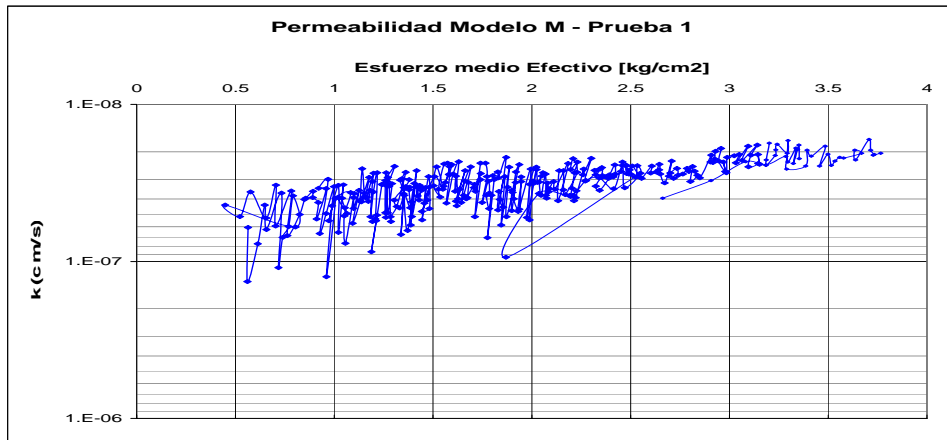


Figura 4.12. Coeficiente de permeabilidad, prueba E1

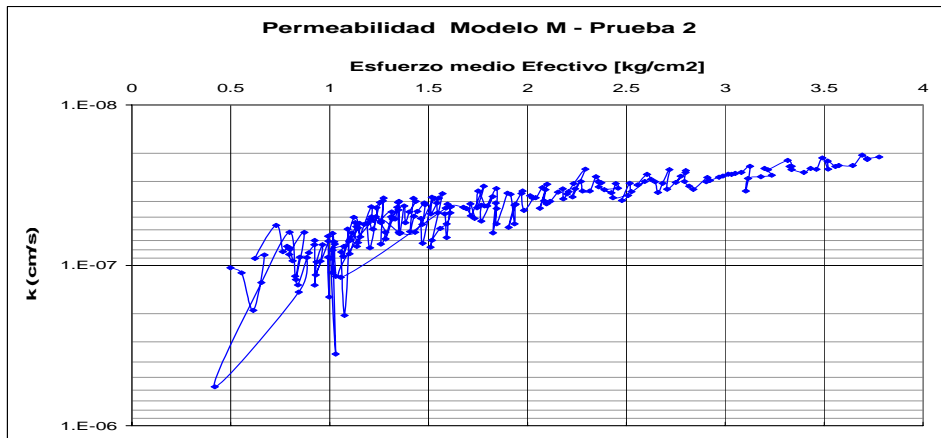


Figura 4.13. Coeficiente de permeabilidad, prueba E2.

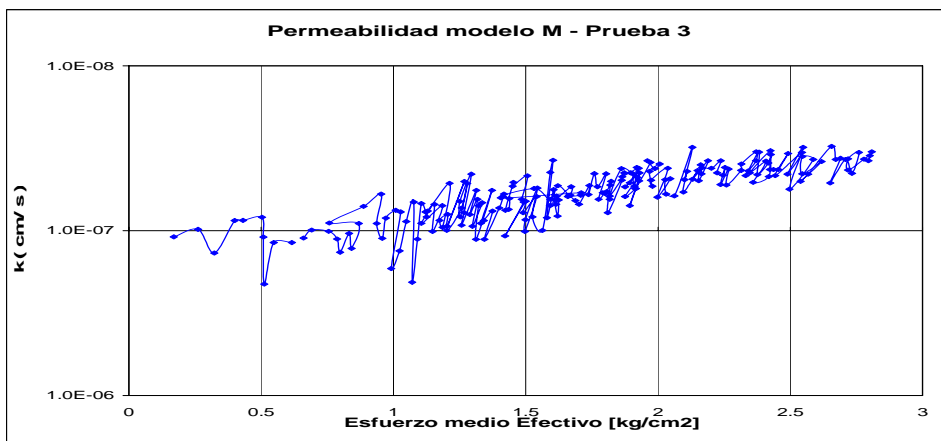


Figura 4.14. Coeficiente de permeabilidad, prueba E3.



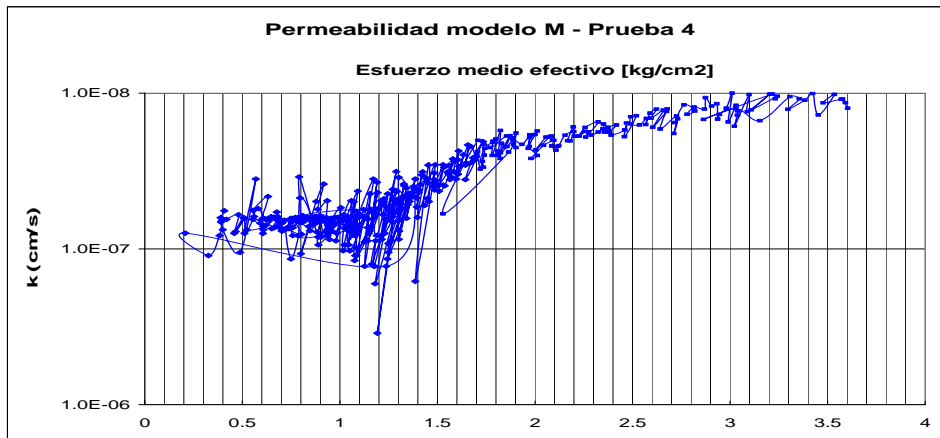


Figura 4.15. Coeficiente de permeabilidad, prueba E4

En las figuras 4.12 a 4.16 se exhibe la variación de la permeabilidad durante los ensayos de consolidación, en relación con el esfuerzo medio efectivo.

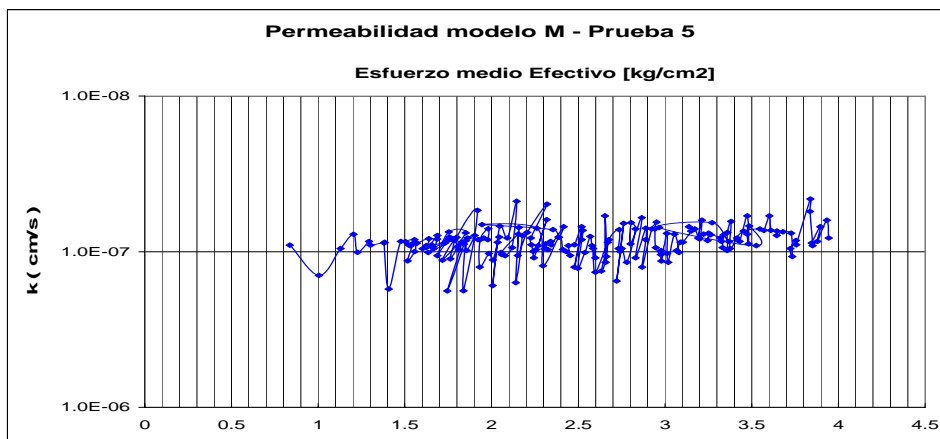


Figura 4.16. Coeficiente de permeabilidad, prueba E5.

En todas las gráficas asociadas al coeficiente de permeabilidad se observa cómo éste presenta un comportamiento descendente a lo largo de la prueba, indicando una disminución en la permeabilidad de la muestra. Dicho comportamiento es característico de este tipo de pruebas; sin embargo como excepción se puede ver en los ensayos una oscilación en el valor de  $k$ , ocasionada por variaciones en el valor de la contrapresión propias del regulador

para tal fin, este hecho afecta la medición de la presión de poro en la base de la celda y por ende el calculo de la permeabilidad.

#### 4.4.5 Comparación entre el $k$ calculado y el medido en pruebas directas

En el transcurso de las pruebas de consolidación se realizaron ensayos directos de permeabilidad, con el fin de obtener puntos de medición directa del coeficiente de permeabilidad en la rama preconsolidada y normalmente consolidada, para ello se detuvieron las pruebas VCD en niveles de esfuerzos determinados de acuerdo al comportamiento del suelo.

En total se registraron 22 puntos de medición del valor de  $k$  en las 5 pruebas VCD realizadas, 7 de ellos se ubicaron en la rama preconsolidada y 15 en la rama normalmente consolidada.

Los resultados de los coeficientes de permeabilidad medido  $k_M$  y el calculado con los resultados de las pruebas VCD por medio de la aplicación del modelo  $M, k_C$  para un mismo nivel de esfuerzos, se presentan a continuación en las tablas 4.4 y 4.5, dividiéndolos de acuerdo a la carga de preconsolidación de cada prueba (tabla 4.3).

Rama preconsolidada									
E1		E2		E3		E4		E5	
$k$ (cm/s)		$k$ (cm/s)		$k$ (cm/s)		$k$ (cm/s)		$k$ (cm/s)	
$k_C$	$k_M$	$k_C$	$k_M$	$k_C$	$k_M$	$k_C$	$k_M$	$k_C$	$k_M$
5.8E <sup>-08</sup>	1.3E <sup>-07</sup>	8.5E <sup>-08</sup>	3.8E <sup>-07</sup>	9.3E <sup>-08</sup>	4.2E <sup>-07</sup>	7.5E <sup>-08</sup>	2.0E <sup>-05</sup>	8.7E <sup>-08</sup>	5.8E <sup>-08</sup>
						7.0E <sup>-08</sup>	2.8E <sup>-06</sup>	8.5E <sup>-08</sup>	

Tabla 4.4 Coeficientes de permeabilidad, .rama preconsolidada

Rama normalmente consolidada									
E1		E2		E3		E4		E5	
$k$ (cm/s)		$k$ (cm/s)		$k$ (cm/s)		$k$ (cm/s)		$k$ (cm/s)	
$k_C$	$k_M$	$k_C$	$k_M$	$k_C$	$k_M$	$k_C$	$k_M$	$k_C$	$k_M$
2.5E <sup>-08</sup>	4.2E <sup>-08</sup>	7.7E <sup>-08</sup>	9.8E <sup>-08</sup>	1.2E <sup>-07</sup>	1.4E <sup>-07</sup>	5.0E <sup>-08</sup>	2.0E <sup>-07</sup>	8.8E <sup>-08</sup>	7.8E <sup>-07</sup>
2.5E <sup>-08</sup>	2.3E <sup>-08</sup>	2.2E <sup>-08</sup>	4.5E <sup>-08</sup>	7.3E <sup>-08</sup>	1.0E <sup>-07</sup>	3.3E <sup>-08</sup>	3.2E <sup>-08</sup>	1.1E <sup>-07</sup>	1.5E <sup>-07</sup>
2.0E <sup>-08</sup>	2.3E <sup>-08</sup>			4.8E <sup>-09</sup>	7.3E <sup>-08</sup>	1.4E <sup>-08</sup>	1.5E <sup>-08</sup>	8.2E <sup>-08</sup>	1.5E <sup>-07</sup>
						1.3E <sup>-08</sup>	1.3E <sup>-08</sup>		

Tabla 4.5 Coeficientes de permeabilidad, rama normalmente consolidada

Los valores de  $k$  medidos y calculados fueron comparados evaluando el porcentaje de error entre ambas magnitudes, los resultados se representan por medio de la figura 4.17, distribuidos de acuerdo al ensaye en el cual se manifestaron. El porcentaje de error se calculó con la siguiente ecuación:

$$error = \pm \left[ \frac{k_M - k_C}{k_M + k_C} \right]$$

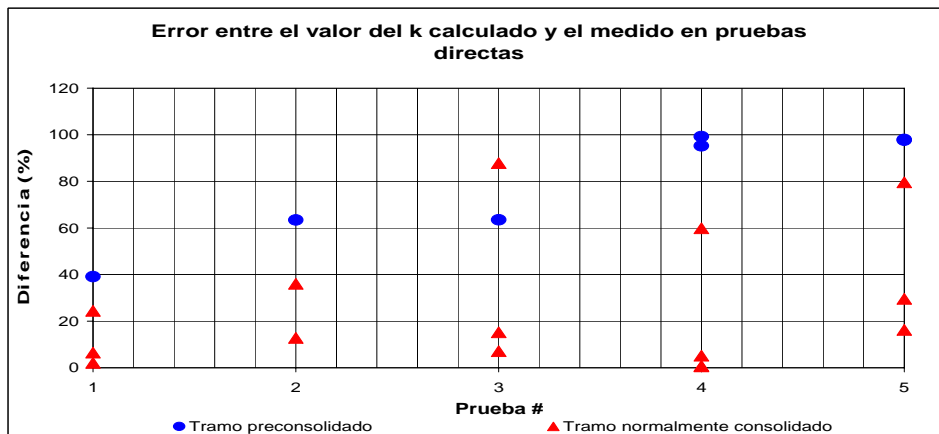


Figura 4.17 Diferencias entre los valores de coeficiente de permeabilidad.

En promedio el valor del error calculado en los puntos ubicados antes del esfuerzo de preconsolidación, fue de  $\pm 79.5\%$ , alcanzando un valor máximo de  $\pm 99.3\%$  en la prueba E4. Por su parte los puntos ubicados después del esfuerzo de preconsolidación alcanzaron un valor máximo de  $\pm 87.8\%$ , con un promedio del  $\pm 25.6\%$ . Estos resultados nos revelan que los puntos calculados en la rama normalmente consolidada tuvieron una mejor concordancia, con los puntos medidos para el mismo nivel de esfuerzos.

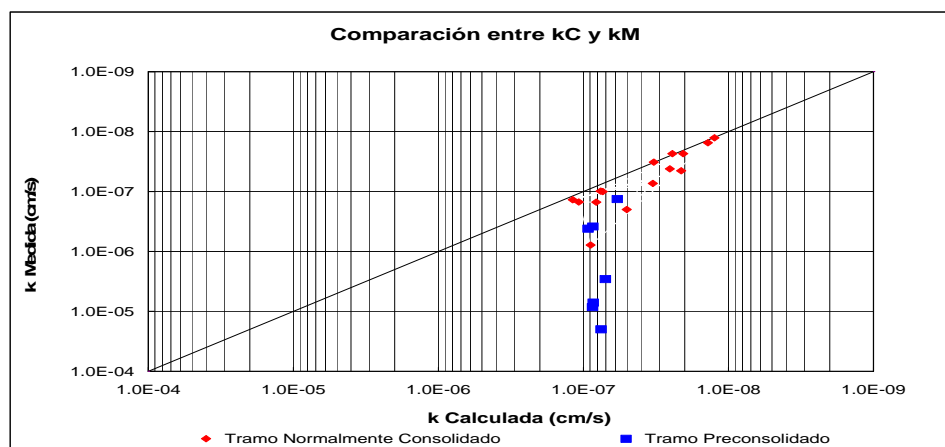


Figura 4.18 Comparación entre  $k_C$  y  $k_M$ .

En la figura 4.18 se muestra la comparación entre los valores de  $k$  medidos y calculados en la rama preconsolidada y normalmente consolidada, tomando como punto de referencia una pendiente idealizada de  $45^\circ$  que representa una igualdad absoluta entre las permeabilidades medidas y calculadas..

De acuerdo a lo anterior (figuras 4.17 y 4.18) se puede argumentar, que para fines prácticos, se presenta una adecuada correspondencia entre los valores del coeficiente de permeabilidad medido y calculado en el tramo normalmente consolidado; sin embargo, en algunos puntos del tramo preconsolidado los resultados obtenidos de las pruebas directas son muy altos teniendo en cuenta las características del suelo ensayado. Este hecho pudo haberse debido a muchos

factores, tales como las características de la prueba, condiciones en las cuales se realizó la misma, errores humanos etc.

A continuación se exponen algunas de las variables que pudieron afectar el resultado de las pruebas de permeabilidad, y su correspondiente comparación.

El gradiente hidráulico causante del flujo a través de la muestra, es un factor determinante en las pruebas de permeabilidad, ya que el uso de gradientes elevados ( $>100$ ) puede inducir procesos de consolidación y ocasionar el transporte de partículas, lo cual puede acentuar canales naturales en la muestra, aumentando la permeabilidad de la misma, o puede generar el taponamiento en el conducto de salida del agua, disminuyendo el valor calculado de la permeabilidad.

El uso de un gradiente hidráulico muy bajo ( $<10$ ) es inconveniente e impráctico, debido a que el tiempo de ensaye es muy grande, suscitando que efectos como la temperatura, evaporación, e incluso cambios bacteriológicos y químicos, dependiendo del tipo de suelo (Hardcastle y Mitchell, 1974), sean significativos generando errores en el cálculo de  $k$ .

Se ha demostrado en diferentes estudios como el de Kodikara y Rahman en el 2002, que el valor del coeficiente de permeabilidad es directamente proporcional al gradiente utilizado; sin embargo también pudo establecerse que para gradientes con valores menores de 300, la variación de la permeabilidad no era significativa.

El gradiente hidráulico utilizado en las pruebas E1 a E5 fue de 100, valor que para fines prácticos resulta adecuado para este tipo de pruebas. Además, aspectos como la temperatura, evaporación y cambios en la geometría de la muestra, no fueron considerados en los resultados, ya que dadas las condiciones de la prueba, no afectan de forma importante los mismos.

Otro aspecto que afecta el valor de  $k$  calculado en pruebas directas, es la consolidación en la muestra inducida por la carga que genera el gradiente que origina el flujo. Dicho aspecto tiene dos connotaciones en las pruebas de permeabilidad, la primera consiste en que la cantidad de agua que entra no es la misma que sale de la muestra, ya que en el proceso de consolidación se expulsa agua contenida en el suelo, por lo cual el valor de  $k$  calculado es más alto. La segunda consiste en el cambio de geometría de la muestra, ya que se ha comprobado en varios estudios que el espesor de la muestra afecta la medición de  $k$  para un mismo suelo.

En las pruebas directas de permeabilidad realizadas en el presente estudio, se evidenció un proceso de consolidación en la muestra; sin embargo, dicho fenómeno fue poco significativo, por lo cual no se consideró en los resultados.

Una de las posibles causas de la diferencia entre los valores de  $k$  medidos y calculados, consiste en que en las pruebas directas, factores como el arreglo de las partículas (fabric) y la mineralogía del suelo afectan sus resultados, dichos aspectos no pueden ser tomados en el cálculo de la permeabilidad por medio de los resultados de las pruebas VCD. Tampoco se toman en cuenta las modificaciones en la microestructura por intercambios catiónicos en el agua adherida, y los efectos físico-químicos.

A su vez, el cálculo de la permeabilidad por medio de los resultados de las pruebas VCD, no toma en cuenta factores que son especialmente significativos al inicio de las pruebas, los cuales pudieron originar las marcadas diferencias entre los valores del coeficiente de permeabilidad calculado y medido en la muestra preconsolidada. Algunos de dichos factores se exponen a continuación.

Uno de los puntos más vulnerables e importantes en las pruebas directas de permeabilidad es la unión entre la muestra y el anillo que la confina. El agua tiende

a buscar la forma más fácil de fluir, y las paredes lisas del anillo confinante representan un camino mucho más sencillo que los canales naturales propios del suelo. Cabe resaltar que el labrado de la muestra se realiza de forma tal que no se permitan espacios entre el suelo y el anillo; sin embargo, se pueden presentar pequeñas filtraciones de agua a lo largo de la periferia del mismo.

Este hecho puede ser menos representativo al aplicarse una carga axial mayor en el suelo, ya que al comprimirse éste va a adherirse más a las paredes del anillo, disminuyendo las posibles filtraciones. Teniendo esto en cuenta podemos inferir que al avanzar el proceso de consolidación, la medición del coeficiente de permeabilidad puede ser más confiable, desde el punto de vista de filtraciones perimetrales. Este fenómeno pudo haber sido la causa por la cual algunos de los puntos de medición de  $k$  iniciales presentaron valores altos

Otro factor que pudo haber afectado el resultado de las pruebas de permeabilidad iniciales es el acomodo mecánico de las partes del equipo y la muestra. Al inicio de las pruebas de consolidación se pueden presentar pequeñas perturbaciones debidas a irregularidades en las uniones entre las partes del equipo o entre dichas partes y la muestra. Dichas irregularidades son más significativas en etapas tempranas de la prueba y pueden llegar a estabilizarse completamente con el desarrollo de la misma

Un factor importante en las pruebas de permeabilidad es el tiempo de duración del estado de transición inicial, que precede la condición de estabilidad necesaria para el cálculo adecuado del coeficiente de permeabilidad. Cuando en un suelo se cambia el estado de esfuerzos para inducir el flujo en el mismo, se requiere un tiempo de adaptación para estabilizarse a las nuevas condiciones.

Las pruebas de permeabilidad iniciales, correspondientes a los ensayos E4 y E5, se realizaron en tiempos muy cortos del orden de 2 a 15 minutos, esto se

debió a que dada la capacidad de almacenamiento de la bureta, y la velocidad con la cual el agua fluía a través del suelo, la prueba culminaba rápidamente generando como resultado coeficientes de permeabilidad altos ( $1E^{-05}$ cm/s- $1E^{-06}$ cm/s)

Dichos valores se presentaron por muchos factores inherentes en la prueba o en su aplicación. Siendo el tiempo durante el cual se realizó el cálculo de  $k$  un factor que pudo contribuir a incrementar la magnitud los resultados de  $k$

Otro aspecto que pudo haber afectado las pruebas directas de permeabilidad, y que no es tomado en cuenta en las pruebas VCD para el cálculo de  $k$ , es la composición química del agua intersticial. La concentración de sales, en conjunción con los altos contenidos de agua de las arcillas del valle, afectan las propiedades mecánicas de las mismas (Marsal 1975).

Determinaciones de la concentración salina en el agua del lago de Texcoco muestran variaciones que alcanzan contenidos de hasta 8%, y un alto contenido de álcalis en solución. Al combinarse esta agua con depósitos de agua fresca, el porcentaje de salinidad se reduce a un 2% (Marsal y Graue, 1969).

Un caso similar ocurre en las pruebas de permeabilidad directas, en las cuales se induce el flujo de agua destilada a través de la muestra combinándose con el agua intersticial presente en el suelo. Este intercambio produce variaciones en el valor de la relación de vacíos que ocurren al disminuir el contenido salino del agua de poro. En mediciones realizadas en pruebas de consolidación en la celda Rowe ubicada en el instituto de ingeniería, dicho periodo alcanzó aparentemente valores de hasta 1000 minutos en arcillas del Valle (Hidalgo 2007).

Teniendo en consideración lo planteado en los párrafos anteriores, puede inferirse que uno de los factores que influenció los resultados de las pruebas



directas de permeabilidad, realizadas en la parte inicial de las pruebas E1 a E5, fue la composición química del agua intersticial, este aspecto pudo haber sido el causante de los altos valores del coeficiente de permeabilidad y por ende las diferencias entre los valores de  $k$  medidos y calculados en la rama preconsolidada del suelo.

El nivel de esfuerzos al cual se realiza la prueba, así como el historial de cargas en el suelo, son elementos fundamentales en el cálculo de la permeabilidad (Nagarat, Pandian y Narasimha, 1994). Es bien sabido que el valor de la relación de vacíos está altamente influenciado por los esfuerzos en el suelo y que el valor del coeficiente de permeabilidad está en función de dicha relación, por esto es importante analizar el comportamiento de la permeabilidad en función del estado de esfuerzos presente en el suelo.

Teniendo en cuenta lo anterior en las figuras 4.19 a 4.23 se muestra de forma detallada la comparación, entre los valores de  $k$  medidos y calculados, ligada al estado de esfuerzos para cada una de las pruebas.

En los ensayos E1 y E2 (figuras 4.19 y 4.20) se encontró una concordancia excelente entre la magnitud de la  $k$  medida y la calculada, en los puntos ubicados en la rama normalmente consolidada. A su vez se observó en la prueba E1 una buena relación desde un punto de vista práctico, en el punto ubicado en la rama preconsolidada.

En la prueba E3 (figura 4.21), al igual que en las pruebas E1 y E2, se evidenció una afinidad excelente entre los valores de  $k_C$  y  $k_M$  en la rama normalmente consolidada. Por su parte en la rama preconsolidada de las pruebas E2 y E3, se presentaron diferencias significativas en los valores de  $k_C$  y  $k_M$ .

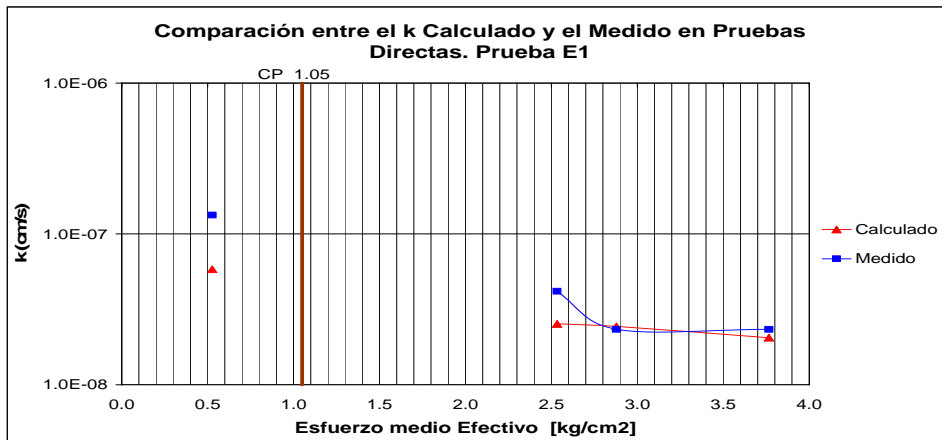


Figura 4.19. Comparación entre  $k_C$  y  $k_M$ , referenciada al esfuerzo medio efectivo, prueba E1.

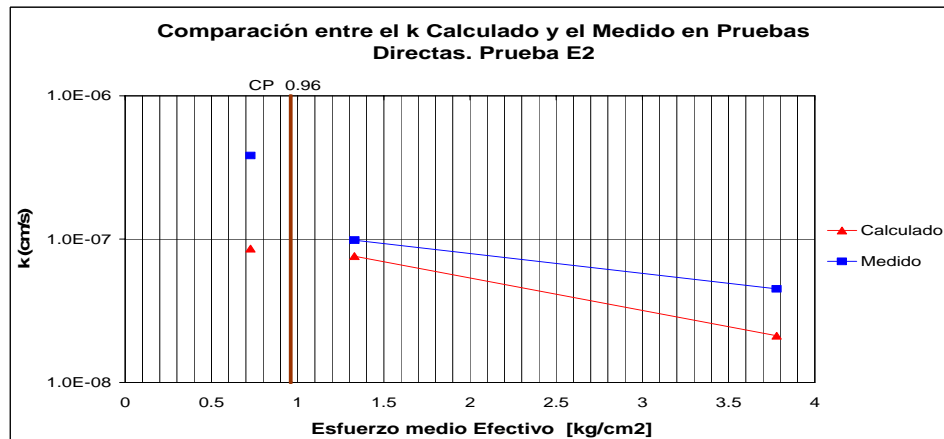


Figura 4.20. Comparación entre  $k_C$  y  $k_M$ , referenciada al esfuerzo medio efectivo, prueba E2.

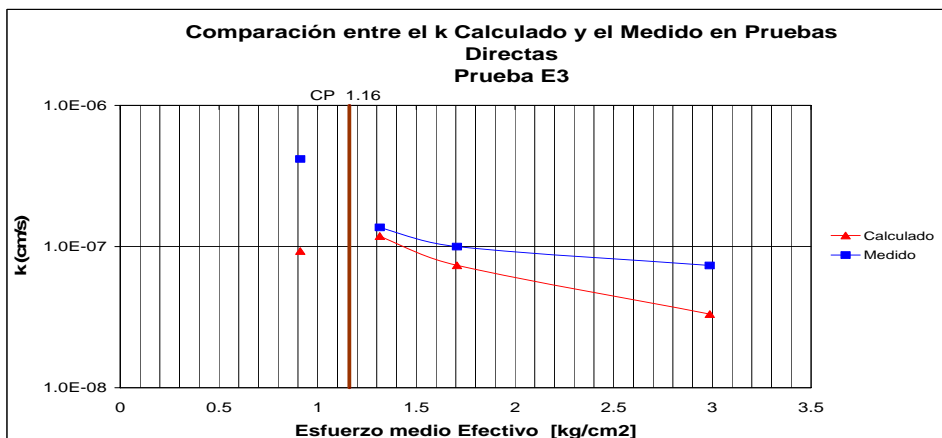


Figura 4.21 Comparación entre  $k_C$  y  $k_M$ , referenciada al esfuerzo medio efectivo, prueba E3.

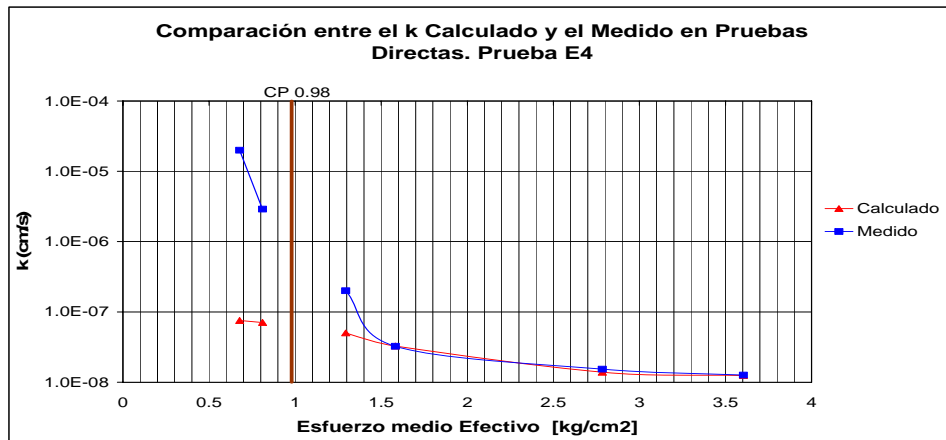


Figura 4.22. Comparación entre  $k_C$  y  $k_M$ , referenciada al esfuerzo medio efectivo, prueba E4

En las figuras 4.22 y 4.23 correspondientes a las pruebas E4 y E5, se aprecia una muy buena correlación entre los valores de k medidos y calculados en la rama normalmente consolidada, con la salvedad del primer punto el cual tuvo diferencias significativas entre los valores de k. Dicho comportamiento también se manifestó en los puntos ubicados en la rama preconsolidada los cuales presentaron grandes diferencias entre los valores calculados y medidos.

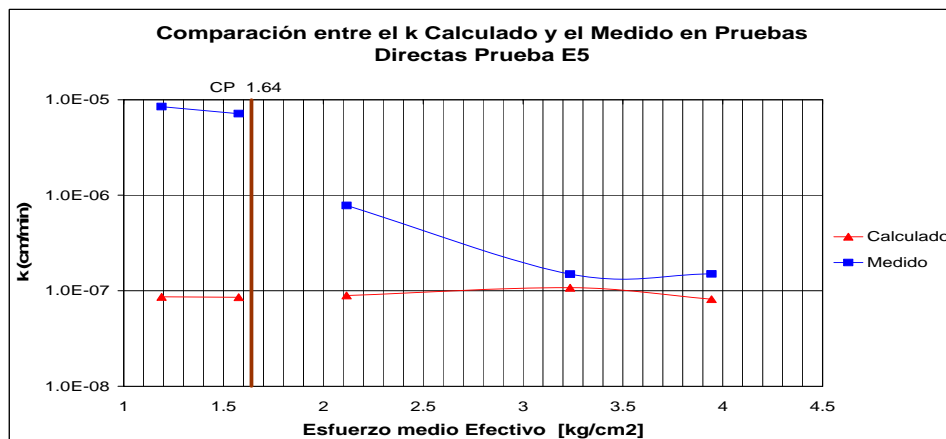


Figura 4.23. Comparación entre  $k_C$  y  $k_M$ , referenciada al esfuerzo medio efectivo, prueba E5

## 5. CONCLUSIONES

- ✓ El modelo M y su aplicación al análisis de pruebas de consolidación a velocidad de desplazamiento constante, representa un buen método para la determinación de los parámetros de permeabilidad de suelos finos, ya que toma en cuenta los efectos visco-plásticos en el suelo y el paulatino cambio de la geometría del estrato en el proceso de consolidación, lo cual introduce hipótesis más representativas del comportamiento del suelo.
- ✓ La aplicación de las pruebas de consolidación a velocidad de desplazamiento constante VCD, para la determinación del coeficiente de permeabilidad en suelos finos, constituye una buena alternativa, ya que el tiempo de ensaye es menor al presentado en pruebas por incrementos, además puede obtenerse el valor de  $k$  en cualquier punto de la prueba sin tener en cuenta la disipación del exceso de presión de poro, creando incluso registros continuos de dicho valor.
- ✓ El equipo Rowe es una excelente herramienta para la determinación de las propiedades de permeabilidad y compresibilidad en suelos. La aplicación hidráulica de la carga, el control en las condiciones de la prueba y la facilidad para la automatización del desarrollo de la misma, son características que permiten la utilización del equipo en un gran número de aplicaciones ingenieriles y la obtención de resultados más confiables.
- ✓ Los valores del coeficiente de permeabilidad calculado con los datos de las pruebas VCD, aplicando el modelo M, presentaron valores dentro del rango ( $1E^{-8}$  -  $1E^{-9}$  cm/s) considerado característico de las arcillas del Valle de México. Dicho rango se obtuvo por medio de pruebas de consolidación ECI (Marsal & Mazarí, 1959).

- ✓ En general los resultados de las pruebas presentaron un comportamiento acorde entre las magnitudes del coeficiente de permeabilidad medido por medio de pruebas directas y el calculado, en la rama normalmente consolidada. Dicho comportamiento estuvo en oposición al presentado en los puntos de la rama preconsolidada donde la relación entre los valores de  $k$  medidos y calculados no fue adecuada.
- ✓ En las pruebas se pudo advertir cómo al aumentar el esfuerzo efectivo en el transcurso del ensaye y por ende el desarrollo de la consolidación en la muestra, la semejanza entre los valores de  $k_M$  y  $k_C$  fue mayor, lo cual es un indicativo de que la precisión entre el cálculo y medición del coeficiente de permeabilidad de un suelo, está ligada al nivel de esfuerzos en el cual se obtengan los resultados.
- ✓ Las pruebas de permeabilidad se ven afectadas por factores como las filtraciones perimetrales, el acomodo mecánico de las partes del equipo y entre dichas partes y la muestra, el estado de transición inicial en el suelo al ser cargado, la consolidación inducida por la carga que genera el gradiente hidráulico, el arreglo de las partículas (fabric) y mineralogía del suelo y la composición química del agua intersticial. Estos aspectos no son tomados en cuenta en el calculo de  $k_C$  por medio del modelo M (Alberro 2006), lo cual nos indica que influyen en las discrepancias entre los valores de  $k$  medidos y calculados. Cabe resaltar que dichas diferencias son más notorias en la parte inicial de las pruebas, etapa en la cual algunos de estos factores son significativos.
- ✓ Las pruebas E1 a E5 fueron realizadas con un rango de velocidades de desplazamiento de  $1.8E^{-4}$  cm/min -  $2.7E^{-4}$  cm/min, con lo cual los valores de

---

$u_b / p$  no superaron el 10%, lo cual de acuerdo al tipo de suelo utilizado, garantiza la validez de las pruebas desarrolladas.

- ✓ La duración promedio de las pruebas VCD realizadas, incluida la etapa de saturación fue de 105 horas, lo que corresponde a 4 ½ días. Teniendo en cuenta que las pruebas ECI pueden durar entre 10 a 14 días, podemos afirmar que la aplicación de las pruebas VCD es más conveniente con respecto al tiempo de ensaye.

## 6. RECOMENDACIONES

- ✓ La velocidad de desplazamiento utilizada en las pruebas realizadas, fue suficientemente baja para garantizar la validez de los resultados; sin embargo, al disminuir dicha velocidad la duración de las pruebas fue mayor. En investigaciones futuras resultaría conveniente variar la velocidad de ensaye, de forma tal que pueda definirse un valor que tenga un equilibrio entre la duración de las pruebas y la validez de las mismas para las arcillas del valle.
- ✓ El arreglo de las partículas del suelo y su mineralogía son aspectos que influyen en la obtención del coeficiente de permeabilidad, por esto sería beneficioso el estudio de dichos factores correlacionado con el cálculo de la permeabilidad para arcillas del valle. Teniendo en cuenta que este tipo de análisis es realizado en un microscopio de electrones (SEM), su costo es elevado; sin embargo, sería muy útil para entender mejor el comportamiento del suelo.
- ✓ Dado que el gradiente hidráulico empleado para generar el flujo afecta los resultados de las pruebas de permeabilidad directas, convendría realizar un estudio en el cual se analizara la influencia del mismo en los resultados del ensaye, variando su valor en pruebas realizadas en arcillas del valle ensayadas en el equipo Rowe.
- ✓ En investigaciones futuras convendrá realizar una correlación entre las propiedades índice del suelo y el coeficiente de permeabilidad.
- ✓ En las pruebas VCD realizadas se obtuvieron registros continuos del comportamiento del suelo de acuerdo al nivel de esfuerzos imperante; sin embargo, se presentaron oscilaciones en las curvas debido a variaciones en

el control de los reguladores. Con el objetivo de optimizar los resultados obtenidos de ensayos en el equipo Rowe, dichas variaciones deben ser minimizadas por medio de ajustes en el control electrónico de la prueba y en el programa de adquisición y administración de los datos.



## 7. REFERENCIAS

- ✓ Aiban, S. A. Znidarcic, D. 1989. "Evaluation of the Pump and Constant Heads Technique for Permeability Measures". *Géotechnique* 39, No. 4, 655-666
- ✓ Alberro A. J. "La Consolidación de Suelos Visco-Plásticos, un Análisis para Asentamientos Grandes". Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México", Agosto del 2006.
- ✓ Crawford Carl B., "Interpretation of the Consolidation Test". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. Septiembre 1964. pp 87-101.
- ✓ Crawford Carl B, 1988. "On the Importance of Rate of Strain in the Consolidation Test". Technical Note. American Society for Testing and Materials. 60-62.
- ✓ Covarrubias, S. 1991. "Characterization of the Engineering Properties of México City Clays" for the degree of Master of Science in Civil and Environmental Engineering, MIT.
- ✓ Díaz Rodriguez, J. A. Leroueil, S. y Aleman, J. D. 1992. "Yielding of Mexico City Clay and other natural clays", *J Geotech. Engrg. Div, ASCE*, 118(7), 981-995.
- ✓ Díaz Rodriguez, J.A. y Santamarina, J.C. 2001. "Mexico City Soil behavior at Different Strains: Observations and Physical Interpretation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*. Septiembre 2001. 783-789.
- ✓ Head, H. K. *Manual of Soil Laboratory Testing. Volume 3. Effective Stress Tests*. ELE International Limited. London, 1986.
- ✓ Hidalgo, J. 2007. "Consolidación de Suelos Visco-Plásticos: Generación de Presión de Poro y Deformaciones Diferidas" Tesis para el Grado de Maestra en Ingeniería. UNAM.
- ✓ Janbú, N. Tokheim, O. y Senneset, K. 1981. "Consolidation Tests with Continuous Loading" *Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm 1, pp 645-654.
- ✓ Juárez, B. "Mecánica de Suelos Tomo 1, Fundamentos de la Mecánica de Suelos". Limusa 2003.
- ✓ Kodikara J.K. y Rahman F. 2002. "Effects of Specimen Consolidation in the

- Laboratory Hydraulic Conductivity Measurement". Canadian Géotechnique Journal. August 2002, 39, 4; ProQuest Science Journals. pp 908- 923.
- ✓ Lee Kuantsai, 1981. "Consolidation With Constant Rate of Deformation". Géotechnique 31. No. 2, 215-229.
  - ✓ Leroueil S. Kabbaj M. Tavenas F. y Bouchard R. 1985. "Stress–Strain–Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays". Géotechnique 35, No. 2, 159-180.
  - ✓ Lopez, O. 2002. "Compresibilidad Unidimensional de la Arcilla de la Ciudad de México Bajo Diferentes Condiciones de Carga y Determinación del Coeficiente  $K_0$ " Tesis para el Grado de Maestro en Ingeniería. UNAM.
  - ✓ Marsal, R. J. "Estudio sobre la Predicción Teórica de Asentamientos y Presiones de Poro en Suelos Saturados". Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México", Pub No 38. Marzo de 1961.
  - ✓ Marsal, R. J. 1975. "The Lacustrine Clays of the Valley of México" International Conference, Instituto de Ingeniería UNAM.
  - ✓ Marsal, R. J. y Graue, R. 1969. "The Subsoil of Lake Texcoco", Nabor Carrillo Memorial Volume, SH y CP, Nacional Financiera S.A.
  - ✓ Marsal, R. J. y Mazari, M. 1959. "El Subsuelo de la Ciudad de México". Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México.
  - ✓ Mendoza M. J. Ibarra E. Noriega I. Orozco M. 1996, "Consolidación bajo Velocidad Constante de Deformación, una Técnica Alternativa". XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, pp. 407-414.
  - ✓ Mendoza, M. J., Ortega, U. Ibarra, E. Romo, M. P. Mayoral, J. M. y Calderón, C. O. (2006). Diseño Geotécnico de la Cimentación de las Torres y Postes de Transmisión de la Línea 230 kV Lago I- Madero, de Luz y Fuerza del Centro, Informe Instituto de Ingeniería de la UNAM, a Luz y Fuerza del Centro, México, D. F. 151 pp. 6 Anexos, diciembre.
  - ✓ Mesri G. Feng T.W. 1992. "Constant Rate of Strain Consolidation Testing of Soft Clays. Vol. Raúl Marsal, pp 49-59, SMMS, México D.F.
  - ✓ Montes, A. 2006. "Comportamiento Visco-Plástico de la Arcilla de la Ciudad de México bajo Condiciones de Deformación Controlada" Tesis para el Grado de Maestra en Ingeniería. UNAM.
  - ✓ Nagaraj, T. S. Pandian N. S. y Narasimha, P.S.R. 1993. "Stress State

- Permeability Relationships for Fine Grained Soils". *Géotechnique* 43, No. 2,
- ✓ Nagaraj, T. S., Pandian N. S. y Narasimha Raju, P.S.R. 1994. "Stress State Permeability Relationships for Overconsolidated Clays". *Géotechnique* 44. No. 2, 349 – 352.
  - ✓ Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. 2001.
  - ✓ Olsen, H. W. Nicholas, R. W. Rice, T. L. 1985. "Low Gradient Permeability Measures in a Triaxial System". *Géotechnique* 35. No. 2, 145- 157.
  - ✓ Pane V, Croce P. Znidarcic D. Ko H.Y. Olsen H.W. Schiffman, R.L. 1983, "Effects of consolidation on permeability measurements for soft clay". *Géotechnique* 33. No. 1, 67 – 72.
  - ✓ Rajot, J.P. "A Theory for the Time-Dependent Yielding and Creep of Clay". UMI Dissertation Services, Degree Date 1992.
  - ✓ Rowe, P.W. y Barden, L. "A New Consolidation Cell". *Géotechnique*, 16 No 2, 162-170.
  - ✓ Santoyo E. *et al.* 2005 "Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México". TGC.
  - ✓ Sheahan Thomas C. Watters Patrick J. "Experimental Verification of CRS Consolidation Theory". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Mayo 1997. 430-437.
  - ✓ Sheahan Thomas C. Watters Patrick J. 1996 "Using an Automatic Rowe Cell for Constant Rate of Strain Consolidation Testing". *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 19, No. 4, 354-363.
  - ✓ Smith R. E., Wahls H. E. "Consolidation Under constant rates of strain". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. Marzo 1969. 519-539.
  - ✓ Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading. D 4186-89. ASTM, 1989.
  - ✓ Stepkowska E. T, Thorborg B y Wichman B. 1995 "Stress State Permeability Relationships for Dredges Sludge and Their Dependence in Microstructure". *Géotechnique* 45. No. 2, 307 – 316.
  - ✓ Taylor, D. W. 1948. "Fundamental of Soil Mechanics", John Wiley & Sons.

New York.

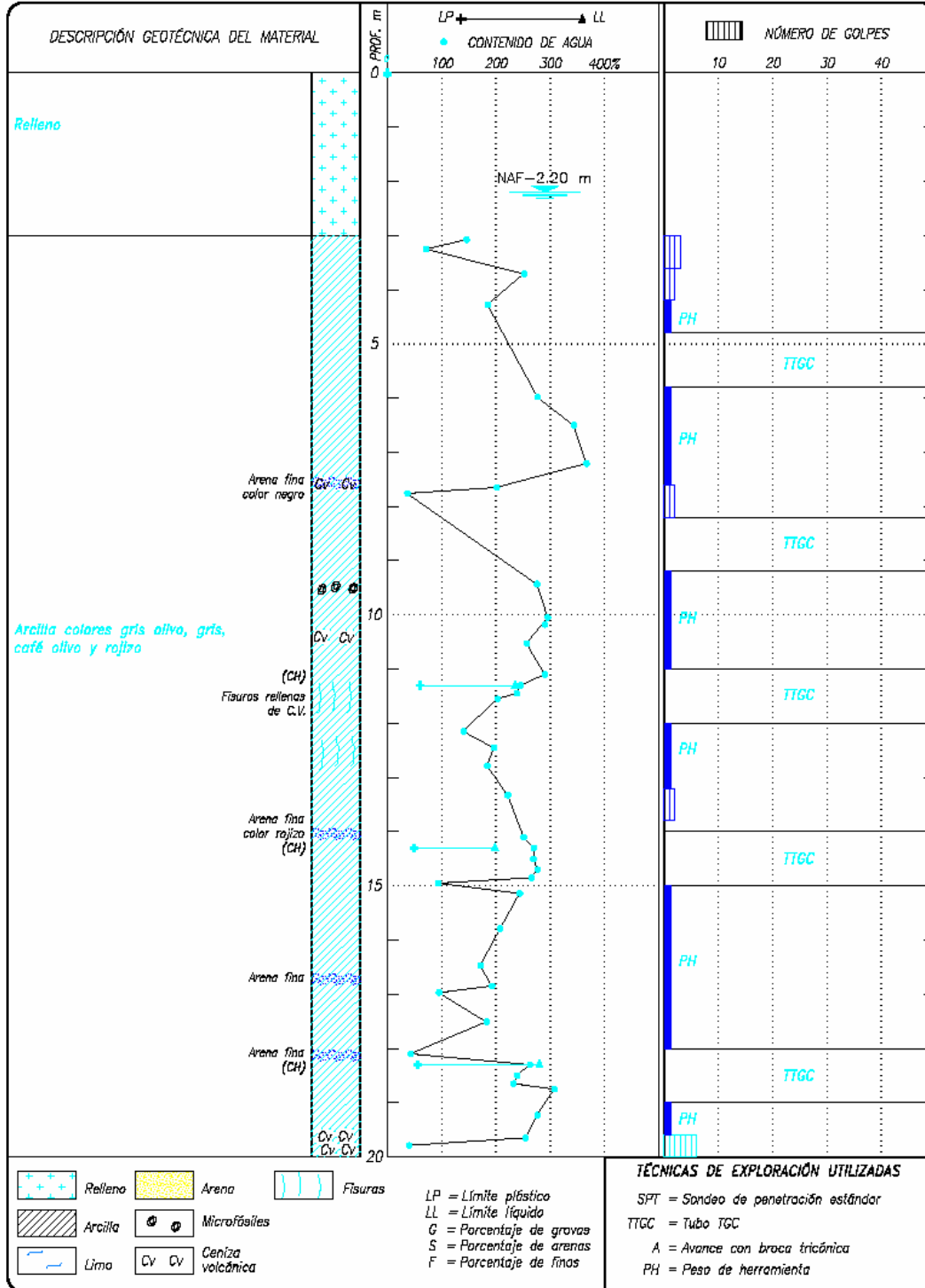
- ✓ Terzaghi Karl, 1943. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley & Sons. New York.
- ✓ Umehara Yasufumi, Zen Kouri, "Constant Rate of Strain Consolidation for Very Soft Clayey Soils". Soils and Foundations Vol. 20, No. 2, June 1980. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering 79-95.
- ✓ Wissa A. E.Z. Christian J T, Davis E, y Heiberg S. "Consolidation Under Constant Rates of Strain". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Octubre 1979. 1393-1413.
- ✓ Zeevaert L. 1986. "Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp 257-281.

## **8. ANEXOS**

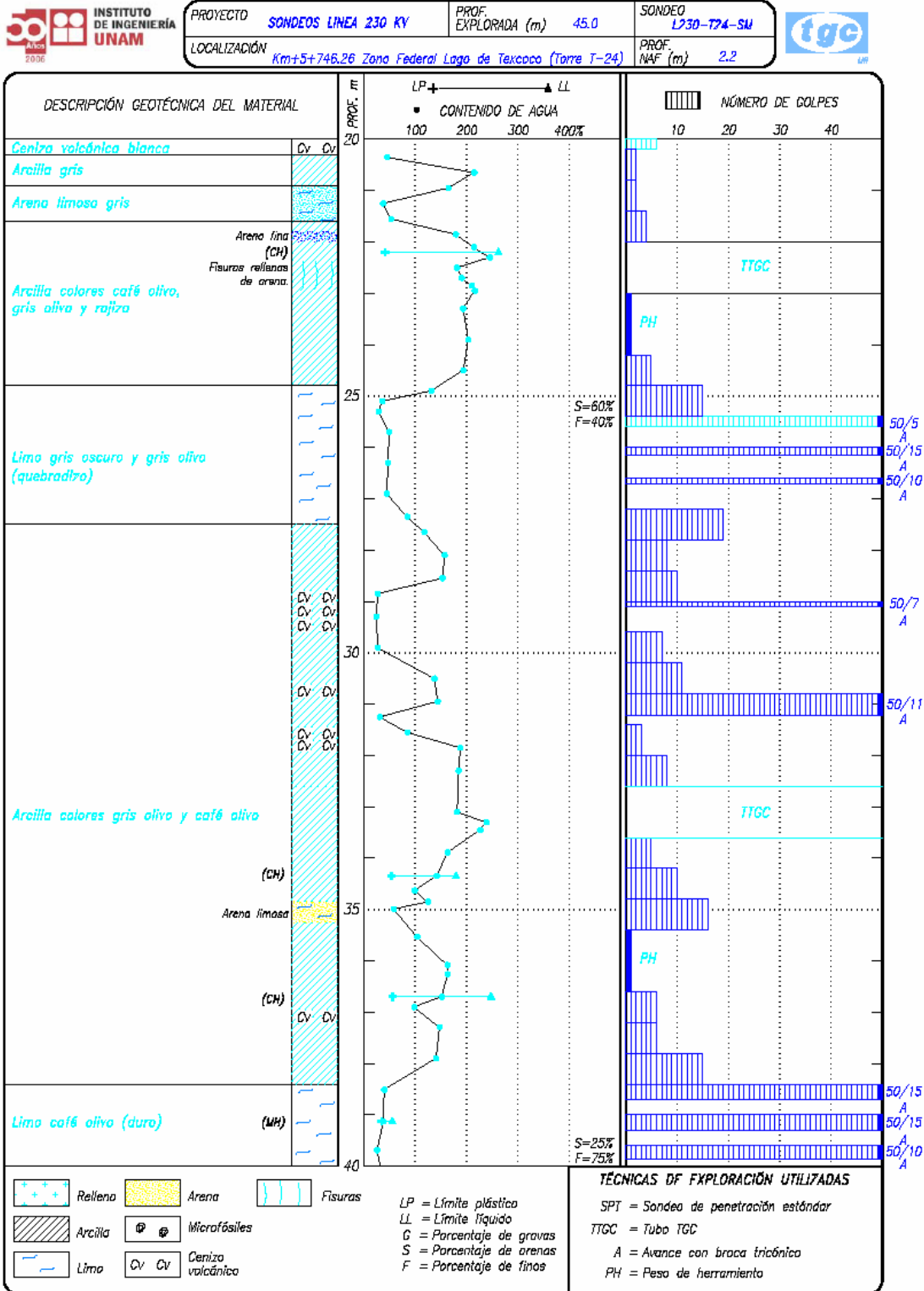
En este capítulo se presentan los perfiles estratigráficos del suelo utilizado en las pruebas VCD realizadas. Dicho suelo corresponde a muestras inalteradas extraídas de las torres ubicadas en la línea 230 kv zona federal, lago de Texcoco (Fig. 4.1). Las muestras usadas en las pruebas E1 y E2 fueron extraídas de la torre 41, las utilizadas en la prueba E3 de la torre 42 y por último las usadas en las pruebas E4 y E5 fueron de la torre 24 (Mendoza et al 2006).



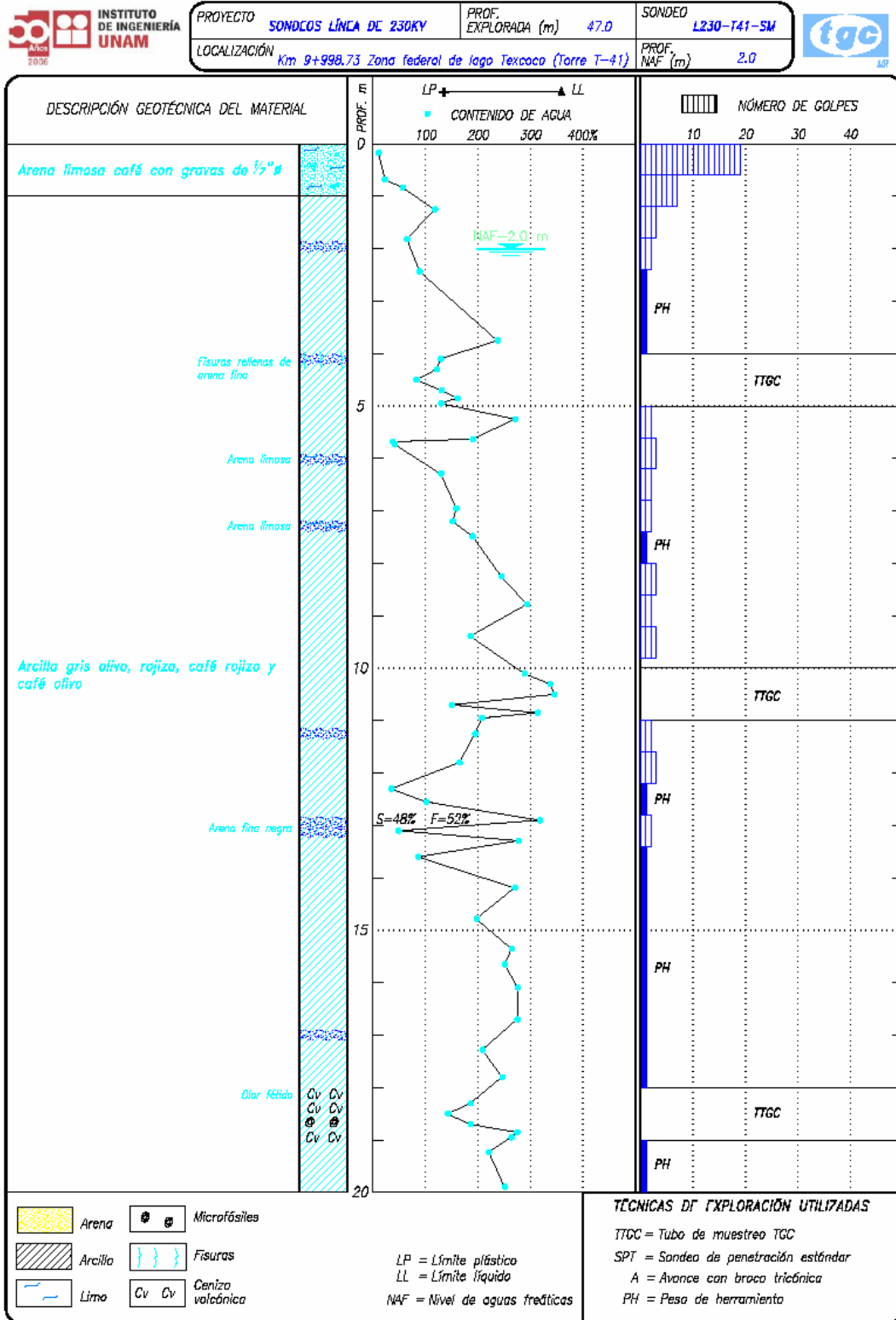
PROYECTO	SONDOS LINFA 230 KV	PROF. EXPLORADA (m)	45.0	SONDEO	L230-T24-SM
LOCALIZACIÓN	Km+5+746.26 Zona Federal Lago de Texcoco (Torre T-24)			PROF. NAF (m)	2.2



Registro de exploración geotécnica (L230-T24-SM)



**Registro de exploración geotécnica (L230-T24-SM)**



**Registro de exploración geotécnica (L230-T41-SM)**



