



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

EVALUACIÓN DE UN MODELO ELASTO-VISCOPLÁSTICO PARA PREDECIR EL
COMPORTAMIENTO DE LAS ARCILLAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JOSÉ LUIS NAVA HERNÁNDEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MEXICO, MAYO DEL 2019

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: Dr. Osvaldo Flores Castrellón

Vocal: Dr. Efraín Ovando Shelley

1^{er.} Suplente: Dra. Alexandra Ossa López

2^{do.} Suplente: Dr. Eduardo Botero Jaramillo

Lugar donde se realizó la tesis: **INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM**

TUTOR DE TESIS:

Dr. Efraín Ovando Shelley

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Al Posgrado de la Facultad de Ingeniería

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

Al Dr. Efraín Ovando Shelley por su confianza, apoyo y orientación durante la realización de este trabajo de tesis.

A los sinodales, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Osvaldo Flores Castrellón, Dra. Alexandra Ossa López y Dr. Eduardo Botero Jaramillo por sus valiosos consejos y opiniones durante la revisión de este trabajo.

Al Ing. Enrique Gómez por el apoyo en la instrumentación del equipo de laboratorio y la construcción del software de operación empleados en esta investigación.

Al Dr. Miguel Mánica y la Mtra. Zaira Hernández por sus consejos y orientación y a los técnicos del laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico durante el desarrollo de mis estudios de posgrado.

DEDICATORIA

A Maribel Hernández y José Luis Nava, mis padres.

A Jessica Nava, mi hermana.

RESUMEN

En el presente trabajo se describe y se evalúa la capacidad del modelo YLIGHT propuesto por Tavenas y Leroueil en 1977 para predecir el comportamiento de creep de las arcillas del Valle de México. Este modelo para el comportamiento dependiente del tiempo de las arcillas combina los conceptos de estado límite e isotacas.

La formulación del modelo y la obtención de los parámetros requeridos para su evaluación se obtienen en base a los resultados de ensayos triaxiales de creep por etapas drenados y no drenados bajo condiciones de consolidación anisótropa, los cuales permiten estudiar de manera conjunta dos tipos de efectos a largo plazo: el creep en relación con los problemas de resistencia y la consolidación secundaria en relación con los asentamientos. Las pruebas se llevan a cabo en muestras provenientes del antiguo Lago de Texcoco específicamente del proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de México.

La descripción y análisis del comportamiento de los especímenes se llevan a cabo empleando curvas de velocidad de deformación axial y volumétrica contra el nivel de esfuerzo desviador y octaédrico, curvas de velocidad de deformación axial y volumétrica contra el tiempo, trayectorias de esfuerzos totales y efectivos y superficies de estado límite.

Finalmente, con base en los resultados de las pruebas experimentales, se evalúa la aplicabilidad y las hipótesis fundamentales del modelo y se comparan las simulaciones con los datos experimentales obteniendo las semejanzas y discrepancias entre ambas.

ABSTRACT

This study shows the capacity of the YLIGHT model proposed by Tavenas and Leroueil in 1977 is described and evaluated in order to predict the creep behavior of the clays of the Valley of Mexico. This model for the time-dependent behavior of clays combines the concepts of limit state and isotaches.

The formulation of the model and the obtaining of the parameters required for its evaluation are obtained based on the results of drained and undrained multistage creep triaxial tests, under conditions of anisotropic consolidation, which allow to study together two types of long-term effects: the creep in relation to the problems of resistance and the secondary consolidation in relation to the settlements. The tests are carried out on samples from the old Texcoco Lake specifically from the project of the New Mexico International Airport.

The description and analysis of the behavior of the specimens are carried out using axial and volumetric deformation velocity curves against the deviator and octahedral stress level, axial and volumetric deformation velocity curves against time, total and effective stress paths and limit state surfaces.

Finally, based on the results of the experimental tests, the applicability and the fundamental hypotheses of the model are evaluated, and the simulations are compared with the experimental data obtaining the similarities and discrepancies between both.

Contenido

	Pag.
CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN	1
1.1.- Objetivos y alcances.....	3
1.2.- Metas específicas.....	4
CAPÍTULO 2.- CONCEPTOS BÁSICOS	5
2.1.- Consolidación secundaria	5
2.2.- Creep.....	7
2.3.- Viscosidad	8
2.4.- Isotacas	10
CAPÍTULO 3.- ESTADO DEL ARTE	13
3.1.- Principales trabajos en el enfoque de consolidación secundaria y creep	13
3.2.- Principales trabajos en el enfoque de líneas de igual velocidad de deformación (isotacas)	19
3.3.- Modelos de isotacas	25
3.4.- Modelo YLIGHT	32
3.4.1.- Ecuaciones básicas del modelo y sus parámetros	34
3.4.2.- Determinación de las velocidades de deformación axial y volumétrica	48
CAPÍTULO 4. TÉCNICAS EXPERIMENTALES	51
4.1.- Materiales.....	51
4.2.- Estratigrafía del lugar.....	51
4.3.- Programa de pruebas	53
4.4.- Descripción del equipo triaxial utilizado.....	54
4.5.- Calibración del equipo	56
4.6.- Montaje de la muestra y procedimiento de prueba.....	57
4.6.1.- Medición de la B de Skempton	57
4.6.2.- Consolidación isótropa	59
4.6.3.- Consolidación anisótropa	60
4.6.4.- Etapa de creep	61
4.7.- Condiciones de esfuerzo investigadas	62
CAPÍTULO 5.- ANÁLISIS DE RESULTADOS	64
5.1.- Pruebas índice del material utilizado	64
5.2.- Consolidación.....	65
5.3.- Prueba triaxial consolidada no drenada (CU)	67

5.4.- Análisis de datos y obtención de resultados de las pruebas triaxiales de creep.....	68
5.4.1.- Deformaciones volumétricas en ensayos drenados.....	68
5.4.2.- Deformaciones axiales en ensayos drenados.....	75
5.4.3.- Deformaciones de cortante en ensayos drenados.....	81
5.4.4.- Deformaciones axiales y de cortante en ensayos no drenados	87
5.5.- Velocidades de deformación teóricas y experimentales.....	94
5.6.- Isotacas o líneas de igual velocidad de deformación	100
CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES.....	109
6.1.- Generales.....	109
6.2.- Creep volumétrico	110
6.3.- Creep axial	111
6.4.- Creep cortante.....	112
6.5.- Isotacas	113
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114
ANEXO A	120
ANEXO B	128
ANEXO C.....	140
ANEXO D	149

NOMENCLATURA

A	Velocidad de deformación axial o de cortante para un tiempo igual a t_1 y $\bar{q} = 0$
B	Coefficiente de presión de poro de Skempton
CD	Ensaye triaxial consolidado drenado
CGT	Pruebas de gradiente controlado
CRS	Pruebas de velocidad de deformación constante
CU	Ensaye triaxial consolidado no drenado
\bar{D}	Función de la intensidad del esfuerzo cortante
<i>e</i>	Relación de vacíos / Número de Euler
EOP	Fin de consolidación primaria
$f(\sigma')$	Función de esfuerzo para velocidades de deformación volumétrica
G_s	Densidad de solidos
$g(\sigma')$	Función de esfuerzo para velocidades de deformación axial de Tavenas y Leroueil
<i>h</i>	Tamaño del paso o incremento
$h(\sigma')$	Función de esfuerzo para velocidades de deformación axial de Singh y Mitchell
IL	Índice de liquidez
IP	Índice plástico
LL	Limite liquido
LP	Limite plástico
<i>m</i>	Potencial de creep (pendiente de las líneas $\log \dot{v}, \dot{\epsilon}_1, \dot{\epsilon} - \log t$)
(MSL)_p	Prueba de carga en etapas múltiples con recarga al final de la consolidación primaria
(MSL)₂₄	Prueba de carga en etapas múltiples con recarga después de 24 horas
p'	Esfuerzo normal promedio efectivo
p'_{max}	Máximo esfuerzo normal promedio efectivo de un ensaye triaxial no drenado CU
\bar{p}'	Nivel de esfuerzo normal promedio efectivo normalizado $\bar{p}' = p'/p'_{max}$
<i>q</i>	Esfuerzo desviador
q_{max}	Máximo esfuerzo desviador de un ensaye triaxial no drenado CU
\bar{q}	Nivel de esfuerzo desviador \bar{q}/q_{max}
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
<i>t</i>	Tiempo medido desde el instante de la aplicación de la carga
t_i	Tiempo de referencia
<i>u</i>	Presión de poro
UU	Ensaye triaxial no consolidado no drenado
<i>v</i>	Deformación volumétrica
\dot{v}	Velocidad de deformación volumétrica
x_i	Punto donde se quiere obtener la derivada
x_{i-1}	Punto antes de donde se quiere obtener la derivada

x_{i+1}	Punto despues de donde se quiere obtener la derivada
α	Pendiente de la porción lineal de un gráfico $\log \dot{\epsilon}_1, \dot{\epsilon} - \bar{q}$ y $\log \dot{v} - \bar{p}'$
β	Velocidad de deformación de volumétrica para un tiempo igual a t_1 y $\bar{p}' = 0$
K	Cociente de esfuerzo efectivos
σ_1	Esfuerzo axial
σ_3	Esfuerzo de confinamiento
σ'	Esfuerzo efectivo
σ'_p	Esfuerzo de preconsolidación
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo
σ'_1	Esfuerzo principal mayor efectivo / Esfuerzo axial
σ'_3	Esfuerzo principal menor efectivo / Esfuerzo de confinamiento
ω	Contenido de humedad
ϵ	Deformación de cortante
ϵ_1	Deformación axial
$\dot{\epsilon}$	Velocidad de deformación cortante
$\dot{\epsilon}_1$	Velocidad de deformación axial

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pag.
FIGURA 2. 1.- POSIBLES ESTADOS DEL SUELO (TAVENAS Y LEROUÉIL, 1977).....	7
FIGURA 2. 2.- VARIACIÓN TÍPICA DEL ESFUERZO DESVIADOR CON LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN (OVERY, 1982). .	9
FIGURA 2. 3.- CONJUNTO DE ISOTACAS CON LAS CURVAS $(\sigma' - e)n = const.$ PARA UN INCREMENTO DE CARGA $\Delta\sigma$ DE UNA MUESTRA INALTERADA DE ARCILLA LACUSTRE ŠUKLJE (1957).....	11
FIGURA 3. 1.- MODELO REOLÓGICO (ZEEVAERT, 1986).....	16
FIGURA 3. 2.- GRÁFICA SEMILOGARÍTMICA DE LA LÍNEA PRIMARIA Y OTRAS LÍNEAS DE COMPRESIBILIDAD (TAYLOR, 1942).	21
FIGURA 3. 3.- CONJUNTO DE ISOTACAS Y CURVAS $\sigma' - e$ PARA DIFERENTES RELACIONES DE n . (ŠUKLJE, 1957).....	22
FIGURA 3. 4.- EFECTO DE LA CARGA – INCREMENTO DEL RADIO SOBRE LA FORMA DE LA LECTURA DEL SENSOR – CURVAS DE TIEMPO – ARCILLA INALTERADA DE LA CIUDAD DE MÉXICO (LEONARDS & GIRAULT, 1961).....	23
FIGURA 3. 5.- COMPRESIBILIDAD Y RESISTENCIA AL CORTANTE DE UNA ARCILLA EXHIBIENDO UNA CONSOLIDACIÓN RETARDADA (BJERRUM, 1967).....	24
FIGURA 3. 6.- MODELO DE ISOTACAS A-B-C (DEN HAAN, 2001)	27
FIGURA 3. 7.- RELACIONES PARA ARCILLA DE JOLIETTE (SAMSON ET AL. 1981).	29
FIGURA 3. 8.- CONSOLIDACIÓN DE LA ARCILLA DE SAINT-HILAIRE PARA INCREMENTOS DE PRESIÓN DE 97 kPa A 138 kPa (LEROUÉIL & MARQUES, 1996).....	32
FIGURA 3. 9.- RELACIÓN DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS A $\sigma_3' = 16.5 \text{ kPa}$ (TAVENAS & LEROUÉIL, 1978).	35
FIGURA 3. 10.- RELACIÓN VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS A $\sigma_3' =$ 16.5 kPa (TAVENAS & LEROUÉIL, 1978).	37
FIGURA 3. 11.- LÍNEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA PARA T=100 MIN EN EL ESPACIO DE ESFUERZOS PARA PRUEBAS DRENADAS (TAVENAS & LEROUÉIL, 1978).	39
FIGURA 3. 12.- RELACIÓN DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN AXIAL – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS A $\sigma_3' =$ 16.5 kPa (TAVENAS & LEROUÉIL, 1978).	42

FIGURA 3. 13.- CONDICIONES DE ESFUERZO PARA PRUEBAS DE CREEP DRENADAS Y NO DRENADAS (TAVENAS & LEROUEIL, 1978).	43
FIGURA 3. 14.- RELACIÓN DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN POR CORTANTE – TIEMPO PARA PRUEBAS NO DRENADAS A $\sigma_{30'} = 16.5 \text{ kPa}$ (TAVENAS & LEROUEIL, 1978).	44
FIGURA 3. 15.- LÍNEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN POR CORTANTE A $t = 100 \text{ min}$ EN EL ESPACIO DE ESFUERZO PARA PRUEBAS DRENADAS Y NO DRENADAS (TAVENAS & LEROUEIL, 1978).	46
FIGURA 3. 16.- VARIACIONES DEL PARÁMETRO DE CREEP m PARA DEFORMACIONES VOLUMÉTRICAS Y AXIALES CON LA CONDICIÓN DE ESFUERZO (TAVENAS & LEROUEIL, 1978).....	48
FIGURA 4. 1.- CONDICIONES GEOTÉCNICAS EN EL SITIO (CFE).	53
FIGURA 4. 2.- COMPONENTES DEL EQUIPO TRIAXIAL COMPLETO.	55
FIGURA 4. 3.- VENTANA PARA EL PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN DE LA B DE SKEMPTON.	58
FIGURA 4. 4.- VENTANA PARA EL PROCEDIMIENTO DE CONSOLIDACIÓN.	59
FIGURA 4. 5.- CONSOLIDACIÓN ANISÓTropa DE LOS ESPECÍMENES DE SUELO.	60
FIGURA 4. 6.- INTERFAZ PARA LA ETAPA DE FALLA DE UNA PRUEBA DE CREEP.....	61
FIGURA 4. 7.- CONDICIONES DE ESFUERZO PARA PRUEBAS DE CREEP DRENADAS Y NO DRENADAS.....	62
FIGURA 5. 1.- CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA M-9.	65
FIGURA 5. 2.- CONCENTRADO DE CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.	66
FIGURA 5. 3.- TRAYECTORIA DE ESFUERZOS EFECTIVOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL CU SOBRE LA MUESTRA M-9.	67
FIGURA 5. 4.- RELACIÓN DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS CON $\sigma_{3'} = 196.13$ KPA A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.....	69
FIGURA 5. 5.- RELACIÓN DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS CON $\sigma_{3'} = 196.13$ KPA A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	70
FIGURA 5. 6.- OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO DE CREEP m PARA DEFORMACIONES VOLUMÉTRICAS A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	71

FIGURA 5. 7.- VARIACIÓN DEL PARÁMETRO DE CREEP m PARA DEFORMACIONES VOLUMÉTRICAS A LO LARGO DE LAS LÍNEAS 1 A 4.....	73
FIGURA 5. 8.- OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CREEP α Y β PARA DEFORMACIONES VOLUMÉTRICAS A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	74
FIGURA 5. 9.- RELACIÓN DE DEFORMACIÓN AXIAL – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS CON $\sigma_3' = 196.13$ kPa A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	76
FIGURA 5. 10.- RELACIÓN DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN AXIAL – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS CON $\sigma_3' = 196.13$ kPa A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	77
FIGURA 5. 11.- OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO DE CREEP m PARA DEFORMACIONES AXIALES A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	78
FIGURA 5. 12.- VARIACIÓN DEL PARÁMETRO DE CREEP m PARA DEFORMACIONES AXIALES EN PRUEBAS DRENADAS A LO LARGO DE LAS LÍNEAS 1 A 4.	79
FIGURA 5. 13.- OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CREEP α Y A PARA DEFORMACIONES AXIALES A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	81
FIGURA 5. 14.- RELACIÓN DE DEFORMACIÓN CORTANTE – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS CON $\sigma_3' = 196.13$ kPa A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	82
FIGURA 5. 15.- RELACIÓN DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CORTANTE – TIEMPO PARA PRUEBAS DRENADAS CON $\sigma_3' = 196.13$ kPa A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	83
FIGURA 5. 16.- OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO DE CREEP m PARA DEFORMACIONES DE CORTANTE A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	84
FIGURA 5. 17.- VARIACIÓN DEL PARÁMETRO DE CREEP M PARA DEFORMACIONES DE CORTANTE EN PRUEBAS DRENADAS A LO LARGO DE LAS LÍNEAS 1 A 4.....	86
FIGURA 5. 18.- OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CREEP α Y A PARA DEFORMACIONES DE CORTANTE A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.	87
FIGURA 5. 19.- RELACIÓN DE DEFORMACIÓN AXIAL Y CORTANTE – TIEMPO PARA PRUEBAS NO DRENADAS A LO LARGO DE LA LÍNEA 5.	88

FIGURA 5. 20.- RELACIÓN DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN AXIAL Y CORTANTE – TIEMPO PARA PRUEBAS NO DRENADAS A LO LARGO DE LA LÍNEA 5.	89
FIGURA 5. 21.- OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO DE CREEP m PARA DEFORMACIONES AXIALES Y DE CORTANTE EN PRUEBAS NO DRENADAS A LO LARGO DE LA LÍNEA 5.....	91
FIGURA 5. 22.- VARIACIÓN DEL PARÁMETRO DE CREEP m PARA DEFORMACIONES DE CORTANTE EN PRUEBAS DRENADAS Y NO DRENADAS A LO LARGO DE LAS LÍNEAS 1 A 5.	92
FIGURA 5. 23.- OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CREEP α Y A PARA DEFORMACIONES AXIALES Y DE CORTANTE EN PRUEBAS NO DRENADAS A LO LARGO DE LA LÍNEA 5.....	93
FIGURA 5. 24.- CURVAS TEÓRICAS Y EXPERIMENTALES DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA POR CREEP.	97
FIGURA 5. 25.- CURVAS TEÓRICAS Y EXPERIMENTALES DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN AXIAL POR CREEP.....	98
FIGURA 5. 26.- CURVAS TEÓRICAS Y EXPERIMENTALES DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CORTANTE POR CREEP.....	99
FIGURA 5. 27.- VALORES DE LAS VELOCIDADES DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA POR CREEP PARA 1000 MIN CON LA CONDICIÓN DE ESFUERZO.....	100
FIGURA 5. 28.- VALORES DE LAS VELOCIDADES DE DEFORMACIÓN AXIAL POR CREEP PARA 1000 MIN CON LA CONDICIÓN DE ESFUERZO.....	101
FIGURA 5. 29.- VALORES DE LAS VELOCIDADES DE DEFORMACIÓN AXIAL POR CORTANTE PARA 1000 MIN CON LA CONDICIÓN DE ESFUERZO.....	102
FIGURA 5. 30.- LÍNEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA Y SUPERFICIES DE ESTADO LÍMITE DE SEGÚN TAVENAS Y LEROUÉIL (1978).....	103
FIGURA 5. 31.- LÍNEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN AXIAL Y SUPERFICIES DE ESTADO LÍMITE DE SEGÚN TAVENAS Y LEROUÉIL (1978).....	104
FIGURA 5. 32.- VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VS. ESFUERZO OCTAÉDRICO PARA PRUEBAS DRENADAS CON $\sigma_3' = 196.13$ kPa A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.....	105
FIGURA 5. 33.- VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN AXIAL VS. ESFUERZO DE CORTE PARA PRUEBAS DRENADAS CON $\sigma_3' = 196.13$ kPa A LO LARGO DE LA LÍNEA 4.....	106

FIGURA 5. 34.- LÍNEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA PARA $t=1000$ MINUTOS EN EL ESPACIO DE ESFUERZOS PARA PRUEBAS DRENADAS.107

FIGURA 5. 35.- LÍNEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN AXIAL PARA $T=1000$ MINUTOS EN EL ESPACIO DE ESFUERZOS PARA PRUEBAS DRENADAS.108

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 4. 1.- PROGRAMA DE PRUEBAS54

TABLA 4. 2.- RELACIONES DE INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA LAS PRUEBAS DE CREEP DRENADAS Y NO DRENADAS.63

TABLA 5. 1.- PROPIEDADES ÍNDICE DE LA MUESTRA M-9.....64

CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN

La predicción de los cambios a través del tiempo que experimenta un suelo en sus propiedades mecánicas siempre ha sido un desafío muy importante en la ingeniería geotécnica. Este trabajo está enfocado a estudiar cómo se modifican las propiedades estructurales, así como la rigidez y resistencia de un suelo sometido a un esfuerzo a lo largo del tiempo.

Cuando un suelo es sometido a un incremento de carga, inicialmente el agua presente en los poros del suelo es la que soporta dicha carga, entonces se genera un aumento en la presión de poro de igual magnitud que la carga aplicada, es entonces cuando el suelo experimenta tres fenómenos dependientes del tiempo: el primero de ellos es la consolidación primaria que se produce como efecto de la disminución de volumen por el agua expulsada de los poros del suelo y cuyo proceso finaliza cuando el exceso de presión de poro generado por el incremento de carga se disipa en su totalidad. Una vez que el esqueleto del suelo es el que soporta dicha carga se produce la consolidación secundaria la cual se define como la disminución de volumen que sufre el suelo por la reducción de su relación de vacíos bajo un esfuerzo efectivo constante, aunque existen trabajos que apoyan que este fenómeno ocurre de forma simultánea con la consolidación primaria. El tercero de estos fenómenos es conocido como creep, se define como el desarrollo de deformaciones de cortante y/o volumétricas dependientes del tiempo que se desarrollan con una velocidad controlada por la resistencia viscosa del suelo.

La respuesta de deformación dependiente del tiempo de un suelo puede asumir una variedad de formas debido a las interacciones complejas entre la estructura del suelo, la historia de esfuerzos, las condiciones de drenaje y los cambios de temperatura, presión y entorno bioquímico con el

tiempo. En los últimos años se han desarrollado modelos analíticos que representan el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo del suelo y se usan junto con métodos numéricos para resolver problemas de la mecánica de suelos, sin embargo, la mayoría de estos no toman en cuenta todos estos aspectos antes mencionados, por lo que se crean incógnitas acerca de la aproximación con que un modelo puede predecir el comportamiento del suelo.

Los modelos basados en isotropía pueden funcionar razonablemente bien cuando se trata de suelos reconstituidos en condiciones de carga fija. Sin embargo, los suelos naturales tienden a exhibir una anisotropía que está relacionada con su forma de deposición, es decir, el arreglo de las partículas y los contactos entre estas. Esto afecta el comportamiento de esfuerzo-deformación de los suelos en términos de comportamiento viscoso y deformaciones, y por lo tanto debe tenerse en cuenta. Las arcillas suaves naturales tienden a tener un grado significativo de anisotropía desarrollada durante la deposición, la consolidación unidimensional y cualquier esfuerzo posterior. Si no se toma en cuenta la anisotropía del comportamiento del suelo puede conducir a predicciones muy imprecisas de la respuesta del suelo bajo carga (Zdravkovic et al., 2002). Para la aplicación del modelo YLIGHT se consolidó el suelo de forma anisótropa remitiendo las condiciones de esfuerzo en campo y a partir de esta se llevaron a cabo los ensayos de creep bajo diversas condiciones de esfuerzos.

Para esfuerzos simples y estados de deformación como la compresión uniaxial y triaxial las deformaciones dependientes del tiempo usualmente siguen patrones lógicos y a menudo predecibles por lo que, para fines de este trabajo, se pretende establecer con que tanta precisión puede uno de estos modelos predecir el comportamiento de las arcillas del Valle de México. Los resultados se observaron de forma experimental tomando en cuenta su contenido de humedad, propiedades índices y grado de preconsolidación, para ver si es posible establecer una correlación.

1.1.- Objetivos y alcances

1. Analizar el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de la arcilla blanda, inalterada y preconsolidada del Valle de México mediante pruebas triaxiales de larga duración, drenadas CD y no drenadas CU, y desarrollar una descripción general de creep a partir del modelo YLIGHT propuesto por Tavenas y Leroueil (1977).
2. Determinar los parámetros de las ecuaciones fenomenológicas del modelo YLIGHT y observar si estas describen correctamente todas las componentes de deformación durante el creep de las arcillas blandas, inalteradas y preconsolidadas del Valle de México.
3. Corroborar si se pueden investigar deformaciones de creep en términos de una componente de deformación volumétrica v y una componente de deformación desviadora ϵ .
4. Corroborar las hipótesis del modelo YLIGHT, es decir, verificar si:
 - El comportamiento dependiente del tiempo de una arcilla preconsolidada se describe completamente por el desplazamiento dependiente del tiempo de su superficie de estado límite.
 - El concepto de isotacas propuesto por Sulkje (1957) se puede combinar con el de superficies de estado límite para proporcionar una descripción analítica completa de las deformaciones dependientes del tiempo.

5. Sentar las bases para poder predecir cuáles serán las propiedades y el comportamiento de las arcillas a largo plazo, para los casos de estructuras sobre suelo compresible, las deformaciones de estructuras de tierra, los movimientos de los taludes naturales y excavadas y la compresión del suelo blando alrededor de los túneles entre otros.

1.2.- Metas específicas

Para cumplir con los objetivos generales del proyecto, se alcanzaron las siguientes metas:

- Se realizó una revisión del estado del arte de los efectos del tiempo en la resistencia y la deformación de los suelos.
- Se eligió un modelo elasto-viscoplástico, que toma en cuenta los conceptos aceptados y probados acerca de la influencia del tiempo en los procesos de consolidación. Además, involucra parámetros que pueden obtenerse mediante pruebas triaxiales de larga duración.
- Se instrumentaron y automatizaron tres cámaras triaxiales de alambres para realizar ensayos de resistencia al corte de larga duración.
- Se construyó el programa de computadora para adquisición de datos TXC_CA_2017 mediante el lenguaje de programación LABVIEW, que está bajo la plataforma de National Instrument.

CAPÍTULO 2.- CONCEPTOS BÁSICOS

2.1.- Consolidación secundaria

Buisman (1936) identifica la existencia de asentamientos “seculares” (que ocurren o persisten durante un período indefinidamente largo) que aumentarían linealmente con el logaritmo del tiempo, posteriormente Taylor (1942) desarrolló una descripción conceptual de los efectos del tiempo sobre el comportamiento de deformación y resistencia de las arcillas en la cual demostró que cualquier arcilla presentaría, no una única relación entre su relación de vacíos e y el esfuerzo vertical efectivo aplicado σ_v' , sino una relación específica para cada posible duración de la aplicación de carga. Haciendo la suposición simple y clásica de que el asentamiento secular se desarrollaría según una función de la forma

$$\Delta e = C_\alpha \log(t_i + t)/t_i \quad (2.1)$$

Donde C_α es el coeficiente de consolidación secundaria el cual se define como la pendiente de la curva de consolidación una vez que se ha completado el cien por ciento de la consolidación primaria, y que para esta función sería una constante, Taylor demostró que la relación $e - \sigma_v' - t$ tomaría la forma de un conjunto de líneas paralelas en el espacio $e - \log \sigma_v'$.

Se han desarrollado muchos modelos matemáticos para simular este proceso físico. El enfoque de "consolidación secundaria" del problema ha proporcionado expresiones para el desarrollo con el tiempo de las deformaciones volumétricas v que son también aplicables a las deformaciones

axiales ϵ_1 debido a las características particulares de la prueba del odómetro. A pesar del gran número de investigaciones desde 1942, la ecuación (2.1), que también pueden escribirse:

$$\epsilon_1 = v = \frac{c_\alpha}{1 + e_0} \log \frac{t_i + t}{t_i} \quad (2.2)$$

sigue siendo la expresión más comúnmente aceptada. Sin embargo, su uso se complica por la cantidad muy limitada de información sobre las variaciones de c_α , con los esfuerzos aplicados (Wahls 1962, Mesri y Godlewski 1977) y eventualmente con el tiempo.

Durante la consolidación secundaria, el suelo sufre una disminución en la relación de vacíos bajo un esfuerzo efectivo constante, esto es también conocido como “envejecimiento”. Como resultado la relación de preconsolidación aumenta con el tiempo. Crooks y Graham (Unpub) analizaron varias pruebas de consolidación unidimensional y encontraron que la presión de preconsolidación varía con la velocidad de deformación vertical. Ellos encontraron que por encima de la presión de preconsolidación donde ocurren grandes deformaciones plásticas, las gráficas de relación de vacíos contra esfuerzo para diferentes velocidades de deformación corren paralelas unas a otras. Por debajo de la presión de preconsolidación donde el comportamiento del suelo es predominantemente elástico, había una ligera variación con la velocidad de deformación.

Tavenas et al., (1979) sugirieron que el creep y la consolidación secundaria eran en realidad manifestaciones del mismo fenómeno, mientras que Tavenas y Leroueil (1977) sugirieron que el comportamiento de la arcilla puede ser clasificado en cinco zonas como se muestra en la **Figura 2.1**. El comportamiento del suelo sugerido significa que el efecto de la velocidad depende de los esfuerzos actuantes y de la historia de esfuerzos.

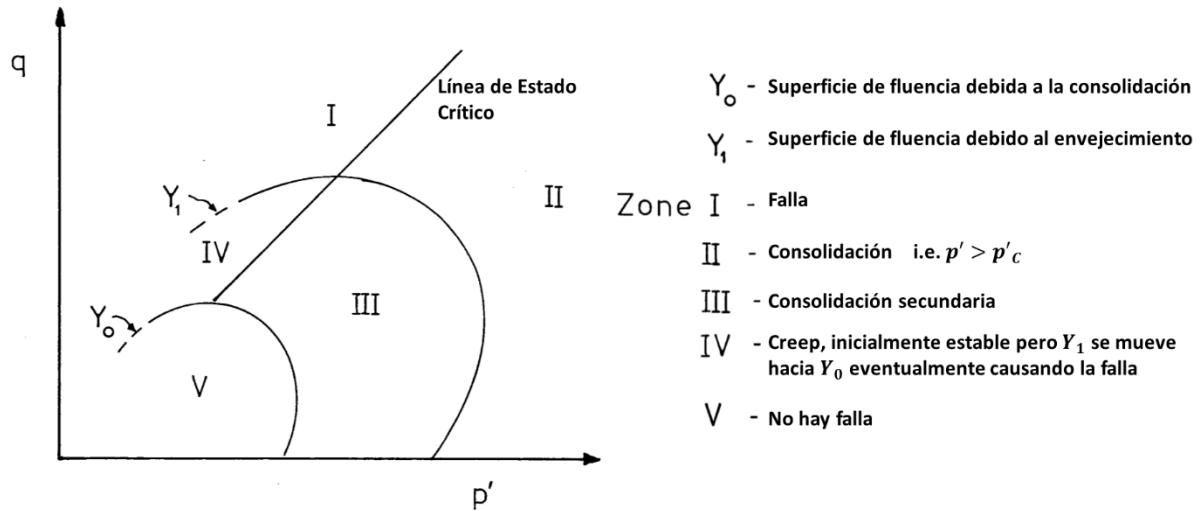


Figura 2. 1.- Posibles estados del suelo (Tavenas y Leroueil, 1977)

2.2.- Creep

Barden (1969) elaboró una lista útil de los varios mecanismos que habían sido sugeridos para explicar el fenómeno de creep. Movimientos en los enlaces entre las partículas del suelo, los cuales incluyen deslizamientos de un punto áspero a otro sobre una partícula, deslizamiento de partícula a partícula y el movimiento de “unidades” (átomos o moléculas) el cual se conoce como proceso de velocidad. Barden (1969) también sugirió que el creep podía depender de los macroporos y los microporos en el suelo, donde la consolidación primaria involucra la pérdida de agua de los macroporos, mientras que el creep o consolidación secundaria involucra agua moviéndose de los microporos a los macroporos.

Matsu et al., (1980) sugirió que el tipo de enlaces en el suelo depende del tamaño de las partículas que lo conforman, tal que en la arena los contactos son solido-solido mientras que el agua adsorbida forma enlaces en las arcillas. Ellos, sin embargo, señalaron la importancia de las asperezas en las partículas de arcilla si las fuerzas de contacto son lo suficientemente grandes para romper la película de agua localmente.

Singh y Mitchell (1968) propusieron una ecuación fenomenológica aparentemente general para las variaciones de las deformaciones axiales con el esfuerzo de corte y tiempo, en forma de

$$\dot{\epsilon}_1 = Ae^{\alpha D} (t_1/t)^m \quad (2.3)$$

En la cual $\dot{\epsilon}_1$ es la velocidad de la deformación axial, D es una función de la intensidad del esfuerzo cortante, m es el valor absoluto de la pendiente de la recta en el gráfico del logaritmo de la velocidad de deformación contra el logaritmo del tiempo, t_1 es un tiempo de referencia, α y A se pueden obtener de la pendiente y la intersección a la unidad de tiempo respectivamente, en un gráfico del logaritmo de la velocidad de deformación frente al esfuerzo de creep. Esta expresión puede aplicarse a deformaciones axiales tanto en ensayos no drenados como drenados.

2.3.- Viscosidad

La viscosidad es la propiedad que tienen algunos materiales de responder con variaciones en el tiempo, cuando se les somete a una carga constante o a procesos de carga lentos. Algunos investigadores han atribuido el fenómeno de consolidación secundaria a esta propiedad de los suelos.

La mayoría de los trabajos en donde los efectos de la velocidad o la frecuencia de carga han sido investigados parecen estar de acuerdo en que el suelo puede ser descrito como un material elasto-viscoplástico. Esto significa que la respuesta elástica puede ser considerada constante independientemente de la velocidad de carga. Crooks y Graham (Unpub) demostraron que el comportamiento del suelo a esfuerzos menores que el esfuerzo de preconsolidación no varía con la velocidad de deformación.

El efecto de la velocidad durante pruebas monotónicas ha sido reportado por Cooper (1970). Usando velocidades de deformación entre 0.024 y 0.08 milímetros por minuto encontró que, sobre todo el rango, el suelo tiene una componente viscosa en su respuesta. Schmertmann (1963), Vaid y Campanella (1977) y Crooks y Graham (Unpub) mostraron pruebas de falla en donde la velocidad de deformación fue variada antes y después de la falla. Encontraron la gráfica esfuerzo-deformación (curva esperada) tal como se muestra en la **Figura 2. 2**. Esto significa, que, si la velocidad de deformación era alta, el suelo soporta cargas mayores que si la velocidad fuera baja. Sin embargo, la deformación a la que ocurre el máximo esfuerzo no varía.

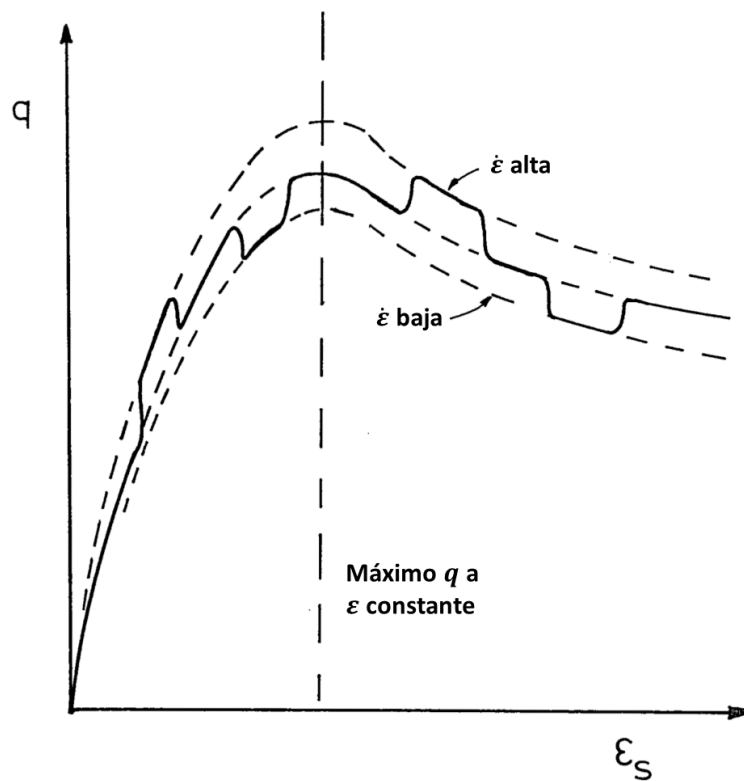


Figura 2. 2.- Variación típica del esfuerzo desviador con la velocidad de deformación (Overy, 1982).

2.4.- Isotacas

Un avance en la descripción del comportamiento tiempo dependiente de las arcillas fue la introducción por Šuklje (1957) del concepto isotaca, el cual es una relación única entre la deformación y el esfuerzo de consolidación correspondiente a la velocidad de deformación en asociación con la viscosidad. Este concepto, que se centra en el efecto de velocidad de deformación, ha atraído mucha atención en trabajos recientes de investigación sobre consolidación. El concepto de isotaca fue propuesto hace más de 60 años; sin embargo, continúa siendo objeto de estudio.

Singh y Mitchell (1968) así como Kavezajian y Mitchell (1977) propusieron ecuaciones fenomenológicas con el fin de analizar las deformaciones de creep de una arcilla sometida a cualquier condición de esfuerzo en términos de una componente de deformación volumétrica v y de un componente de deformación desviadora ϵ . En todas estas expresiones, las deformaciones varían con el logaritmo del tiempo. Por lo tanto, su aplicación requiere la definición de un origen para la escala de tiempo t_i . Para superar esta dificultad, Šuklje (1957) ha postulado que la tasa de deformación volumétrica en el odómetro es una función única de los valores medios de la relación de vacíos e y el esfuerzo efectivo σ_v' . Definió el comportamiento de deformación dependiente del tiempo de una arcilla en términos de una familia de curvas de velocidad constante de deformación volumétrica en el espacio $e - \sigma_v'$ llamadas isotacas. Las isotacas son equivalentes a las líneas de "igual duración de carga" definidas por Taylor (1942) y Bjerrum (1967), pero al dar la tasa de deformación como una función única del estado actual de e y σ_v' resuelven el problema de la definición de t_i . En una investigación Vaid y Campanella (1977) aplicaron esencialmente el mismo enfoque a las deformaciones por cortante en ensayos triaxiales no drenados, suponiendo que "a un valor dado de deformación ϵ , el esfuerzo cortante q , es una función solamente de la tasa de

deformación instantánea ϵ , y es independiente de la historia de la velocidad de deformación pasada".

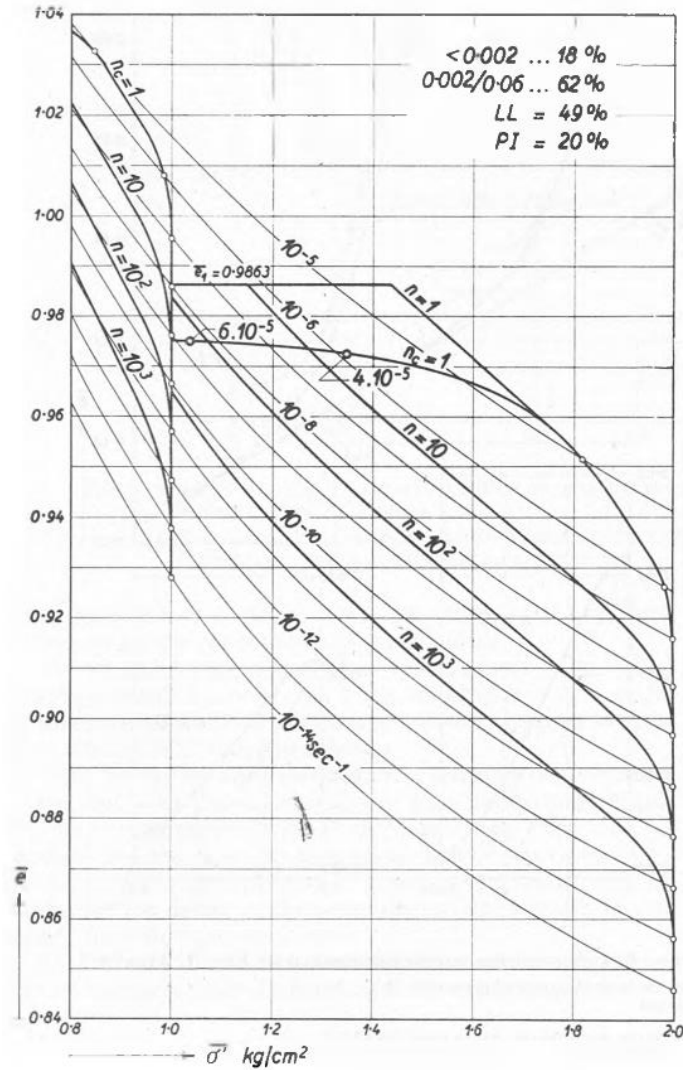


Figura 2.3.- Conjunto de Isotacas con las curvas $(\bar{\sigma}' - \bar{\epsilon})_{n=const.}$. Para un incremento de carga $\Delta\sigma$ de una muestra inalterada de arcilla lacustre Šuklje (1957).

Así, el concepto de isotacas propuesto por Šuklje (1957) probablemente podría ampliarse para aplicarse a todos los componentes del campo de deformación bajo todas las condiciones de esfuerzo. Para este fin, las isotacas podrían estar asociadas a superficies de estado límite, un punto

sobre la isotache $\dot{\epsilon}$ en el espacio $e - \sigma_v'$, siendo agrandado a una superficie de isotache $\dot{\epsilon}$ en el espacio $e - q - p'$. Esta superficie de isotache $\dot{\epsilon}$ debe tener la misma forma que la superficie del estado límite de la arcilla, siendo simplemente homótica a ella para diferentes valores de $\dot{\epsilon}$ (Tavenas y Leroueil, 1978).

Siguiendo este concepto, se han propuesto muchos modelos de creep, y los datos experimentales han confirmado la validez de este enfoque (Den Haan, 1996; Leroueil, 2006). Los estudios experimentales del comportamiento del suelo blando han dado lugar a leyes empíricas que pueden modelar el comportamiento del material (Leroueil *et al.*, 1985, Mesri y Choi, 1985a, 1985b, Mesri y Feng, 1986, Leroueil, 1987).

CAPÍTULO 3.- ESTADO DEL ARTE

Este capítulo describe los dos enfoques básicos utilizados en el desarrollo de modelos de comportamiento de consolidación unidimensional dependiente del tiempo, seguido de la revisión de los estudios más destacados en consolidación secundaria. El primer enfoque está basado en el comportamiento de montajes de elementos reológicos y la ecuación del modelo resultante es diferencial. El segundo tipo de modelos conceptuales están basados en extensiones de la teoría de creep de Boltzmann (Boltzmann, 1876), y las ecuaciones resultantes del modelo son integrales.

Por otra parte, los modelos de isotacas son el fruto de la comprensión del comportamiento dependiente del tiempo de los suelos. Se describirá el papel de los actores más importantes en este proceso, donde los avances más destacados fueron la ley logarítmica de creep, la primera formulación en términos de velocidad de deformación, las "líneas de tiempo", el primer modelo de isotacas y el primer uso de la palabra "isotaca", las "líneas de tiempo" y "tiempo equivalente", y la combinación de la consolidación y el comportamiento de isotacas por la escuela de Leroueil (1986).

3.1.- Principales trabajos en el enfoque de consolidación secundaria y creep

Taylor y Merchant (1940) realizaron modificaciones a la teoría de consolidación de Terzaghi para tomar en cuenta la consolidación secundaria. La ecuación del modelo y la ecuación de flujo fueron resueltas simultáneamente, y una expresión analítica para presión de poro fue propuesta.

Este es probablemente el primer artículo que combina matemáticamente el creep con la consolidación.

Gibson y Lo (1961) desarrollaron un modelo que consiste en un resorte lineal (a) en serie con un modelo de Kelvin. El modelo de Kelvin consiste en un resorte lineal en paralelo con un elemento viscoso (pistón). La compresión del resorte (a) ocurre con la disipación del exceso de presión de poro es decir la aplicación del esfuerzo efectivo. La compresión del modelo de Kelvin comienza durante la consolidación primaria retardado por la viscosidad del pistón, y corresponde a la consolidación secundaria bajo un esfuerzo efectivo constante; además la carga tomada por el pistón es proporcional a la velocidad de deformación.

Barden (1965) Basó su modelo en el elemento Kelvin, pero utilizó una viscosidad no lineal. La consolidación final fue definida por una relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos, lineal sobre el incremento de carga. La carga tomada por el pistón es proporcional a la velocidad de la relación de vacíos ($\partial e/\partial t$) a la potencia $1/n$ ($n>1$).

Garlanger (1971) este modelo se basó en la teoría de líneas de tiempo de Bjerrum. La velocidad de cambio en la relación de vacíos está compuesta por una consolidación instantánea relacionada con la velocidad de cambio en el esfuerzo efectivo, y una consolidación retardada relacionada con la velocidad de creep. Garlanger desarrolló una expresión para la consolidación causada por un incremento de carga y utilizó las derivadas parciales de esta expresión con respecto al esfuerzo efectivo y el tiempo para definir componentes instantáneos y retardados de la velocidad de cambio

de la relación de vacíos durante la consolidación. Garlanger expresa la consolidación mediante una relación lineal sugerida por Hansen (1969) como se muestra en la siguiente ecuación:

$$-\Delta \log e = a \log \frac{P'_c}{P'_0} + b \log \frac{P'_f}{P'_c} + c \log \frac{t_i + t}{t_i} \quad (3.1)$$

Donde e es la relación de vacíos, a corresponde al coeficiente de compresibilidad a la izquierda de la línea de compresibilidad instantánea (o también al índice de recompresión C_r), b es el coeficiente de compresibilidad sobre la línea de compresibilidad instantánea (o también índice de compresión virgen C_c), P'_0 es el valor inicial del esfuerzo efectivo, P'_c es el esfuerzo efectivo denominado como crítico, P'_f es el valor final del esfuerzo efectivo, t_i es el tiempo de referencia asignado a la línea de consolidación instantánea, y t es el tiempo medido desde el instante de la aplicación de la carga. Garlanger considero los primeros dos términos del lado derecho de esta expresión correspondientes a la consolidación instantánea y el ultimo termino corresponde la consolidación retardada.

Zeevaert (1951, 1985) propuso una teoría basada en dos modelos reológicos: un modelo formado por una serie infinita de solidos Kelvin, similar a la propuesta por Terzaghi y el modelo desarrollado por Zeevaert (1951, 1985) llamado unidad Z, formado por dos amortiguadores en paralelo, ambos tratan de representar el comportamiento del suelo bajo condiciones de confinamiento.

La consolidación primaria se analiza mediante el modelo reológico de Kelvin, que es equivalente al modelo de Terzaghi, las deformaciones ocurridas debidas a este fenómeno son finitas. El modelo consiste en dos elementos en paralelo, el primero es resistente con una

compresibilidad α_1 y es capaz de tomar carga permanente al final del proceso primario (elemento Newton), el otro representa el amortiguamiento con fluidez lineal ϕ_1 simulando la fluidez del agua de poro en la estructura primaria (ver **Figura 3. 1**)

La consolidación secundaria se analiza mediante un modelo reológico denominado Z, el cual representa el comportamiento viscoso intergranular del suelo. Este modelo está constituido por dos elementos ambos newtonianos, uno de fluidez no lineal que representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, y el otro que representa un amortiguador de fluidez lineal ϕ_2 , el cual representa el retardo hidrodinámico de las deformaciones volumétricas ($\Delta\varepsilon_{V2}$) debidas a la fluidez lineal del agua en los pequeños poros de la estructura secundaria

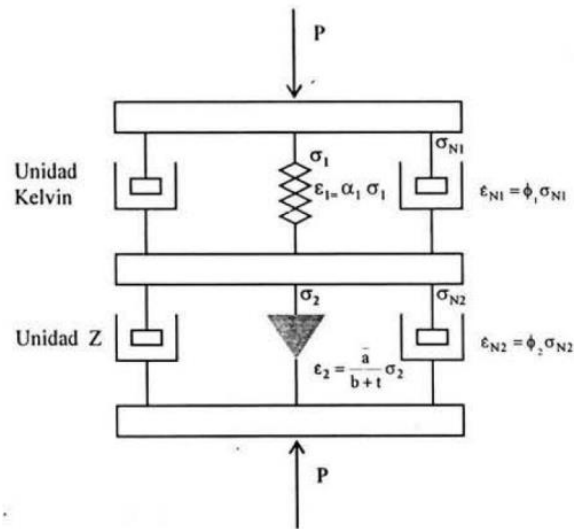


Figura 3. 1.- Modelo reológico (Zeevaert, 1986)

La deformación total del estrato de suelo está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_V = m_V \Delta p (F(T) + \beta \log(1 + \xi T)) \quad (3.2)$$

Donde, m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica, Δp el incremento de presión y $F(T_v)$ es la función de Terzaghi, β es el coeficiente de viscosidad intergranular y $\xi = \frac{4.62}{\beta} \cdot \frac{\varphi_2}{\varphi_1}$.

Juárez Badillo (1975, 1981) mediante su principio de proporcionalidad natural, describe a través de algunas ecuaciones la compresibilidad y expansibilidad de suelos finos, y su evolución en el tiempo. Aunque esta teoría se aleja de todos los principios expuestos con anterioridad, cuando se aplica a datos de campo y laboratorio, en ambos casos produce resultados satisfactorios.

La ecuación que describe la variación de los asentamientos del suelo en el tiempo en términos de cambio de volumen es:

$$V = V_i - \Delta V = V_i - \frac{(\Delta V)_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t}\right)^\delta} \quad (3.3)$$

Y en términos de cambio de altura (preferible en consolidación unidimensional):

$$H = H_i - \Delta H = H_i - \frac{(\Delta H)_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t}\right)^\delta} \quad (3.4)$$

Donde t^* es el tiempo necesario para que ocurra un 50% del hundimiento total $(\Delta H)_T$ que experimentara el suelo, y δ es el coeficiente de viscosidad volumétrica o coeficiente de fluidez.

La “Ecuación general de compresibilidad”, describe la variación del volumen del elemento de suelo cuando se le aplica un esfuerzo σ . Con esta ecuación es posible predecir los asentamientos de un estrato de suelo cuando se dispone de pruebas de laboratorio. Asimismo, permite calcular la

variación de volumen debido a la consolidación secundaria para un tiempo ∞ , a través de la curva EOS por sus siglas en inglés (Final de Consolidación Secundaria). Dicha ecuación es:

$$V = \frac{V_0}{1 + \left(\left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^\gamma \times \left(\left[\frac{V_0}{V_1} \right] - 1 \right) \right)} \quad (3.5)$$

Sea σ^* igual a la presión σ_1 que reduce el volumen del suelo a la mitad, entonces $V_1 = 0.5V_0$, la ecuación (3.5) puede escribirse de la siguiente forma:

$$V = \frac{V_0}{1 + \left(\frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^\gamma} \quad (3.6)$$

Donde, γ es el coeficiente de compresibilidad volumétrica, V_0 es el volumen para σ'_{z0} igual a cero.

Kabbaj, Oka, Leorueil, y Tavenas (1986) describieron este comportamiento por dos relaciones: (1) una relación lineal entre el logaritmo del esfuerzo de preconsolidación σ'_p y el logaritmo de la velocidad de deformación $\dot{\epsilon} \ln \dot{\epsilon}^p = A + B \ln \sigma'_p$. Y (2) una relación multilinear entre la deformación ϵ y el logaritmo del esfuerzo efectivo normalizado, es decir, el esfuerzo efectivo σ' sobre el esfuerzo de preconsolidación σ'_p a la velocidad de deformación actual $\ln \sigma' / \sigma'_p = C + D \epsilon^p$. La expresión para σ'_p de (2) es remplazada en (1) para obtener la ecuación del modelo:

$$\dot{\epsilon}^p = \exp\{A\} \times \exp\{B(\ln(\sigma') - C - D\epsilon^p)\} \quad (3.7)$$

En donde A , B , C y D son constantes experimentales. Las constantes C y D son definidas sobre rangos de esfuerzos efectivos normalizados dados.

3.2.- Principales trabajos en el enfoque de líneas de igual velocidad de deformación (isotacas)

Keeverling Buisman (1936) estableció la ley de fluencia logarítmica. En su contribución a la primera conferencia internacional de mecánica de suelos en Harvard, Massachusetts, escribió

$$Z_t = \alpha_p + \alpha_s \log_{10} t \quad (3.8)$$

A menudo pensamos que la p se refiere a "primaria" y la s a "secundaria". De hecho, Buisman estaba familiarizado con estos términos. Sin embargo, Buisman usó la p para el "efecto de compresión directa" de la carga (la carga estaba representada por p en ese momento) y la s significa el "efecto secular" (que ocurre o persiste durante un período indefinidamente largo). La terminología de Buisman encaja perfectamente con la distinción entre deformaciones elásticas y visco-plásticas como se supone en los modelos de isotacas.

Los términos primario y secundario han sembrado una enorme confusión. Lógicamente se refieren a fases consecutivas en la consolidación. Esta es la diferencia esencial con los modelos de isotacas, donde los componentes p y s son efectos constitutivos separados. Los modelos primarios / secundarios a menudo se denominan modelos de End of Primary (Final de Consolidación

Primaria) debido a la hipótesis de que el asentamiento al final de la fase primaria es independiente del grosor del estrato de consolidación.

Una herencia adicional de Buisman es su método de superposición para derivar la asíntota de la curva de asentamiento $-\log(t)$ durante la carga de etapas múltiples, que muestra cómo explicar las contribuciones de las cargas anteriores a la curva actual bajo carga p . Tal principio de superposición es esencial debido al uso generalizado de las pruebas de edómetro multietapa. La carga de campo también se suele aplicar en etapas.

Es necesario señalar el uso del cambio de tiempo de Buisman en su libro "Grondmechanica" (1940). Escribe que a veces puede ser útil encontrar ese tiempo cero que hace que el diagrama de asentamiento sea lineal. Él utiliza;

$$Z_t = \alpha_p + \alpha_s \log_{10}(t - t_c) \quad (3.9)$$

El modelo de isotacas ha aclarado que este cambio de tiempo t_c corrige la diferencia entre el "tiempo de creep intrínseco" del suelo $\tau = (t - t_c)$ y el "tiempo de reloj" t elegido.

Taylor (1942). En este trabajo, el modelo de 1940 se denomina Teoría A, y se presenta una nueva Teoría B. Taylor señala que, aunque la compresión secundaria es la diferencia más obvia del comportamiento real del suelo con la teoría de Terzaghi (y la teoría A había investigado esta diferencia), las diferencias en el período primario son igual de importantes, aunque mucho menos evidentes. La teoría B se centra en estas diferencias en el período primario. Toda la compresión secundaria después del período primario se descuida, pero la compresión secundaria en un paso de carga anterior ejerce influencia en el siguiente incremento.

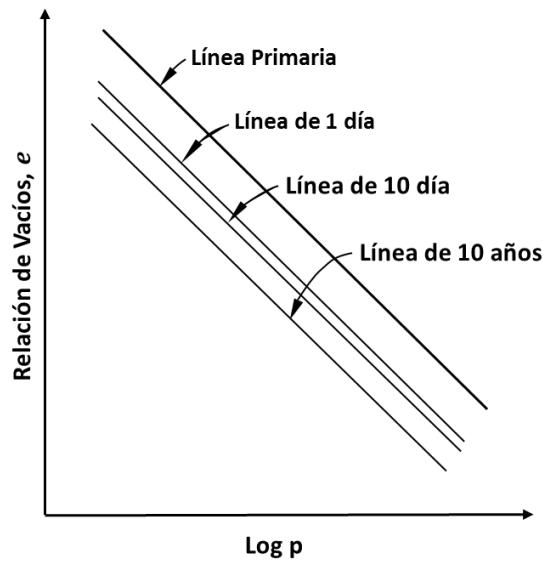


Figura 3. 2.- Grafica semilogarítmica de la Línea Primaria y otras Líneas de Compresibilidad (Taylor, 1942).

La **Figura 3. 2** muestra las líneas de tiempo, posiblemente por primera vez en la literatura (Buisman podría haber trazado sus asíntotas de asentamiento como líneas de tiempo, pero nunca lo hizo. Se habrían divergido debido al principio de superposición que introdujo; las de Taylor son paralelas). La teoría B considera especialmente la resistencia contra la deformación, que se supone que depende de la velocidad de deformación.

Šuklje (1957) criticó el trabajo de Taylor: la teoría A no usa la ley logarítmica de creep, y los componentes de esfuerzo en la teoría B no tienen un significado físico claro, por lo que expresó que ambas teorías son inadecuadas para su aplicación a estratos gruesos. Šuklje comienza a partir de la ley logarítmica de creep, determina a partir de esa velocidad de deformación y la iguala a la velocidad de salida de agua de los poros.

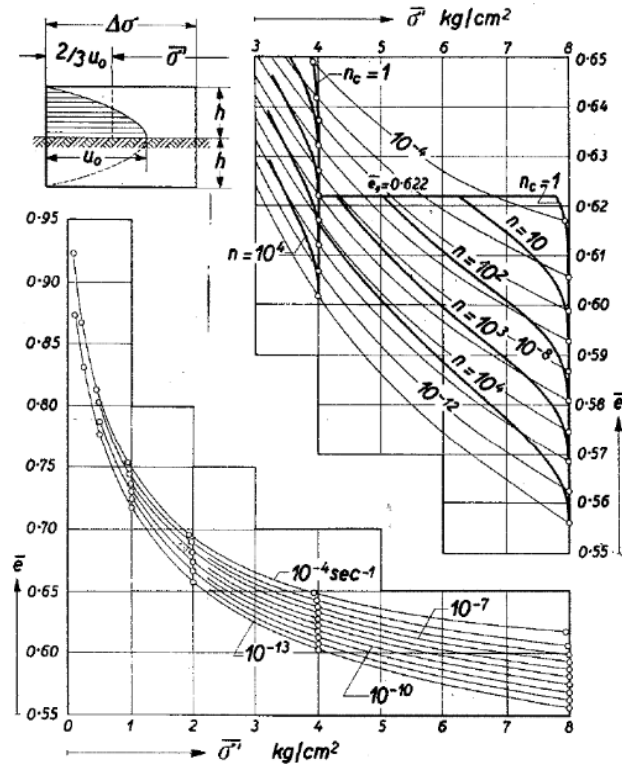


Figura 3. 3.- Conjunto de Isotacas y curvas $(\bar{\sigma}' - \bar{e})$ para diferentes relaciones de n . (Šuklje, 1957)

Al suponer una distribución parabólica del exceso presión de poro (isócrona) por simplicidad, el valor en la parte inferior u_0 es representativo de toda la muestra o estrato. Los valores de presión de poro del plano medio para los estratos de drenaje doble o los valores de frontera para los estratos de drenaje individual se pueden obtener a partir de la velocidad de consolidación y el coeficiente de permeabilidad. Las relaciones se dan entre el esfuerzo, la deformación y la velocidad de deformación como en la **Figura 3. 3** (abajo a la izquierda).

Las líneas de igual velocidad de deformación se denominan isotacas, posiblemente aquí por primera vez (al menos en mecánica de suelos, en hidráulica y meteorología, el término ya estaba en uso). La trayectoria esfuerzo-deformación se extrapola a espesores de estratos más grandes

mediante un método aproximado, y el resultado se puede ver en la parte superior derecha de la **Figura 3. 3**. Allí n es la relación del grosor del estrato con respecto al grosor de la muestra.

Leonards y Girault (1961) distinguen varias formas de curva de la relación $z - \log(t)$: Tipos I, II y III, como se observa en la **Figura 3. 4**. El Tipo I es la conocida curva de tipo "Terzaghi + tramo secundario", el Tipo III se inclina a lo largo, y el Tipo II comienza como Tipo I, pero eventualmente cambia al tipo III inclinándose. Los autores no logran identificar las causas de las diferencias entre los distintos tipos. Observan que el Tipo III se produce después de pequeños incrementos de carga a grandes esfuerzos, y el Tipo II después de pequeños incrementos de carga a bajos esfuerzos. El tipo I parece corresponder a grandes incrementos de carga. Estos fenómenos pueden explicarse simplemente mediante modelos de isotacas, en los que se devuelven a los efectos del cambio de trayectoria en la curva. (Tipo I: cambio positivo, Tipo III: cambio negativo, Tipo II: cambio negativo después de la consolidación rápida).

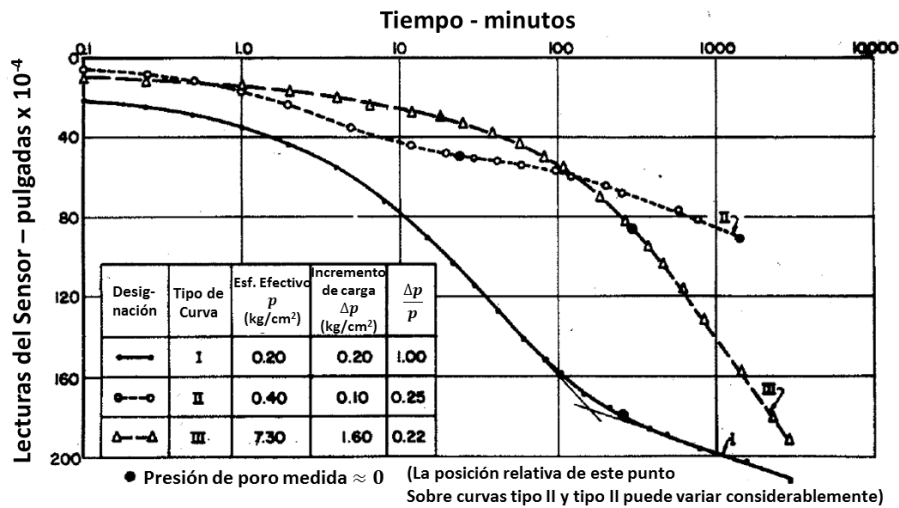


Figura 3. 4.-Efecto de la carga – incremento del radio sobre la forma de la lectura del sensor – curvas de tiempo – arcilla inalterada de la Ciudad de México (Leonards & Girault, 1961).

Bjerrum (1967) Identificó la confusión que rodeaba los términos "primario" y "secundario" y, en cambio, definió los términos "compresión instantánea" y "compresión retardada", que de hecho son sinónimos de la respuesta directa de Buisman.

La **Figura 3. 5** es una representación esquemática del concepto de líneas de tiempo que recuerda a Taylor (1942). Sin embargo, ahora no hay una separación complicada del esfuerzo en varios componentes, sino una descripción lúcida de cómo el tiempo influye en el desarrollo del esfuerzo y deformación. Durante el creep, las líneas de tiempo sucesivas se cruzan a esfuerzos iguales. Un aumento posterior del esfuerzo inicialmente encuentra una respuesta rígida, hasta la línea "instantánea". Se explican las curvas Tipo I y Tipo III de Leonard. (El tipo III se produce después de un pequeño incremento de carga porque no se alcanza la "línea instantánea" sino una línea de tiempo en la que el tiempo es grande. El tiempo desde el aumento de la carga será mucho menor y distorsionará la curva $z - \log(t)$).

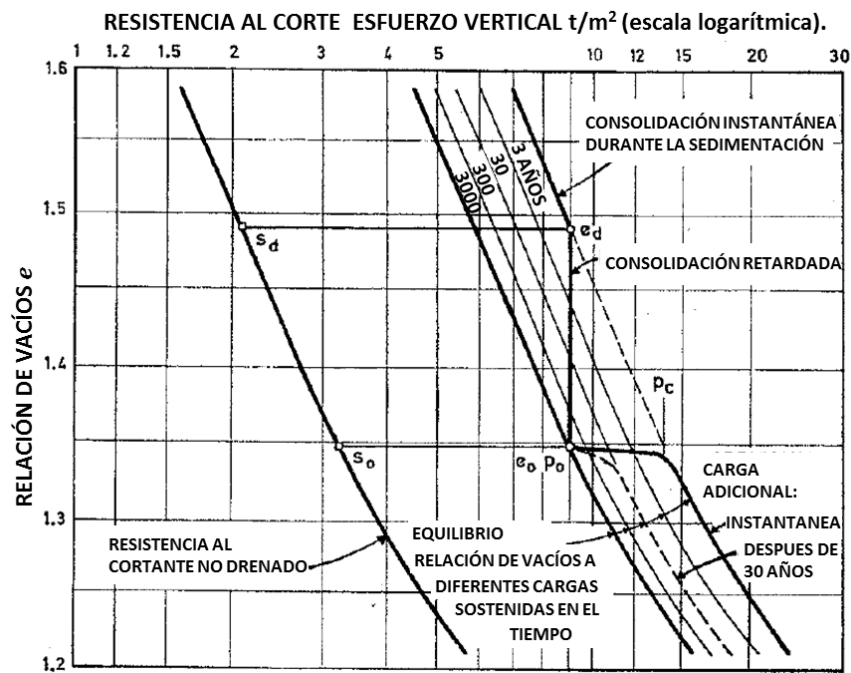


Figura 3. 5.- Compresibilidad y resistencia al cortante de una arcilla exhibiendo una consolidación retardada (Bjerrum, 1967).

3.3.- Modelos de isotacas

El término modelos de isotacas se refiere a una relación constitutiva entre σ_V' , ϵ y $\dot{\epsilon}$, a veces escrito como;

$$R(\sigma_V', \epsilon, \dot{\epsilon}) = 0 \quad (3.10)$$

El término como tal se está convirtiendo lentamente en un uso común, pero muchos autores de tales modelos en realidad no lo utilizaron. Algunos autores aplican la relación a las deformaciones de creep, no a las deformaciones totales, y escriben;

$$R(\sigma_V', \epsilon^s, \dot{\epsilon}^s) = 0 \quad (3.11)$$

además, definiendo una relación para las deformaciones directas, usualmente

$$R(\dot{\sigma}_V', \dot{\epsilon}^d) = 0 \quad (3.12)$$

y agrega ambas velocidades

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^d + \dot{\epsilon}^s \quad (3.13)$$

Esta variante con distinción en deformación directa e isotacas de creep es matemáticamente más simple y se utiliza cada vez más. En todos los casos, estas ecuaciones se combinan con el flujo hidráulico de salida y la ecuación de consolidación resultante se resuelve de manera incremental,

utilizando los límites y las condiciones iniciales adecuadas. Esto produce deformación, esfuerzo efectivo y presión de poro en función del tiempo y el lugar.

Hay poca variación en la forma de R en los modelos de isotacas. Las diferencias se refieren al uso de la formulación de la deformación finita y la deformación natural, la simulación del drenaje vertical, de la permeabilidad variable y la formulación de un comportamiento preconsolidado. Debido a la formulación incremental, la carga en fases puede tratarse de manera trivial. El comportamiento de descarga se resuelve en la mayoría de los modelos, sin cambiar la relación de isotacas, aunque es cuestionable si esto es correcto.

El modelo de isotacas a-b-c se planteó en términos de $R(\sigma'_v, \epsilon, \dot{\epsilon}^s) = 0$ y $R(\sigma'_v, \epsilon^d) = 0$ como una alternativa al modelo de consolidación de Buisman/Koppejan. En este modelo la tasa total de deformación se obtiene al agregar la velocidad de deformación directa (“elástica”) y la velocidad de deformación secundaria (creep o viscoplástica). Estos últimos se obtienen a partir de ecuaciones constitutivas que contienen la deformación presente, el esfuerzo vertical efectivo, y la velocidad de cambio de este último. Con las isotacas de creep (**Figura 3. 6**) graficadas contra las deformaciones totales (se representaron las deformaciones totales en términos del volumen específico V , la deformación natural dada por $-\ln(V/V_o)$). Esto ha sido criticado por creadores de modelos más elaborados matemáticamente que prefieren una separación estricta entre la deformación primaria y la secundaria, como en MSettle (D-Settlement) y Plaxis Soft Soil Creep. Sin embargo, el esfuerzo de referencia en la isotaca de referencia a cero deformaciones se vuelve dependiente de los valores del esfuerzo inicial y de la pendiente a (o C_r), que parece una complicación innecesaria e incluso errónea.

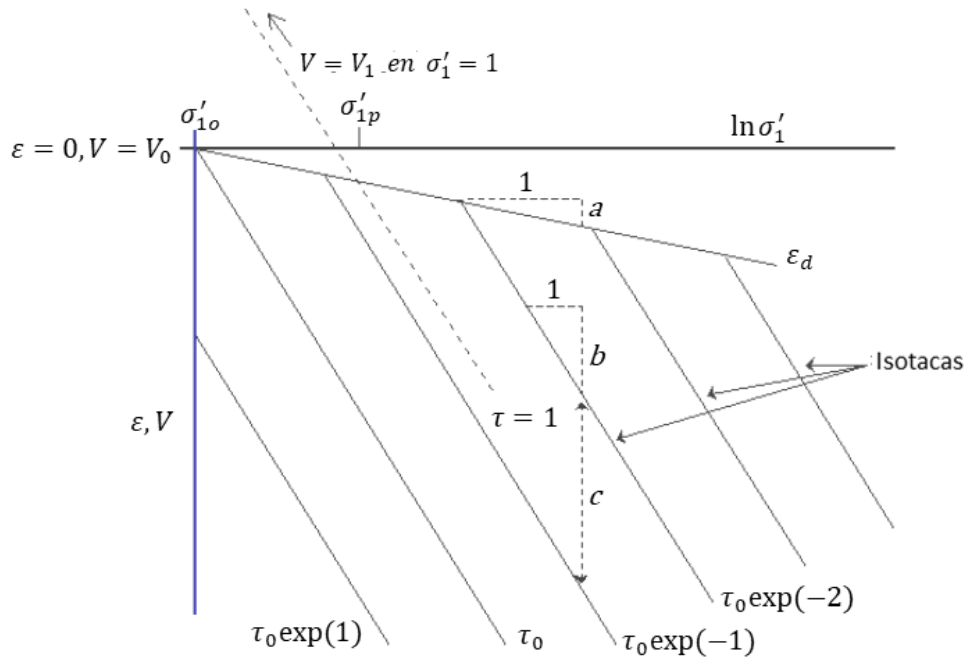


Figura 3. 6.- Modelo de Isotacas a-b-c (den Haan, 2001)

Janbu (1969) observó la "resistencia de tiempo" $R = \partial t / \partial \epsilon$. Definió 3 zonas, consolidación primaria, zona de transición y fase secundaria. En esta última fase

$$R = r(t - t_r) \quad (3.14)$$

Esta relación vuelve en el modelo a-b-c y en otros modelos de isotacas, y también en el manual Plaxis del modelo Soft Soil Creep. De hecho, r es el inverso del parámetro de creep C_α o c , y t_r es el cambio de tiempo, que se origina a partir de la elección (arbitraria) del tiempo cero. $(t - t_r)$ está en el modelo a-b-c, el tiempo intrínseco τ y la velocidad de creep se derivan simplemente de $\dot{\epsilon}_s = c/\tau$.

De Rijk (1977, 1978) demostró de manera convincente que el principio de superposición de Buisman (deducir el comportamiento bajo una carga dada de una prueba de etapas múltiples) es incorrecto, y dio la solución, que de hecho fue el primer modelo de isotacas. Él también descubrió el cambio de tiempo de Janbu, y también descubrió la constancia de C_c/C_α con valores de 18 a 25. C era razonablemente constante con De Rijk, pero ϵ_c variaba bastante de una etapa a otra, y esto podría haberlo disuadido de dibujar isotacas.

Leroueil, Kabbaj, Tavenas y Bouchard (1985) publicaron un modelo de isotacas en términos de deformaciones totales y describen la curva de compresibilidad completa, incluida la región preconsolidada. Las curvas se normalizan con el esfuerzo de preconsolidación, que por lo tanto depende de la velocidad de deformación. Esta dependencia es bien conocida y conduce a isotacas más o menos equidistantes si se utilizan intervalos constantes en el logaritmo de la velocidad de deformación. Leroueil et al. (1983 y 1985) llevó a cabo varias pruebas de odómetro utilizando diferentes metodologías: (a) pruebas de carga en etapas múltiples con recarga al final de la consolidación primaria $(MSL)_P$ o después de 24 h $(MSL)_{24}$, (b) pruebas de velocidad de deformación constante CRS , (c) pruebas de gradiente controlado CGT , (d) pruebas de creep de larga duración. El propósito de estudio era determinar el comportamiento reológico de arcillas naturales, inicialmente fue necesario analizar la posible influencia de la velocidad del incremento del esfuerzo vertical efectivo $\dot{\sigma}'_v$. Para hacerlo, se realizaron pruebas tipo CRS en las cuales hay una constante $e = \delta\epsilon_v/\delta t$ y un incremento continuo en σ'_v , y pruebas de creep en las cuales σ'_v es constante y por lo tanto $\dot{\sigma}'_v = \delta\sigma'_v/\delta t$ es igual a cero después del final de la disipación de la presión de poro.

Leroueil realizó nueve pruebas de odómetro de más de 70 días en arcillas canadienses y de los resultados fue posible definir relaciones esfuerzo efectivo-deformación para diferentes velocidades de deformación entre 10^{-6} y 10^{-9} s⁻¹. Las curvas obtenidas de estas pruebas son muy similares en forma y posición a las observadas en pruebas tipo CRS. Esto fue así demostrando que $\dot{\sigma}'_V$ no tiene influencia significativa en el comportamiento del suelo, el cual es en consecuencia controlado por un único modelo de esfuerzo efectivo-deformación-velocidad de deformación ($\sigma'_V, \epsilon, \dot{\epsilon}$).

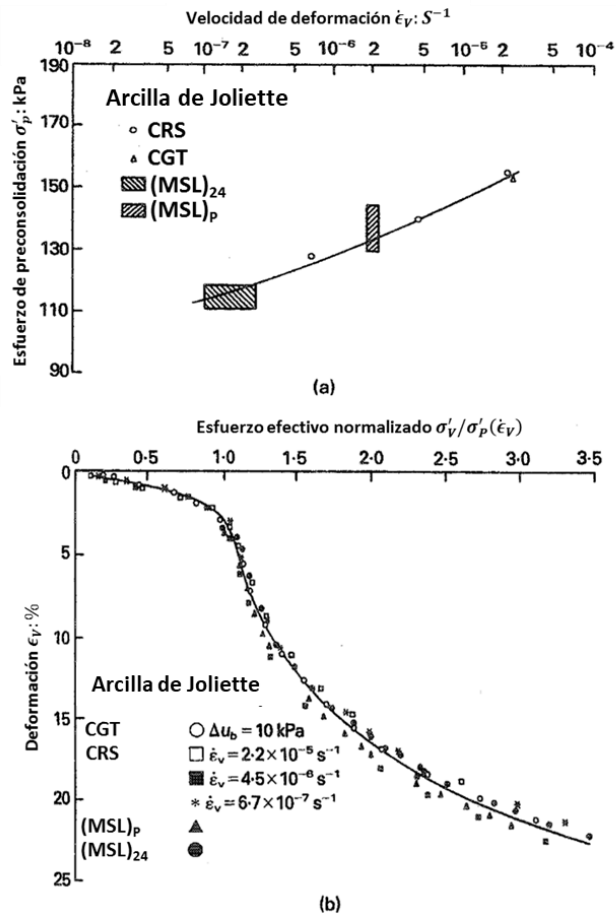


Figura 3. 7.- Relaciones para arcilla de Joliette (Samson et al. 1981).

En **Kabbaj, Oka, Leroueil y Tavenas (1986)** se da una formulación numérica del modelo anterior, que puede hacer frente a problemas de compresibilidad en un sistema de múltiples estratos. Se pueden definir isotacas multilineales. En **Kim & Leroueil (2001)** se da una versión revisada de este modelo; se trata de un modelo viscoplástico no lineal para consolidación unidimensional que permite simular el comportamiento en campo (mediante un terraplén de prueba instrumentado) y en laboratorio (pruebas de odómetro que incluyen pruebas de creep de larga duración, pruebas de carga de etapas múltiples y pruebas de relajación) este modelo permite estudiar el comportamiento reológico de la arcilla ante la carga en etapas, la velocidad constante de deformación y relajación. Ahora, la distinción entre los componentes directos y secundarios de la deformación ("elásticos" y "Viscoplásticos") se hace más claramente. Las isotacas son ahora bilineales, con una presión de consolidación inicial en el origen. Se afirma un buen acuerdo con datos de laboratorio y de campo.

Yin y Graham (1992) Este es un modelo de isotacas, pero está escrito en términos de tiempo. El "tiempo equivalente" se define como medida del tiempo de creep. La "consolidación instantánea" es elástica y relativamente pequeña. Puede compararse con la deformación directa en el modelo de isotacas a-b-c. La "línea de tiempo de referencia" se aplica a $t_e = 0$ y define la deformación elástica-plástica en ausencia de creep, de la misma manera que, por ejemplo, el modelo de Cam Clay. Las "líneas de tiempo" con $t_e \neq 0$ definen el creep. A esfuerzo constante, la "deformación plástica dependiente del tiempo" es

$$\epsilon^{tp} = \frac{\psi}{V} \ln \left[\frac{t_o + t_e}{t_o} \right] \quad (3.15)$$

en la que ψ es el parámetro de creep, $V = 1 + e_o$, t_o un parámetro de suelo, t_e el tiempo equivalente, que es la duración del creep a un esfuerzo constante. La velocidad de creep es;

$$\dot{\epsilon}^{tp} = \frac{\psi}{V} \frac{1}{t_o + t_e} \quad (3.16)$$

Mesri y Feng (1986) y Mesri et al. (1995) realizaron pruebas de compresibilidad especiales en las que colocaron cuatro muestras de suelo conectadas en serie. Los 4 subelementos se consolidaron isotropamente (con drenaje unidimensional), mientras que la deformación axial de los subelementos y la presión de poros intermedia se monitorearon. Los resultados presentados por estos autores fueron reinterpretados respectivamente por Leroueil et al. (1986) y Leroueil & Marques (1996) para definir las curvas de compresión. Dichas curvas de compresión se dibujan de I (condición inicial) a P (cerca del final de la consolidación primaria) (**Figura 3. 8**). También se dibuja en la figura una fase de consolidación secundaria ficticia (PF) correspondiente a $C_{ac}/C_c (= \alpha) = 0.03$. Se puede ver que la curva de compresibilidad seguida durante la consolidación primaria varía con la ubicación de los subelementos. Cerca del límite de drenaje (subespecimen 1), la velocidad de deformación es muy alta durante las primeras etapas de la consolidación y, como resultado, el esfuerzo efectivo se dirige a las isotacas asociados con las altas velocidades de deformación. Por otro lado, para los subelementos que están lejos del límite de drenaje (subelementos 3 y 4), las velocidades de deformación son mucho más pequeñas durante el mismo período y el esfuerzo efectivo permanece cerca de las isotacas asociados con estas velocidades de deformación.

Sin embargo, cuando el suelo se acerca al final de la consolidación primaria (punto *P*), la tasa de deformación se vuelve más uniforme en toda la muestra y las curvas de compresión de los subelementos convergen. Después del final de la consolidación primaria, el espécimen completo estaría en consolidación secundaria y se asentaría de *P* a *F*.

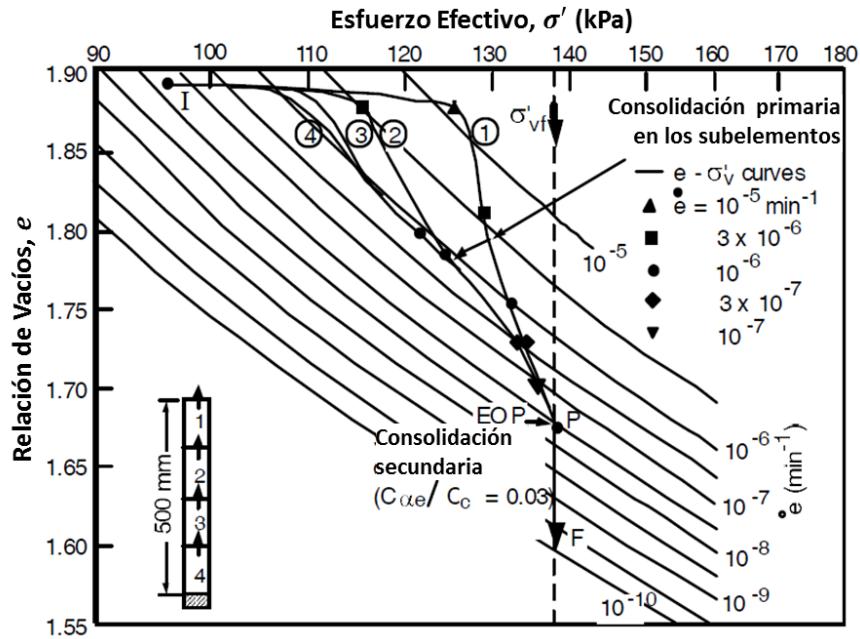


Figura 3. 8.- Consolidación de la arcilla de Saint-Hilaire para incrementos de presión de 97 kPa a 138 kPa (Leroueil & Marques, 1996).

3.4.- Modelo YLIGHT

Tavenas y Leroueil (1977) desarrollaron este modelo en la Universidad Laval como parte de un programa de investigación sobre el comportamiento de arcillas blandas bajo terraplenes, se investigó el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de una arcilla blanda sensible e inalterada. En un primer paso, se desarrolló un modelo cualitativo del comportamiento de la arcilla (YLIGHT) sobre la base del concepto de estado límite. Este modelo, que integra efectos de tiempo,

señaló la necesidad de una consideración estricta de las condiciones reales de esfuerzo efectivo en el análisis de fenómenos dependientes del tiempo. También indicó claramente una distinción entre resistencia y problemas de deformación, y por lo tanto entre creep y la consolidación secundaria. Como resultado, se llevó a cabo una investigación de los fenómenos dependientes del tiempo en arcilla intacta de Saint-Alban, tanto en el estado preconsolidado como en el estado normalmente consolidado, y en condiciones drenadas y no drenadas, siguiendo estos principios.

Este modelo sugiere que las deformaciones de creep se pueden investigar en términos de dos componentes, la primera corresponde a las deformaciones volumétricas que se desarrollan con el tiempo y la segunda a las deformaciones axiales o de cortante.

Tavenas y Leroueil (1977) sugieren que los fenómenos dependientes del tiempo deben analizarse remitiendo las condiciones de esfuerzos efectivos bajo las cuales los fenómenos pueden desarrollarse hasta el estado límite de la arcilla intacta. A partir de los trabajos realizados en pruebas de odómetro se desarrollaron las llamadas líneas de igual velocidad de deformación o isotacas. Vaid y Campanella (1977) aplicaron el mismo enfoque a las deformaciones en ensayos triaxiales, así, el concepto de isotacas propuesto por Suklje (1957) probablemente podría ampliarse para aplicarse a todos los componentes del campo de deformación bajo diversas condiciones de esfuerzo. Finalmente, Tavenas y Leroueil (1978) confirman la hipótesis de que el comportamiento dependiente del tiempo de una arcilla preconsolidada se describe completamente por el desplazamiento dependiente del tiempo de su superficie de estado límite, así como también de que el concepto de isotacas podría combinarse con el de superficies de estados límite para proporcionar una descripción analítica completa de las deformaciones dependientes del tiempo.

3.4.1.- Ecuaciones básicas del modelo y sus parámetros

Ecuaciones para las deformaciones volumétricas

Tavenas y Leroueil (1978) realizaron pruebas de creep triaxiales bajo diversas condiciones de esfuerzos, las variaciones de las deformaciones volumétricas con el tiempo a lo largo de una de estas pruebas se muestran en **Figura 3. 9**. De los resultados obtenidos los autores observaron dos tipos de comportamiento: a bajos niveles de esfuerzos, las deformaciones volumétricas seguían siendo pequeñas y después de unos 10 000 minutos los errores en v se hacían del mismo orden de magnitud que las deformaciones medidas. A elevados niveles de esfuerzo, el volumen de las muestras disminuía rápidamente a medida que se aproxima a la falla.

Tavenas y Leroueil (1978) calcularon la velocidad o tasa de deformación volumétrica a partir de un método de derivación de cinco puntos. En la **Figura 3. 10** se grafican en una escala log-log las velocidades de deformación volumétrica \dot{v} calculadas para estas pruebas en función del tiempo. En esta se observa que para bajos niveles de esfuerzo, es decir para bajos incrementos en el esfuerzo normal promedio efectivo, la perfecta linealidad de la relación $\log \dot{v} - \log t$ confirma el efecto despreciable de la consolidación primaria. Por otra parte, para altos niveles de esfuerzos, inicialmente $\log \dot{v}$ disminuye linealmente con $\log t$, pero se obtiene una tasa de deformación mínima, después de lo cual \dot{v} incrementa rápidamente hasta la falla.

A partir de los resultados obtenidos para diferentes pruebas de creep drenado bajo distintos estados de esfuerzos Tavenas y Leroueil (1978) sugieren que los cambios de volumen en la arcilla están gobernados por una ecuación del tipo:

$$\dot{v} = \beta e^{\alpha(t)\bar{p}'} (t_1/t)^m \quad (3.17)$$

El término β se obtiene a partir de una gráfica de velocidad de deformación volumétrica en escala logarítmica contra el nivel de esfuerzo normal promedio efectivo \bar{p}' y se define como la velocidad de deformación volumétrica para un tiempo igual a t_1 y $\bar{p}' = 0$ (valor proyectado). Este término debería incluir una función de esfuerzo, ya que las variaciones de \dot{v} con el esfuerzo \bar{p}' se han representado gráficamente para varios tiempos t y en cualquier momento existe una relación lineal.

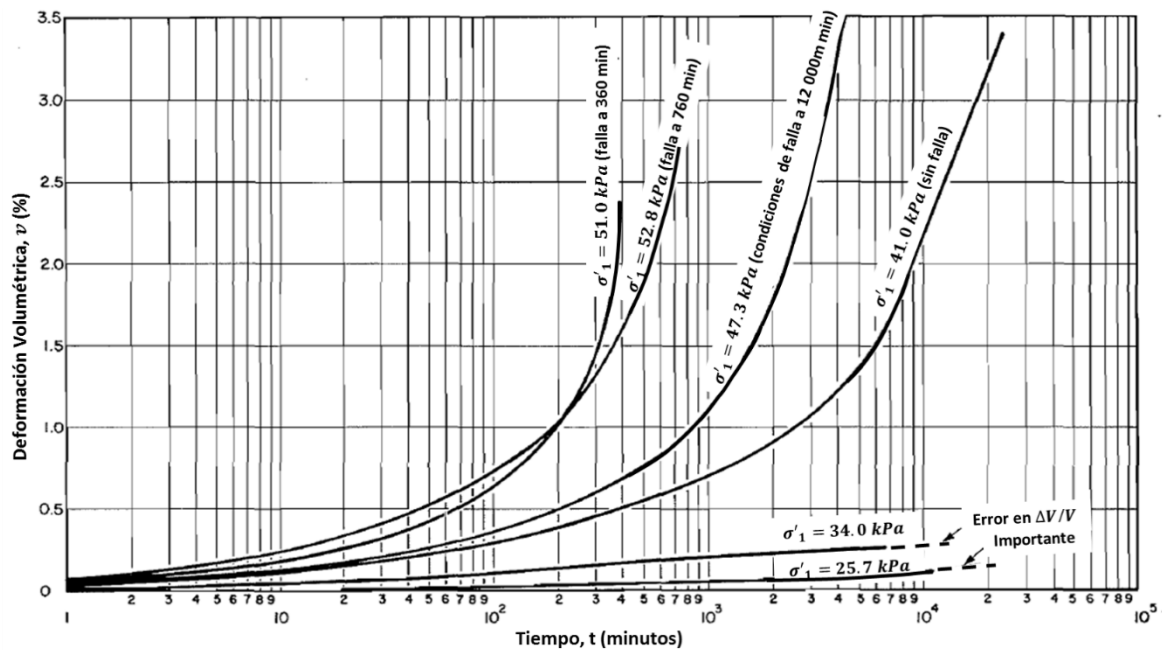


Figura 3. 9.- Relación de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas a $\sigma'_3 = 16.5 \text{ kPa}$ (Tavenas & Leroueil, 1978).

El parámetro de creep α es el valor de la pendiente de la porción lineal de rango medio de un gráfico de la velocidad de deformación volumétrica en escala logarítmica versus el nivel de esfuerzo normal promedio efectivo \bar{p}' , es decir, es la pendiente de las líneas $\log \dot{v} - \bar{p}'$, donde todos los puntos corresponden al mismo tiempo después de la aplicación de carga. Debe tenerse en cuenta que el parámetro de creep α no es una constante, como sugieren Singh y Mitchell (1968),

ya que parece depender del tiempo. Tavenas y Leroueil (1978) sugieren que es más lógico relacionar las deformaciones volumétricas con p' que con el esfuerzo desviador q .

El parámetro \bar{p}' corresponde a un porcentaje del nivel de esfuerzo normal promedio efectivo a la falla con respecto al esfuerzo al cual se desea obtener la velocidad de deformación volumétrica. Mitchell (1969) utiliza un nivel de esfuerzo normalizado \bar{D} , el cual se define como la relación entre el esfuerzo desviador al cual se encuentra sometido el suelo y el esfuerzo desviador a la falla, es decir, es una fracción del esfuerzo de falla no drenado en una prueba triaxial convencional. También define este parámetro como la relación de esfuerzos q/p donde q es el esfuerzo desviador y p , el esfuerzo normal promedio, cabe mencionar que Mitchell desarrollo esta formulación para deformaciones cortantes de creep no drenado. Para este trabajo se utilizará un nivel de esfuerzo normalizado $\bar{p}' = p'/p'_{max}$.

En la ecuación (3.17), las deformaciones volumétricas varían con el logaritmo del tiempo, por lo tanto, su aplicación requiere la definición de un origen para la escala de tiempo. En la actualidad esta definición es arbitraria, t_i siendo tomada igual a un tiempo unitario, es decir, $t_i = 1$.

El parámetro de creep m corresponde a la pendiente de las líneas $\log \dot{\nu} - \log t$. De acuerdo al enfoque clásico de creep volumétrico propuesto por Singh y Mitchell (1968) este parámetro debería ser igual a 1.0. Sin embargo, los resultados de las pruebas realizadas por Tavenas y Leroueil (1978) sobre arcillas preconsolidadas indican valores más pequeños de m , que varían entre 0.52 a altos valores de esfuerzo y 0.93 a esfuerzos bajos, con un promedio de 0.72 para pruebas triaxiales, y del orden de 0.8 para pruebas del odómetro. No existe una tendencia clara para la variación de m con la condición de esfuerzo y un valor de m del orden de 0.7 - 0.8 podría considerarse representativa del comportamiento de la arcilla preconsolidada. Los valores muy

bajos de m para las pruebas con una duración de únicamente unos cientos de minutos puede posiblemente ser asociado con un fenómeno de consolidación primaria.

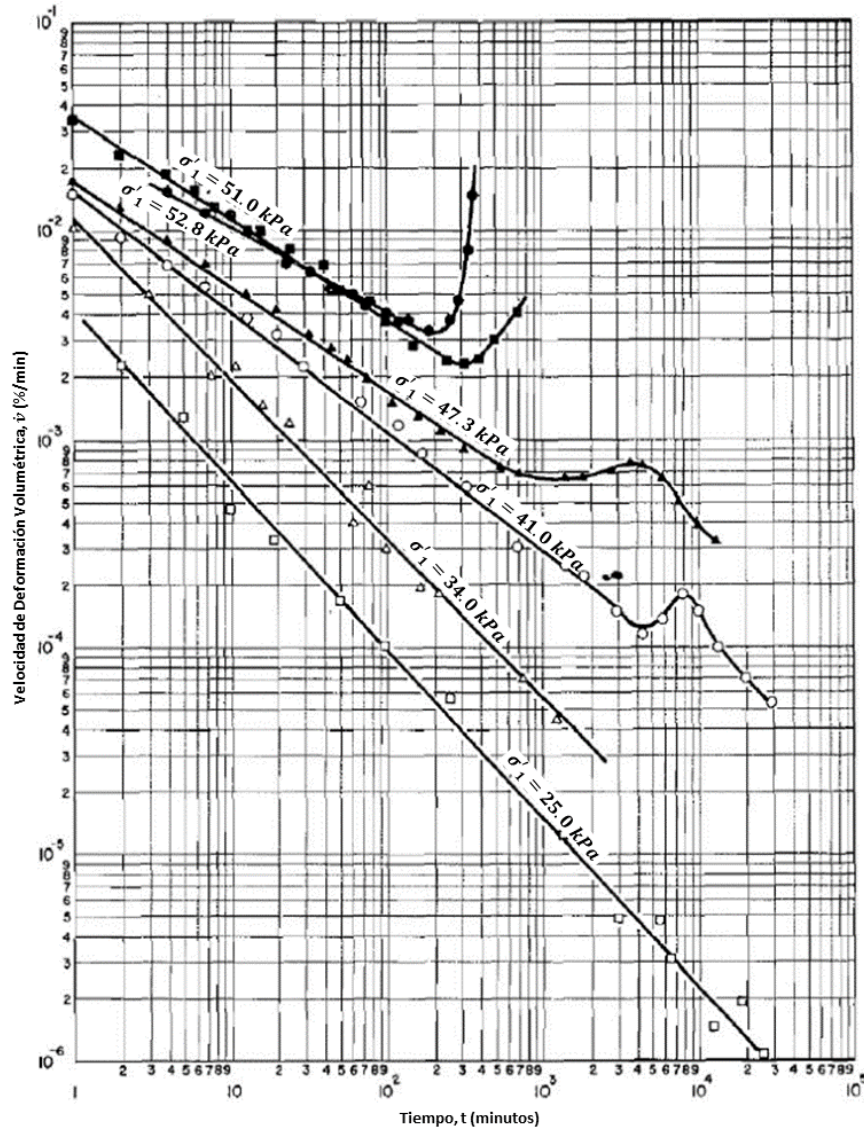


Figura 3. 10.- Relación velocidad de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas a $\sigma'_3 = 16.5 \text{ kPa}$ (Tavenas & Leroueil, 1978).

El parámetro m en esta ecuación es un factor clave en la definición del potencial de creep de un suelo; cuanto más pequeño es el valor de m , más alto es el potencial de creep del suelo; por ejemplo, más rápidos son los movimientos de creep y más corto es el tiempo para alcanzar una

deformación bajo un nivel de esfuerzo dado. Los resultados de numerosas pruebas han mostrado que el parámetro m es una propiedad del material que está ligeramente influenciada por las condiciones de prueba y el esfuerzo de carga impuesto. Los valores de m varían de un suelo a otro, de un valor bajo cercano a 0.4 a un valor alto de 1.3, Singh y Mitchell (1969).

Tavenas y Leroueil (1978) consideraron la relación linear del $\log \dot{v} - \log t$, por lo que sugirieron que se puede aplicar para describir la dependencia temporal de las deformaciones volumétricas en la arcilla preconsolidada bajo todos los tipos de condiciones de esfuerzos, siempre que esté escrito en la forma más general:

$$\dot{v} = \beta f(\sigma') (t_1/t)^m \quad (3.18)$$

Para definir la función de esfuerzo $f(\sigma')$ en la ecuación (3.18), Tavenas y Leroueil (1978) aplicaron un método similar al utilizado por Singh y Mitchell (1968) para derivar la ecuación de velocidad de deformación por cortante. Este método consistió en representar gráficamente las velocidades de deformación volumétrica para un tiempo $t= 100$ min contra varios componentes del espacio de esfuerzos dependiendo de la línea de pruebas considerada, y como resultado, las condiciones de esfuerzo produciendo iguales velocidades de deformación volumétrica se graficaron en el espacio de esfuerzos, como se muestra en la **Figura 3. 11**. Las ecuaciones de este conjunto de curvas representan la función de esfuerzo $f(\sigma')$.

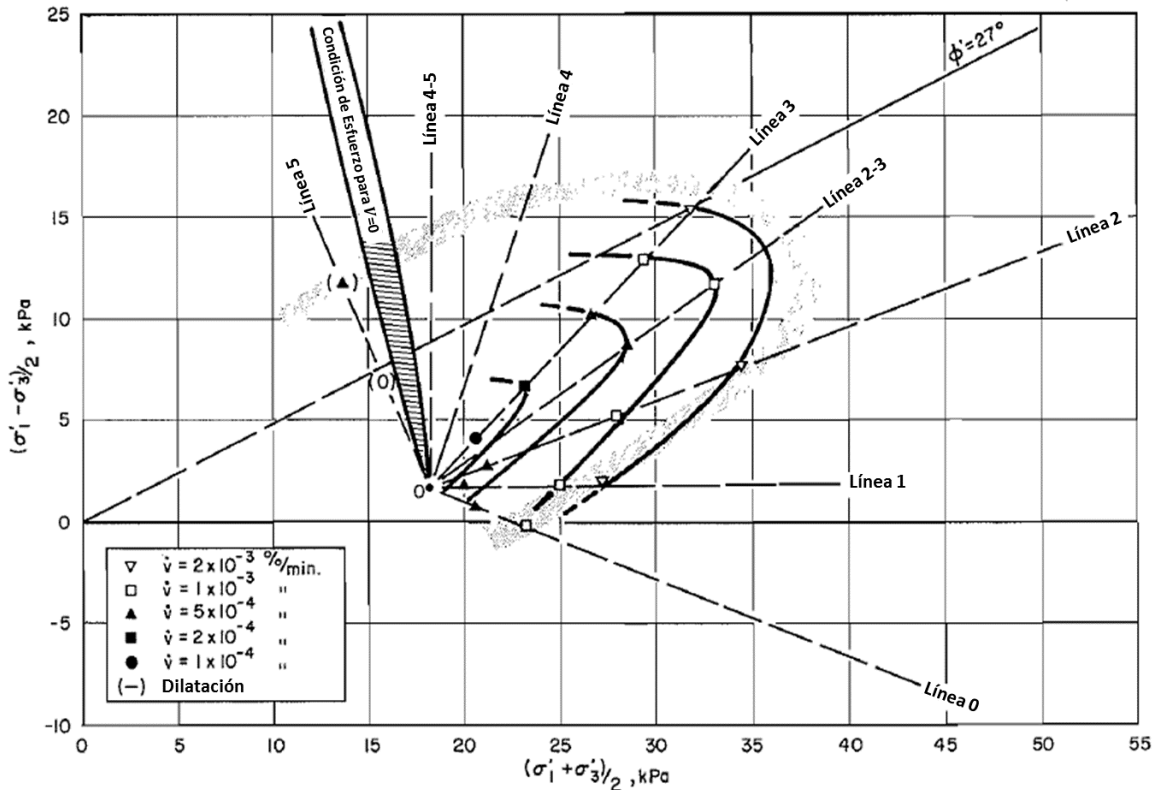


Figura 3. 11.- Líneas de igual velocidad de deformación volumétrica para $t=100$ min en el espacio de esfuerzos para pruebas drenadas (Tavenas & Leroueil, 1978).

Tavenas y Leroueil (1978) sugirieron que los conceptos de estado límite y de isotacas podrían eventualmente ser asociados para llegar a una formulación general del comportamiento dependiente del tiempo de las arcillas, los resultados presentados en la **Figura 3. 11** proporcionaron un primer elemento de justificación. Debido a que la función de esfuerzo investigada por Tavenas y Leroueil (1978) corresponde una arcilla preconsolidada y de características muy diferentes a las del Valle de México las formas de las superficies de estado limite o de las isotacas podrían variar, por lo tanto, para fines de este trabajo se utilizará la ecuación (3.17) a partir de la cual se compararan los resultados obtenidos de forma experimental.

Ecuaciones para las deformaciones axiales y de cortante.

Las deformaciones por cortante pueden ser investigadas directamente mediante ensayos triaxiales no drenados ya que, en tales ensayos, las deformaciones volumétricas son iguales a cero. Sin embargo, resulta más práctico el poder obtener resultados de deformación volumétrica y por cortante a partir de un mismo ensayo, en este caso parece preferible utilizar ensayos drenados y obtener las deformaciones por cortante ϵ indirectamente a partir de las deformaciones axiales ϵ_1 por medio de la relación:

$$\epsilon = \epsilon_1 - \frac{1}{3} \nu \quad (3.19)$$

Que también se puede escribir en términos de velocidades de deformación:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_1 - \frac{1}{3} \dot{\nu} \quad (3.20)$$

Deformaciones axiales en ensayos drenados

La forma de las curvas $\epsilon_1 - \log t$ son similares a las de las curvas $\nu - \log t$ presentadas en la **Figura 3. 9** y se pueden definir los mismos grupos de comportamiento: a bajos niveles de esfuerzo las deformaciones axiales permanecen pequeñas; mientras que, a altos niveles de esfuerzos, grandes deformaciones se desarrollan rápidamente hasta alcanzar la falla.

La **Figura 3. 12** presenta las variaciones del logaritmo de las velocidades de la deformación axial con el logaritmo del tiempo. Una vez más aquí hay una similitud completa con los datos

presentados en la **Figura 3. 10**. Tomando lo anterior en consideración para un estado de esfuerzo con $\sigma_3 = cte$, el comportamiento de la arcilla preconsolidada se ajusta a una ecuación del tipo:

$$\dot{\epsilon}_1 = \beta(t^1/t)^m \quad (3.21)$$

Por lo tanto, si se desea aplicar la ecuación (3.21) para distintos estados de esfuerzos se debe aplicar una función de esfuerzo al igual que como se hizo en la ecuación (3.18), Singh y Mitchell (1968) propusieron una ecuación tomando la forma más general:

$$\dot{\epsilon}_1 = Ah(\sigma') (t_1/t)^m \quad (3.22)$$

La ecuación (3.22) parece ser representativa del creep axial bajo todos los tipos de esfuerzos en el rango preconsolidado. La función de esfuerzo $h(\sigma')$, que fue formulada correctamente como $h(\sigma') = e^{\overline{\alpha q}}$ por Singh y Mitchell (1968) para pruebas a $\sigma_3 = C^{st}$ requiere una definición más general. Al igual como se mostró para la función de esfuerzo $f(\sigma')$ Tavenas y Leroueil (1978) intentaron obtener una ecuación definitiva tomando en consideración las curvas de igual velocidad de deformación o isotacas y la forma de las curvas de estado límite de la arcilla.

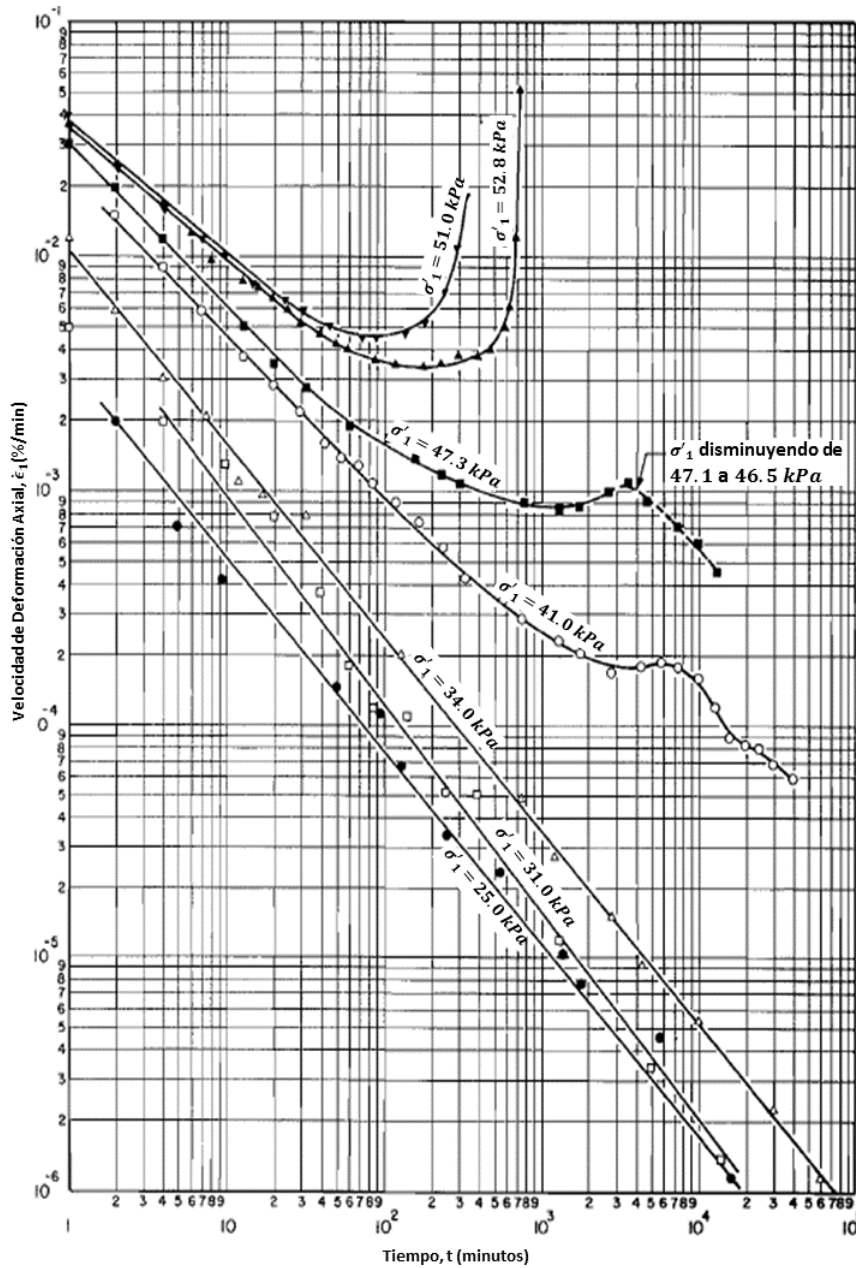


Figura 3. 12.- Relación de velocidad de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas a $\sigma'_2 = 16.5 \text{ kPa}$ (Tavenas & Leroueil, 1978).

Deformaciones axiales y de cortante en ensayos no drenados

Tavenas y Leroueil (1978) llevaron a cabo sobre la misma arcilla una serie de 13 ensayos triaxiales de creep no drenados, consolidados a la misma condición de esfuerzo efectivo inicial 0

(Figura 3. 13) como en los ensayos drenados. Estas pruebas se pueden observar a lo largo de la línea 4 en la Figura 3. 13.

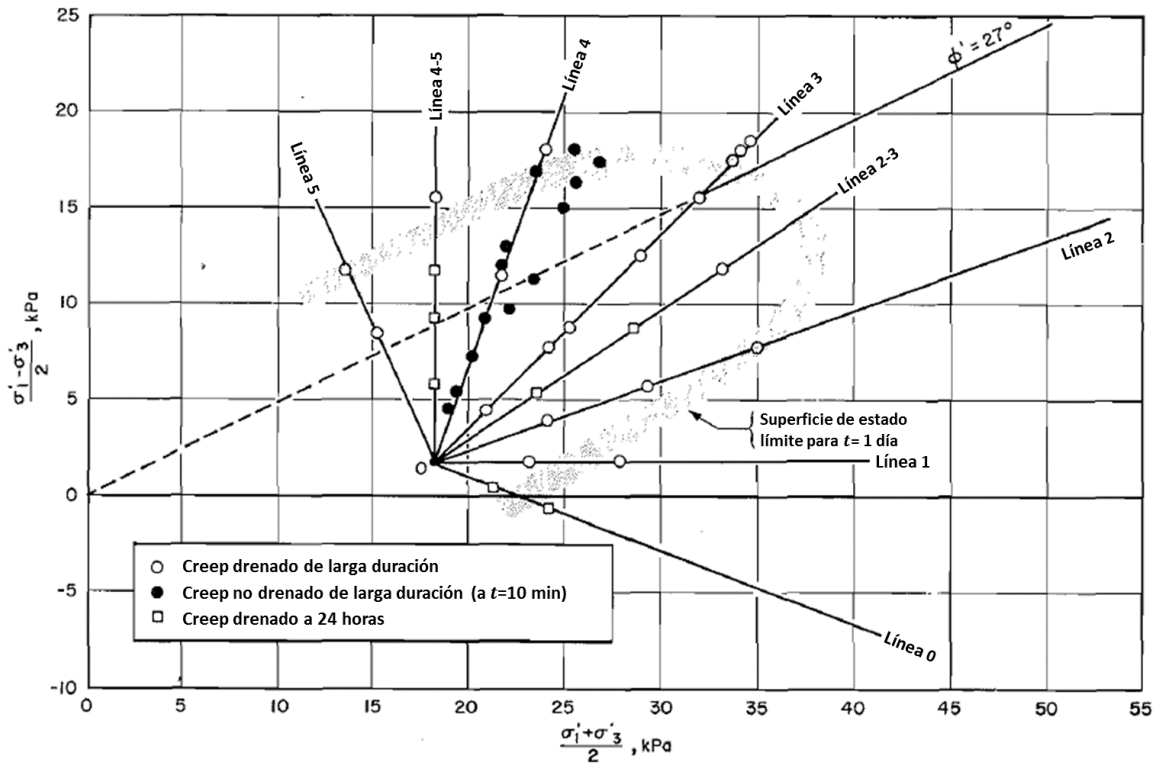


Figura 3. 13.- Condiciones de esfuerzo para pruebas de creep drenadas y no drenadas (Tavenas & Leroueil, 1978).

Los resultados de $\log \dot{\epsilon}_1 = \log \dot{\epsilon}$ con $\log t$ se muestran en la Figura 3. 14, se puede observar que la disminución lineal de la deformación con el logaritmo del tiempo es idéntica a lo que se ha informado para ensayos no drenados en arcillas normalmente consolidadas (por ejemplo, Campanella y Vaid 1974) y es notablemente similar a los resultados de las pruebas drenadas (Figura 3. 12); Las pequeñas variaciones de esfuerzo efectivo no parecen modificar el comportamiento observado. Los resultados de las pendientes en pruebas drenadas $\dot{\epsilon}_1$ y no drenadas $\dot{\epsilon}$ son muy parecidos, por lo que las deformaciones axiales se tomaran como las deformaciones de cortante.

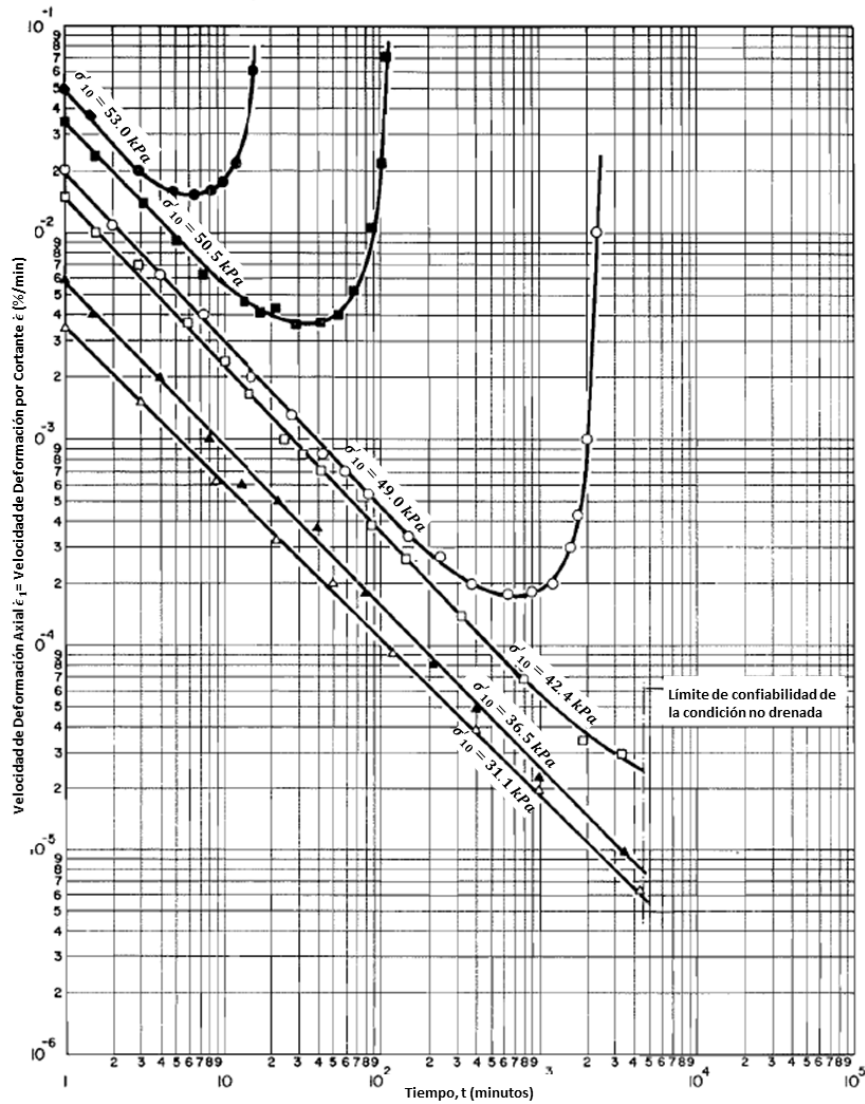


Figura 3. 14.- Relación de velocidad de deformación por cortante – tiempo para pruebas no drenadas a $\sigma'_{30} = 16.5 \text{ kPa}$ (Tavenas & Leroueil, 1978).

Los resultados obtenidos por Tavenas y Leroueil (1978) confirman la validez del principio de separación en componentes volumétricos y de deformación por cortante propuesto por Kavezajian y Mitchell (1977). Los resultados de las pruebas de creep tanto drenadas como no drenadas indican

que el desarrollo de las deformaciones de cortante con el tiempo en la arcilla preconsolidada se ajusta a una ecuación de la forma:

$$\dot{\epsilon}_1 = Ag(\sigma') (t_1/t)^m \quad (3.23)$$

Para conocer la función de esfuerzo $g(\sigma')$ asociada a las líneas de igual velocidad de deformación por cortante para $t = 100 \text{ min}$ obtenidas en pruebas de creep no drenadas, los autores aplicaron la ecuación (3.20) tal como se muestra en la **Figura 3. 15**. En esta figura se puede observar que a bajos esfuerzos normales efectivos promedio, a la izquierda de la línea 4, la superficie del estado límite parece ser una línea de velocidad de deformación por cortante constante y los contornos de la velocidad de deformación por cortante son homotéticos, es decir, que a partir de un punto fijo (punto 0 en la **Figura 3. 13**) existe una transformación geométrica de las isotacas donde las parejas de puntos están alineadas con el centro de homotecia (punto 0).

Para fines de este trabajo se recurrirá a la ecuación propuesta por Singh y Mitchell (1968) donde las deformaciones axiales y de cortante son iguales para pruebas no drenadas y se hará uso de las ecuaciones (3.19) y (3.20) para las pruebas drenadas.

$$\dot{\epsilon} = Ae^{\alpha\bar{q}} \left(\frac{t_1}{t}\right)^m \quad (3.24)$$

Donde el termino A se define como la velocidad de deformación de cortante para un tiempo igual a t_1 y $\bar{q} = 0$ (Valor proyectado) a partir de una gráfica de velocidad de deformación axial $\dot{\epsilon}_1$ en escala logarítmica versus el nivel esfuerzo desviador \bar{q} .

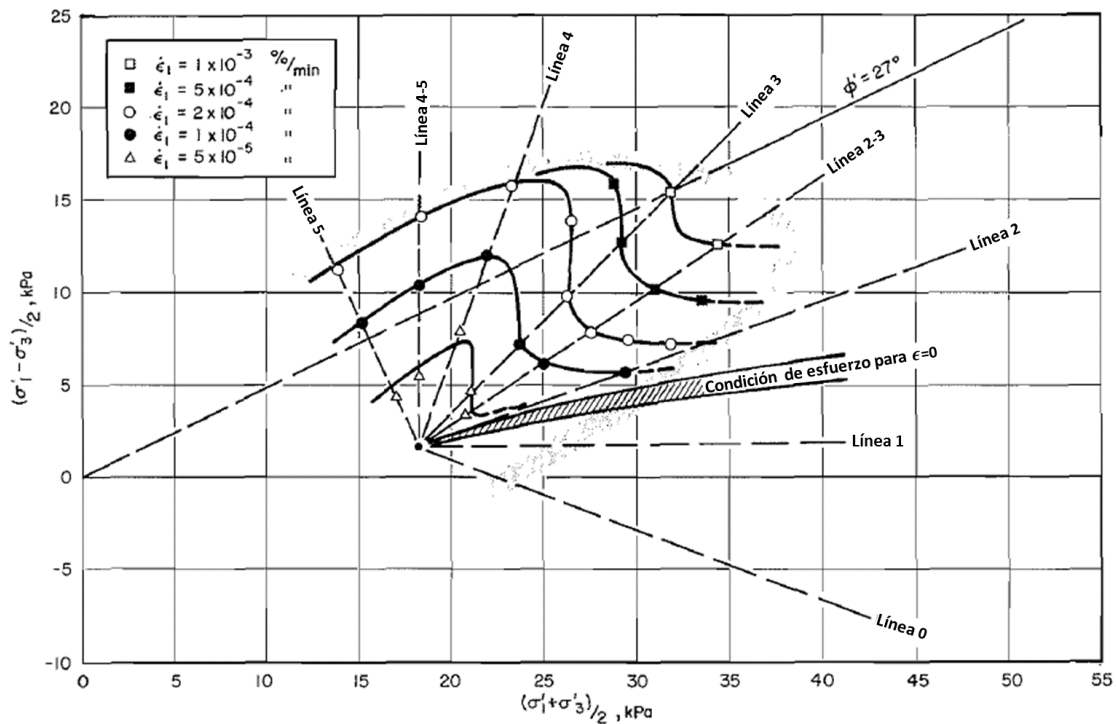


Figura 3. 15.- Líneas de igual velocidad de deformación por cortante a $t = 100 \text{ min}$ en el espacio de esfuerzo para pruebas drenadas y no drenadas (Tavenas & Leroueil, 1978).

α es el valor de la pendiente de la porción lineal de rango medio de un gráfico de la velocidad de deformación axial en escala logarítmica versus el nivel de esfuerzo desviador \bar{q} , puesto que es más lógico relacionar las deformaciones axiales con q que con el esfuerzo normal promedio efectivo p' ; todos los puntos corresponden al mismo tiempo después de la aplicación de carga. Como señala Singh y Mitchell (1968), el parámetro de creep α , que es la pendiente de las líneas $\log \dot{\epsilon}_1 - \bar{q}$, pareciera ser prácticamente una constante para los diferentes valores de \bar{q} , sin embargo, parece depender del tiempo.

Existe una clara relación lineal entre $\log \dot{\epsilon}_1 = \log \dot{\epsilon}$ y el nivel de esfuerzo desviador \bar{q} pero la pendiente $\bar{\alpha}$ es aparentemente mayor para pruebas drenadas. Además, a un determinado nivel de esfuerzo y un tiempo dado, las velocidades de deformación axial en los ensayos drenados son mayores que en los ensayos no drenados.

El parámetro \bar{q} corresponde a un porcentaje del esfuerzo desviador a la falla con respecto al esfuerzo al cual se desea obtener la velocidad de deformación axial. Mitchell (1969) utiliza un nivel de esfuerzo normalizado \bar{D} , el cual se define como la relación entre el esfuerzo desviador al cual se encuentra sometido el suelo y el esfuerzo desviador a la falla, es decir, es una fracción del esfuerzo de falla no drenado en una prueba triaxial convencional. También define este parámetro como la relación de esfuerzos q/p , cabe mencionar que Mitchell desarrollo esta formulación para deformaciones cortantes de creep no drenado. Para este trabajo se utilizará un nivel de esfuerzo desviador q/q_{max} para pruebas de creep drenadas.

t_i se define como el origen para la escala de tiempo. Actualmente esta definición es arbitraria, t_i siendo tomada igual a un tiempo unitario, es decir, $t_i = 1$.

El término m se define como la pendiente de las líneas $\log \dot{\epsilon}_1 - \log t$, Tavenas y Leroueil (1978) demostraron que para las deformaciones axiales es prácticamente constante y del orden de 0.8. Además, observaron que, para niveles de esfuerzo más altos, los valores de m son inicialmente más bajos y que la variación de m con el nivel de esfuerzos no es consistente con los datos presentados por Singh y Mitchell (1968), pero, como ya se señaló, un proceso de consolidación primaria podría haber afectado los resultados.

Como ya se mencionó el parámetro m en estas ecuaciones es un factor clave en la definición del potencial de creep de un suelo; cuanto más pequeño es el valor de m más alto es el potencial de creep del suelo; Tavenas y Leroueil (1978) definieron valores del parámetro de creep m para diferentes condiciones de esfuerzo en ensayos drenados y no drenados como se presentan en la **Figura 3. 16**. Varían entre un mínimo de 0.6 a esfuerzos de cortante elevados en la línea 3 y máximo de 0.95 en la línea 1. Puede haber una ligera tendencia a que m aumente con el esfuerzo cortante, pero, dada la sensibilidad de m a errores pequeños, puede concluirse en primera

aproximación que el parámetro de creep m para la deformación axial es constante y del orden de 0.76 ± 0.16 , es decir, similar al aplicable a las deformaciones volumétricas. Por lo tanto, se puede suponer, para todos los propósitos prácticos, un valor de m constante e idéntico para todos los componentes de las deformaciones, del orden de 0.7-0.8.

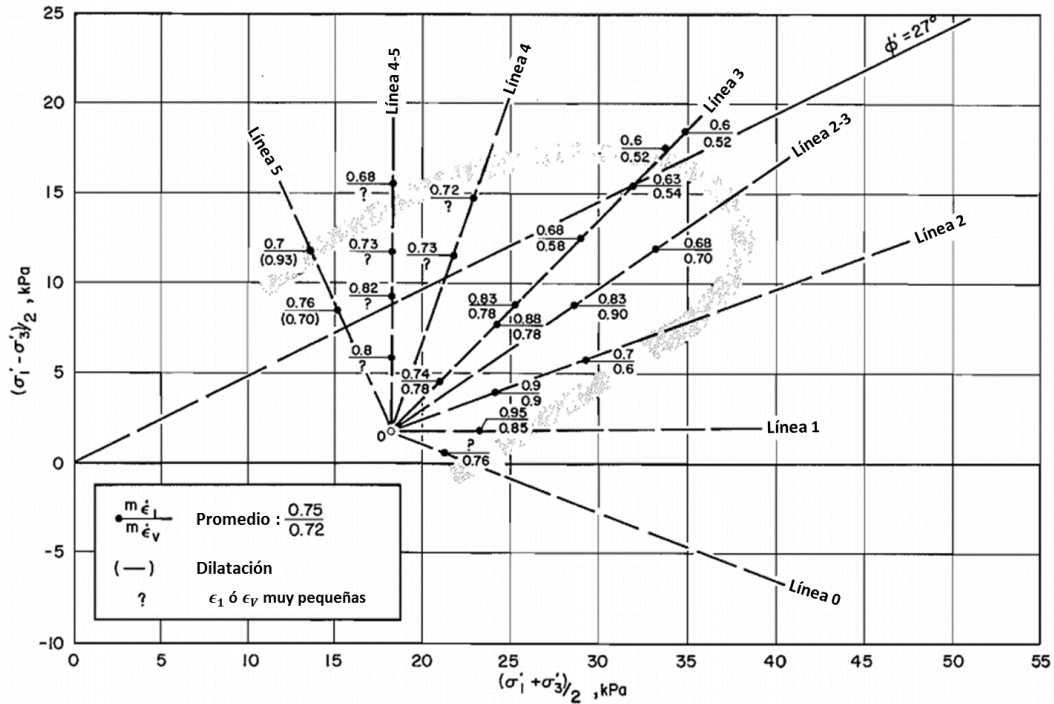


Figura 3. 16.- Variaciones del parámetro de creep m para deformaciones volumétricas y axiales con la condición de esfuerzo (Tavenas & Leroueil, 1978).

3.4.2.- Determinación de las velocidades de deformación axial y volumétrica

Ecuación de cinco puntos para diferencias divididas finitas centradas

En el modelo YLIGHT las velocidades de deformación volumétrica y axial se obtienen mediante una técnica de derivación de “cinco puntos” la cual es un análisis numérico empleado para calcular una aproximación a la derivada de una función en un punto, utilizando los valores y propiedades de la misma. En este caso la función está dada por los valores de cambio de volumen

o desplazamiento contra el tiempo. El método de diferencias divididas finitas consiste en aproximar la función por polinomios, lo cual resulta en ecuaciones que emplean puntos antes, después o ambos lados del punto donde se quiere obtener la derivada, estos puntos deben estar igualmente espaciados, es decir la tasa o velocidad de cambio es la misma.

Diferenciación de datos irregularmente espaciados

Debido a que el programa TXC_CA_2017 construido para llevar a cabo las pruebas de creep utiliza un vector de tiempo para la adquisición de datos de forma logarítmica, es decir, en un principio toma datos en intervalos más estrechos y conforme avanza la prueba estos intervalos se vuelven más grandes, la fórmula de “cinco puntos” para las aproximaciones por diferencias divididas finitas no puede ser usada ya que los datos deben estar igualmente espaciados, así como también para la técnica de extrapolación de Richardson, los datos deben estar igualmente espaciados y generados por sucesivas divisiones a la mitad de los intervalos. Para tener un buen control del espaciamiento de datos, con frecuencia, sólo es posible cuando se utiliza una función para generar la tabla de valores.

Sin embargo, la información empírica (es decir, datos a partir de experimentos o de estudios de campo) con frecuencia se obtiene a intervalos desiguales. Tal información no puede analizarse con las técnicas mencionadas hasta aquí.

Una manera de emplear datos irregularmente espaciados consiste en ajustar un polinomio de interpolación de Lagrange de segundo grado a cada conjunto de tres puntos adyacentes. Recuerde que estos polinomios no requieren que los puntos estén igualmente espaciados. Si se deriva analíticamente el polinomio de segundo grado se obtiene:

$$f'(x) = f(x_{i-1}) \frac{2x - x_i - x_{i+1}}{(x_{i-1} - x_i)(x_{i-1} - x_{i+1})} + f(x_i) \frac{2x - x_{i-1} - x_{i+1}}{(x_i - x_{i-1})(x_i - x_{i+1})} + f(x_{i+1}) \frac{2x - x_{i-1} - x_i}{(x_{i+1} - x_{i-1})(x_{i+1} - x_i)} \quad (3.25)$$

donde x es el valor en el cual se quiere estimar la derivada. Aunque esta ecuación es más complicada que las aproximaciones de la primera derivada, tiene importantes ventajas. Primero, sirve para estimar la derivada en cualquier punto dentro de un intervalo determinado por los tres puntos. Segundo, los puntos no tienen que estar igualmente espaciados y tercero, la estimación de la derivada tiene la misma exactitud que la diferencia centrada. De hecho, con puntos igualmente espaciados, la ecuación (3.25) evaluada en $x = x_i$ se reduce a la ecuación (3.26).

$$f'(x_i) = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_{i-1}))}{2h} - \frac{f^{(3)}(x_i)}{6} h^2 - \dots \quad (3.26)$$

Ó

$$f'(x_i) = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_{i-1}))}{2h} - O(h^2)$$

CAPÍTULO 4. TÉCNICAS EXPERIMENTALES

4.1.- Materiales

El suelo utilizado para esta investigación es una arcilla lacustre del antiguo Lago de Texcoco, proveniente de sondeos para el diseño geotécnico del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Esta arcilla, ha sido objeto de numerosas investigaciones por parte del grupo geotécnico del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

4.2.- Estratigrafía del lugar

En la **Figura 4. 1** se presenta un corte estratigráfico del sitio. Las condiciones estratigráficas que se obtuvieron son las siguientes:

Costra Superficial (CS): De 0.00 a 1.50 metros de profundidad, este suelo está constituido por una arcilla de alta plasticidad, color café de consistencia media a blanda. Esta unidad corresponde al depósito lacustre que por las variaciones estacionales se ha endurecido debido al secado, vegetación y fluctuación del NAF. Los contenidos de agua en este estrato varían del 150 a 250% y una resistencia al corte promedio de 15 a 35 kPa.

Formación Arcillosa Superior (FAS): De 1.50 a 28.50 metros de profundidad, se encuentra una arcilla de alta plasticidad, color café de consistencia muy blanda. Es un depósito lacustre en estado virgen (normalmente consolidado) de resistencia muy baja y que puede presentar grandes deformaciones; también presenta lentes de arena intercalados. Su contenido de agua varía entre 50 a 450% y una resistencia al corte promedio de 5 a 50 kPa.

Capa Dura (CD): De 28.50 a 31.50 metros de profundidad, está constituida por un limo color gris oscuro de consistencia muy dura. Esta capa es muy resistente y con buena permeabilidad. Su espesor, a diferencia de la FAS, disminuye de Norte a Sur. Su contenido de agua varía de 100 a 160%.

Formación Arcillosa Inferior (FAI): De 31.50 a 45.50 metros de profundidad, se encuentra una Arcilla de alta plasticidad de color gris oscuro, de consistencia media a muy blanda, tiene lentes intercalados de ceniza; esta unidad presenta abatimiento piezométrico. Posee contenidos de agua que varían de 60 a 200% y una resistencia al corte promedio de 40 a 180 kPa.

Serie Estratificada Superior (SES): De 45.50 a 56.50 metros de profundidad, se encuentran limos de alta plasticidad de consistencia dura, arenas finas y arcillas intercaladas entre sí. En este estrato los contenidos de agua varían del 60 al 130% y posee una resistencia al corte promedio de 120 a 400 kPa.

Formación Arcillosa Profunda (FAP): De 56.50 a 71.50 metros de profundidad, está formada por una arcilla de alta plasticidad color gris de consistencia dura, presenta lentes de ceniza volcánica. Los contenidos de humedad en este estrato varían de 40 a 120% y posee una resistencia al corte promedio que varía desde 80 hasta 500 kPa.

Serie Estratificada Inferior (SEI): De 71.50 a 76.5 metros de profundidad, se encuentran Limos y arcillas de consistencia muy dura, intercalados con arenas finas de compacidad alta. Esta unidad está conformada por materiales muy resistentes y poco deformables. Los contenidos de humedad varían entre 30 y 100% y posee una resistencia al corte promedio de 200 a 560 kPa.

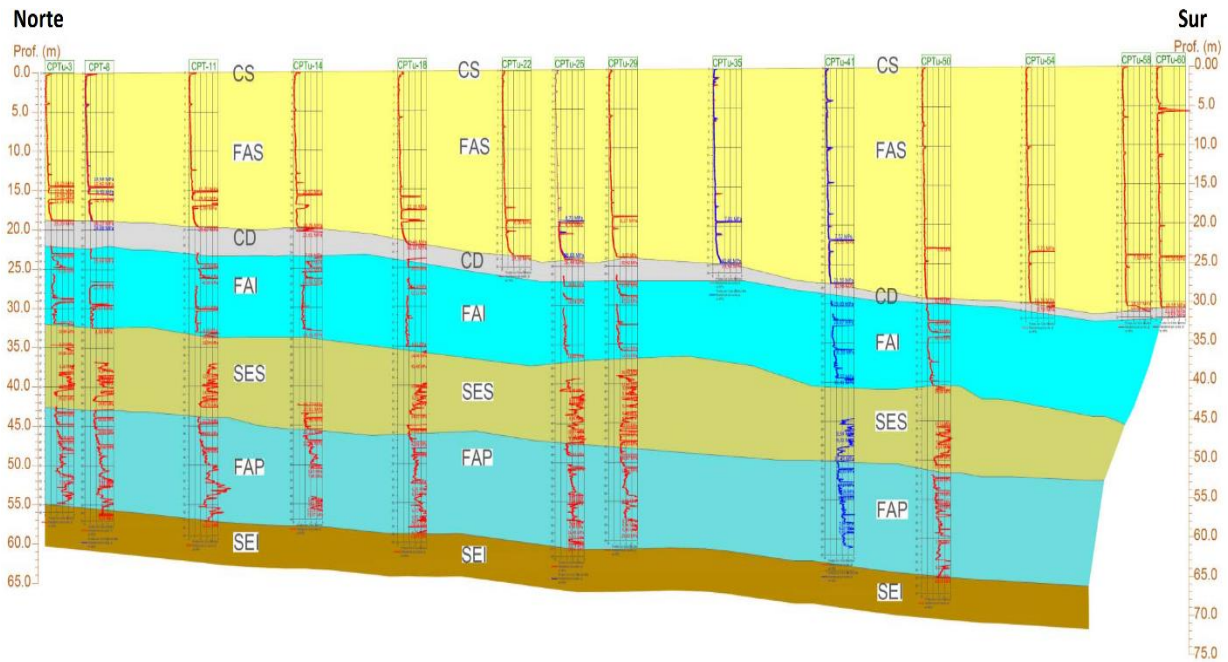


Figura 4. 1.- Condiciones geotécnicas en el sitio (CFE, 2017).

4.3.- Programa de pruebas

Se llevaron a cabo cinco pruebas triaxiales de creep bajo condiciones anisótropas tal como se indica en la serie C1 de la **Tabla 4. 1**, los estados de esfuerzos a los cuales fueron sometidas se encuentran en la **Figura 4. 7**. También, se realizó un ensayo triaxial convencional con el fin de obtener los parámetros \bar{p}' y \bar{q} que corresponde a un porcentaje del esfuerzo normal promedio efectivo y el desviador a la falla respectivamente. Además, se llevó a cabo una prueba de consolidación con carga incremental en una Celda Rowe con el fin de poder determinar el esfuerzo de preconsolidación de las muestras. En la **Tabla 4. 1** se muestra el programa de pruebas con dichas especificaciones.

Tabla 4. 1.- Programa de pruebas

Set de Pruebas	Proyecto	Sondeo	Muestra	Serie	Identificación de la muestra	Profundidad del muestreo (m)	Ubicación del muestreo	Tipo de consolidación	Tipo de muestra	Tipo de Prueba
1	NAIM	SM-12 (SS)	M-9	C1	Línea 1	24.75 - 25.25	Texcoco, Edo. Mex.	Anisótropa	Inalterada	Drenada
					Línea 2				Inalterada	
					Línea 3				Inalterada	
					Línea 4				Inalterada	
					Línea 5				Inalterada	No Drenada
2	NAIM	SM-12 (SS)	M-9	C2	P1	24.75 - 25.25	Texcoco, Edo. Mex.	Isótropa	Inalterada	No Drenada

4.4.- Descripción del equipo triaxial utilizado

Las pruebas triaxiales de creep se llevaron a cabo bajo regímenes de carga controlada y las triaxiales convencionales a deformación controlada, en cámaras de precisión INING (Santoyo y Reséndiz, 1969). La diferencia esencial de este equipo con las cámaras convencionales radica en la forma de aplicación de la carga axial, ya que esta se transmite a través de alambres de diámetro reducido que trabajan a tensión para reducir al máximo la fricción en el sistema de aplicación de cargas.

La **Figura 4. 2** muestra un diagrama completo de las partes, transductores, mangueras, válvulas y conexiones del equipo y cómo se encuentran conectadas para su correcto funcionamiento.

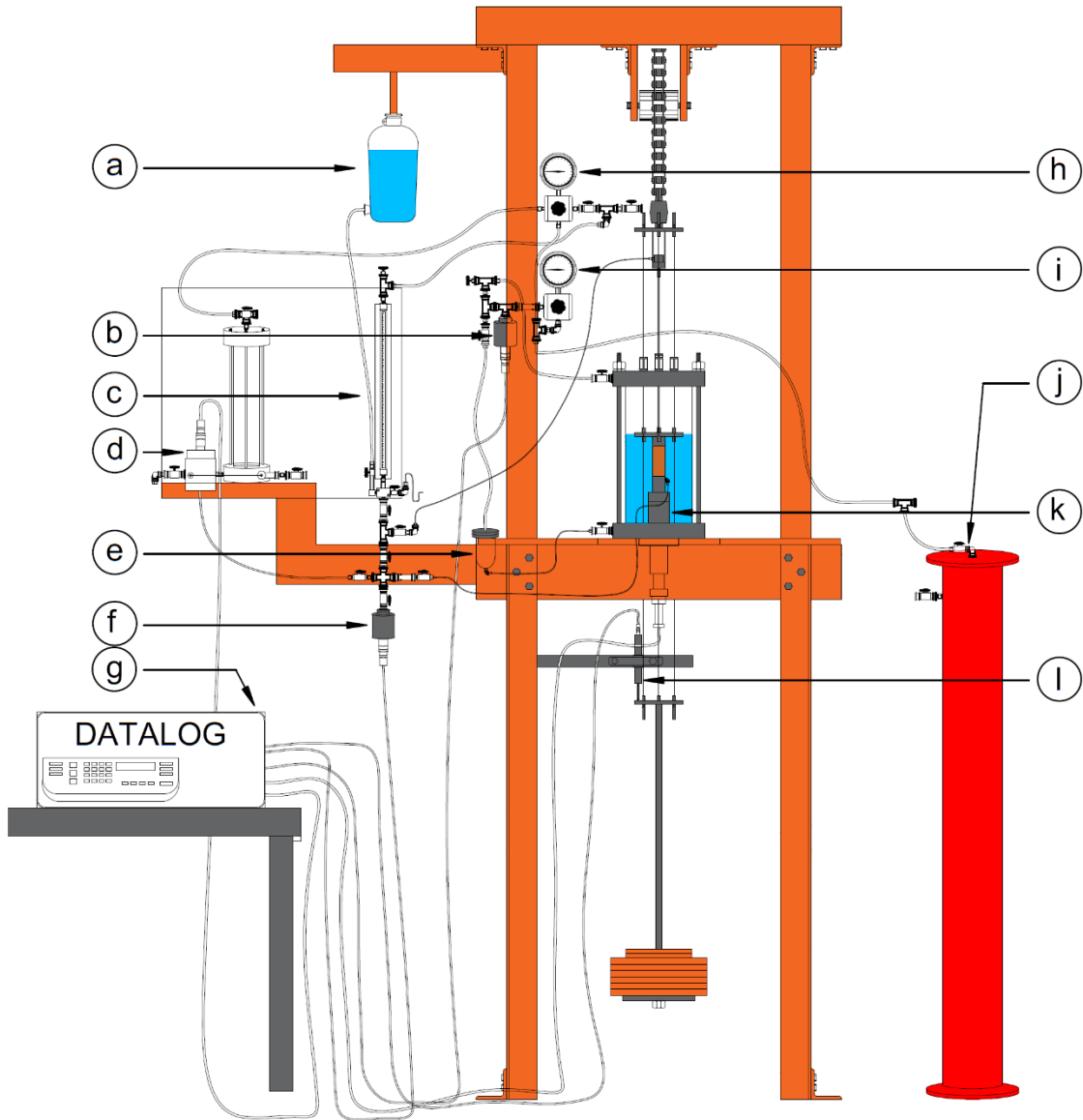


Figura 4. 2.- Componentes del equipo triaxial completo.

Donde:

- (a) Depósito de agua
- (b) Sensor de presión de 100 psi (7 kg/cm²), para medir el confinamiento de la cámara
- (c) Bureta
- (d) Sensor de cambio volumétrico de 0.0 a 64.3 cm³.
- (e) Interfase agua-aire
- (f) Sensor de presión de 100 psi (7 kg/cm²), para medir presión de poro y contrapresión
- (g) Acondicionador de señal
- (h) Manómetro y regulador para aplicar contrapresión a la probeta

- (i) Manómetro y regulador para aplicar presión de confinamiento a la cámara
- (j) Acumulador de presión
- (k) Celda de carga sumergible de 250 lb (113.4 kg)
- (l) Transductor de conversión de deformación lineal (LSC) de 26 mm de rango de operación.

En el Anexo A se describen a detalle las partes que componen el equipo triaxial de alambres, la cámara donde se llevan a cabo las pruebas, cada uno de los sensores que operan durante el desarrollo de los ensayos y el sistema de adquisición de datos.

4.5.- Calibración del equipo

Antes de poder comenzar con el trabajo experimental se requirió calibrar los sensores de carga, presión, cambio volumétrico y desplazamiento. La calibración de los sensores se refiere a la obtención de la relación entre señales de salida (voltajes registrados en el sensor) y la magnitud física de referencia o patrón, a esto se le conoce como función de calibración, así como la obtención de una curva o diagrama de calibración. Esto con el fin de disminuir en gran medida la incertidumbre o errores (por desgaste, posición, condiciones del entorno, etc.) al momento de llevar a cabo el registro de datos.

Para realizar la calibración de los sensores se requiere verificar que todos los transductores estén conectados al módulo de adquisición de datos y que el software registre el voltaje que este adquiere. La descripción del módulo de calibración y verificación, así como los resultados de la calibración experimental de los transductores se pueden consultar en el Anexo B.

4.6.- Montaje de la muestra y procedimiento de prueba

Para las pruebas se labraron muestras cilíndricas de 3.5 cm de diámetro por 8.5 cm de altura las cuales se montaron dentro de la cámara del equipo triaxial de alambres, si se desea conocer los detalles acerca del proceso de montaje consulte el Anexo C.

Mediante el lenguaje de programación LABVIEW, que está bajo la plataforma de National Instruments, se construyó el programa de computadora para adquisición de datos TXC_CA_2017. Este programa permite realizar diferentes tipos de pruebas como lo son UU (no consolidada no drenada), CU (consolidada no drenada), CD (consolidada drenada) y CREEP (deformación por fluencia lenta) drenado y no drenado. Para conocer la interfaz del programa, así como los pasos de preparación y saturación del espécimen para la prueba, consultar el Anexo C.

4.6.1.- Medición de la B de Skempton

En todos los casos que se ejecutan pruebas triaxiales tipo CU, CD y Creep, las probetas a ensayar tienen que estar saturadas, para ello se debe medir el coeficiente “B” de Skempton que consiste en lo siguiente:

Se incrementa la presión de confinamiento σ_3 en la cámara, en un valor por ejemplo de:

$$\Delta\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$$

Este incremento en la presión confinante se traduce en un aumento de la presión de poro de la probeta que hará que el agua intersticial trate de escapar a través de los drenes de los cabezales,

el incremento de presión ingresará al sensor de presión de poro por el extremo inferior de la probeta.

Tendremos entonces en el sensor de presión de confinamiento una presión de 1.0 kg/cm² y en el sensor de presión de poro un incremento Δu .

El cociente de estas dos presiones es el coeficiente “B” de “Skempton”.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.1)$$

Cuando $B = 1$ se tiene que todo el incremento de la presión confinante ha sido tomado por el agua intersticial, situación que únicamente puede ocurrir cuando la probeta está saturada. En esta hipótesis la única posibilidad es que al efectuar la medición tengamos $\Delta u = \Delta \sigma_3$.



Figura 4. 3.- Ventana para el procedimiento de medición de la B de Skempton.

Cuando $B < 1$ quiere decir que el incremento $\Delta \sigma_3$ es tomado en parte por el agua que genera un $\Delta u < \Delta \sigma_3$ y en otra como presión efectiva entre los granos del suelo, a partir de la compresión de las burbujas de aire, por lo tanto, el suelo no se encuentra totalmente saturado.

Para fines de estas pruebas se tomará un valor de $B \geq 0.95$ como suficiente para considerar el suelo como saturado.

4.6.2.- Consolidación isotrópica

Una vez que la probeta está saturada, podemos comenzar la primera etapa de nuestro ensayo triaxial de “CREEP”, para esto la probeta debe ser consolidada a un esfuerzo cercano al esfuerzo de preconsolidación del suelo. El volumen de agua desplazado del interior de la probeta puede ser medido mediante el sensor de cambio de volumen o la bureta graduada (**Figura 4. 4**).

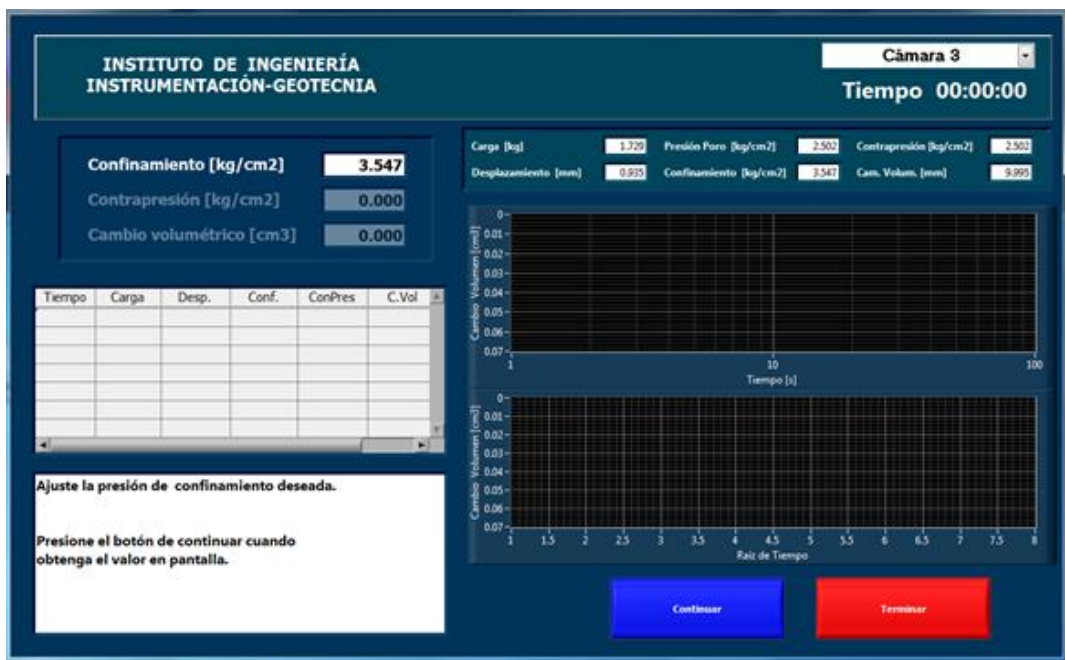


Figura 4. 4.- Ventana para el procedimiento de consolidación.

4.6.3.- Consolidación anisótropa

Para el caso de la consolidación anisótropa, se aplica inicialmente un incremento de esfuerzo efectivo de consolidación isotrópico buscando alejarnos de la línea de falla. Posteriormente se aplica en un solo incremento un esfuerzo vertical efectivo y se mantiene el esfuerzo de confinamiento $\sigma'_3 = constante$, este incremento de esfuerzo axial es el necesario para alcanzar la trayectoria definida por el parámetro K como se muestra en la **Figura 4. 5** (Punto 0). Para estas pruebas no se lleva a cabo la etapa de acondicionamiento de las pruebas anisótropas convencionales, esto debido a que este incremento de esfuerzo axial será considerado como la primera etapa de las pruebas sobre la línea 1 a 4.

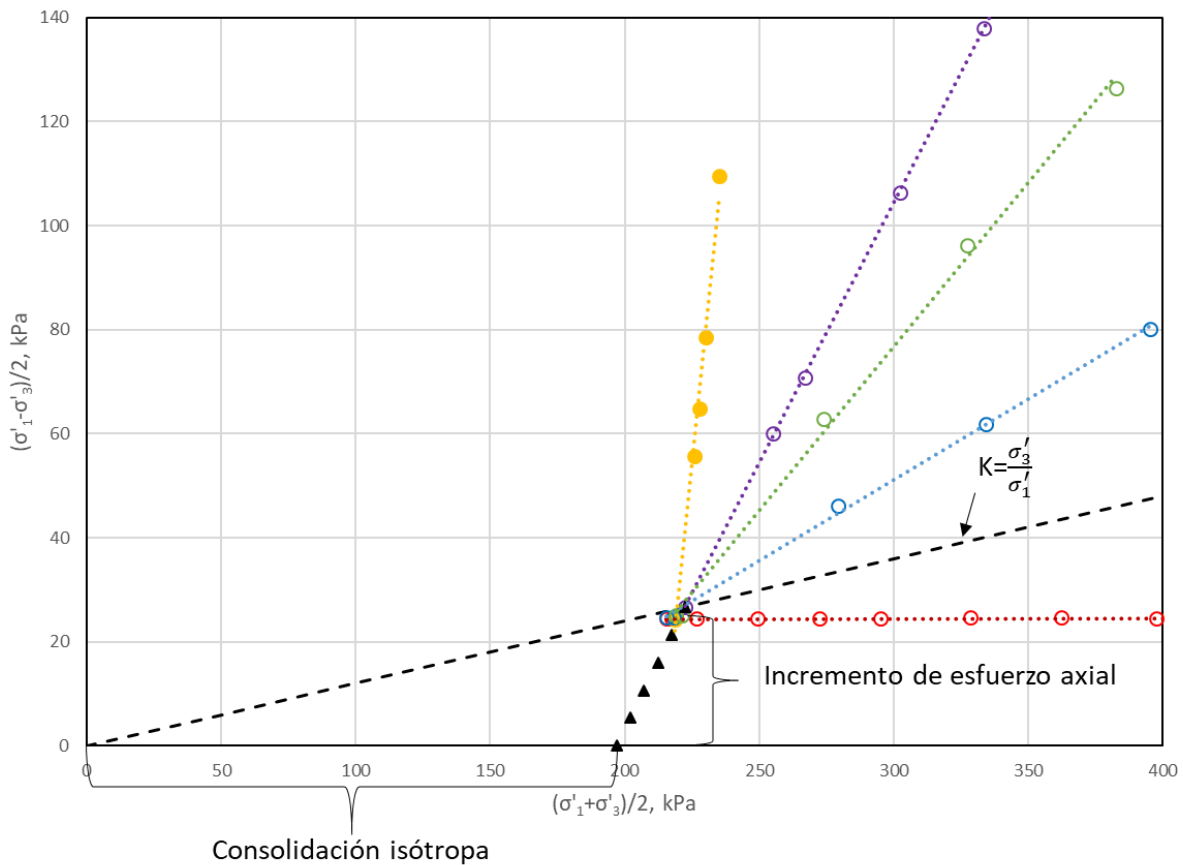


Figura 4. 5.- Consolidación anisótropa de los especímenes de suelo.

4.6.4.- Etapa de creep

En esta etapa se intenta reproducir la deformación que sufre un material viscoelástico al estar sometido a un esfuerzo constante por largos periodos, por lo que la falla se alcanza colocando pesos en el portapesas delantero del equipo por un tiempo definido de 24 horas. En el programa se debe abrir la pestaña llamada “E. CREEP”, en la cual solicita un vector de tiempo para la toma de los datos, este vector dependerá del tiempo establecido entre cada incremento.

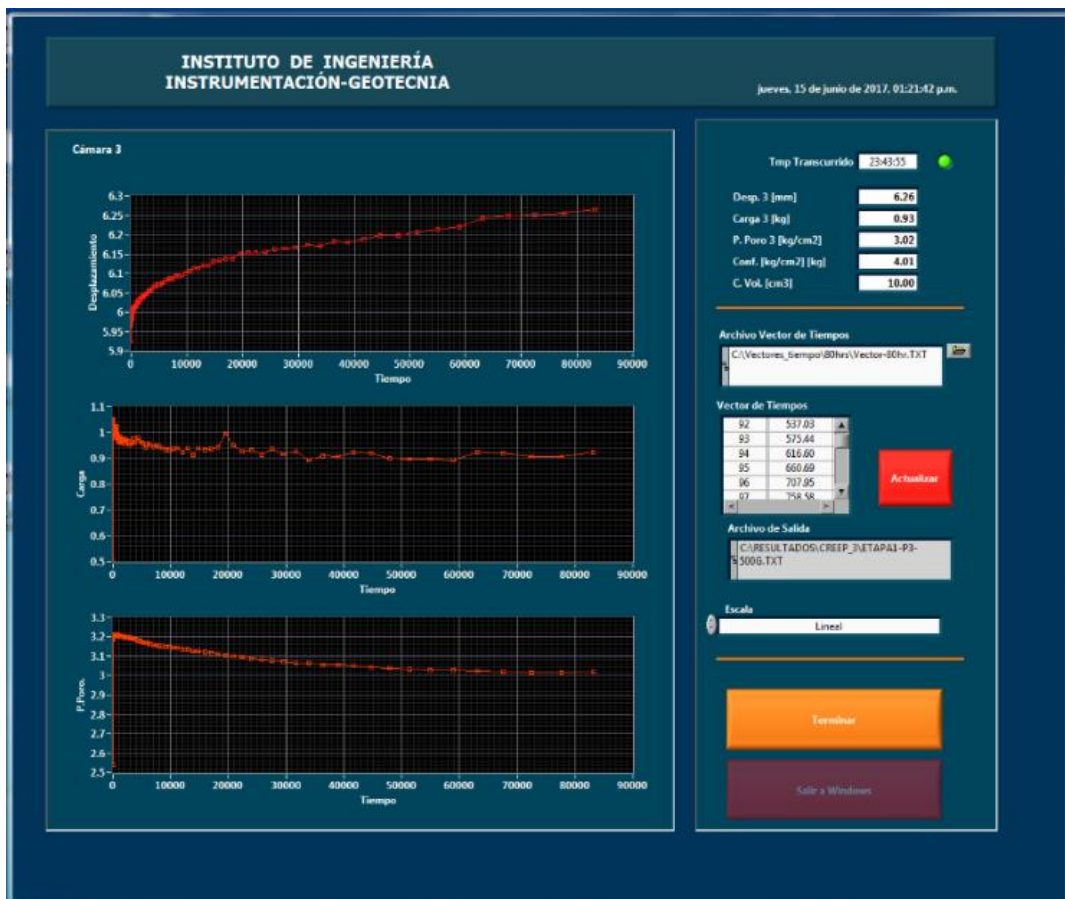


Figura 4. 6.- Interfaz para la etapa de falla de una prueba de creep.

4.7.- Condiciones de esfuerzo investigadas

Tavenas y Leroueil (1978) sugieren que los fenómenos dependientes del tiempo deben analizarse remitiendo las condiciones de esfuerzos efectivos bajo las cuales los fenómenos pueden desarrollarse hasta el estado límite de la arcilla intacta. Este enfoque se utilizó en el presente trabajo para investigar el efecto de los diferentes estados de esfuerzos sobre el comportamiento de creep de la arcilla del Valle de México.

Las condiciones de esfuerzos efectivos en las que se llevaron a cabo los ensayos de creep se muestran en la **Figura 4. 7**. Todos los ensayos se realizaron en muestras obtenidas a una profundidad de entre 24.75 y 25.25 m.

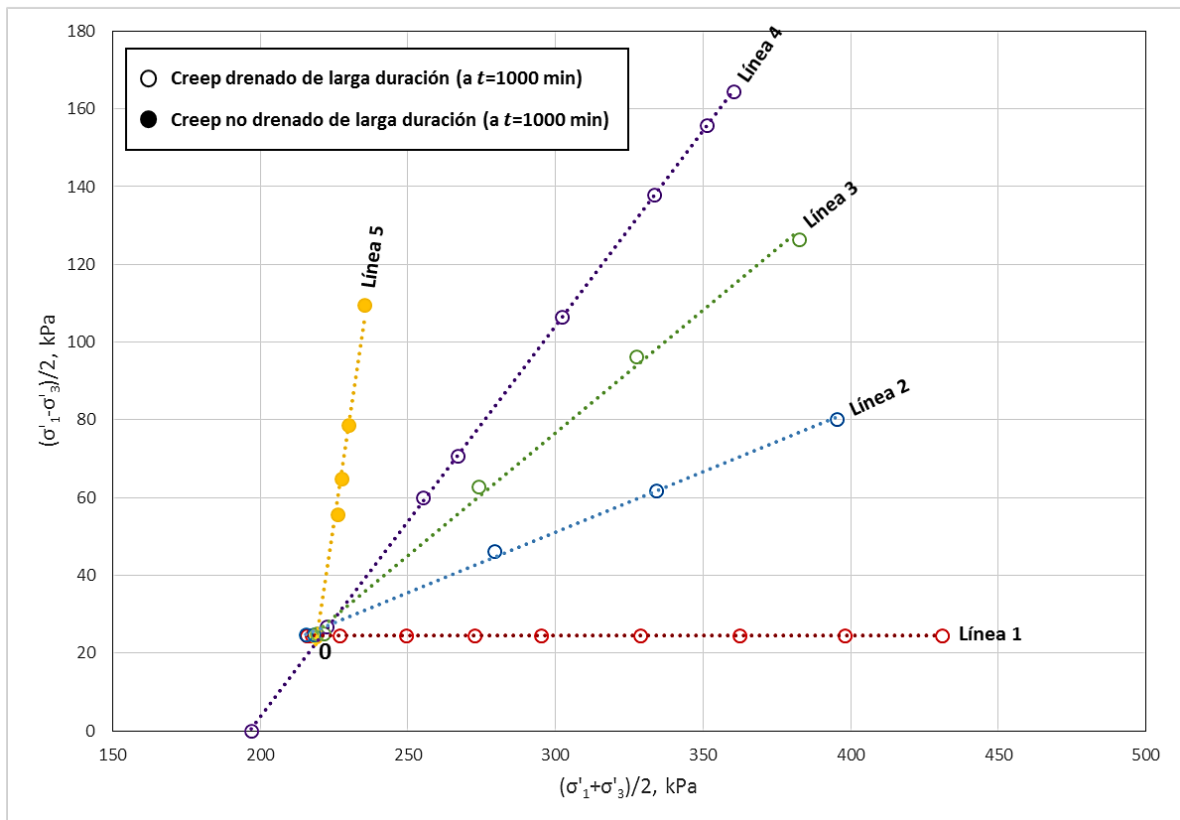


Figura 4. 7.- Condiciones de esfuerzo para pruebas de creep drenadas y no drenadas.

En todos los casos las muestras se reconsolidaron en primer lugar a una condición de esfuerzo anisótropa similar a las condiciones in situ, estimada en el punto 0 de la **Figura 4. 7**. Las deformaciones verticales, los cambios de volumen y las presiones de poro se midieron a intervalos logarítmicos. Las correcciones a los pesos aplicados para mantener los esfuerzos constantes se hicieron dependiendo de los cambios en el área de la sección transversal de las muestras.

Las pruebas triaxiales realizadas sobre las líneas 1 a 4 se llevaron a cabo bajo condiciones drenadas, mientras que los puntos a lo largo de la línea 5 corresponden a una prueba triaxial no drenada. Se seleccionó el procedimiento de aplicación de esfuerzos escalonados manteniendo las relaciones de incremento de esfuerzos como se muestra en la **Tabla 4. 2**.

Tabla 4. 2.- Relaciones de incrementos de esfuerzos para las pruebas de creep drenadas y no drenadas.

Línea	Relación de incremento des esfuerzos
N°	$\Delta\sigma'_3/\Delta\sigma'_1$
1	1.0
2	0.6
3	0.2
4	0.0
5	0.4

CAPÍTULO 5.- ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1.- Pruebas índice del material utilizado

El material utilizado para la elaboración de las probetas se obtuvo de un sondeo selectivo mediante tubo Shelby extraído de la zona del ex lago de Texcoco. Esta muestra se extrajo a una profundidad de 24.75 – 25.25 metros y se trata de una arcilla gris oscuro de consistencia media a blanda.

En la tabla 5.1 se muestran los resultados de los ensayos donde se determinaron las propiedades índices del suelo, los valores correspondientes al contenido de agua (ω) se obtuvieron de acuerdo con la norma ASTM D2216, las pruebas para el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) se realizaron apegándose a la norma ASTM D4318 y la densidad de sólidos (G_s) se llevó a cabo con lo establecido en la norma ASTM D854. Con estas propiedades es posible clasificar el suelo de acuerdo con la norma ASTM D2487 y tener una idea más clara acerca de su comportamiento mecánico.

Tabla 5. 1.- Propiedades índice de la muestra M-9

Sondeo	Muestra	Profundidad del muestreo (m)	Contenido de Humedad ω (%)	Límite Líquido LL (%)	Límite Plástico LP (%)	Índice Plástico IP (%)	Índice de Liquidez IL	Densidad de Sólidos Gs	Descripción SUCS
SM-12 (SS)	M-9	24.75 - 25.25	225.35	222.95	64.39	158.56	1.015	2.564	CH

5.2.- Consolidación

Para obtener el esfuerzo de preconsolidación del suelo, se llevó a cabo una prueba de consolidación en una Celda Rowe, este equipo cuenta con un sistema neumático de presión de aire para aplicar esfuerzo axial y contrapresión. El esfuerzo de preconsolidación obtenido corresponde aproximadamente a 196.13 kPa. En la **Figura 5. 1** se muestra la curva de compresibilidad obtenida.

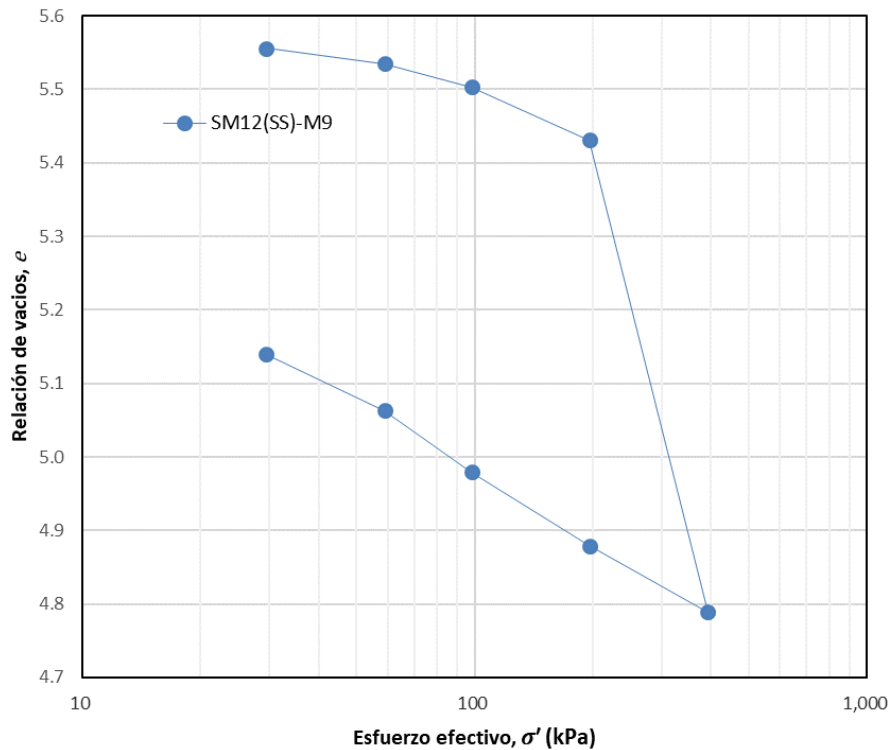


Figura 5. 1.- Curva de compresibilidad de la muestra M-9.

Como se mencionó en la sección 4.3 se realizaron cinco pruebas de creep; para cada uno de los ensayos realizados a lo largo de las líneas 1 a 5, primero se consolidó el suelo de forma isotrópica hasta un valor cercano al esfuerzo de preconsolidación (196.13 kPa), se aplicaron diferentes incrementos de esfuerzo, cada uno hasta definir correctamente la consolidación primaria en un lapso de 48 horas, posteriormente se realizó un incremento de esfuerzo siguiendo la relación

definida por el parámetro $K = \sigma'_3/\sigma'_1$. Se decidió que cada una de las cinco pruebas se llevarían en un comienzo hasta un estado inicial de esfuerzos el cual se define como el punto 0 en la **Figura 4.7**, este primer incremento de esfuerzo axial se definió como el necesario para alcanzar una trayectoria de esfuerzos definida por un cociente de esfuerzos efectivos $K = 0.8$. Para cada una de las pruebas (Líneas 1 a 5) este primer incremento de esfuerzo axial corresponde a un valor $\Delta\sigma'_1 = 50 \text{ kPa}$.

En la **Figura 5.2** se pueden observar las curvas de compresibilidad de cada una de las pruebas triaxiales de creep (obtenidas a partir de la etapa de consolidación isotrópica de las pruebas de las Líneas 1 a 5), así como del ensayo triaxial no drenado convencional; de esta grafica se puede notar que a pesar de que las probetas fueron labradas de material extraído de un mismo tubo Shelby los valores de la relación de vacíos pueden variar.

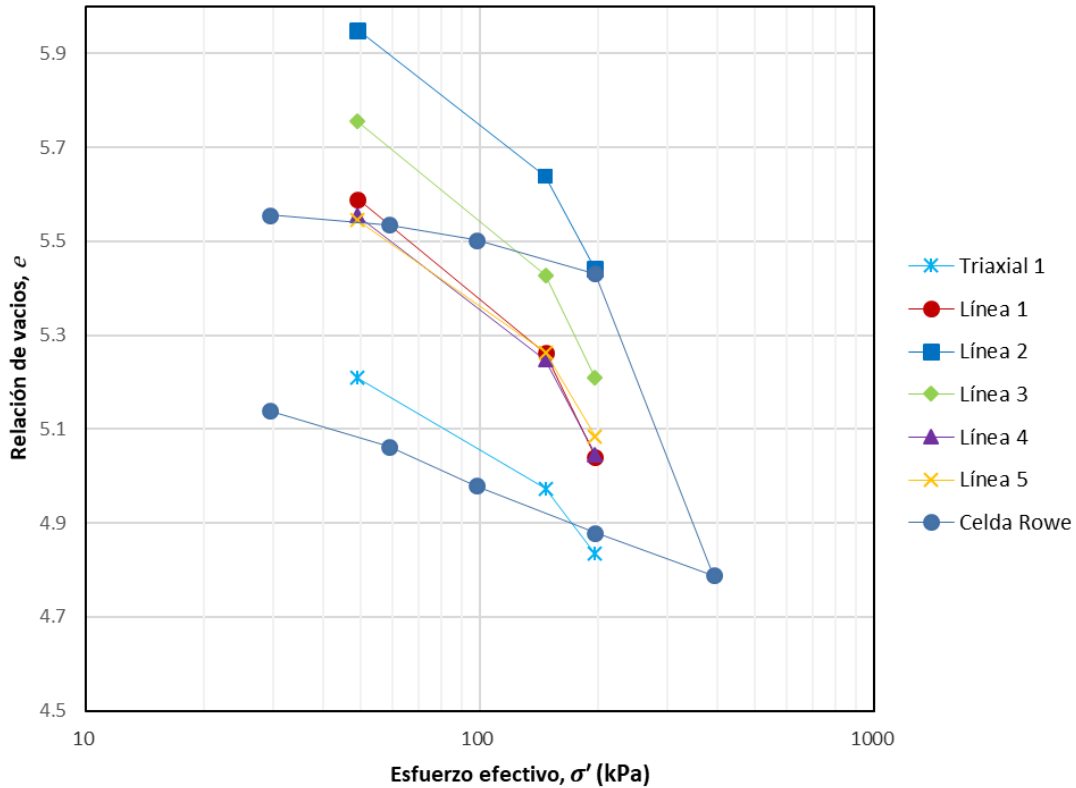


Figura 5. 2.- Concentrado de curvas de compresibilidad.

5.3.- Prueba triaxial consolidada no drenada (CU)

Singh y Mitchell (1968) establecieron que las deformaciones axiales y de cortante en una prueba de creep no drenado están gobernadas por la ecuación (3.24), en esta ecuación se utiliza el parámetro \bar{q} , el cual se define como la relación entre el esfuerzo desviador al cual se encuentra sometido el suelo y el esfuerzo desviador a la falla, es decir, es una fracción del esfuerzo de falla no drenado en una prueba triaxial convencional. Mitchell desarrolló esta formulación para deformaciones cortantes de creep no drenado, en este trabajo se utilizará para ambos casos drenado (líneas 1 a 4) y no drenado (línea 5). El valor de este parámetro en pruebas convencionales de creep oscila entre valores de 1 a 100%, debido a que en este trabajo los estados de esfuerzo varían a lo largo de las líneas 1 a 5 el valor de \bar{q} puede ser igual o mayor al 100% dependiendo del caso, además de que la resistencia al corte del suelo suele ser mayor en pruebas no drenadas.

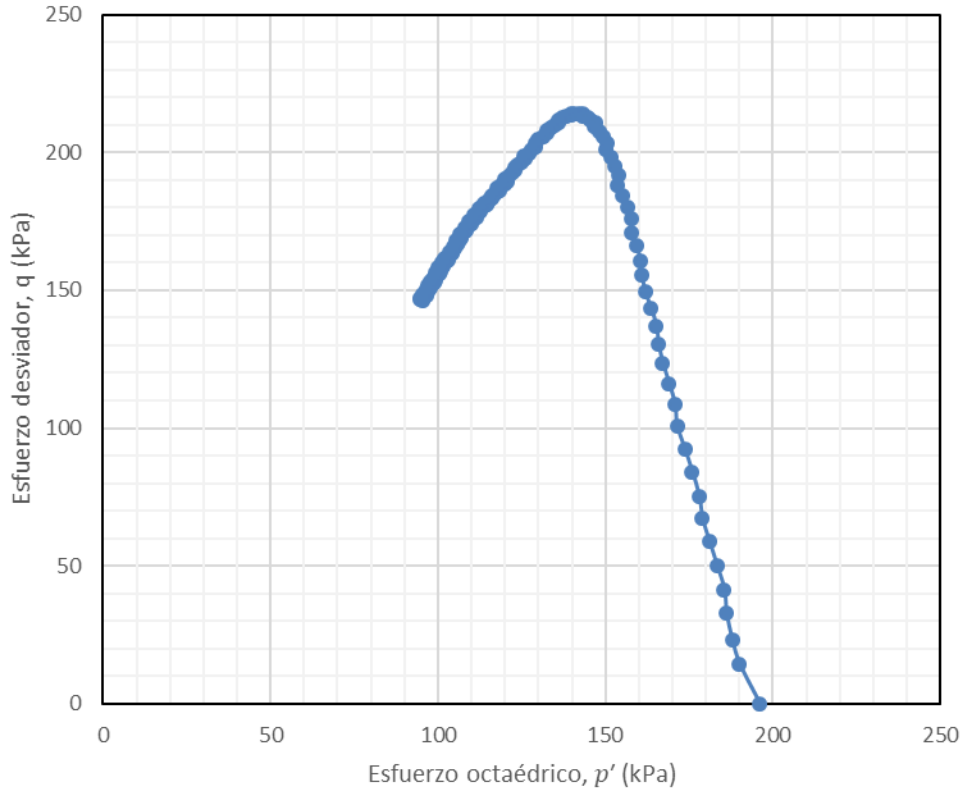


Figura 5. 3.- Trayectoria de esfuerzos efectivos de la prueba Triaxial CU sobre la muestra M-9.

Para obtener el valor de q_{max} se realizó una prueba triaxial no drenada consolidada de forma isótropa bajo el mismo nivel de esfuerzos que en las pruebas de creep. En la **Figura 5. 3** se puede observar el diagrama $p' - q$ de este ensaye. El valor de q_{max} corresponde a 214 kPa.

Por otra parte, la ecuación (3.17) establecida por Tavenas y Leroueil (1978) para definir la velocidad de deformación volumétrica utiliza el valor del parametro \bar{p}' , ya que de acuerdo con los autores es mas preciso relacionar los cambios de volumen con el esfuerzo octaédrico que con el esfuerzo desviador. Por lo que de igual manera se utilizara un relación en porcentaje de p'/p'_{max} , donde p'_{max} de igual forma se obtiene de la grafica de la **Figura 5. 3**, siendo esta igual a 196 kPa.

5.4.- Análisis de datos y obtención de resultados de las pruebas triaxiales de creep

En esta sección se analizan los resultados obtenidos para las pruebas de creep, es decir las variaciones de las componentes de deformación volumétrica, axial y de cortante en el tiempo. Con el fin de no volver engorrosa la interpretación de esta información únicamente nos enfocaremos en los resultados obtenidos sobre la Línea 4 (**Figura 4. 7**), la cual corresponde a una prueba de creep drenada y sobre la Línea 5 (**Figura 4. 7**) la cual pertenece a una prueba de creep no drenada. Los resultados correspondientes a las líneas 1, 2 y 3 se podrán consultar en el Anexo D.

5.4.1.- Deformaciones volumétricas en ensayos drenados

En la **Figura 5. 4** se pueden observar las deformaciones volumétricas con el tiempo a lo largo de la Línea 4. Se pueden distinguir dos tipos de comportamiento: a bajos niveles de esfuerzo las deformaciones volumétricas son pequeñas y altos niveles de esfuerzo el volumen de la muestra disminuye rápidamente. Si tomamos como frontera las deformaciones obtenidas hasta un esfuerzo correspondiente a $\sigma'_1 = 464.3 \text{ kPa}$ nos podemos dar cuenta que estas corresponden al porcentaje

de deformación más alto, sin embargo, no pertenecen a la etapa de falla. Esto quiere decir que para niveles de esfuerzo más altos como lo son $\sigma'_1 = 500.6 \text{ kPa}$ y $\sigma'_1 = 517.3 \text{ kPa}$ no necesariamente corresponden mayores deformaciones.

Tomando en cuenta que los problemas de deformación a largo plazo en el campo están obligados a asociarse con el drenaje parcial o total, es decir, con cambios de volumen, estas gráficas nos permiten comprender con mayor claridad cómo influyen las condiciones de esfuerzo en el comportamiento de creep volumétrico. Para la prueba con $\sigma'_1 = 464.3 \text{ kPa}$, se desarrollaron grandes cambios de volumen, se observó una deformación volumétrica del 9.5 % con respecto al volumen de la probeta al inicio de la etapa de falla, para un tiempo igual a 1 386 minutos, pero no se detectó ningún signo de falla. La falla se presentó para un $\sigma'_1 = 517.3 \text{ kPa}$ a un tiempo de 1127 minutos.

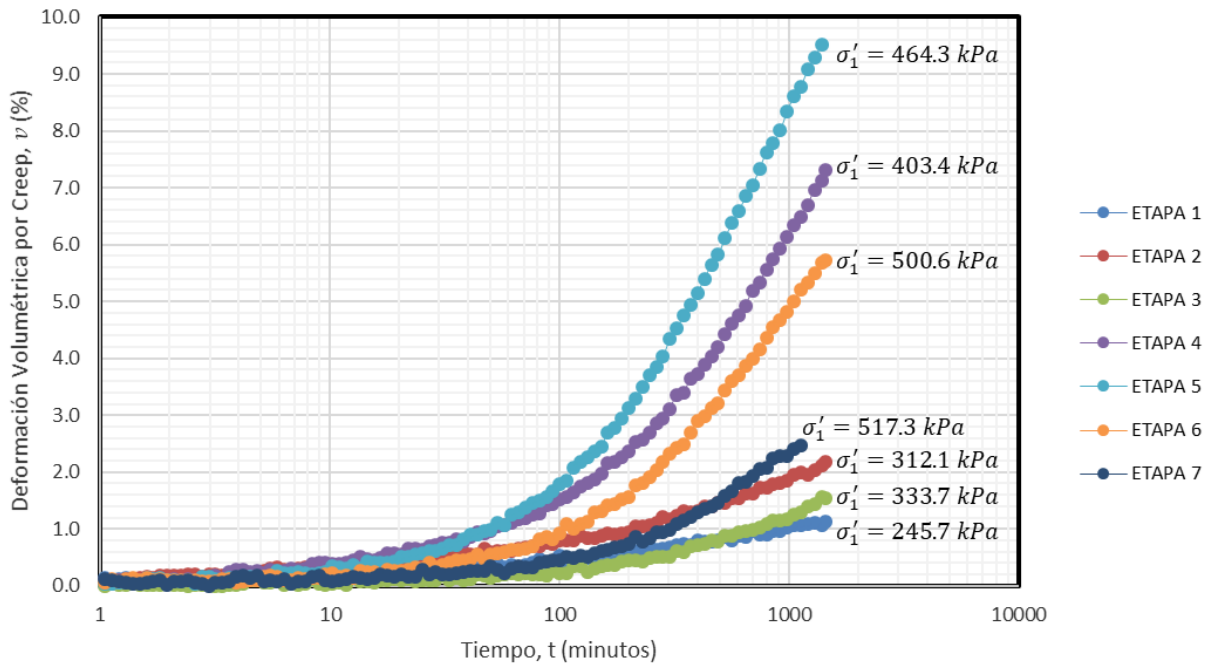


Figura 5. 4.- Relación de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas con $\sigma'_3 = 196.13 \text{ kPa}$ a lo largo de la línea 4.

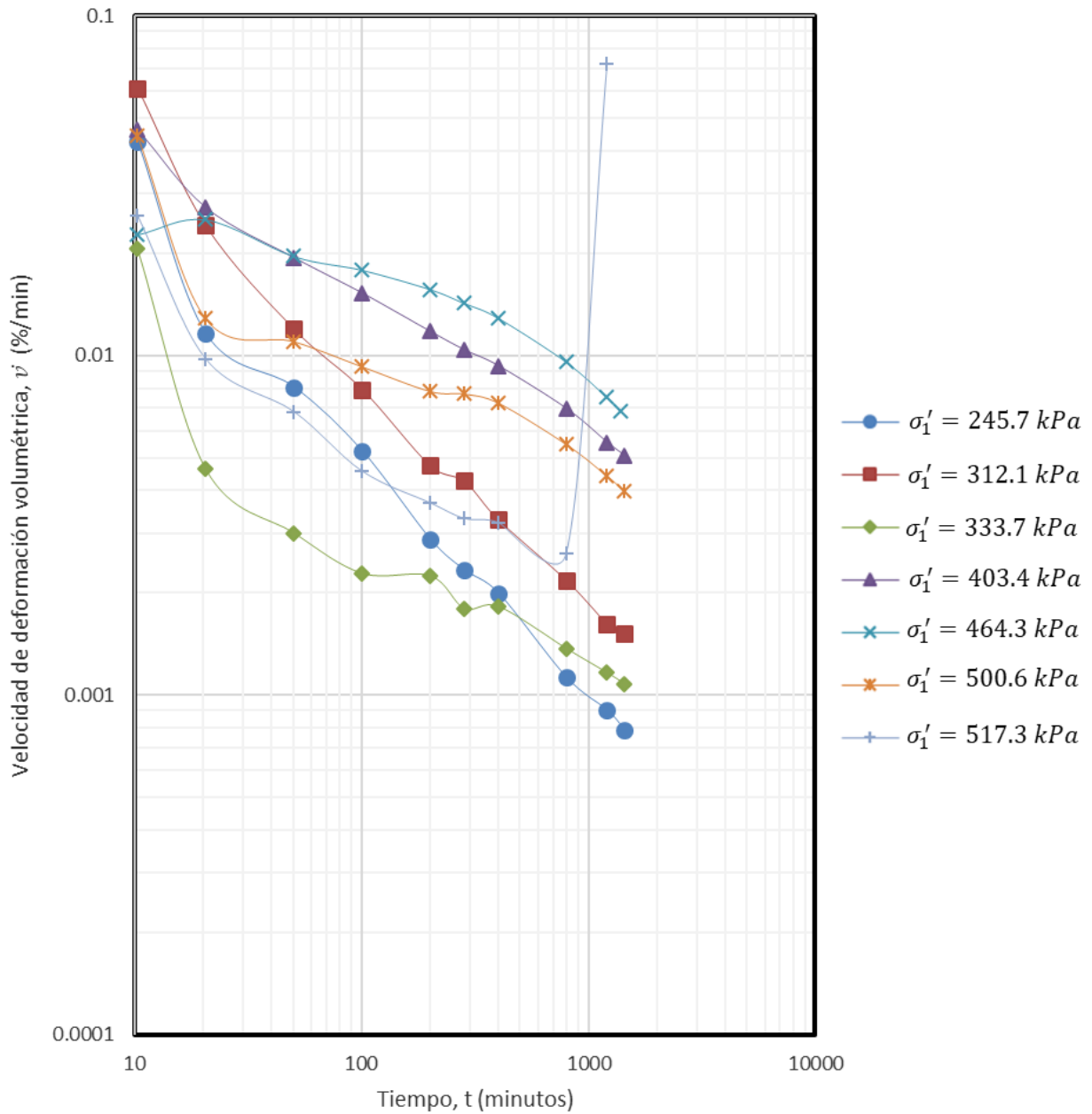


Figura 5. 5.- Relación de velocidad de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas con $\sigma'_3 = 196.13 \text{ kPa}$ a lo largo de la línea 4.

De acuerdo con la técnica de diferenciación explicada en el apartado 3.4.2 de este trabajo se obtuvieron las velocidades de deformación volumétrica las cuales al ser comparadas contra el tiempo en una escala log-log nos dan unas curvas como las que se muestran en la **Figura 5. 5**.

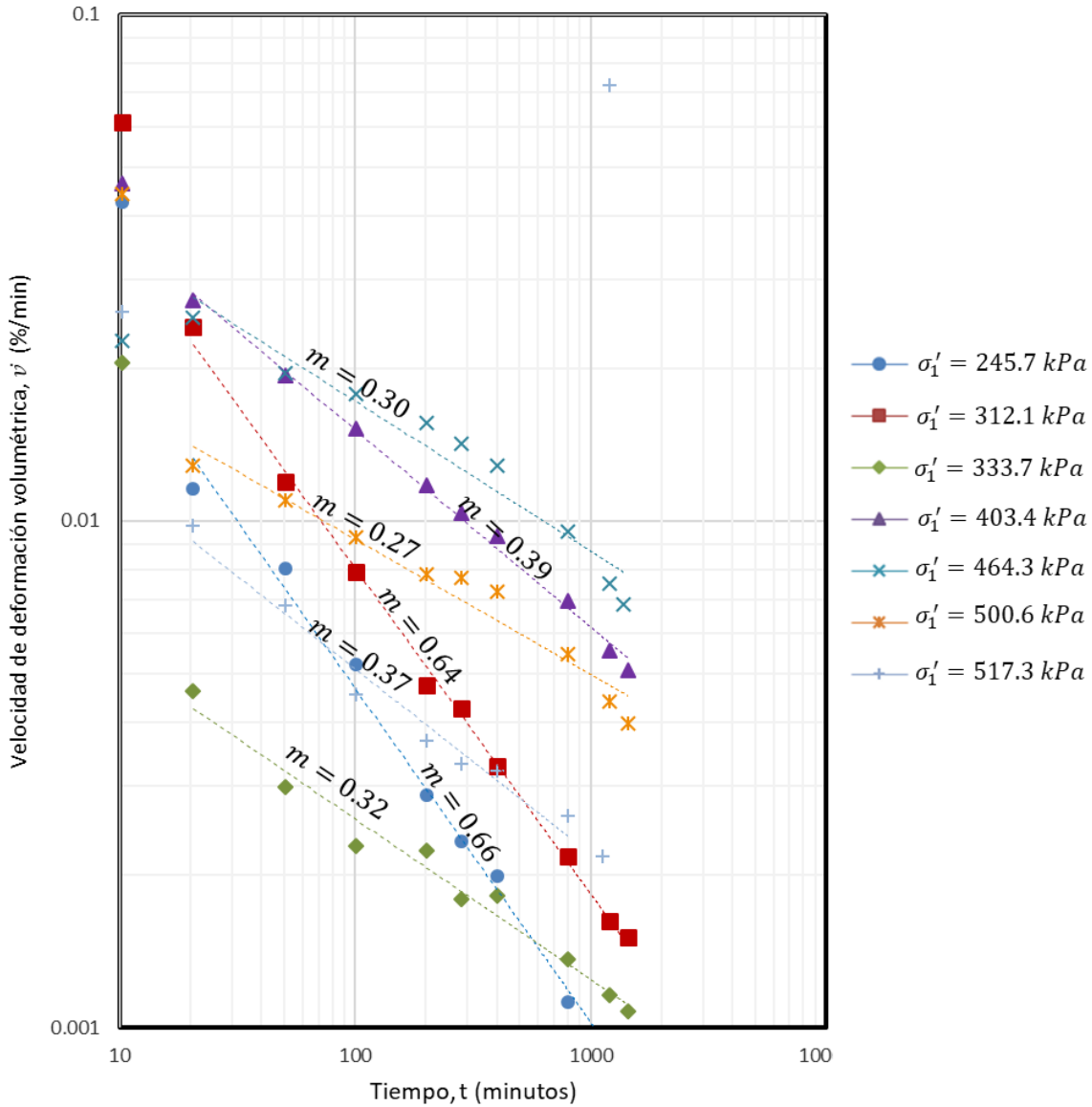


Figura 5. 6.- Obtención del parámetro de creep m para deformaciones volumétricas a lo largo de la línea 4.

En esta grafica se puede corroborar dos hipótesis propuestas por Tavenas y Leroueil (1978): la primera es la linealidad de la relación $\log \dot{v} - \log t$ para bajos niveles de esfuerzo normal promedio, lo cual confirma el despreciable efecto de la consolidación primaria. La segunda que afirma que, para altos niveles de esfuerzos, inicialmente el $\log \dot{v}$ disminuye linealmente con el $\log t$, pero se obtiene una tasa de deformación menor, después de lo cual \dot{v} incrementa rápidamente

hasta la falla. Esta última se puede observar en la curva correspondiente a $\sigma'_1 = 517.3 \text{ kPa}$, donde aproximadamente a los 750 minutos se presenta una falla frágil. Por otra parte, si se hubiera mantenido un estado de esfuerzo como el correspondiente para la curva $\sigma'_1 = 500.6 \text{ kPa}$ la relación $\log \dot{\nu} - \log t$ se hubiese mantenido lineal y descendente hasta un estado de casi falla con un cambio de pendiente no tan pronunciado, este fenómeno ha sido reportado en investigaciones realizadas por Campanella y Vaid (1972), Murayama et al. (1958, 1984) y Tavenas y Leroueil (1978).

Como se mencionó en el Capítulo 3.4.1 la pendiente del tramo recto de las líneas $\log \dot{\nu} - \log t$ representa el parámetro de creep m , el cual es un factor clave en la definición del potencial de creep de un suelo. De acuerdo con el enfoque clásico de creep volumétrico este parámetro debería ser igual a 1, sin embargo, los resultados de las pruebas realizadas por Tavenas y Leroueil (1978) muestran valores entre 0.52 para esfuerzos altos y 0.78 para esfuerzos bajos. Los valores obtenidos para las arcillas lacustres y preconsolidadas del Ex Lago de Texcoco a lo largo de la Línea 4 arrojan valores entre 0.27 y 0.66 (**Figura 5. 6**), estos valores parecen ser bajos con respecto los reportados en otras investigaciones, esto se puede deber a la peculiar estructura diatomácea de los suelos del Valle de México o a un fenómeno asociado con la consolidación primaria ya que la duración de las pruebas no excede de 2000 minutos por etapa.

En la **Figura 5. 7** se grafican los valores del parámetro m para cada una de las pruebas de creep drenadas, como se puede observar existe una relación aproximadamente lineal donde el valor de m disminuye a medida que el esfuerzo octaédrico p' aumenta. A partir de estas graficas es posible estimar un valor de m para diferentes esfuerzos de p' .

De acuerdo con lo establecido por Singh y Mitchell (1968), los valores de m varían de un suelo a otro, de un valor bajo cercano a 0.4 a un valor alto de 1.3, según los resultados obtenidos para la

arcilla del suelo del Ex Lago de Texcoco los valores oscilan entre 0.25 y 0.8 para el creep volumétrico.

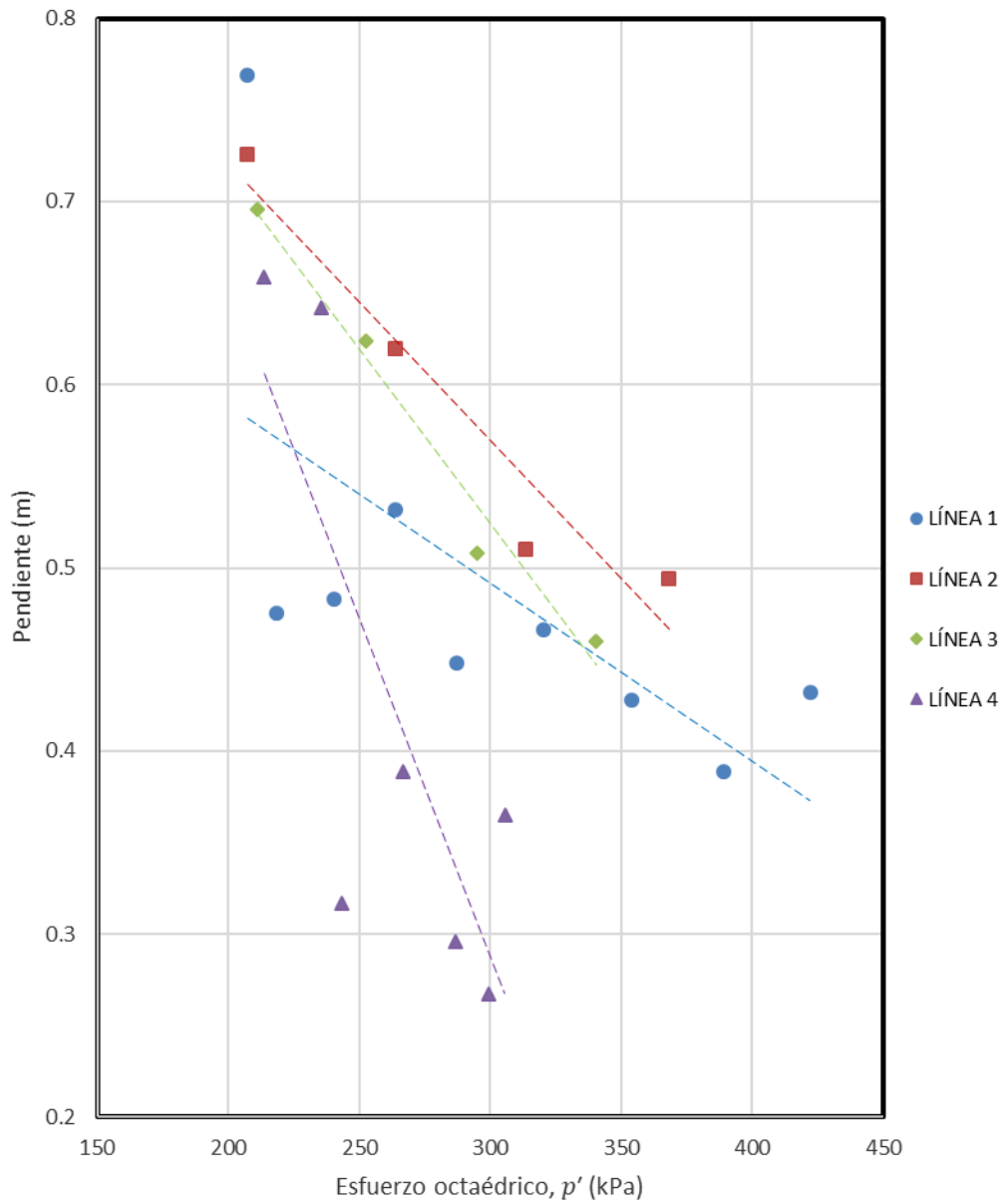


Figura 5. 7.- Variación del parámetro de creep m para deformaciones volumétricas a lo largo de las líneas 1 a 4.

De acuerdo con lo propuesto por Tavenas y Leroueil (1978) el creep volumétrico está directamente relacionado con el esfuerzo normal promedio efectivo o esfuerzo octaédrico. Esta relación se puede observar gráficamente en la **Figura 5. 8**.

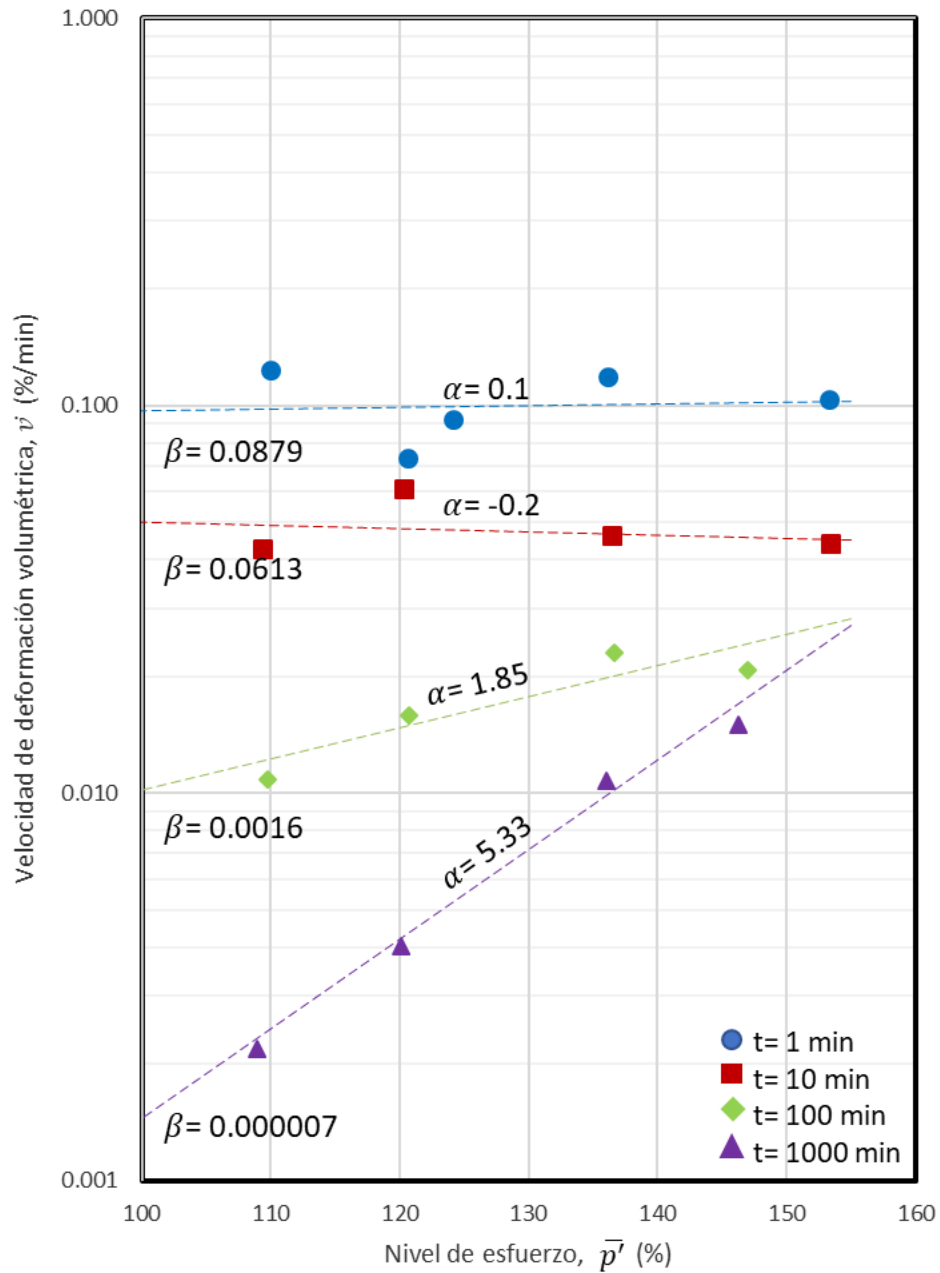


Figura 5. 8.- Obtención de los parámetros de creep α y β para deformaciones volumétricas a lo largo de la línea 4.

En el capítulo 3.4.1 se mencionó que el parámetro de creep α es el valor de la pendiente de la porción lineal de rango medio de un gráfico de la velocidad de deformación volumétrica en escala logarítmica versus el nivel de esfuerzo normal promedio efectivo \bar{p}' , es decir, es la pendiente de las líneas $\log \dot{v} - \bar{p}'$. Conjuntamente el parámetro β se obtiene a partir de la misma gráfica y se define como la velocidad de deformación volumétrica para un tiempo igual a t_1 y $\bar{p}' = 0$ (valor proyectado).

Singh y Mitchell (1968) definieron un valor de α constante, por otra parte, Tavenas y Leroueil (1978) encontraron que el valor de α depende del tiempo y por lo tanto no es una constante, los valores de las pendientes de las líneas $\log \dot{v} - \bar{p}'$ obtenidos en pruebas entre 1 y 1000 minutos para las arcillas lacustres del Valle de México varían en un rango de 0.1 a 5.3 confirmando esta hipótesis. En la **Figura 5. 8** se puede observar que los valores de las pendientes aumentan de forma directa con el tiempo, siendo casi horizontal para $t=1$ min e incluso negativa para un $t=10$ min, esto quiere decir que los valores de la velocidad de deformación volumétrica son muy similares en cada etapa inicial de las diferentes condiciones de esfuerzo.

5.4.2.- Deformaciones axiales en ensayos drenados

En la **Figura 5. 9** se presenta el desarrollo de la deformación axial con el tiempo en la serie de pruebas drenadas a lo largo de la Línea 4. Al igual que para las deformaciones volumétricas se pueden definir los mismos grupos de comportamiento: a bajos niveles de esfuerzo las deformaciones axiales permaneces pequeñas; A altos niveles de esfuerzos, grandes deformaciones se desarrollan rápidamente.

Las máximas deformaciones axiales se observan a lo largo de la curva correspondiente a $\sigma'_1 = 464.3 \text{ kPa}$, mientras que la falla ocurrió en $\sigma'_1 = 517.3 \text{ kPa}$

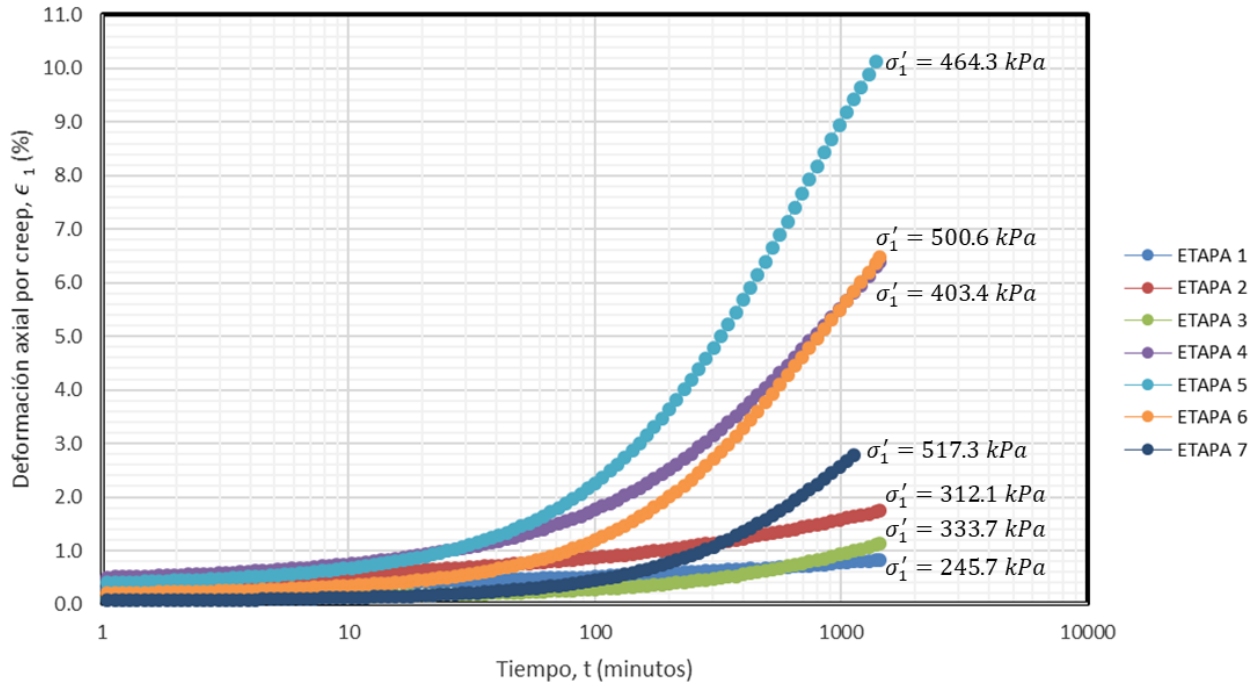


Figura 5. 9.- Relación de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas con $\sigma'_3 = 196.13 \text{ kPa}$ a lo largo de la línea 4.

En la **Figura 5. 10** se graficaron las velocidades de deformación axial contra el tiempo en escala log-log. Se puede observar que la forma de las curvas $\log \dot{\epsilon}_1 - \log t$ son similares a las de las curvas $\log \dot{v} - \log t$ presentadas en la **Figura 5. 5**.

A diferencia de las curvas de velocidad de deformación volumétrica, las presentadas en la **Figura 5. 10** presentan una mayor linealidad y una trayectoria de disminución de la velocidad con el aumento del tiempo casi uniforme. Esto se puede deber en gran medida a la precisión del sensor de desplazamiento ya que este trabaja en un rango de operación que ocupa casi todo el voltaje mientras que el sensor de cambio volumétrico solo trabaja a una fracción de su rango completo y además es más sensible a cambios de temperatura que puedan modificar el nivel de la bureta tanto interior como exterior.

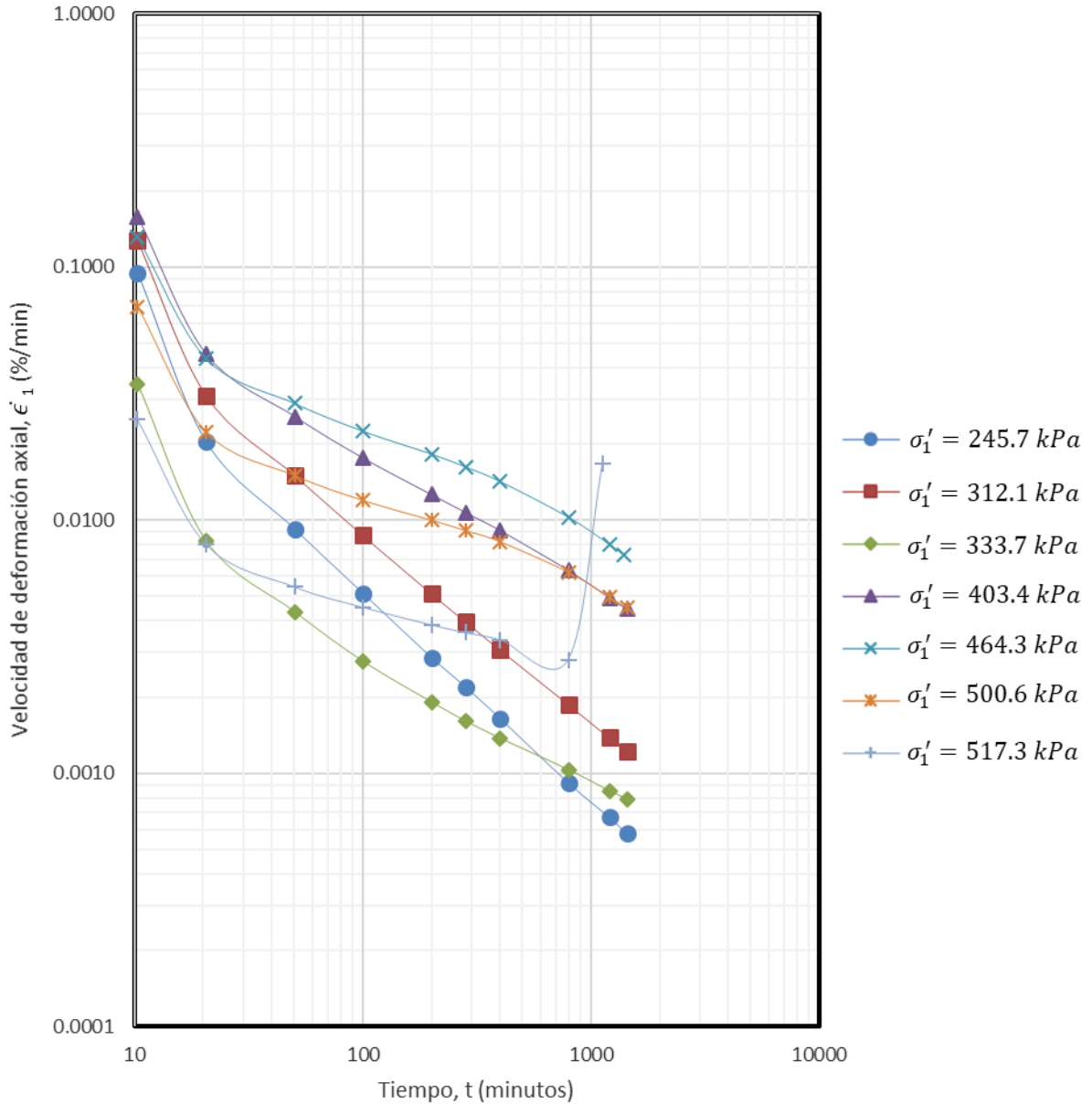


Figura 5. 10.- Relación de velocidad de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas con $\sigma'_3 = 196.13 \text{ kPa}$ a lo largo de la línea 4.

La pendiente de las líneas $\log \dot{\epsilon}_1 - \log t$ representa el parámetro de creep m , el cual como ya se mencionó es un factor clave en la definición del potencial de creep de un suelo, ya que cuanto más pequeño es el valor de m más alto es el potencial de creep del suelo; por ejemplo, más rápidos son los movimientos de creep y más corto es el tiempo para alcanzar una deformación bajo un

nivel de esfuerzo dado. De acuerdo con los resultados obtenidos por Tavenas y Leroueil (1978) los valores para una arcilla canadiense oscilan entre 0.6 para esfuerzos elevados y 0.95 para esfuerzos bajos.

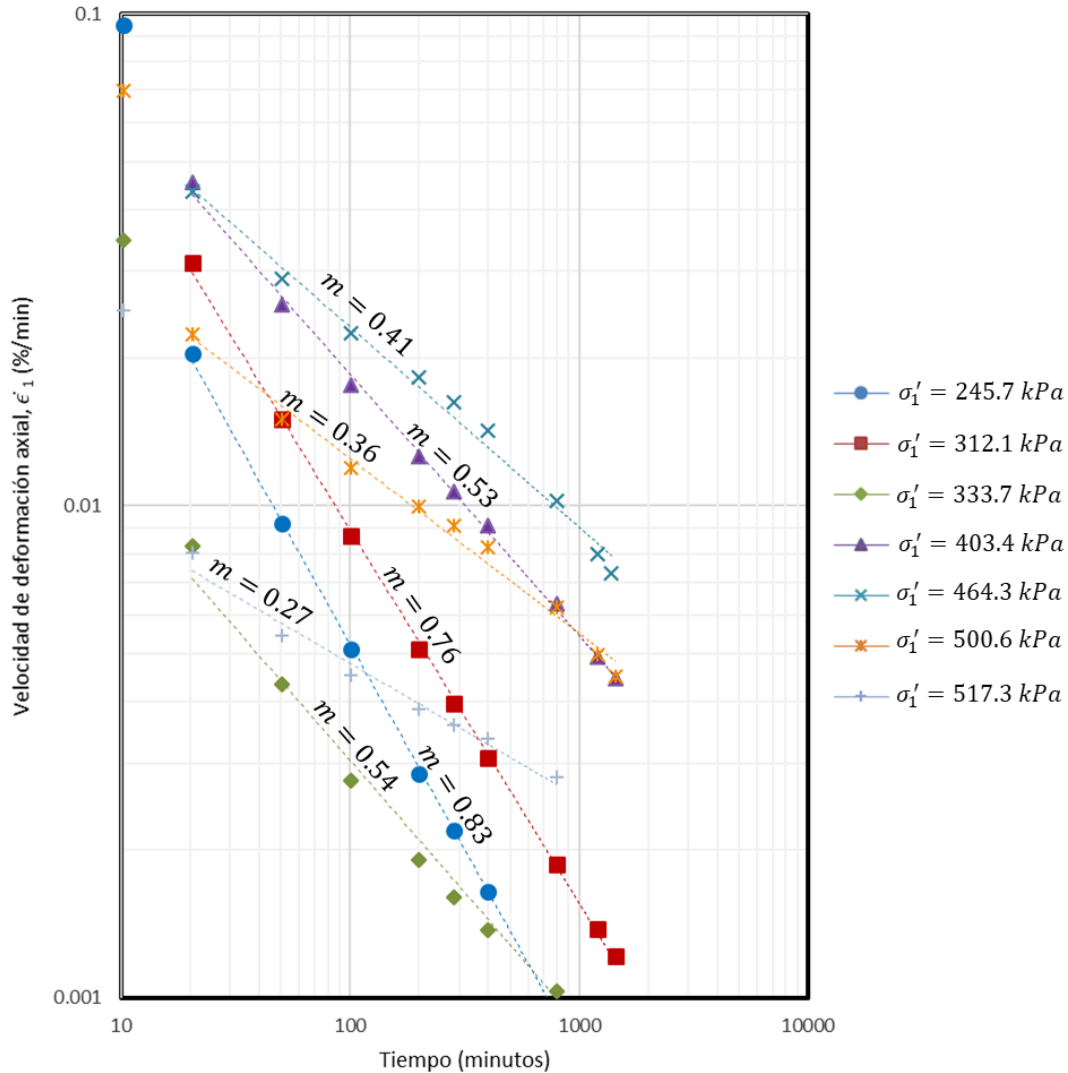


Figura 5. 11.- Obtención del parámetro de creep m para deformaciones axiales a lo largo de la línea 4.

Los valores obtenidos para las deformaciones de creep axial a lo largo de la Línea 4 arrojan valores entre 0.27 en la etapa de falla y 0.83 para $\sigma'_1 = 245.7 \text{ kPa}$ (Figura 5. 11). Valores de pendientes tales como 0.27 y 0.36 indican que para esfuerzos elevados la arcilla presenta una baja

disminución en la velocidad de deformación a través del tiempo hasta alcanzar la falla, a diferencia de las etapas iniciales de la prueba.

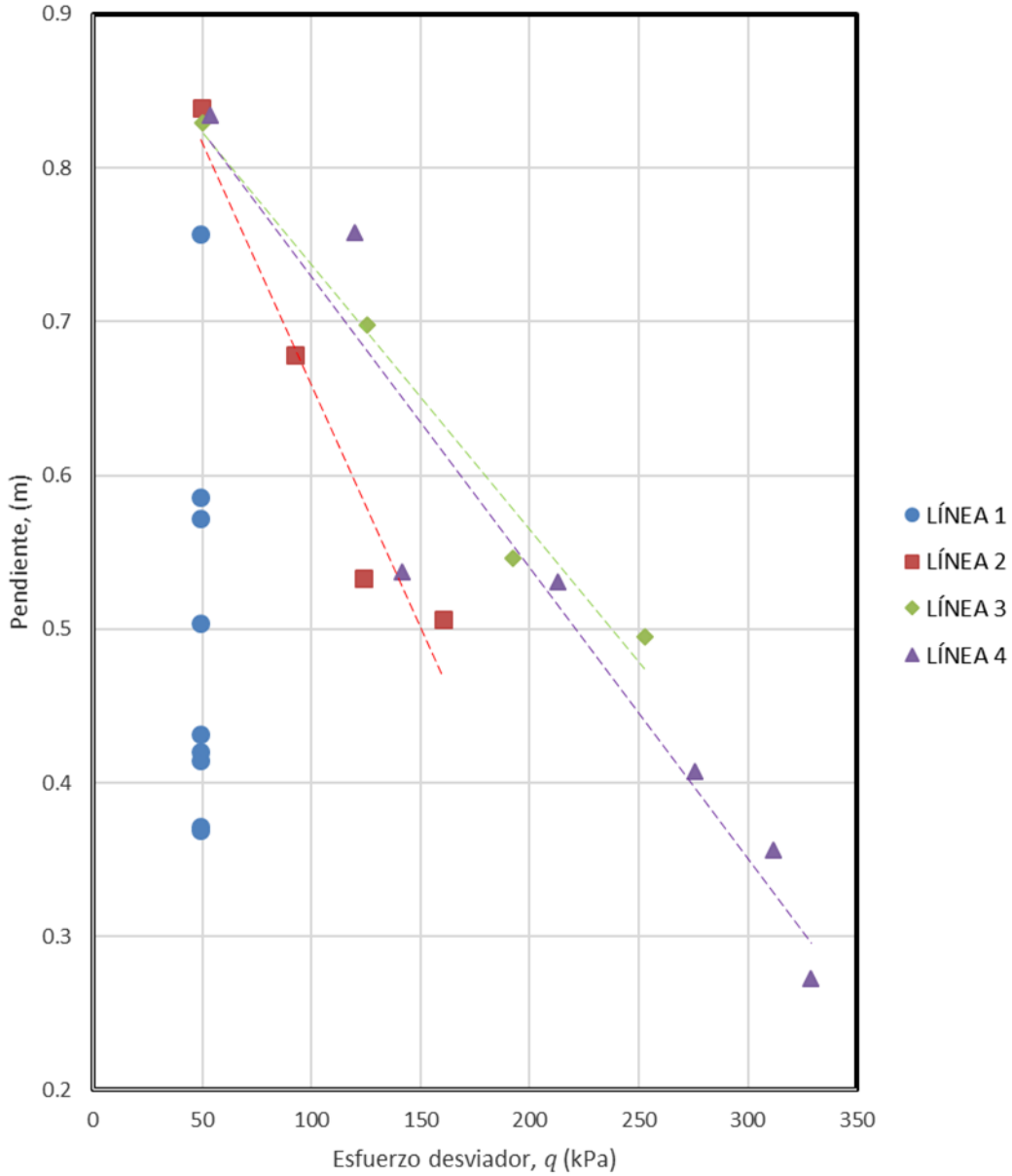


Figura 5.12.- Variación del parámetro de creep m para deformaciones axiales en pruebas drenadas a lo largo de las líneas 1 a 4.

En la **Figura 5.12** se grafican los valores del parámetro m para cada una de las pruebas de creep drenadas. Como se puede observar existe una relación lineal donde el valor de m disminuye

a medida que el esfuerzo desviador $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ aumenta. A partir de estas graficas es posible estimar un valor de m para diferentes esfuerzos q . Para la Línea 1 se observa un arreglo vertical de los datos, esto es debido a que durante toda la prueba el esfuerzo desviador permanece constante ya que en cada etapa $\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma'_3$ por lo que el cambio en la deformación axial de la probeta se debe únicamente al cambio volumétrico de la probeta.

De acuerdo con los resultados obtenidos para la arcilla del Ex Lago de Texcoco los valores del parámetro m oscilan entre 0.25 y 0.85 para el creep axial.

Tavenas y Leroueil (1978) relacionan el creep axial directamente con el esfuerzo desviador. Esta relación se puede observar gráficamente en la **Figura 5. 13**.

De igual manera que lo mencionado para la **Figura 5. 8**, a partir de estas graficas se pueden obtener los valores de los parámetros α y A , donde α es el valor de la pendiente de la porción lineal de rango medio de un gráfico de la velocidad de deformación axial en escala logarítmica versus el nivel de esfuerzo cortante \bar{q} , es decir, es la pendiente de las líneas $\log \dot{\epsilon}_1 - \bar{q}$. El parámetro A se obtiene a partir de la misma gráfica y se define como la velocidad de deformación axial para un tiempo igual a t_1 y $\bar{q} = 0$ (valor proyectado).

Si comparamos los resultados de la **Figura 5. 13** con los de la **Figura 5. 8** se pueden observar patrones similares de comportamiento, donde en el comienzo que cada etapa de prueba se observan pendientes α pequeñas e incluso negativas y por otra parte para los tiempos $t=100$ y $t=1000$ minutos los valores de α son similares. Para el caso del parámetro A no se pueden realizar este tipo de comparaciones ya que los niveles de esfuerzo cortante y octaédrico son muy diferentes arrojando valores de β mucho menores en el caso del creep volumétrico.

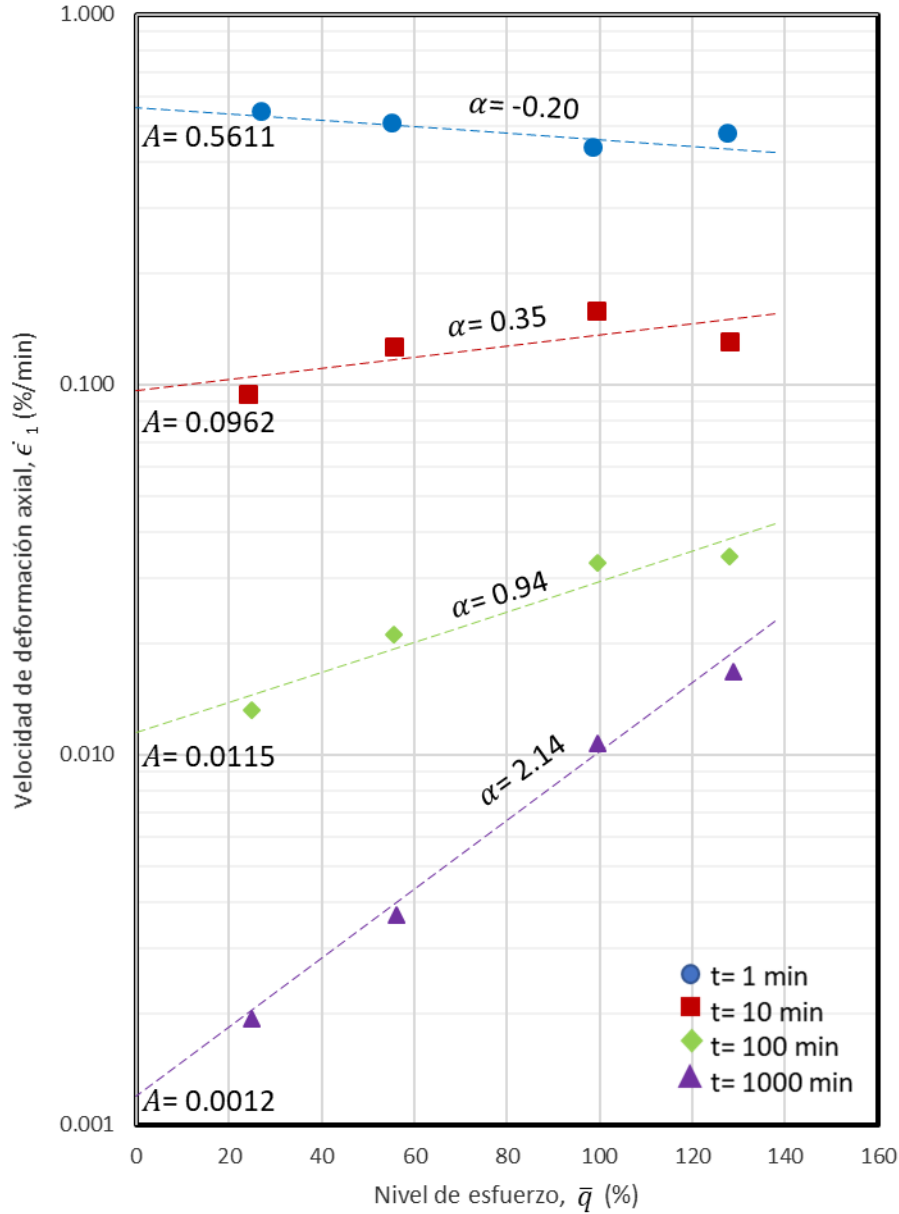


Figura 5. 13.- Obtención de los parámetros de creep α y A para deformaciones axiales a lo largo de la línea 4.

5.4.3.- Deformaciones de cortante en ensayos drenados

Como ya se mencionó en la sección 3.4.1, las deformaciones por cortante pueden obtenerse directamente de pruebas no drenadas, sin embargo, resulta más práctico investigarlas a partir de una prueba drenada de donde se obtienen resultados de deformación volumétrica, axial y de

cortante de un mismo ensayo mediante una relación establecida en las ecuaciones (3.19) y (3.20). De esta manera a partir del ensayo drenado de las pruebas sobre la Línea 4 es posible obtener las deformaciones por cortante ϵ indirectamente.

En la **Figura 5. 14** se pueden observar las deformaciones de cortante con el tiempo a lo largo de la Línea 4. Al igual que para las deformaciones volumétricas y axiales, se distinguen dos tipos de comportamiento: a bajos niveles de esfuerzo las deformaciones cortantes son pequeñas y altos niveles de esfuerzo las deformaciones de la muestra aumentan rápidamente.

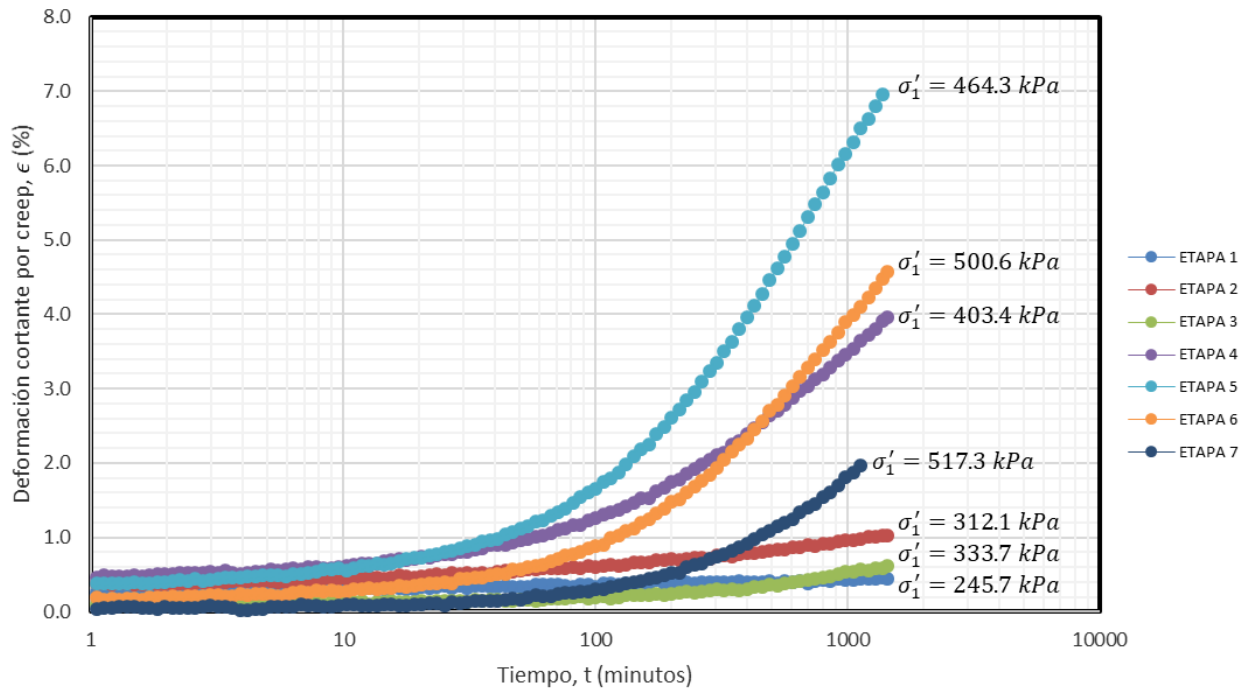


Figura 5. 14.- Relación de deformación cortante – tiempo para pruebas drenadas con $\sigma'_3 = 196.13 \text{ kPa}$ a lo largo de la línea 4.

Mediante el uso de la ecuación (3.20) también se pueden deducir las velocidades de deformación cortante. Por lo que a partir de los datos mostrados en las **Figura 5. 4** y **Figura 5. 9** es posible calcular y graficar estas tasas de deformación al corte como se muestra en la **Figura 5.**

15.

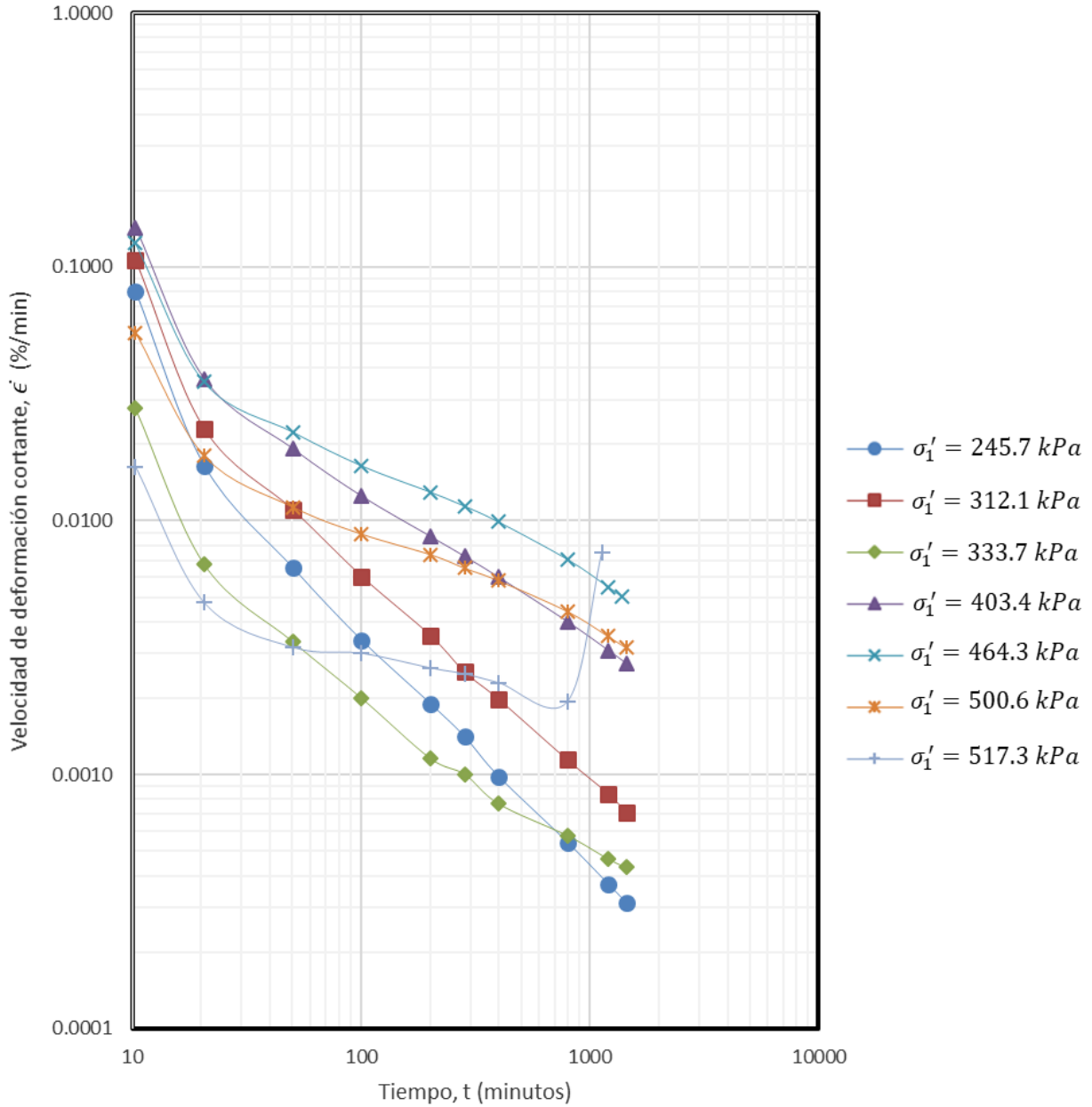


Figura 5. 15.- Relación de velocidad de deformación cortante – tiempo para pruebas drenadas con $\sigma'_3 = 196.13 \text{ kPa}$ a lo largo de la línea 4.

De igual manera que en las deformaciones axiales y volumétricas la obtención del parámetro de creep m se determina a partir de la pendiente del tramo recto de las líneas $\log \dot{\epsilon} - \log t$ (**Figura 5. 16**) para las deformaciones de cortante. El espaciamento y forma de las curvas es similar a las

registradas en la **Figura 5. 11** esto puede deberse a que la velocidad de deformación axial puede estar esencialmente gobernada por el esfuerzo de corte.

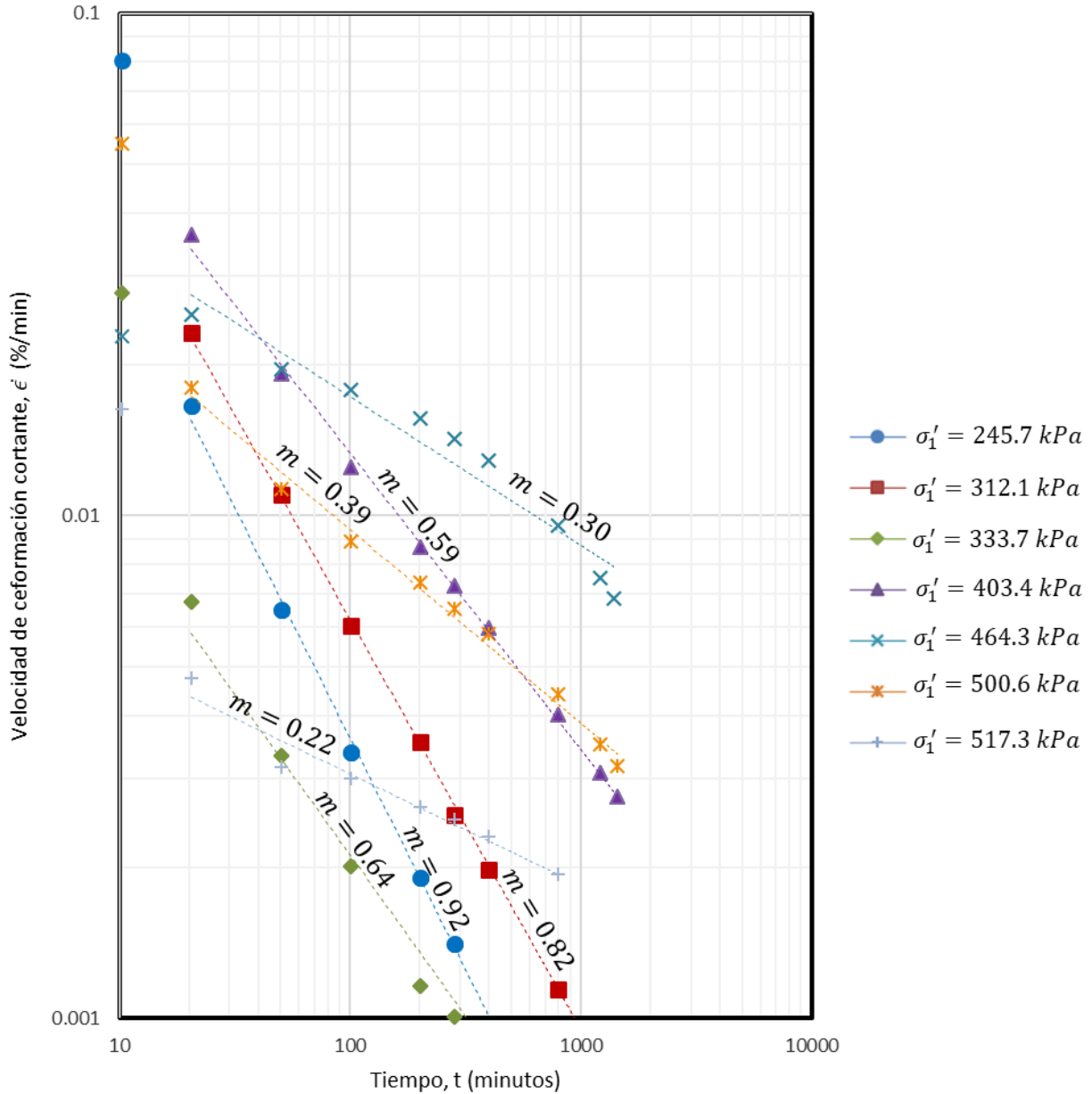


Figura 5. 16.- Obtención del parámetro de creep m para deformaciones de cortante a lo largo de la línea 4.

Tavenas y Leroueil (1978) dedujeron que puede existir una ligera tendencia a que m aumente con el esfuerzo desviador, pero, dada la sensibilidad de m a errores pequeños, concluyeron que el

valor de este parámetro es constante y puede considerarse del orden de 0.76 ± 0.16 . Los valores obtenidos para las deformaciones de creep cortante a lo largo de la Línea 4 arrojan valores entre 0.22 en la etapa de falla y 0.92 para $\sigma'_1 = 245.7 \text{ kPa}$ (**Figura 5. 16**). Si se comparan estos resultados con los mostrados en la **Figura 5. 11**, se puede observar que para valores de esfuerzos pequeños como lo son $\sigma'_1 = 245.7 \text{ kPa}$ y $\sigma'_1 = 312.1 \text{ kPa}$ existe un aumento de la pendiente, es decir, la disminución de la velocidad de deformación por cortante es más drástica durante el tiempo que dura la prueba. Por otro lado, a medida que aumenta el esfuerzo de corte las pendientes toman valores similares a los obtenidos en el creep axial e incluso menores cercanos a la etapa de falla. Una vez más se observa que para pruebas de creep drenado m no siempre es constante en el tiempo e independiente del nivel de esfuerzo del desviador como lo asumen Singh y Mitchell (1968).

En la **Figura 5. 17** se grafican los valores de m para cada una de las pruebas de creep drenadas, la relación lineal entre el valor de m y el esfuerzo desviador q es muy similar a la obtenida para las deformaciones axiales.

Los valores del parámetro m para las deformaciones de creep cortante oscilan entre 0.2 y 0.9. Algunos autores como Singh y Mitchell (1968) y Tavenas y Leroueil (1978) toman el valor de m como un promedio o un valor constante para simplificar la solución de sus ecuaciones fenomenológicas.

A partir de las gráficas mostradas en la **Figura 5. 18** se pueden obtener los valores de los parámetros α y A . para este caso α corresponde a la pendiente de la porción lineal de rango medio de un gráfico $\log \dot{\epsilon} - \bar{q}$. El parámetro A se obtiene a partir de la misma gráfica y se define como la velocidad de deformación cortante para un tiempo igual a t_1 y $\bar{q} = 0$ (valor proyectado).

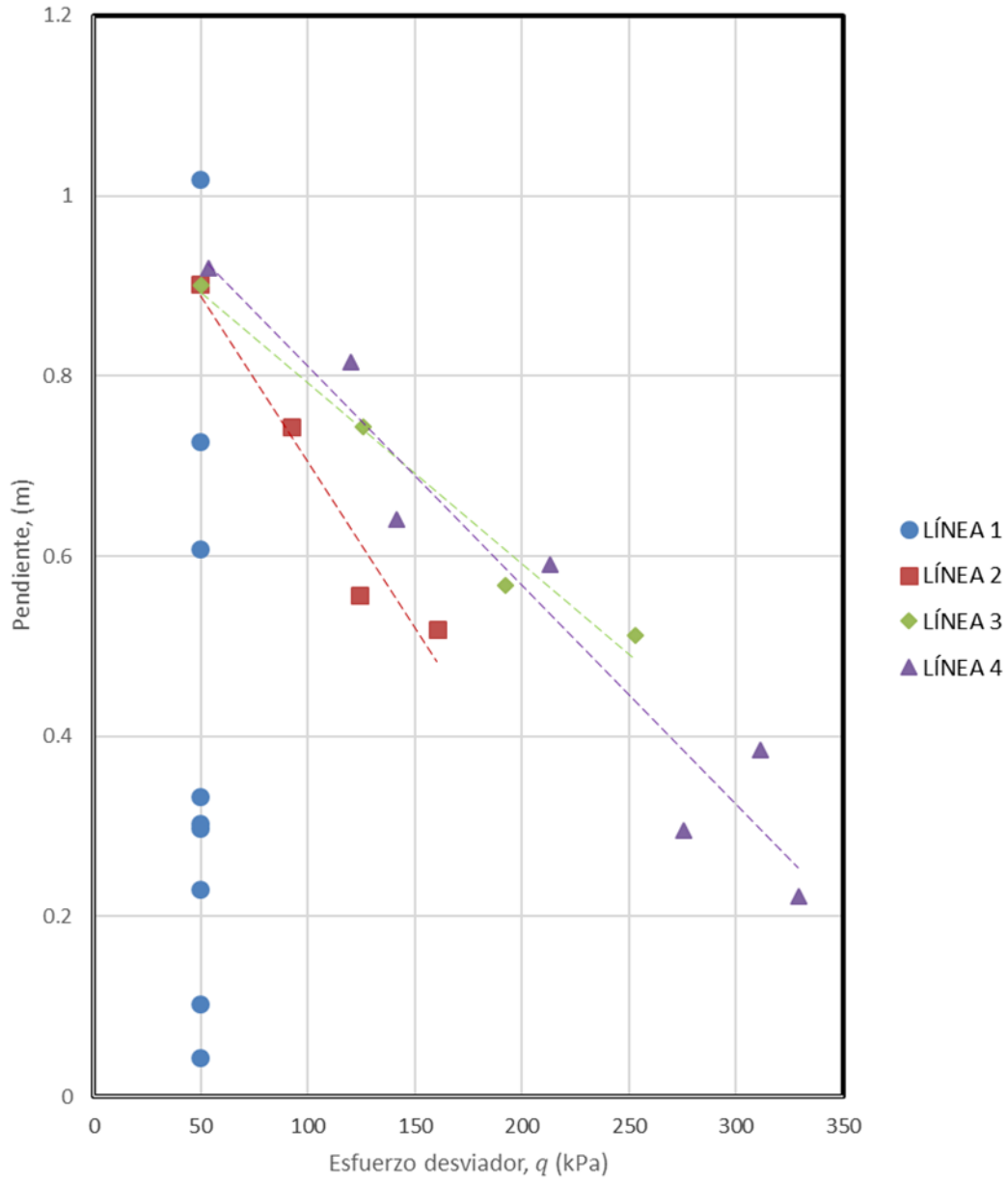


Figura 5. 17.- Variación del parámetro de creep m para deformaciones de cortante en pruebas drenadas a lo largo de las líneas 1 a 4.

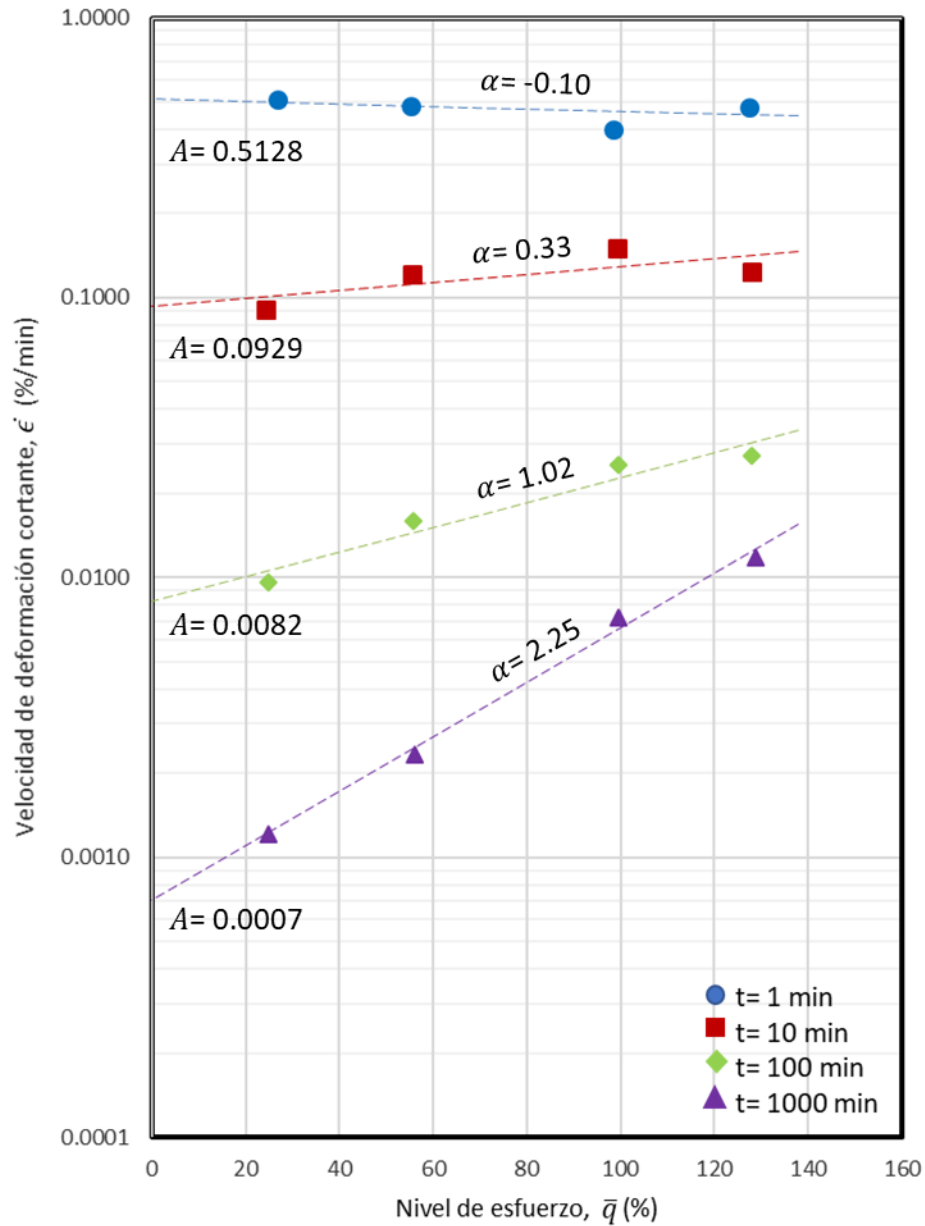


Figura 5. 18.- Obtención de los parámetros de creep α y A para deformaciones de cortante a lo largo de la línea 4.

5.4.4.- Deformaciones axiales y de cortante en ensayos no drenados

Se llevó a cabo sobre la misma arcilla un ensayo triaxial de creep no drenado en cuatro etapas (a lo largo de la Línea 5). Este suelo se consolidó a la misma condición de esfuerzo efectivo inicial 0 (Figura 4. 7).

En la **Figura 5. 19** se pueden observar que las deformaciones axiales las son las mismas que las de cortante ($\epsilon_1 = \epsilon$) graficadas contra el tiempo a lo largo de la Línea 5. Al igual que para las pruebas drenadas se pueden distinguir dos tipos de comportamiento: a bajos niveles de esfuerzo las deformaciones de cortante son pequeñas y altos niveles de esfuerzo las deformaciones son grandes hasta alcanzar la falla ($\sigma'_1 = 361.2 \text{ kPa}$). A diferencia de las pruebas drenadas donde las deformaciones más grandes se alcanzan de manera gradual es decir el suelo se deforma tanto axial como volumétricamente en mayor porcentaje antes de alcanzar la falla, en la prueba no drenada la falla ocurre de manera más frágil ya que en las primeras cuatro etapas el suelo no supera el 1.5% de la deformación.

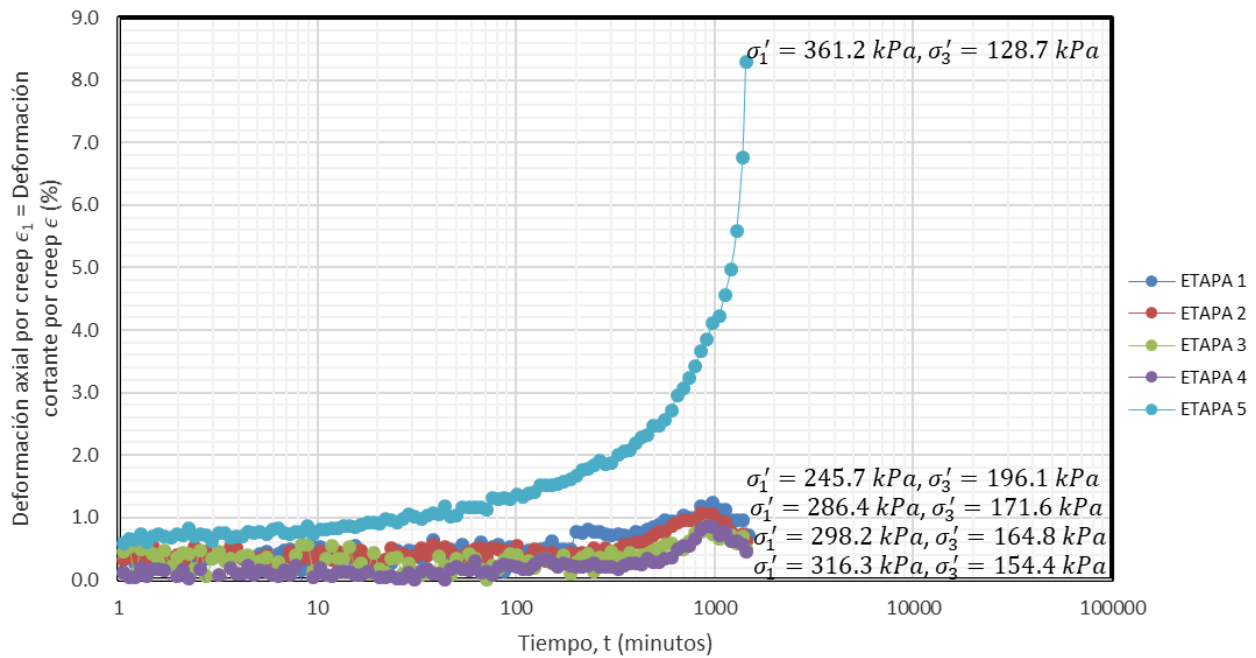


Figura 5. 19.- Relación de deformación axial y cortante – tiempo para pruebas no drenadas a lo largo de la línea 5.

En la **Figura 5. 20** se presentan las variaciones del $\log \dot{\epsilon}_1 = \log \dot{\epsilon}$ con el $\log t$. La disminución lineal es muy similar a lo que se ha reportado para ensayos no drenados en arcillas normalmente

consolidadas (Campanella y Vaid, 1974) y preconsolidadas (Tavenas y Leroueil, 1978), y es notablemente parecido a los resultados de las pruebas drenadas de la **Figura 5. 15**.

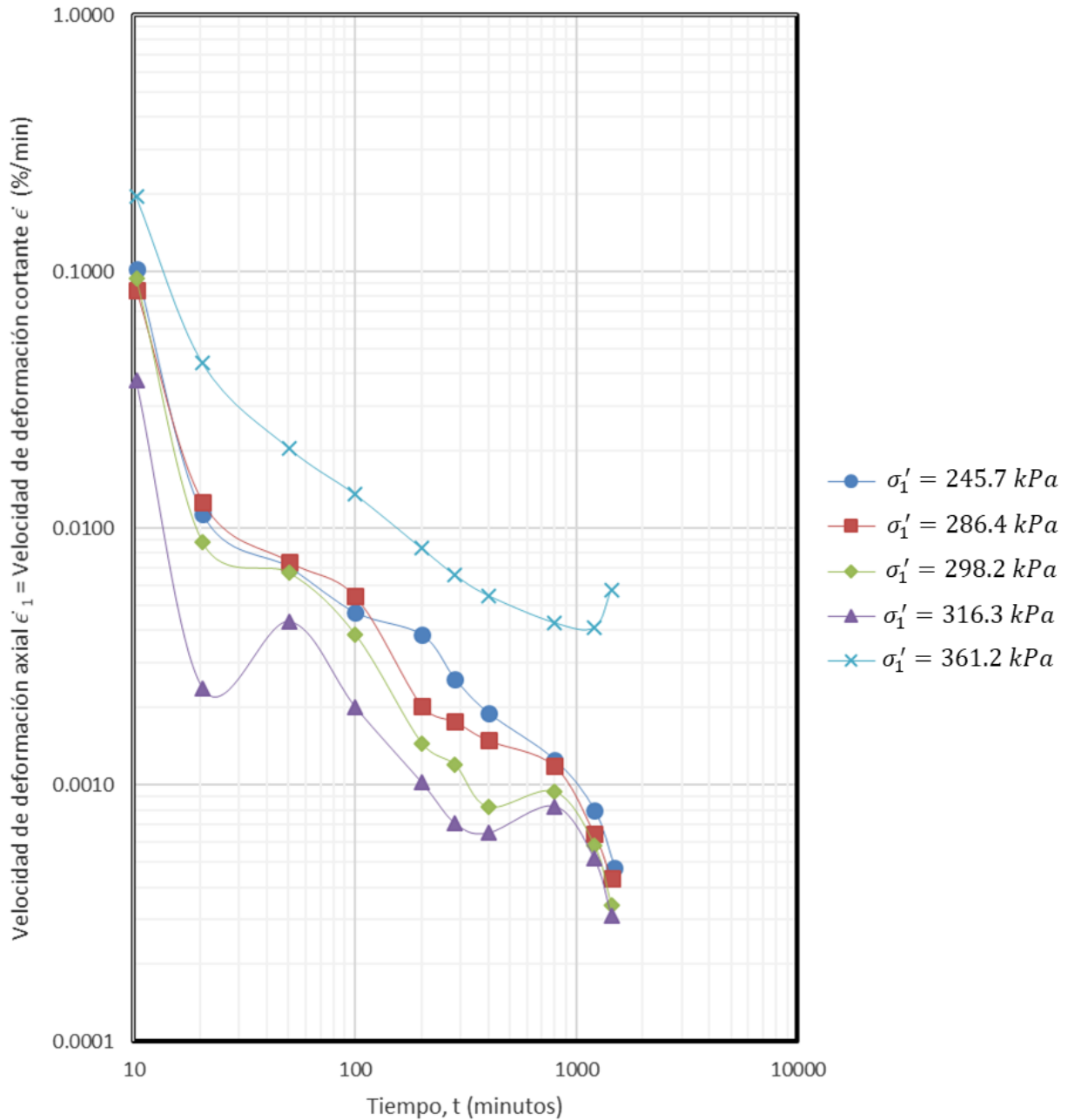


Figura 5. 20.- Relación de velocidad de deformación axial y cortante – tiempo para pruebas no drenadas a lo largo de la línea 5.

Se puede notar en las primeras cuatro etapas que transcurridos los 1000 minutos, cada una las pendientes de las curvas $\log \dot{\epsilon}_1 = \log \dot{\epsilon} - \log t$ tienden a caer en una misma trayectoria, esto quiere decir que el suelo alcanza velocidades de deformación muy similares independientemente de los estados de esfuerzo. Bishop y Lovenbury (1969) interpretan este cambio "abrupto" en la velocidad de deformación como una inestabilidad limitada que refleja una modificación en la estructura del suelo, por otra parte, Kabbaj et al (1986) sugiere que la forma de "S" corresponde a un retardo de creep, que ocurre en la transición de un estado de creep preconsolidado a uno normalmente consolidado. Para este trabajo únicamente consideraremos las pendientes del tramo recto desarrolladas en las 24 horas de cada etapa de prueba, aunque sería importante considerar este probable cambio de pendiente (después de los 1000 minutos) para investigaciones futuras.

Tavenas y Leroueil (1978) reportaron para este tipo de pruebas pendientes de m con un valor de 0.78, el cual resulta ser constante para todos los niveles de esfuerzos. Como se puede observar en la **Figura 5. 21** el valor del potencial de creep m varía entre 0.64 y 0.76 con un valor promedio de 0.70. Estos valores no varían tanto como en el caso de las pruebas drenadas, y más bien son similares a las pendientes que se obtienen para esfuerzos altos.

En la **Figura 5. 22** se grafican los valores del parámetro m para cada una de las pruebas de creep drenadas (Líneas 1 a 4) y no drenadas (Línea 5). Se puede observar que este valor varía en gran medida dependiendo del drenaje durante la prueba, ya que la pendiente es más pronunciada y abarca un rango de valores de m más amplio en pruebas drenadas, contrariamente a lo que sucede si el drenaje es nulo y los valores permanecen en un rango más estrecho siendo casi una horizontal.

De acuerdo con los resultados obtenidos para la arcilla del Ex Lago de Texcoco los valores del parámetro m para las deformaciones de creep cortante en condición drenada pueden considerarse constantes y del orden de 0.7.

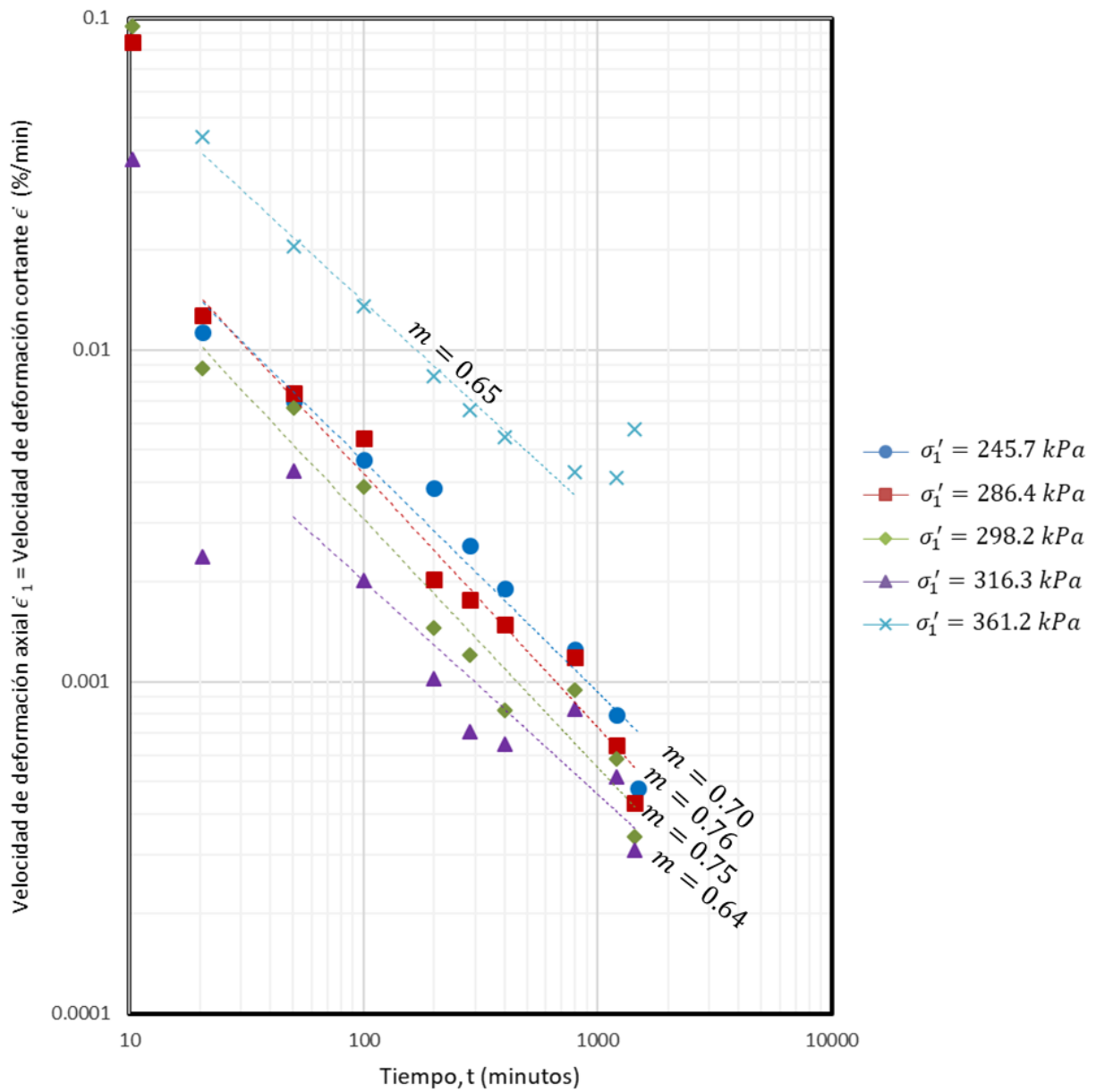


Figura 5. 21.- Obtención del parámetro de creep m para deformaciones axiales y de cortante en pruebas no drenadas a lo largo de la línea 5.

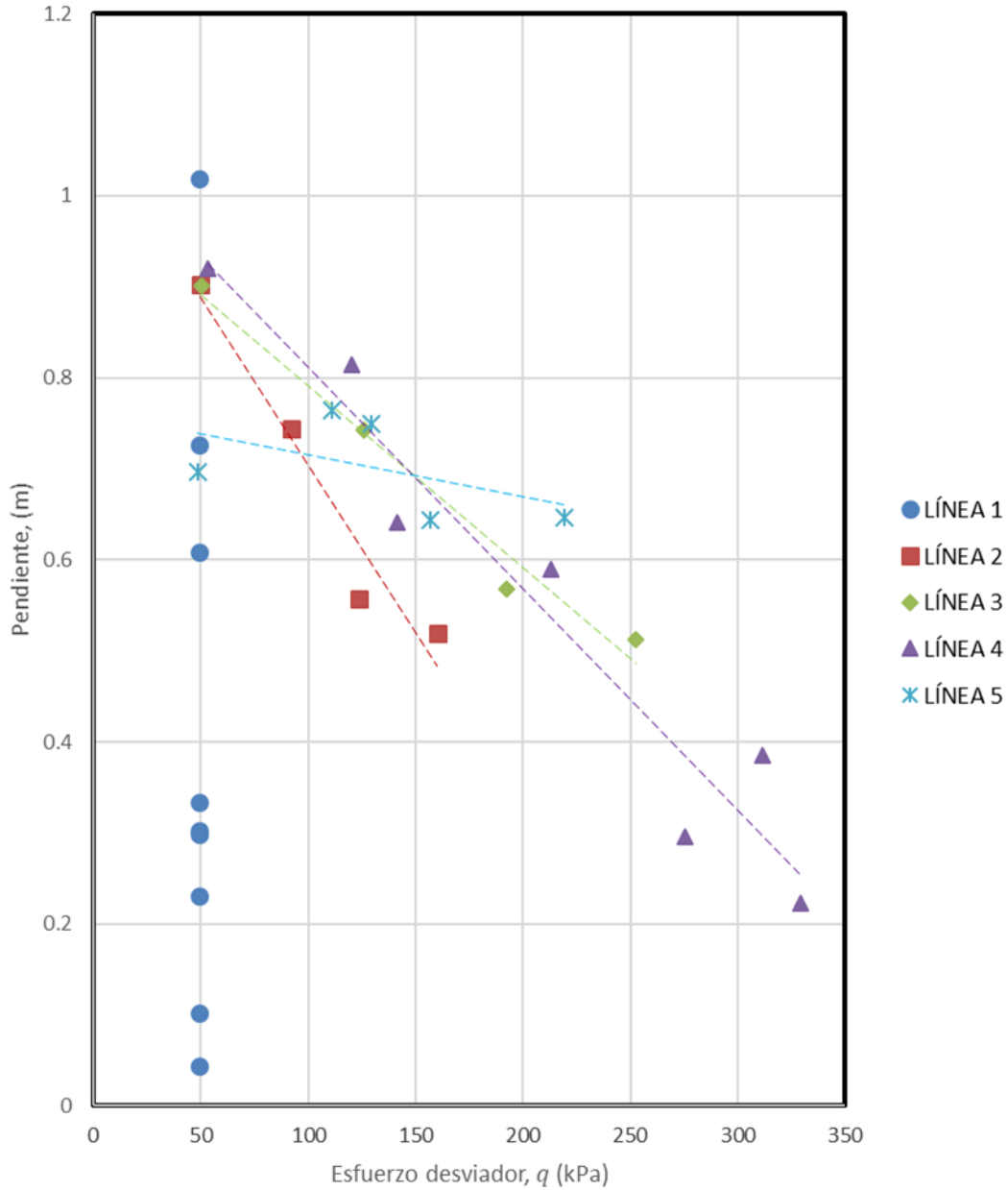


Figura 5. 22.- Variación del parámetro de creep m para deformaciones de cortante en pruebas drenadas y no drenadas a lo largo de las líneas 1 a 5.

En la **Figura 5. 23** se puede observar que al igual que para las pruebas drenadas existe una relación lineal entre $\log \dot{\epsilon}_1 = \log \dot{\epsilon}$ y el cortante, pero la pendiente α es aparentemente menor que la obtenida en las pruebas sobre las líneas 1 a 4, similar a lo registrado en los trabajos de Tavenas

y Leroueil (1978). Además, a un determinado nivel de esfuerzo y un tiempo dado, las velocidades de deformación por cortante en los ensayos drenados son mayores que en los ensayos no drenados.

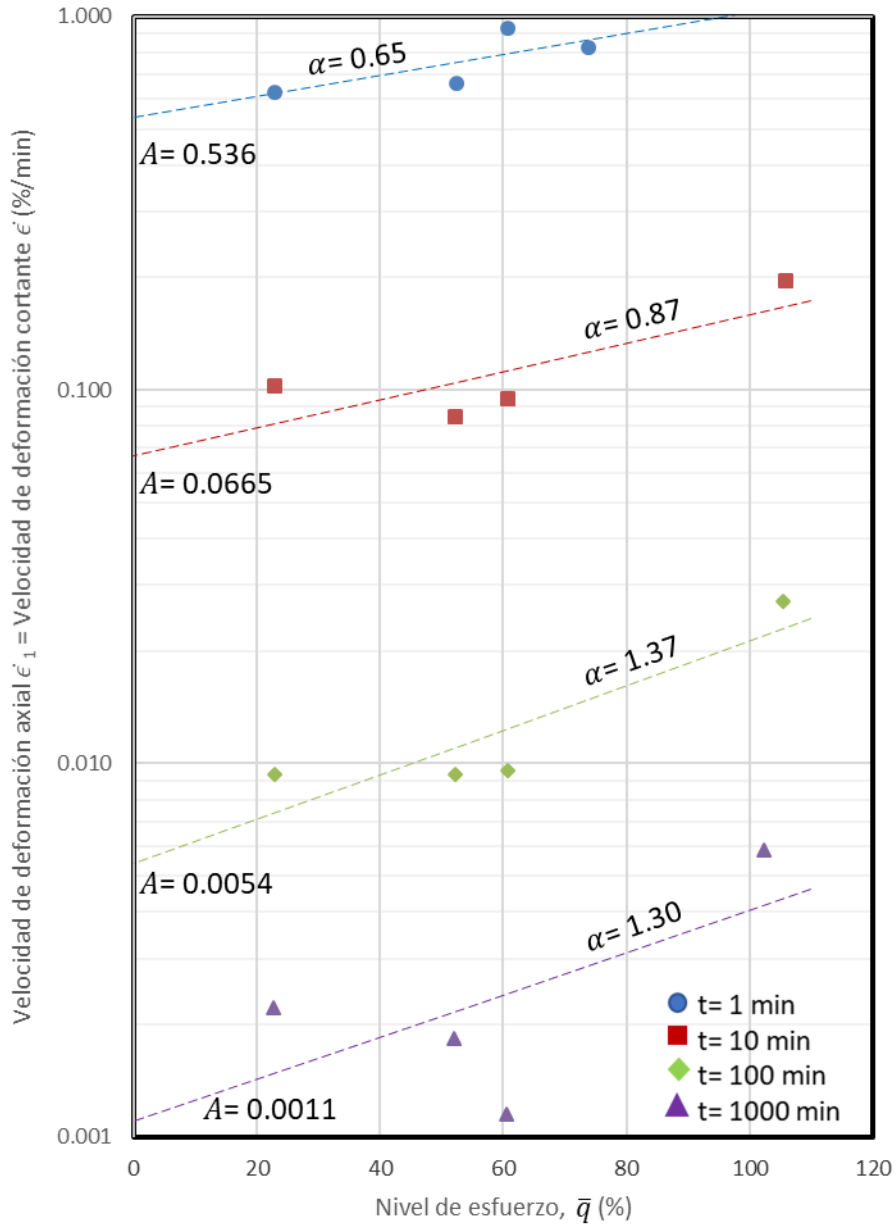


Figura 5. 23.- Obtención de los parámetros de creep α y A para deformaciones axiales y de cortante en pruebas no drenadas a lo largo de la línea 5.

5.5.- Velocidades de deformación teóricas y experimentales

Mediante el uso de la ecuación (3.17) para predecir las deformaciones volumétricas por creep en arcilla y la ecuación (3.24) para predecir el comportamiento de las deformaciones axiales y de cortante, se calcularon las curvas de nivel de esfuerzo de creep versus velocidad de deformación en $t=1000$ minutos para distintos tiempos de referencia t_i .

La definición del tiempo de referencia siempre ha sido un tema de discusión entre diversos investigadores, la preocupación es decidir cuándo comienza la deformación por creep, es decir, determinar el tiempo para el final de la consolidación primaria EOP (End Of Primary). Algunos autores consideran que t_i debería variar con la longitud del drenaje y el espesor del suelo, mientras que otros consideran este tiempo como un parámetro intrínseco para un suelo dado. La definición del tiempo de referencia es crucial para estimar asentamientos de creep en suelos de baja permeabilidad como la arcilla. Los dos aspectos mencionados expresan los dos enfoques bien conocidos que se han adoptado en la estimación de la consolidación secundaria, es decir, las hipótesis A y B, (Ladd et al. 1977). Estos enfoques son los siguientes.

La hipótesis A supone que el espesor de la muestra no tiene efecto en la ubicación de la curva EOP y, por lo tanto, en el valor de la presión de preconsolidación. Esta hipótesis proporciona valores únicos de deformación en el EOP, lo que corresponde al hecho de que el suelo no muestra ningún comportamiento de creep dependiente del tiempo durante la disipación de la presión de poro de una manera que afecta a las deformaciones en el EOP. El supuesto principal de esta hipótesis es que la consolidación secundaria (creep) ocurre solo después de la consolidación primaria. Este método ha sido sugerido por Mesri y Choi (Ladd et al. 1977; Leonards 1977; Mesri y Choi 1985a, b).

La hipótesis B supone que el creep ocurre durante todo el proceso de consolidación, lo que significa que la deformación en el EOP no es única. Esta hipótesis, en la cual las deformaciones dependientes del tiempo tienen lugar durante la consolidación primaria, es presentada por Suklje (1957), Wahls (1962), Barden (1969), Bjerrum (1985), Crawford (1986), Kabbaj et al. (1986), y Yin (1999) entre otros. Para la arcilla del Valle de México la hipótesis B puede considerarse la más adecuada ya que en muchos casos no se aprecia el cambio de pendiente en la curva de consolidación, cuando la deformación por creep supera a la correspondiente a la consolidación primaria, Flores (2019).

Tavenas y Leroueil (1978) toman t_i como arbitraria, siendo igual a un tiempo unitario. Para este trabajo se compararán las velocidades de deformación de creep volumétrico, axial y de cortante obtenidas de manera experimental para un $t=1000$ minutos con las velocidades obtenidas mediante las ecuaciones (3.17) y (3.24) para tiempos de referencia t_i iguales a 1, 10, 100 y 1000 minutos. Los resultados se pueden observar de la **Figura 5. 24** a la **Figura 5. 26**.

En la **Figura 5. 24** podemos observar que la gráfica del inciso (d) es la que mejor se ajusta entre las velocidades teóricas y las experimentales. Como podemos observar las líneas punteadas son rectas ya que básicamente la ecuación (3.17) se trata de una función exponencial natural multiplicada por una constante ($y = ae^{bx}$) en un espacio semilogarítmico, mientras que las gráficas de las velocidades experimentales parecen seguir una función polinómica de segundo grado ($y = ax^2 + bx + c$), en las cuatro gráficas de la **Figura 5. 24** se observan valores de velocidades experimentales ascendentes en forma curva, esta tendencia se observa de forma más clara para los valores sobre la línea 1 donde hay un mayor número de puntos y para las líneas 2 y 3.

En las **Figura 5. 25** y **Figura 5. 26** se puede observar que las velocidades experimentales para pruebas de creep drenadas son cóncavas hacia abajo mientras que para la prueba drenada es cóncava hacia arriba. Para el caso de la velocidad de deformación axial las gráficas que mejor se ajustan son las correspondientes a un $t_i=100$ min ya que se observan las rectas punteadas correspondiente a las velocidades teóricas más tangenciales y cercanas a las curvas de las velocidades experimentales y para las velocidades de deformación cortante $t_i=1000$ min.

De igual manera que para las velocidades de deformaciones volumétricas de la **Figura 5. 24** en las **Figura 5. 25** y **Figura 5. 26** se observa una tendencia curva de valores de velocidad ascendentes que no se ajustan del todo con los valores de velocidad axial y cortante obtenidos con las ecuaciones (3.20) y (3.24). Este cambio de pendiente en los resultados experimentales es debido a una disminución en la velocidad de deformación de las probetas a altos niveles de esfuerzo.

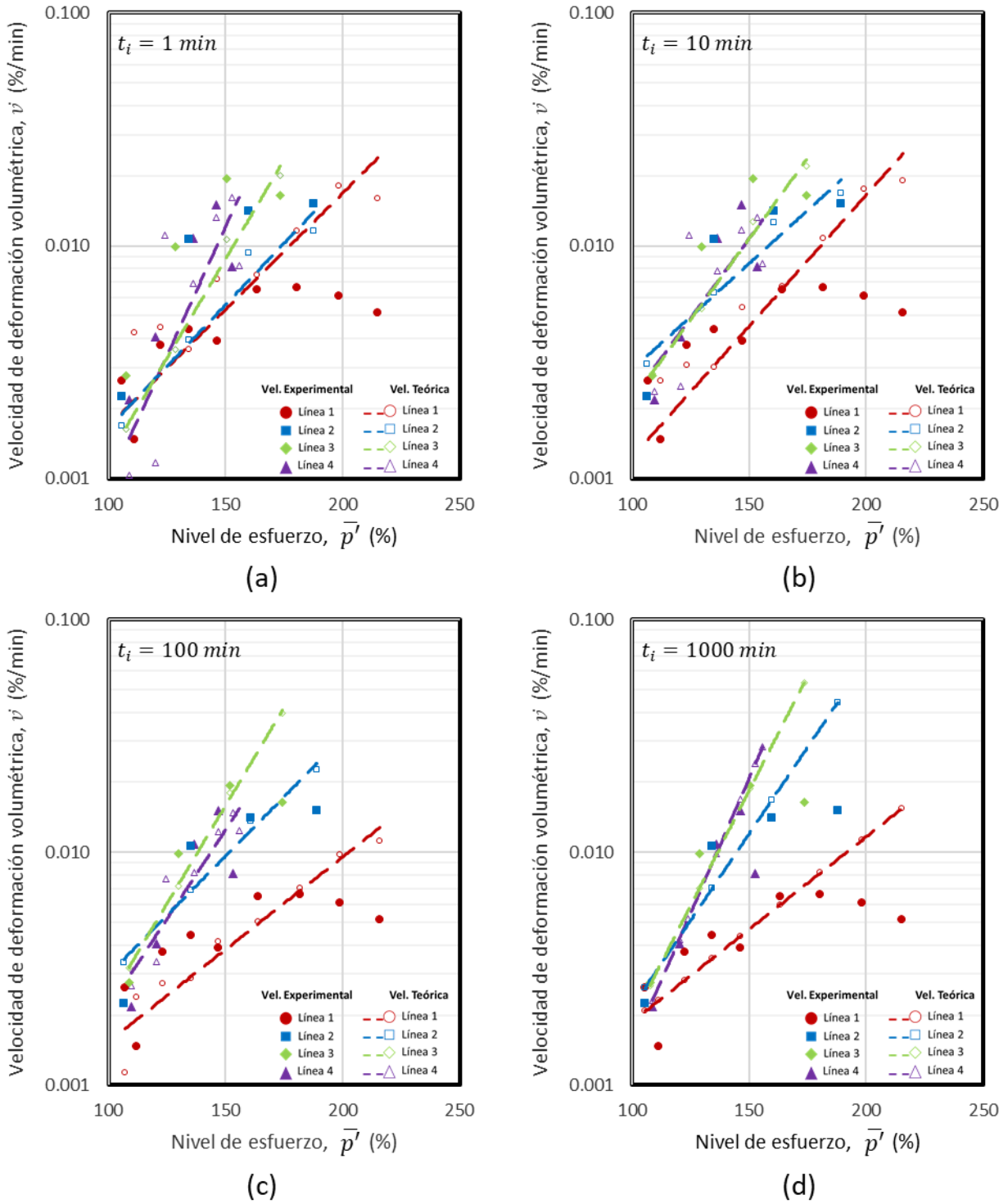


Figura 5. 24.- Curvas teóricas y experimentales de velocidad de deformación volumétrica por creep.

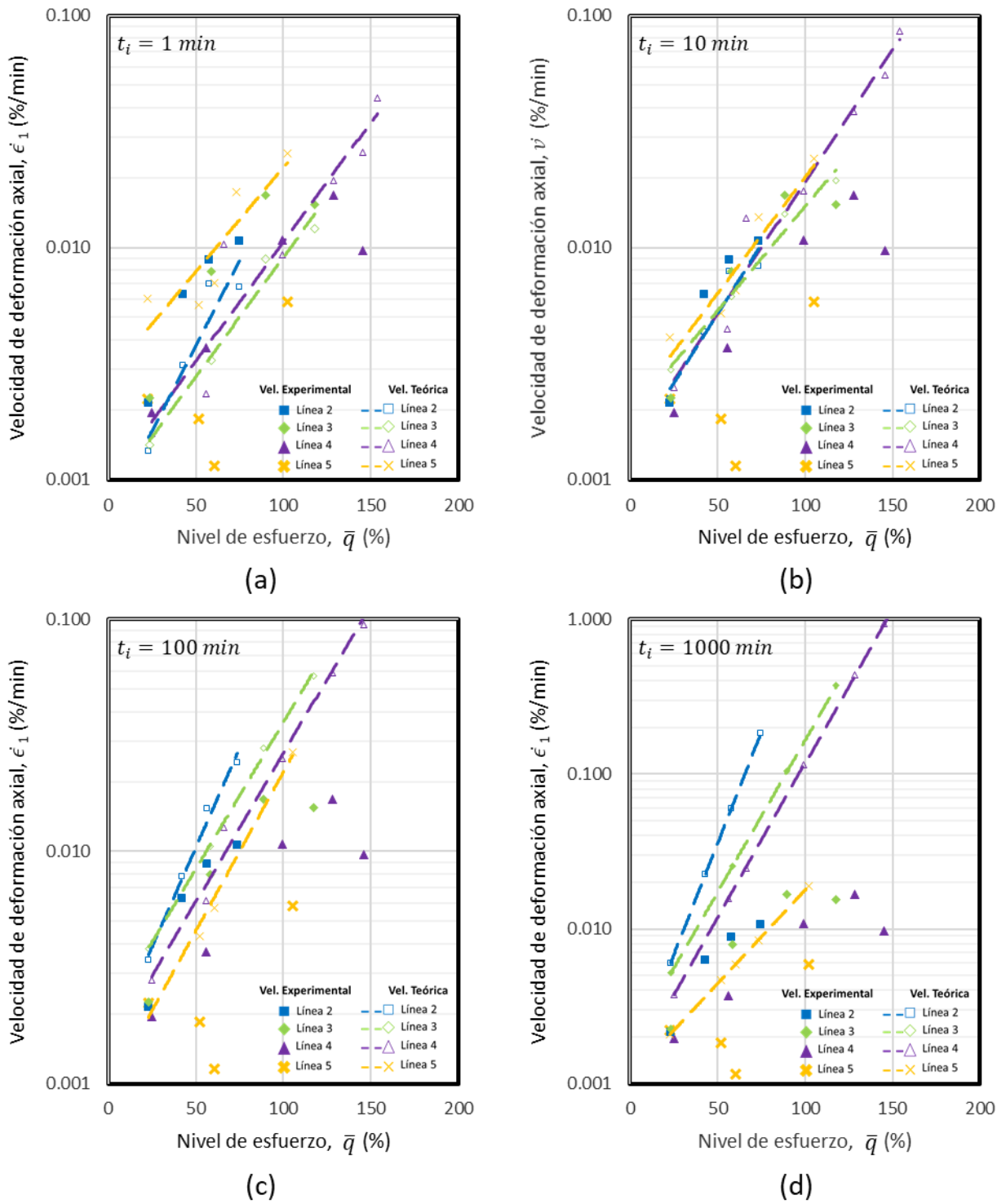


Figura 5. 25.- Curvas teóricas y experimentales de velocidad de deformación axial por creep.

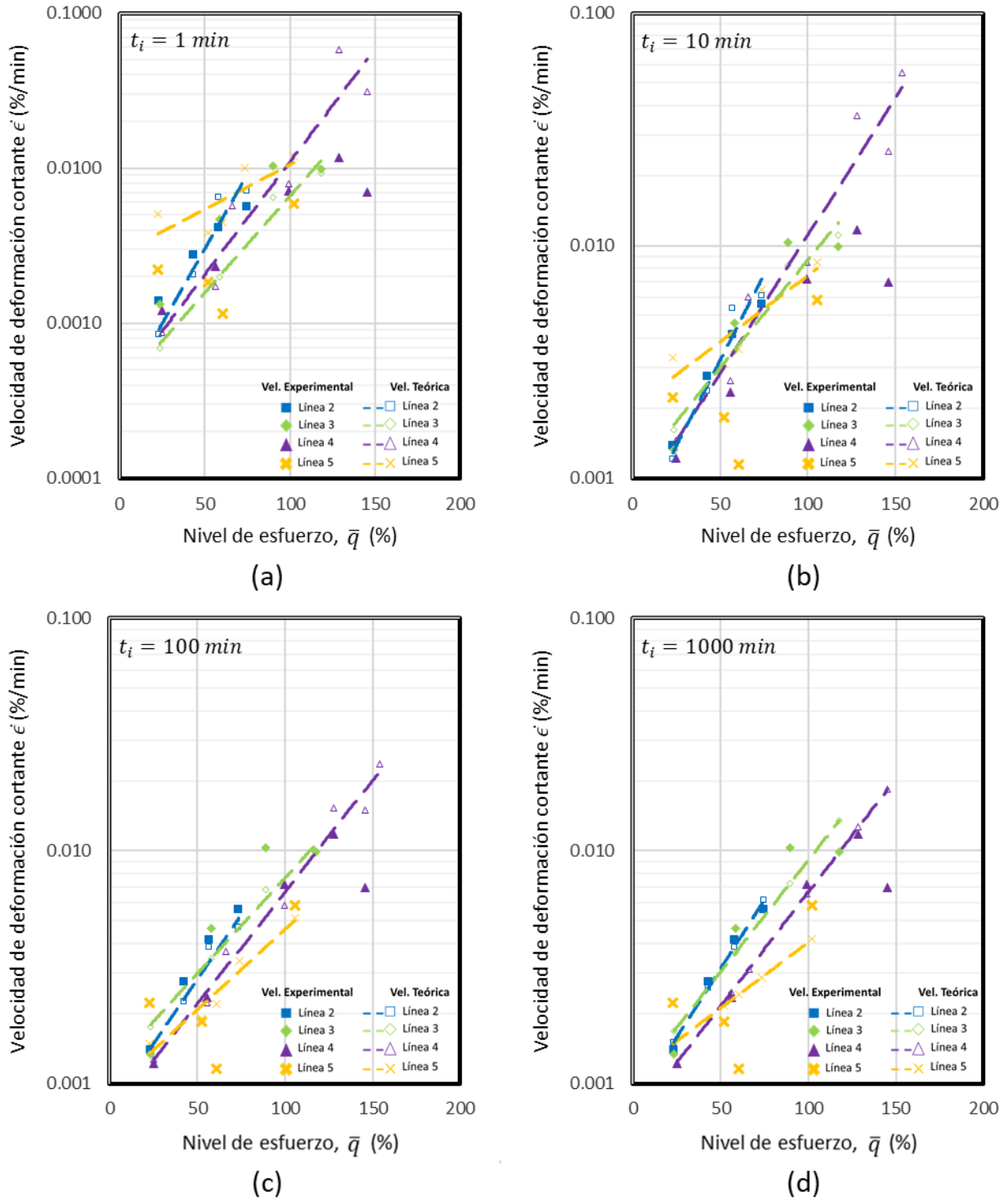


Figura 5. 26.- Curvas teóricas y experimentales de velocidad de deformación cortante por creep.

5.6.- Isotacas o líneas de igual velocidad de deformación

De la **Figura 5. 27** a la **Figura 5. 29** podemos observar todas las velocidades de deformación volumétrica, axial y de cortante por creep para un $t=1000$ min respectivamente. En estas se puede observar de forma mas clara el cambio que sufre el suelo en cuanto la tasa de deformación para el estado de esfuerzo característico de cada etapa.

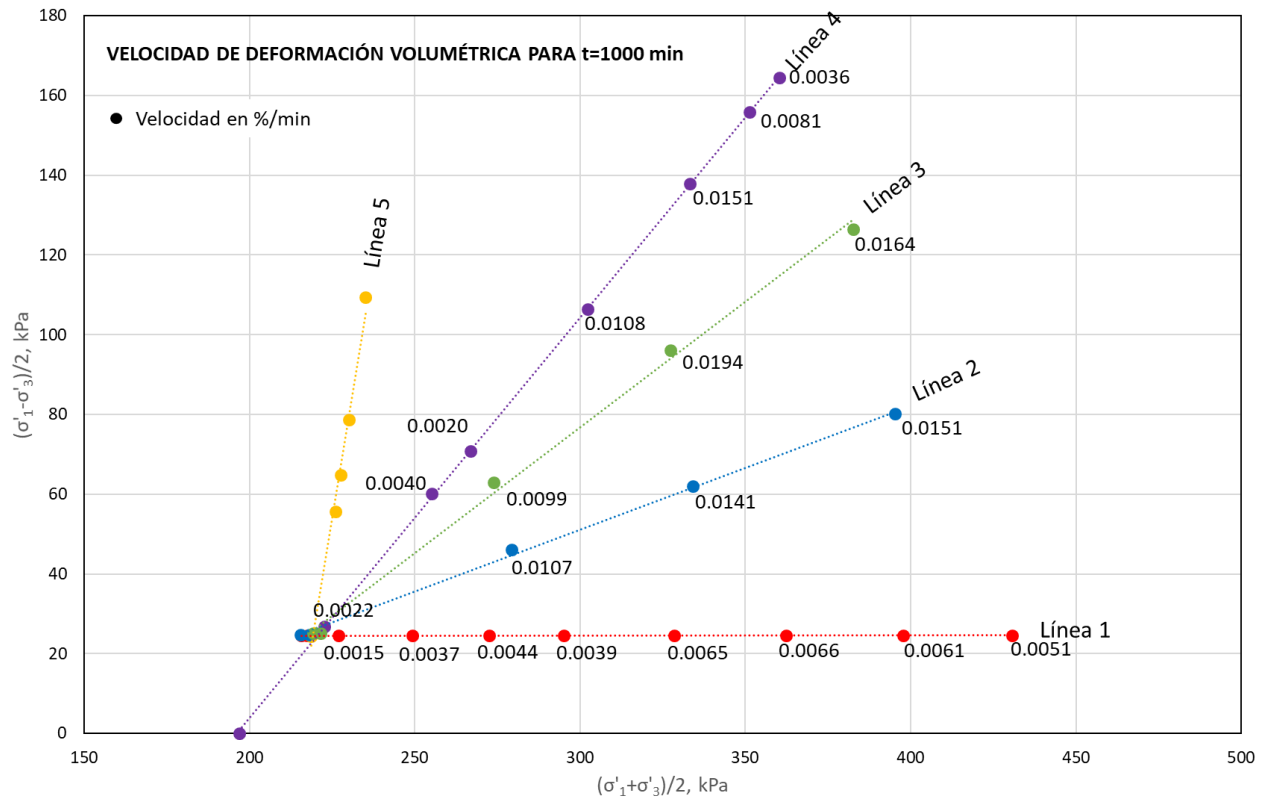


Figura 5. 27.- Valores de las velocidades de deformación volumétrica por creep para 1000 min con la condición de esfuerzo.

En la **Figura 5. 27** podemos observar las velocidades de deformación volumétrica a los 1000 minutos en cada una de las etapas, se puede notar que en las primeras etapas de cada una de las líneas 1 a 4 la tasa de cambio volumétrico aumenta y esta velocidad disminuye para las condiciones finales de esfuerzos, este mismo fenómeno se puede observar en la **Figura 5. 24** donde se compara

la velocidad de deformación experimental con la teorica. Esta disminución en la velocidad de deformación volumétrica se puede deber a que el agua de los macroporos fluye o es drenada con mayor facilidad en las primeras etapas de cada prueba, en cambio para las etapas finales el volumen de agua que se drena como consecuencia del estado de esfuerzo al que está sometida la probeta es agua de los microporos, la cual se trata de un líquido coloidal cuya transición a través de la estructura del suelo es más lenta.

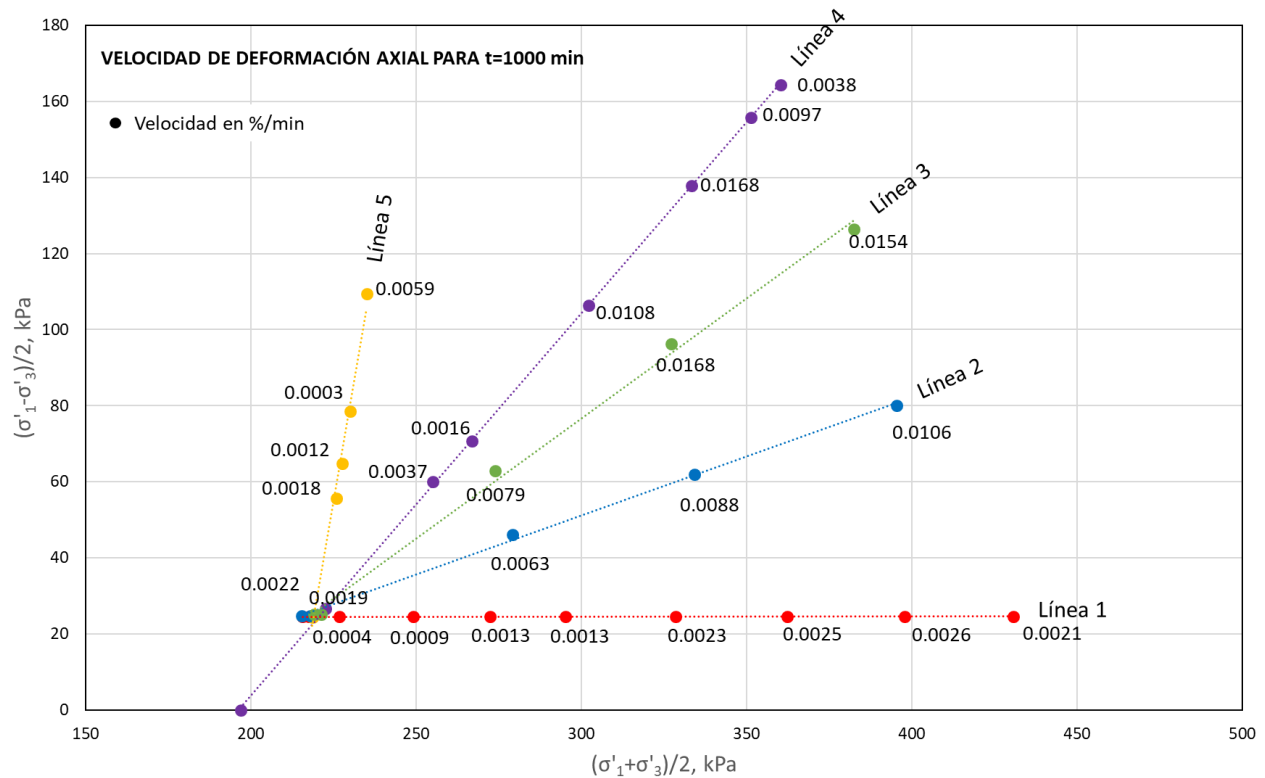


Figura 5. 28.- Valores de las velocidades de deformación axial por creep para 1000 min con la condición de esfuerzo.

En la **Figura 5. 28** se observan las velocidades de deformación axial. Para el caso de las líneas 1 y 2 nos podemos dar cuenta que las velocidades son mucho menores que para las líneas 3 y 4, esto se debe a que en la línea 1 el esfuerzo desviador permanece constante durante cada etapa de la prueba y el incremento se debe principalmente a la deformación volumétrica de la probeta. Para

el caso de la línea 2 los incrementos del esfuerzo desviador y por lo tanto del esfuerzo cortante son más bajos que para las otras líneas por lo que las velocidades son menores. De igual manera que en la **Figura 5. 27** se puede observar que las velocidades para los esfuerzos más altos de cada etapa tienden a disminuir. Para el caso de la línea 5 la metodología de aplicación de esfuerzos en cada etapa consistió en aumentar el esfuerzo axial σ'_1 y disminuir el esfuerzo confinante σ'_3 en condición no drenada; se puede observar que la velocidad de deformación axial disminuye en cada etapa, pero aumenta cuando alcanza la falla.

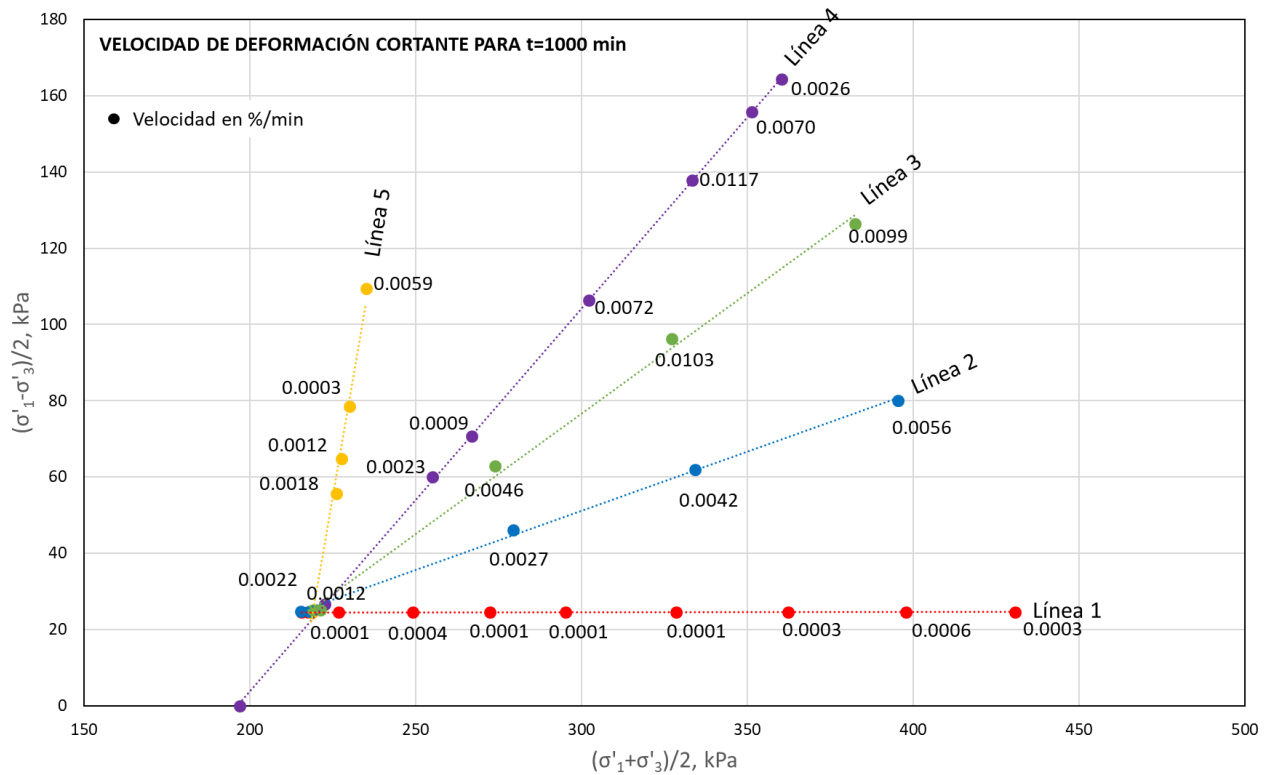


Figura 5. 29.- Valores de las velocidades de deformación axial por cortante para 1000 min con la condición de esfuerzo.

En la **Figura 5. 29** se observan las velocidades de deformación por cortante para las cinco pruebas de creep. En la línea 1 se encuentran valores de velocidades muy bajos, esto se debe a que el esfuerzo cortante fue el mismo para cada etapa y corresponde al incremento de carga axial

utilizado para llegar de la condición de consolidación isotrópica al punto 0 de la **Figura 4. 7**, $\Delta\sigma'_1$ y $\Delta\sigma'_3$ aumentaban en la misma magnitud para mantener un desviador constante. Para el caso de la línea 5 podemos observar que las velocidades de deformación son las mismas que en las de la **Figura 5. 28** debido a que en las pruebas de creep no drenado las deformaciones axiales y de cortante son las mismas.

Se puede concluir a partir de las velocidades mostradas en de la **Figura 5. 27** a la **Figura 5. 29** que para cada línea los resultados de las tasas de deformación en cada una de las etapas de prueba son diferentes y que por lo tanto elaborar isotacas o líneas de igual velocidad de deformación con la forma elíptica de las curvas de estado limite propuestas por Tavenas y Leroueil (1978) no se ajusta de forma adecuada. En las **Figura 5. 30** y **Figura 5. 31** podemos observar esta hipótesis.

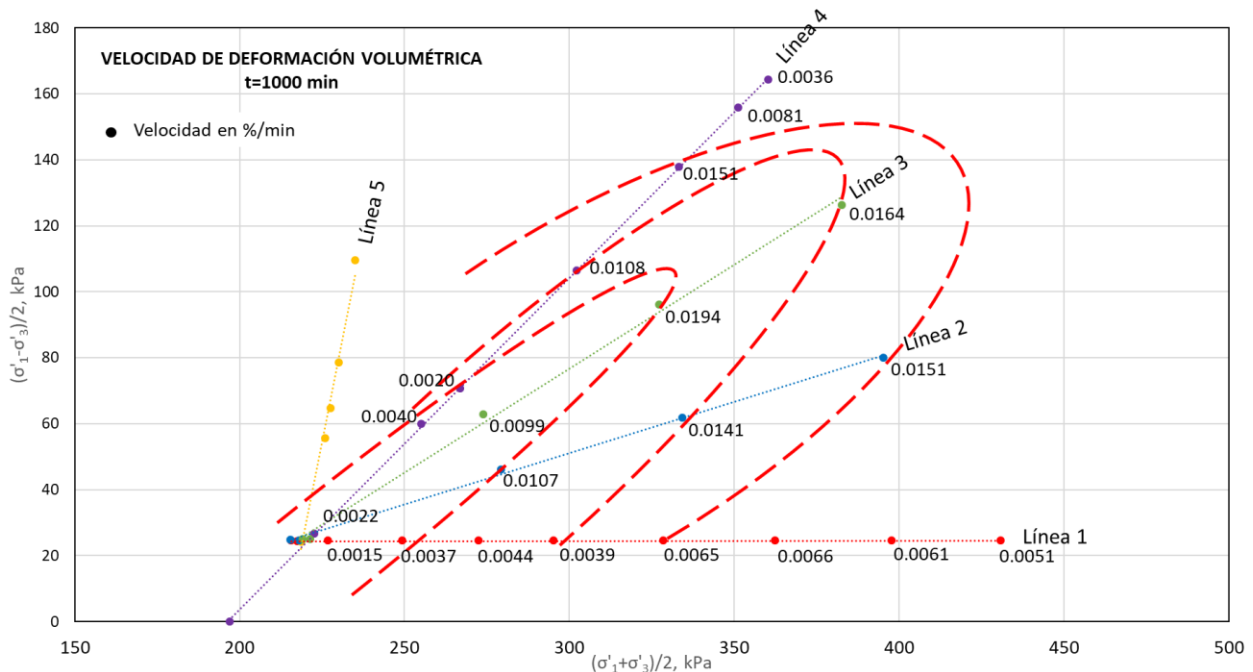


Figura 5. 30.- Líneas de igual velocidad de deformación volumétrica y superficies de estado límite de según Tavenas y Leroueil (1978).

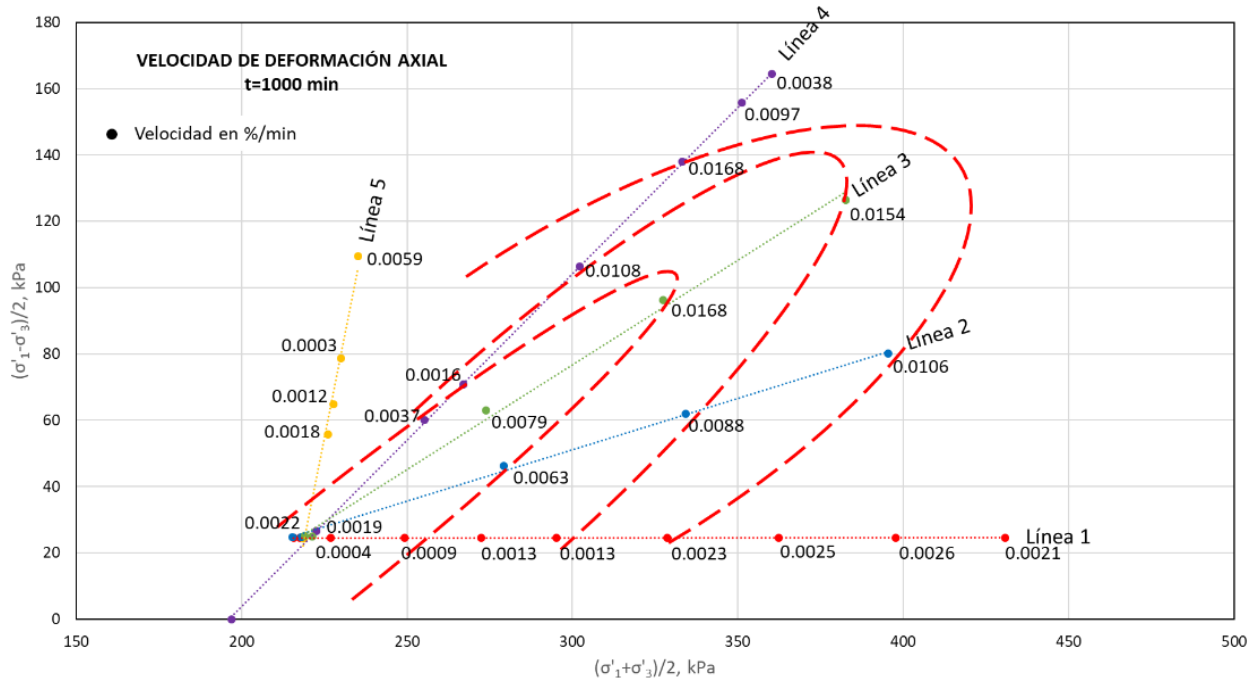


Figura 5. 31.- Líneas de igual velocidad de deformación axial y superficies de estado límite de según Tavenas y Leroueil (1978).

Las pruebas de creep triaxial se realizaron para varias condiciones de esfuerzo dentro de la superficie del estado límite de la arcilla.

Tomando en cuenta que dos muestras de prueba triaxial fallaron: una prueba correspondiente al estado de esfuerzos: $p' = 305.6$ kPa y $q = 328.9$ kPa (Línea 4) y otra correspondiente al estado de esfuerzos: $p' = 195.8$ kPa y $q = 225.7$ kPa (Línea 5). Las muestras fallaron después de aproximadamente 750 y 1100 minutos, respectivamente. El modo de falla fue que la ruptura por creep está cerca de la envolvente de resistencia, que representa la superficie del estado límite para el suelo preconsolidado.

Sin embargo, si tomamos como base las gráficas que se muestran en las **Figura 5. 32** y **Figura 5. 33** donde se puede observar la variación de la velocidad de deformación volumétrica y axial respectivamente para la línea 4 en un tiempo igual a 1000 minutos, es posible establecer mediante una línea de tendencia una trayectoria aproximada del cambio de velocidad de deformación en la

arcilla, esta línea se obtiene de forma similar a la que se utiliza para obtener el parámetro de creep α .

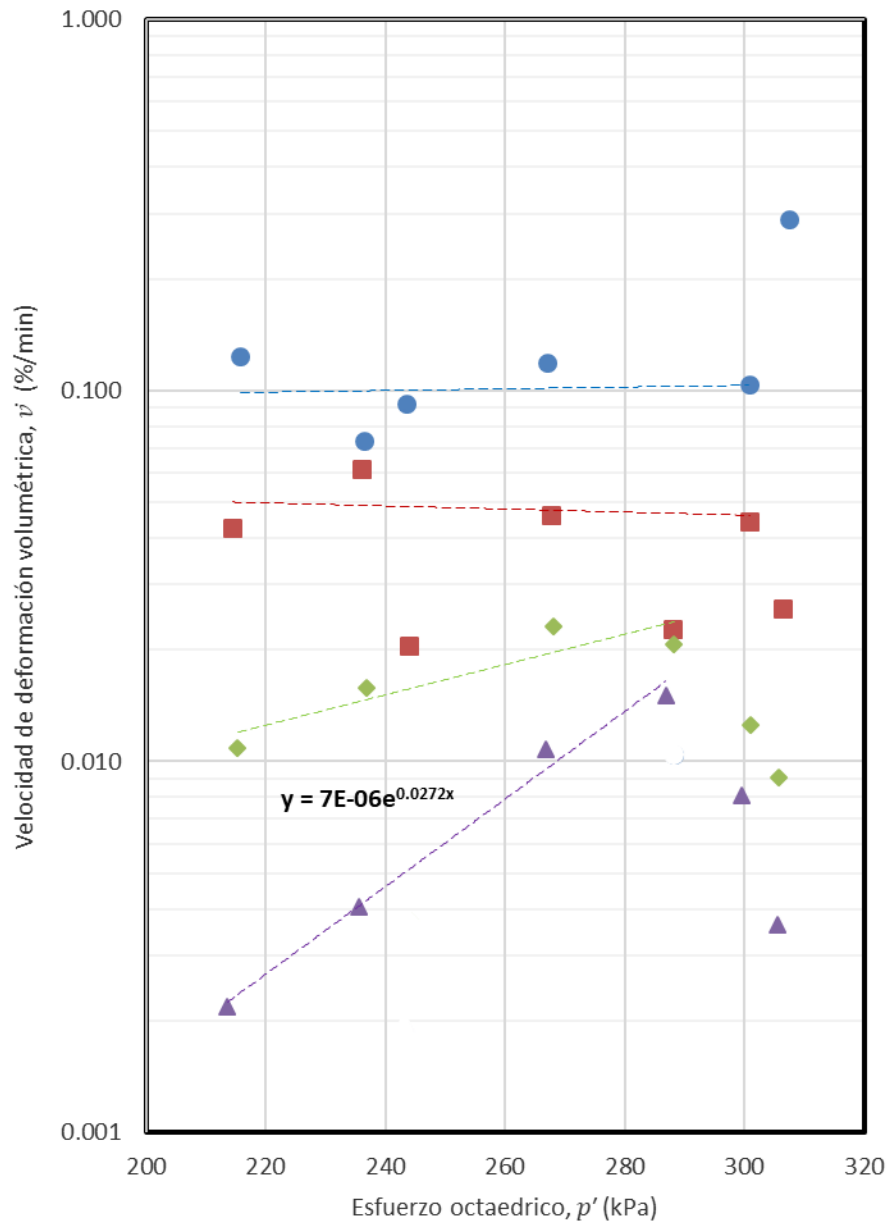


Figura 5. 32.- Velocidad de deformación volumétrica vs. esfuerzo octaédrico para pruebas drenadas con $\sigma'_3 = 196.13$ kPa a lo largo de la línea 4.

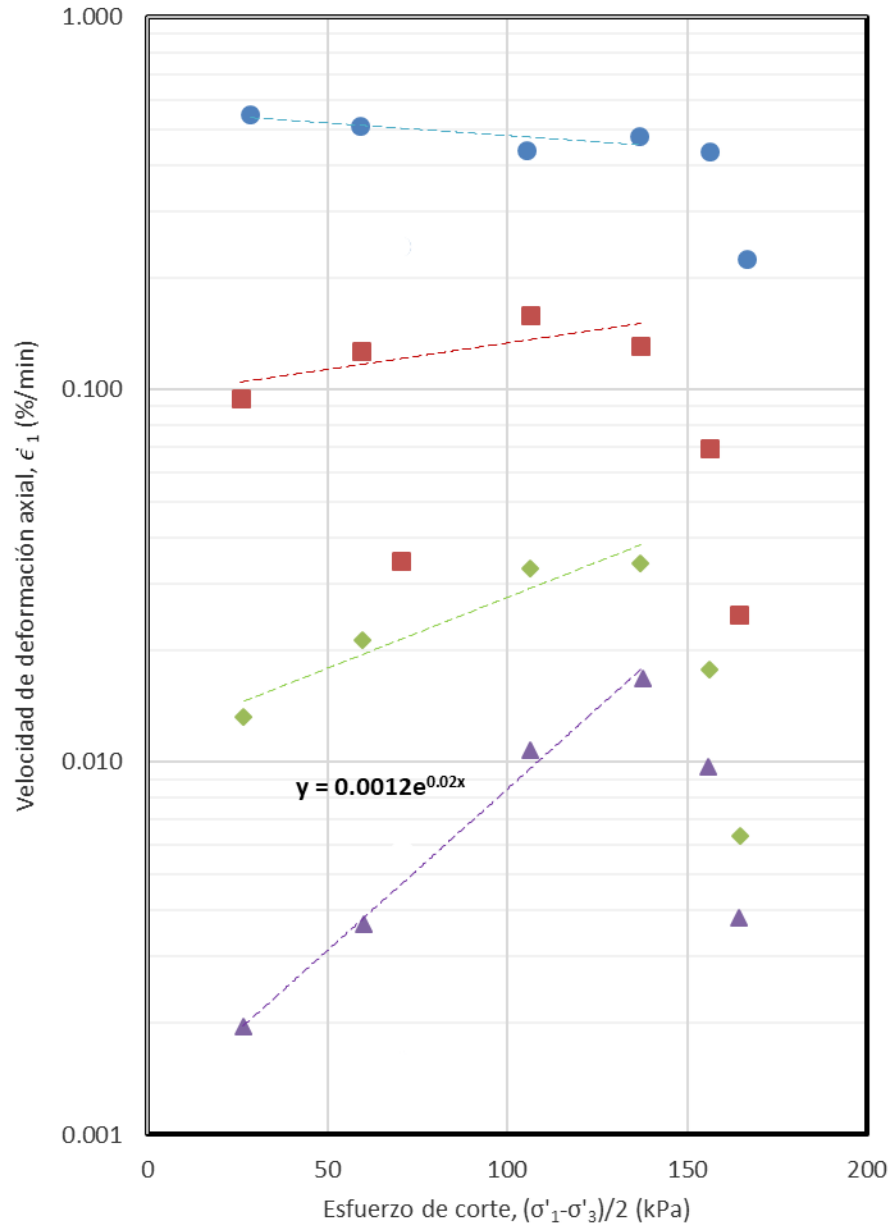


Figura 5. 33.- Velocidad de deformación axial vs. esfuerzo de corte para pruebas drenadas con $\sigma'_3 = 196.13$ kPa a lo largo de la línea 4.

Con la ecuación de la línea de tendencia de la **Figura 5. 32** es posible estimar la velocidad de deformación volumétrica para cualquier esfuerzo octaédrico, la aproximación al valor de velocidad es más exacta de los 0 a los 290 kPa y de igual manera con la **Figura 5. 33** se puede estimar

cualquier valor de la velocidad de deformación axial de forma muy aproximada para los esfuerzos de corte entre 0 y 140 kPa.

Este mismo procedimiento se puede realizar para el resto de las líneas de prueba, por lo que si tomamos las velocidades de deformación volumétrica y axial de la línea 4 como referencia es posible estimar estas mismas velocidades sobre las demás líneas y de esta manera trazar líneas de igual velocidad de deformación más exactas.

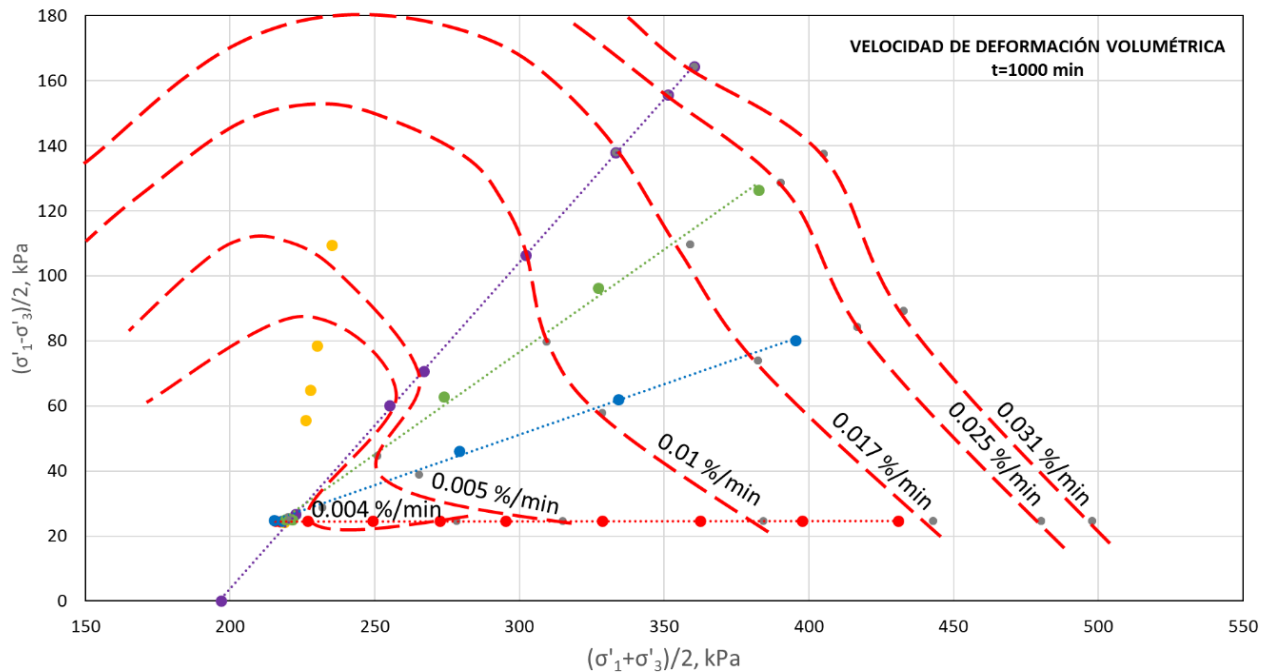


Figura 5. 34.- Líneas de igual velocidad de deformación volumétrica para $t=1000$ minutos en el espacio de esfuerzos para pruebas drenadas.

En la **Figura 5. 34** se pueden observar las isotacas para velocidades de deformación volumétrica por creep. Debido a que las velocidades que se tomaron como referencia son las correspondientes a la línea 4 todas las curvas punteadas caen sobre los puntos correspondientes a cada etapa de la prueba. Estas curvas cortan las líneas 1, 2 y 3 aproximadamente donde se ubica el estado de esfuerzo necesario para que se desarrolle esta tasa de deformación, los puntos exactos están

señalados mediante puntos grises a lo largo de estas líneas. Cabe mencionar que la forma de las isotacas a la izquierda de la línea 4 son hipotéticas y están basadas en los resultados obtenidos por Tavenas y Leroueil (1978).

En la **Figura 5. 35** se pueden observar las isotacas para velocidades de deformación axial por creep. De igual manera que para las líneas de igual velocidad de deformación volumétrica las velocidades de referencia se tomaron de la línea 4 por lo que todas las líneas caen en cada etapa de esta prueba. Estas curvas cortan las líneas 1, 2 y 3 aproximadamente donde se ubica el estado de esfuerzo necesario para que se desarrolle esta tasa de deformación, los puntos exactos están señalados mediante puntos grises. De igual manera que para la **Figura 5. 34** la forma de las isotacas después de la línea 4 son hipotéticas y están basadas en los resultados obtenidos por Tavenas y Leroueil (1978).

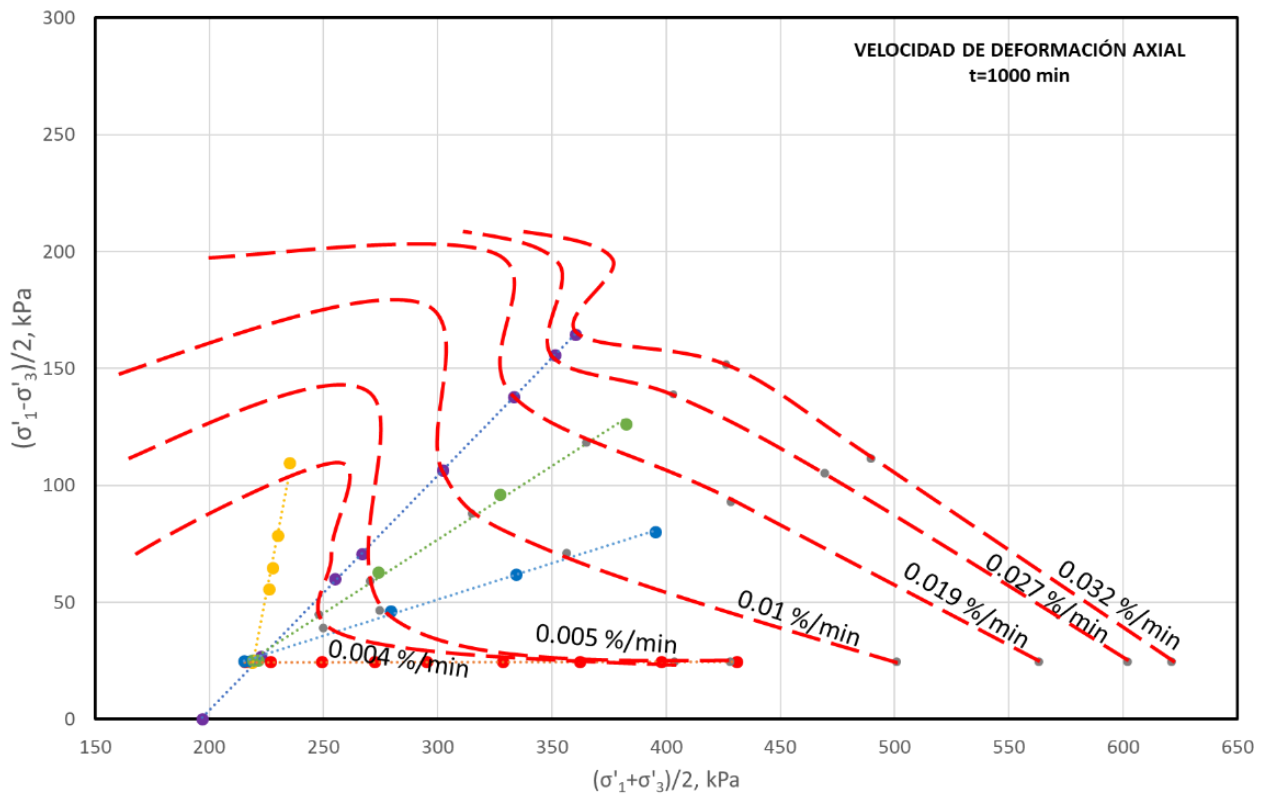


Figura 5. 35.- Líneas de igual velocidad de deformación axial para t=1000 minutos en el espacio de esfuerzos para pruebas drenadas.

CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES.

El propósito de esta investigación sobre el comportamiento de creep de la arcilla inalterada del Ex Lago de Texcoco es para complementar el conocimiento actual de este fenómeno, a través de pruebas drenadas y no drenadas en arcillas preconsolidadas y desarrollar una descripción general a partir del modelo YLIGHT propuesto por Tavenas y Leroueil (1977)

Las siguientes conclusiones se obtuvieron de este estudio:

6.1.- Generales

- En el creep drenado, los esfuerzos efectivos (el esfuerzo normal promedio efectivo p' y el esfuerzo desviador q) se mantienen constantes, es decir, el proceso de creep corresponde a un único punto de esfuerzo. En el creep no drenado, se produce una acumulación de presión de poros, y el esfuerzo normal promedio efectivo p' disminuye, mientras que el esfuerzo desviador q , que es independiente de la presión de poros, permanece constante. De acuerdo con la definición de creep (el desarrollo de deformaciones a largo del plazo con esfuerzos constantes y efectivos), se puede concluir que el creep sin drenar no representa un proceso de creep puro, mientras que el creep drenado sí lo hace. Las deformaciones en el creep no drenado consisten en deformaciones plásticas (debido a los cambios en los esfuerzos efectivos) y deformaciones inelásticas (creep).

6.2.- Creep volumétrico

- Se observó un comportamiento típico de creep volumétrico en cada una de las pruebas ejecutadas (Líneas 1 a 4) ya que la velocidad de deformación disminuyó linealmente con la escala logarítmica del tiempo, en el caso particular de la línea 4 hasta alcanzar la falla.
- El valor del parámetro de creep m obtenido para una arcilla lacustre y preconsolidada del Ex Lago de Texcoco varía entre 0.27 y 0.77, estos valores parecen ser bajos con respecto a los reportados en otras investigaciones, por ejemplo, Singh y Mitchell (1968) establecen que m varía de un suelo a otro, de un valor bajo cercano a 0.4 a un valor alto de 1.3, y Tavenas y Leroueil (1978) reportan valores entre 0.52 y 0.78. Esto se puede deber a la peculiar estructura diatomácea de los suelos del Valle de México, a un fenómeno asociado con la consolidación primaria o a la forma en que la prueba se desarrolló, es decir mediante incrementos de esfuerzos escalonados y no una probeta para cada estado de esfuerzos. Además, se comprueba que el valor de m no es constante, sino que varía en función del estado de esfuerzo.
- Los valores de parámetro de creep α para una arcilla lacustre y preconsolidada del Ex Lago de Texcoco varían de 0 a 5.3 para pruebas con duraciones entre 1 y 1000 minutos respectivamente. Estos resultados corroboran la hipótesis de que el valor de α no es una constante, sino que es dependiente del tiempo. En algunos casos en particular se llegaron a registrar valores negativos de la pendiente α en etapas tempranas de prueba (1 y 10 minutos), esto se debe a la dispersión en los datos registrados producto de la heterogeneidad de los especímenes y las pruebas, debido a que estos valores de pendiente eran muy pequeños pueden considerarse como cero.

- Los valores del parámetro β se evaluaron en 0.17 para un tiempo de 1 minuto hasta 7×10^{-6} para un tiempo de 1000 minutos.
- Al comparar las curvas teóricas de las velocidades de deformación volumétrica contra el nivel de esfuerzo de creep y las curvas experimentales, se puede concluir que la función exponencial natural de la ecuación (3.17) no se ajusta del todo a las gráficas de las velocidades experimentales. Se puede concluir que las curvas se ajustan mejor para un tiempo de referencia t_i igual a 1000 minutos.

6.3.- Creep axial

- Como resultado de las pruebas de creep se puede observar que la tasa de deformación axial disminuye linealmente con la escala logarítmica del tiempo, lo cual se considera un comportamiento típico del creep.
- Los valores del parámetro de creep m oscilan entre 0.27 y 0.84; Tavenas y Leroueil (1978) registraron valores entre 0.6 y 0.95, por lo que otra vez los valores de la pendiente m para esfuerzos elevados parecen ser menores que los registrados por otros autores, esto se debe a que a altos esfuerzos la velocidad de deformación de la arcilla preconsolidada del Ex Lago de Texcoco permanece elevada.
- Los valores de α para las pruebas de creep axial drenado y no drenado en una arcilla lacustre y preconsolidada del Ex Lago de Texcoco varían de 0 a 3.09 para pruebas con duraciones entre 1 y 1000 minutos respectivamente. Se corrobora la hipótesis de que el valor de α no es una constante, sino que es dependiente del tiempo. En algunas pruebas se obtuvieron valores negativos de la pendiente α para tiempos pequeños de 1 y 10 minutos esto se debe a la dispersión en los datos la cual se atribuye a la estructura del

suelo y heterogeneidad de los especímenes y las pruebas, debido a que estos valores de pendiente eran muy pequeños pueden considerarse como cero.

- Los valores del parámetro de creep A obtenidos a lo largo de las pruebas (Líneas 1 a 5) varían de 0.584 para un tiempo con duración de 1 minuto hasta 11×10^{-4} para un tiempo de 1000 minutos.
- A partir de las curvas de velocidad de deformación axial de creep teóricas y experimentales se puede concluir que las curvas se ajustan mejor para un tiempo de referencia t_i igual a 100 minutos.

6.4.- Creep cortante

- Debido a que las velocidades de creep cortante para pruebas drenadas fueron obtenidas a partir de una correlación entre las tasas de deformación axial y volumétrica deben ser analizadas con mayor precaución.
- Los valores del parámetro de creep m oscilan entre 0.22 y 1.02; Autores como Singh y Mitchell (1968) y Tavenas y Leroueil (1978) toman el valor de m como un promedio o un valor constante para simplificar la solución de sus ecuaciones fenomenológicas, por lo que si se hiciera esto el promedio para una arcilla preconsolidada del Ex Lago de Texcoco sería $m= 0.57$.
- Los valores del parámetro de creep α para las pruebas drenadas y no drenadas en una arcilla lacustre y preconsolidada del Ex Lago de Texcoco varían de 0 a 2.72 para tiempos con duración entre 1 y 1000 minutos respectivamente. El valor de α no es una constante, sino que es dependiente del tiempo. En algunas pruebas se obtuvieron valores negativos de la

pendiente α para tiempos pequeños de 1 y 10 minutos esto se debe a la dispersión en los datos obtenidos para la velocidad de deformación volumétrica y axial.

- Los valores del parámetro A se evaluaron en 0.54 para un tiempo de 1 minuto hasta 7×10^{-4} para un tiempo de 1000 minutos.
- Al comparar las curvas teóricas de las velocidades de deformación cortante contra el nivel de esfuerzo de creep y las curvas experimentales, se puede concluir que la función exponencial natural de la ecuación (3.24) no se ajusta del todo a las gráficas de las velocidades experimentales. Se puede concluir que las curvas se ajustan mejor para un tiempo de referencia t_i igual a 1000 minutos.

6.5.- Isotacas

- Las líneas son homotéticas entre sí. Para este trabajo no se puede definir si la distancia entre ellas varía o permanece constante a medida que el estado de esfuerzo crece, debido a que se tomaron como referencia las velocidades sobre los estados de esfuerzo en la línea 4.
- Comparando las **Figura 5. 34** y **Figura 5. 35** se puede generalizar la misma conclusión ya que las líneas de iguales velocidades de deformación volumétrica y axial son muy similares entre sí. Aunque la combinación del concepto de estado limite e isotacas parece posible, primero será necesario investigar el efecto de la preconsolidación en las formas de las isotacas antes de que esta combinación se pueda utilizar para describir completamente el comportamiento tiempo dependiente de la arcilla.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Augustesen, A., Liingaard, M., y Lade, P. V. (2004). "Evaluation of Time-Dependent Behavior of Soils." *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 4(3), pp. 137-156.
- Barden, L. (1965). "Consolidation of clay with non-linear viscosity, *Geotechnique*," Vol.15, no. 4, pp. 345-362.
- Barden, L. (1969). "Time-dependent deformation of normally consolidated clays and peats." *J. Soil Mech. Found. Div.*, 95(SM1), pp. 1–31.
- Bjerrum, L. (1967). "Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to the settlements of buildings." *Geotechnique*, 17(2), pp. 83–119.
- Buisman, A. S. K. (1936). "Results of Long Duration Settlement Tests." *Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 103–106.
- Buisman, A. S. K. (1936). "Results of long duration settlement tests." *Proceedings, 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass., Vol. I, pp. 103-107.
- Chapra, S., y Canale, R. (2007). "Métodos numéricos para ingenieros." McGraw Hill/INTERAMERICANA 5ta ed. Alc Álvaro Obregón, Ciudad de México, pp. 90-92 y pp 668-674.
- De Rijk, L. (1978). "The calculation of secondary settlement in one-dimensional compression." *Delft Progress Report* 3:237-255.
- Den Haan, E.J. (1996). "A compression model for non-brittle soft clays and peat." *Géotechnique*, 46(1), pp. 1-16.
- Den Haan, E.J. (2007) "A history of the development of isotache models." Researchgate publication.
- Garlanger, J. E. (1972). "The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress." *Géotechnique* 22, No. 1, pp. 71–78.
- Gibson R. E., y Lo, K.Y. (1961). "A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression." *Norwegian Geotechnical Institute, Proc.* 41, pp. 3-15.

- Hansen, B. (1969). "A mathematical model for creep phenomena in clay, Advances in consolidation theories for clays." Proceedings of specialty sesión no. 12, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Imai, G. (1989). "A unified theory of one-dimensional consolidation with creep." Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, 1:57-60.
- Janbu, N. (1969). "The resistance concept applied to deformations of soils." *Proc 7th Int. Conf. Soil Mech. and Fdn Eng.*, Mexico 1, pp. 191-196.
- Kabbaj, M., Oka, F., Leroueil, S., y Tavenas, F. (1986). "Consolidation of natural clays and laboratory testing." *Consolidation of soils: Testing and evaluation, ASTM Special Technical Publ.*, 892, R. N. Young and F. C. Townsend, eds., ASTM, Philadelphia, pp. 378-404.
- Kabbaj, M., Oka, F., Leroueil, S., y Tavenas, F. (1986). "Consolidation of natural clays and laboratory testing." *Consolidation of soils: Testing and evaluation, ASTM Special Technical Publ.*, 892, R. N. Young and F. C. Townsend, eds., ASTM, Philadelphia, pp. 378-404.
- Kavezajian, E., and Mitchell, J.K. (1977). "A general stress-strain time formulation for soils." Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan. Specialty Session 9, pp. 113- 120.
- Kim, Y.T. y Leroueil, S. (2001). "Modeling the viscoplastic behaviour of clays during consolidaton: application to Berthierville clay in both laboratory and field conditions." *Can. Geot. Jnl.* 38:484-497.
- Koppejan, A.W. (1948), "A formula combining the Terzaghi's load-compression relationship and the Buisman's secular time effect." Proceedings, 2 nd International Conference on SoilMechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 3, pp 32-37.
- Leonards, G. A., y Altschaeffl, A. G. (1964). "Compressibility of clays." *J. Soil Mech. Found. Div.*, 90(SM5), pp. 133-155.
- Leonards, G. A., y Girault, P. (1961). "A study of one-dimensional consolidation test." *Proc.*, 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 213-218.
- Leonards, G. A., y Ramiah, B. K. (1960). "Time effects in the consolidation of clays." *ASTM STP 254*, ASTM, Philadelphia, pp. 116-130.
- Leroueil, S. (1987). "Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent developments in consolidation of natural clays." *Can. Geotech. J.* 25, No. 1, pp. 85-107.

- Leroueil, S. (2006). “The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Suklje?” Proc. 13th Danube Eur. Conf. on Geotechnical Engineering, Ljubljana, 1, pp. 55–58.
- Leroueil, S. (2006). “The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Suklje?” Proc. 13th Danube Eur. Conf. on Geotechnical Engineering, Ljubljana, 1, pp. 55–58.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., y Bouchard, R. (1985). “Stress–strain–strain-rate relation for the compressibility of sensitive natural clays.” *Geotechnique*, 35(2), pp. 159–180.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., y Bouchard, R. (1985). “Stress–strain–strain-rate relation for the compressibility of sensitive natural clays.” *Geotechnique*, 35(2), pp. 159–180.
- Leroueil, S., y Marques, M. E. S. (1996). “Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering.” *Proc., Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior, Geotechnical Special Publication No. 61*, T. C. Sheahan, and V. N. Kaliakin, eds., ASCE, Reston, Va., pp. 1–60.
- Lundgren, H. (1957). “Dimensional analysis in soil mechanics.” *Acta Polytechnica scandinavica*, 237, Civ. Eng. & Build. Constr. Series 4/10, pp. 73-107.
- Mesri, G. y Feng, T. W. (1986). “Discussion, ‘Stress–strain–strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays.’” *Géotechnique* 36, No. 2, pp. 283–287.
- Mesri, G. y Godlcwski, P.M. (1977). “Time-and Stress-Compressibility Interrelationship.” *Proceedings, ASCE*, v. 103, no. GT5, pp. 417–430 (Paper 12910).
- Mesri, G., and Choi, Y. K. (1985^a). “The uniqueness of end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship.” *Proc., 11th ICSMFE*, Vol. 2, pp. 587–590.
- Mesri, G., Shahien, M. y Feng, T.W. (1995). “Compressibility parameters during primary consolidation.” *Proc. Int. Symp. Compression and Consolidation of Clayey Soils*. Balkema. 2:1021-1037
- Mesri, G., y Choi, Y. K. (1985^b). “Settlement analysis of embankments on soft clays.” *J. Geotech. Eng.*, 111, pp. 441–464.
- Mitchell, J. K. (1993). “*Fundamentals of soil behavior*”, 2th. Ed., Wiley, New York.
- Oka, F. (1981). “Prediction of time-dependent behavior of clay.” *Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol 1, pp 215-218.
- Ossa, A. (2004). “Modelo Elastoviscoplastico (EVP) Para el Estudio de la Consolidación Unidimensional de los Suelos” Tesis para optar al grado de Maestro en Ingeniería

- (Mecánica de Suelos). División de estudios de posgrado Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México - UNAM. México DF. México.
- Overy, R. F. (1982). "The Behaviour of Anisotropically Consolidated Silty Clay Under Cyclic Loading." Ph.D Thesis, University of Nottingham Department of Civil Engineering, Nottingham, U.K.
- Rajot, J. P. (1992). "A theory for the time-dependent yielding and creep of clay." Virginia Polytechnic Institute and State University, UMI, pp. 103-142.
- Santoyo, E. y Reséndiz, D. (1969). "Una cámara triaxial de precisión." UNAM, Instituto de Ingeniería, Serie No 235.
- Schmertmann, J. H. 1963(a), "Discussion on O'Neil, H. M., Direct-shear test for effective strength parameters." American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 89, No. SM3, Part 1, pp. 159-161.
- Singh, A., y Mitchell, J. K. (1968). "General stress-strain-time function for soils." ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 94(SM1), pp. 21-46.
- Suklje, L. (1957). "The analysis of the consolidation process by the isotaches method." Proc., 4th ICSMFE, Vol. 1, pp.200–206.
- Tavenas, F., Leroueil, S., La Rochelle, P., y Roy, M. (1978). "Creep behavior of an undisturbed lightly overconsolidated clay." *Can. Geotech. J.*, 15(3), pp. 402–423.
- Tavenas, F., y Lereoueil, S. (1977). "Effects of stresses and time on yielding of clays." Proc., 9th. ICSMFE, pp. 319–326, Vol. 1.
- Taylor, D. W., y Merchant, W. (1940). "A theory of clay consolidation accounting for secondary compression," *J. Maths and Physics*, 19:3, pp. 167-185.
- Taylor, D. W. (1942). "Research on Consolidation of Clays." Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Serial 82.
- Vaid, Y. P., Robertson, P. K., y Campanella, R. G. (1979). "Strain rate behavior of Saint-Jean-Vianney clay." *Can. Geotech. J.*, 16, pp. 34–42.
- Vaid, Y. P., y Campanella, R. G. (1977). "Time-dependent behavior of undisturbed clay." *J. Geotech. Eng.*, 103(7), pp. 693–709.
- Wahls, H.E. (1962). "Analysis of primary and secondary consolidation. Proceedings," ASCE, vol. 88 no. SM6, pp. 207–231, Paper 3373.
- Yin, J.H. y Graham, J.H. (1992). "Equivalent times and one-dimensional elastic visco-plastic modelling of time-dependent behaviour of clays." *Can. Geot. Jnl.* 31:42-52.

Yin, J.-H., Zhu, J.-G. y Graham, J. H. (2002). "A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification". *Can. Geot. J.* 39:157-173.

Zeevaert, L. (1986). "Viscosidad Intergranular en suelos finos saturados". División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería UNAM, Publicación D-59. Octubre de 1985. México DF.

ANEXO A

A.1.- Descripción del equipo triaxial utilizado

En las **Figura A. 1** y **Figura A. 2** podemos observar las partes que componen el sistema de carga en una vista frontal y lateral respectivamente. El sistema de carga puede ser accionado mediante un mecanismo de desplazamiento controlado o colocando un peso muerto en los portapesas delantero y trasero.

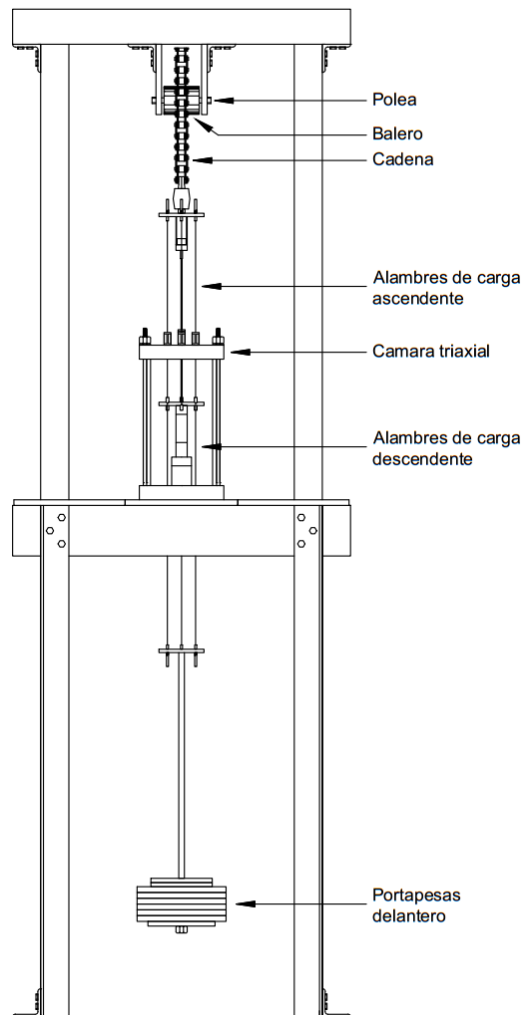


Figura A. 1.- Vista frontal del mecanismo de carga.

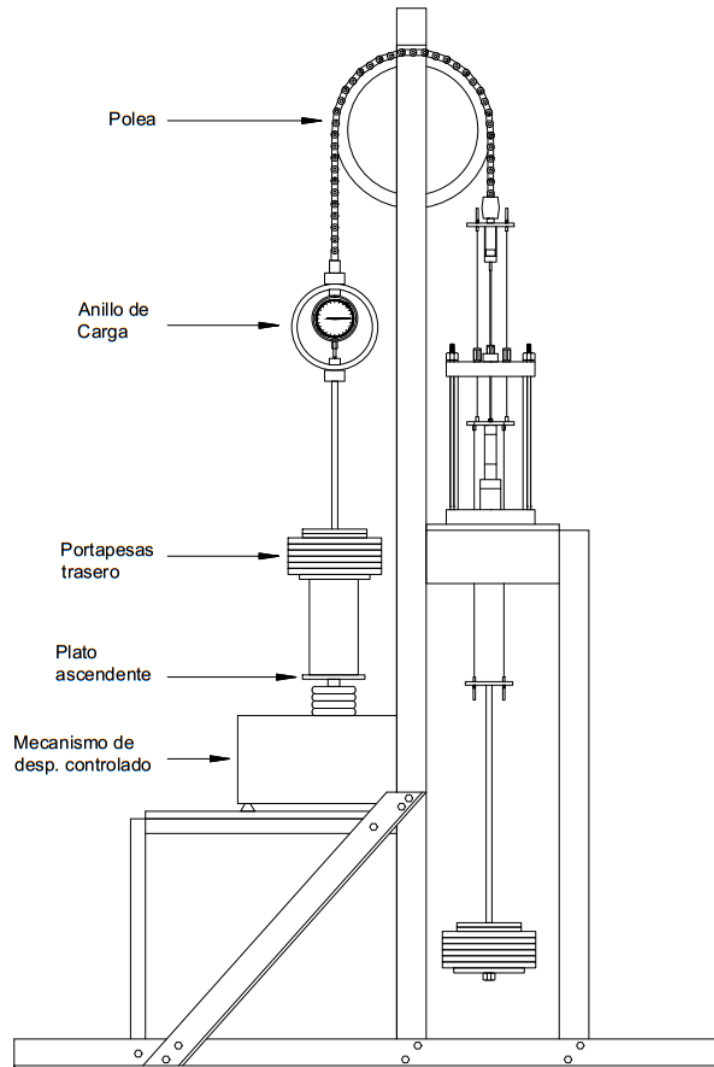


Figura A. 2.- Vista lateral del mecanismo de carga.

A.2.- Cámara de ensaye

La muestra se encuentra dentro de una cámara con tapas de acero inoxidable y camisa de lucita, que a su vez aloja una celda de carga sumergible que se encuentra justo debajo del cabezal inferior. En la **Figura A. 3 (a)** se muestra las partes más importantes de la cámara para llevar a cabo el montaje de la probeta y en la **Figura A. 3 (b)** se puede observar el resto de los componentes mediante un corte transversal.

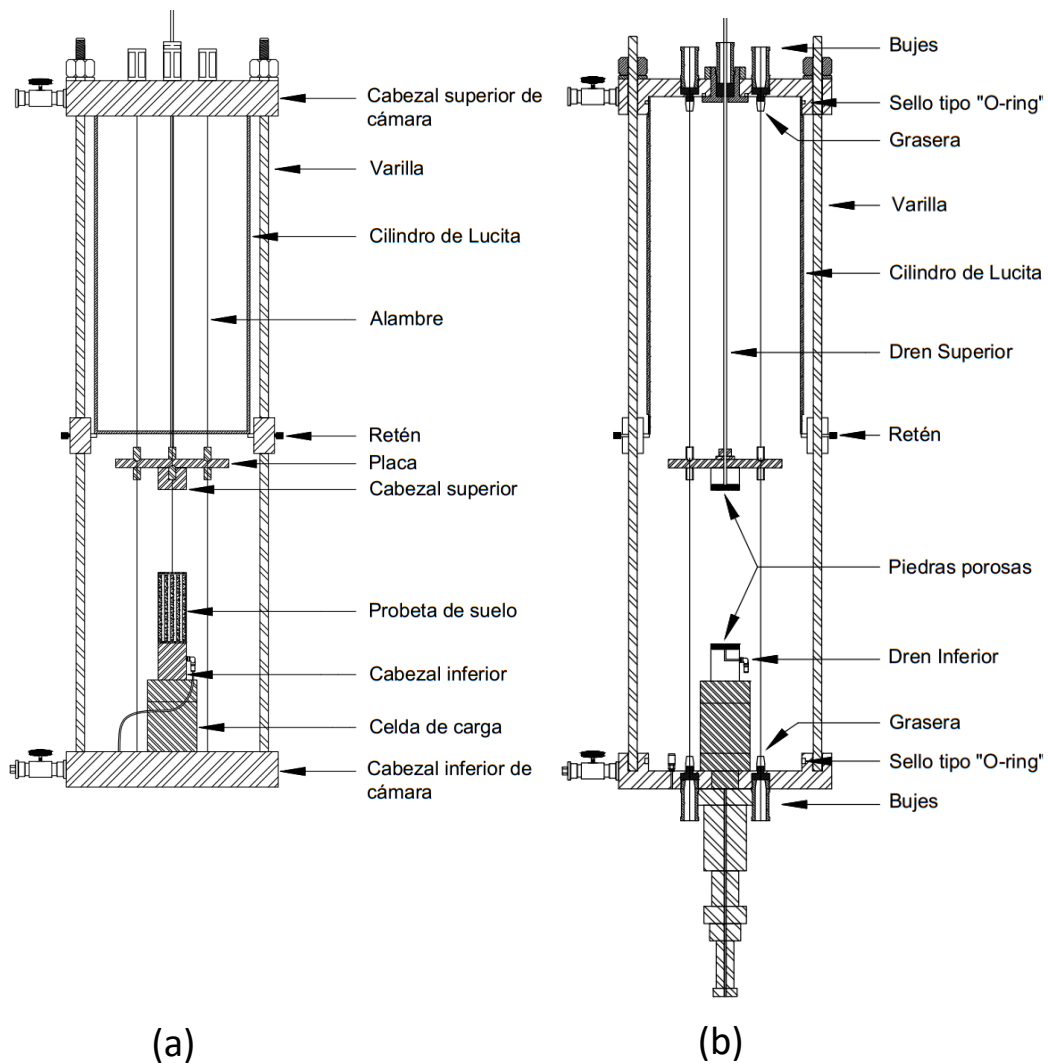


Figura A. 3.- (a) Partes de la cámara triaxial, (b) sección transversal de la cámara triaxial.

A.3.- Descripción de los sensores

Sensor de presión

El equipo cuenta con dos sensores de presión uno para la medición de la presión de confinamiento dentro de la cámara triaxial y otro para la contrapresión o presión de poro

dependiendo de la etapa del ensayo. Los sensores de presión empleados son marca Dynisco, modelo H830-000-1C. Estos transductores son de uso industrial para la medición de cambios de presión en un líquido o gas. Permiten mediciones de 0 - 100 psi con una precisión de salida de escala completa de $\pm 0.50\%$, siendo confiables en un intervalo de temperatura de $- 54^{\circ}$ a 120°C .



Figura A. 4.- Sensor de presión (ficha técnica sensor de presión Dynisco series 830, 850, 860).

Sensor de carga

El equipo cuenta con un sensor de carga para la medición del esfuerzo axial sobre la probeta, este se ubica dentro de la cámara triaxial justo debajo del cabezal inferior. El sensor de carga empleado es marca Omegadyne, modelo LCUW-250. La celda de carga compensada hidrostáticamente es una celda diseñada para operar bajo el agua. Permiten mediciones de 0 - 250 lbs con una precisión de salida de escala completa de $\pm 0.25\%$, siendo confiables en un intervalo de temperatura de 1.7° a 93°C .



Figura A. 5.- Sensor de carga (ficha técnica celda de carga hidrostáticamente compensada Omegadyne series LCUW/LCMUW).

Sensor de cambio volumétrico

Para la medición de cambio volumétrico en las buretas se utiliza un transductor de presión de reluctancia variable que ofrece una buena precisión en la medición de líquidos de baja presión y gases. El sensor utilizado es de la marca Validyne, modelo DP15-28. Para poder obtener las mediciones de cambio volumétrico, se registra la diferencia de altura de columna de agua. Una columna permanece fija y la otra aloja el agua que expulsa la muestra (ver **Figura A. 6**), esta diferencia de alturas es igual a un diferencial de presiones que desvían un diafragma magnéticamente permeable que hace variar la reluctancia magnética y determina el valor de inductancia en dos bobinas ubicadas a cada lado del diafragma, lo cual se traduce en un cambio de volumen. Permite mediciones de $\pm 0.08 - 3200$ psid (libras por pulgada cuadrada de diferencial) con una precisión de salida de escala completa de $\pm 0.25\%$ para presiones por debajo de los 2000 psid y de $\pm 50\%$ para presiones por arriba de 2000 psid, siendo confiables en un intervalo de temperatura de -54° a 121°C .



Figura A. 6.- Sensor de cambio volumétrico (ficha técnica transductor de presión diferencial Validyne serie DP15).

Sensor de desplazamiento

Para la medición de la deformación axial en la probeta se utiliza un transductor de Conversión de Deformación Linear o LSC por sus siglas en inglés. El sensor utilizado es de la marca Wykeham Farrance. Para poder obtener las mediciones de deformación axial, el transductor utiliza una galga extensométrica completamente activa de 350 ohmios para detectar el desplazamiento del usillo (ver **Figura A. 7**). Cuenta con un rango de operación de 0 - 26 mm con una precisión de salida de escala completa de $\pm 0.1\%$ de FS (Factor Set), siendo confiables en un intervalo de temperatura de -10° a 60°C .



Figura A. 7.- Sensor de desplazamiento (ficha técnica transductor LSC Wykeham Farrance).

A.4.- Sistema de adquisición de datos

Para la adquisición de datos se utilizó un acondicionador de señal elaborado por la coordinación de electrónica del instituto de ingeniería. Este cuenta con 5 canales analógicos, en los que se reciben y amplifican las señales eléctricas registradas por los transductores. Estas señales son enviadas a una tarjeta de adquisición de datos de National Instruments, que permite la interpretación de la señal en cantidades cuantitativas como es la carga (medida en kg), la presión (medida en kg/cm²), el desplazamiento (medido en mm) y el volumen (medido en cm³), estos datos se transfieren automáticamente a la PC en tiempo real para el monitoreo en vivo del proceso de las pruebas (ver **Figura 4. 2**).

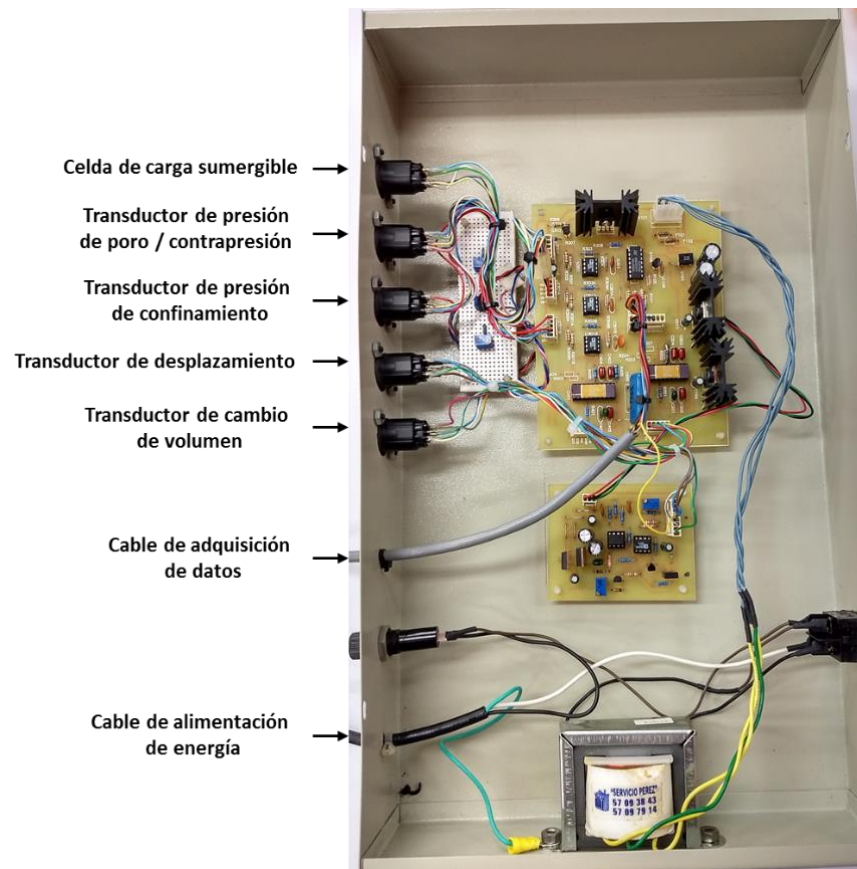


Figura A. 8.- Acondicionador de señal.

Mediante el lenguaje de programación Lab View, que está bajo la plataforma de National Instrument, se construyó el programa de computadora para adquisición de datos TXC_CA_2017. Este software ha sido desarrollado por el Ing. Enrique R. Gómez en colaboración con personal de la coordinación de Geotecnia del IIUNAM. Este programa permite la visualización numérica y grafica de las lecturas de los transductores en tiempo real, además, permite la calibración remota de los sensores conectados, así como su verificación, y la exportación de datos en formato de Documento de texto (.TXT).

ANEXO B

B.1.- Descripción del módulo de calibración

El programa TXC_CA_2017 cuenta con un módulo de calibración y verificación de transductores tal como se muestra en la **Figura B. 1**, en él el operador tiene la posibilidad de determinar de manera experimental las constantes de calibración de cada uno de los sensores, en caso de ya contar con el valor de dichas constantes hacer el cambio correspondiente o únicamente llevar a cabo su verificación.

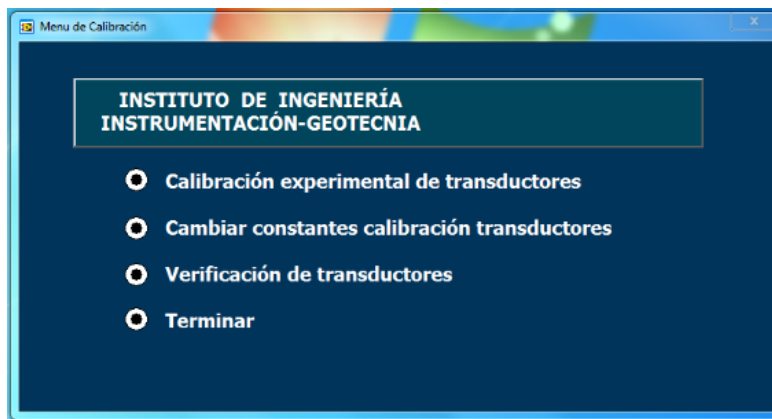


Figura B. 1.- Módulo de calibración del programa TXC_CA_2017.

En el apartado de “calibración experimental de transductores” se despliega un menú como el que se muestra en la **Figura B. 2**, en él se puede seleccionar la cámara y el sensor a calibrar, una vez hecho esto aparecen las últimas constantes registradas en el programa, así como la fecha de dicha calibración. Aparecen también los parámetros del elemento patrón que se va a utilizar para

calibrar, dicho parámetro es la pendiente que será la constante de transformación (columna de Hg para los sensores de presión, peso con pesas patrón para la celda carga, volumen de agua expulsado en bureta graduada para el sensor de volumen y distancia con tornillo micrométrico para el sensor de desplazamiento).

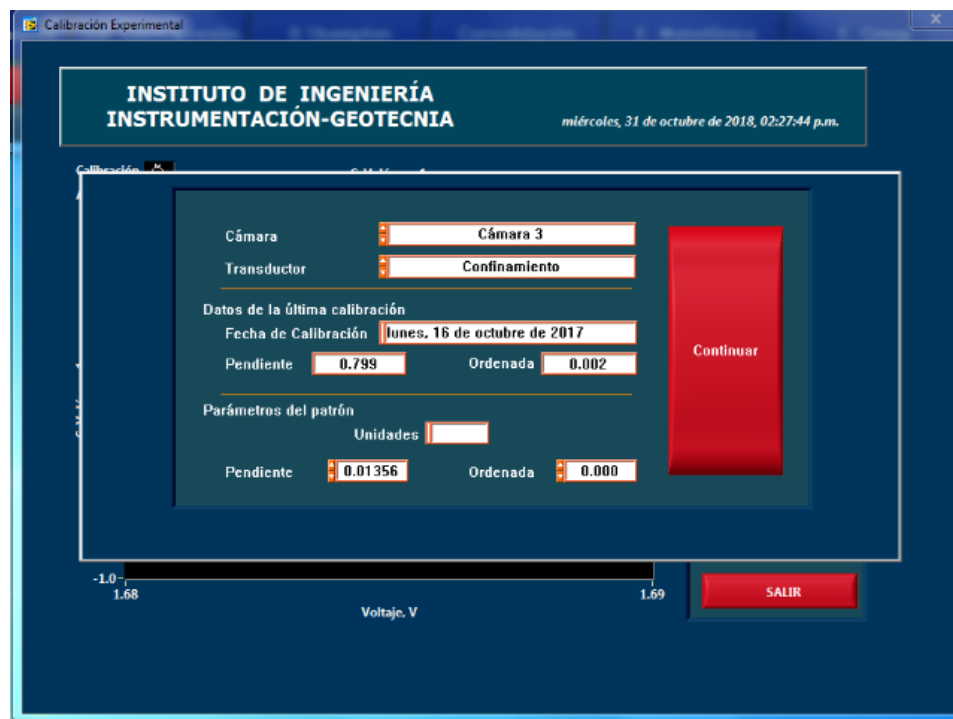


Figura B. 2.- Menú de inicio para la calibración experimental de transductores.

Una vez seleccionada la cámara y el sensor por calibrar, el programa despliega otra pantalla para llevar a cabo la calibración experimental, en este apartado el programa interpreta las lecturas de voltaje registradas por los sensores y las relaciona con una magnitud física (presión, carga, volumen y desplazamiento) obtenida de los elementos patrón y deben ser introducidas por el usuario. Al mismo tiempo el programa va obteniendo las constantes que registrarán al sensor (ver

Figura B. 3). Al terminar la calibración, las constantes de los sensores se actualizan de manera automática en el programa de operación.

La importancia de la calibración radica en que es necesario mantener un estándar de calidad y precisión en las pruebas de laboratorio, por lo que mantener los equipos calibrados es de vital importancia. Para lograr lo anterior mencionado es necesario mantener los errores de medición y observación en lo más mínimo.

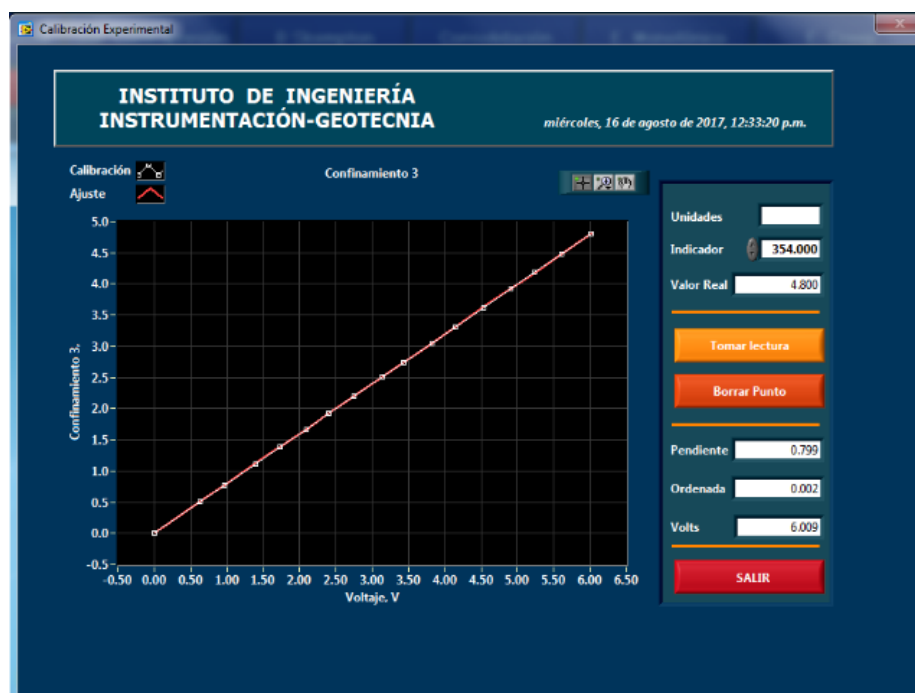


Figura B. 3.- Calibración experimental del sensor de confinamiento.

B.2.- Calibración de los sensores de presión

La calibración de estos sensores se rige por un principio de proporcionalidad entre lecturas de altura de columna de mercurio, obtenidas por lectura directa desde una fuente externa y lecturas de cambio de voltaje, obtenidas por el transductor que se esté calibrando.

La calibración se realiza conectando la columna de mercurio a la línea que lleva al sensor de confinamiento o en su caso a la bureta para el sensor de contrapresión / presión de poro. Una vez conectado el compresor, el manómetro y el regulador de presión se dan incrementos de presión a cada 0.5 kg/cm^2 y se registra en el módulo de adquisición de datos la altura equivalente de mercurio. Cabe mencionar que para la constante del elemento patrón se utiliza la densidad del mercurio a 18°C , que es igual a $\rho_{\text{Hg}}=13.56 \text{ g/cm}^3$, con dicha información se calcula que la altura de columna para un incremento de 1.0 kg/cm^2 es igual a 73.75 cm . Para cada una de las alturas se toma el valor de voltaje y los diferentes datos se registran para obtener las constantes de calibración.

Las curvas de calibración obtenidas para los sensores de presión se presentan las **Figura B. 4** y **Figura B. 5**.

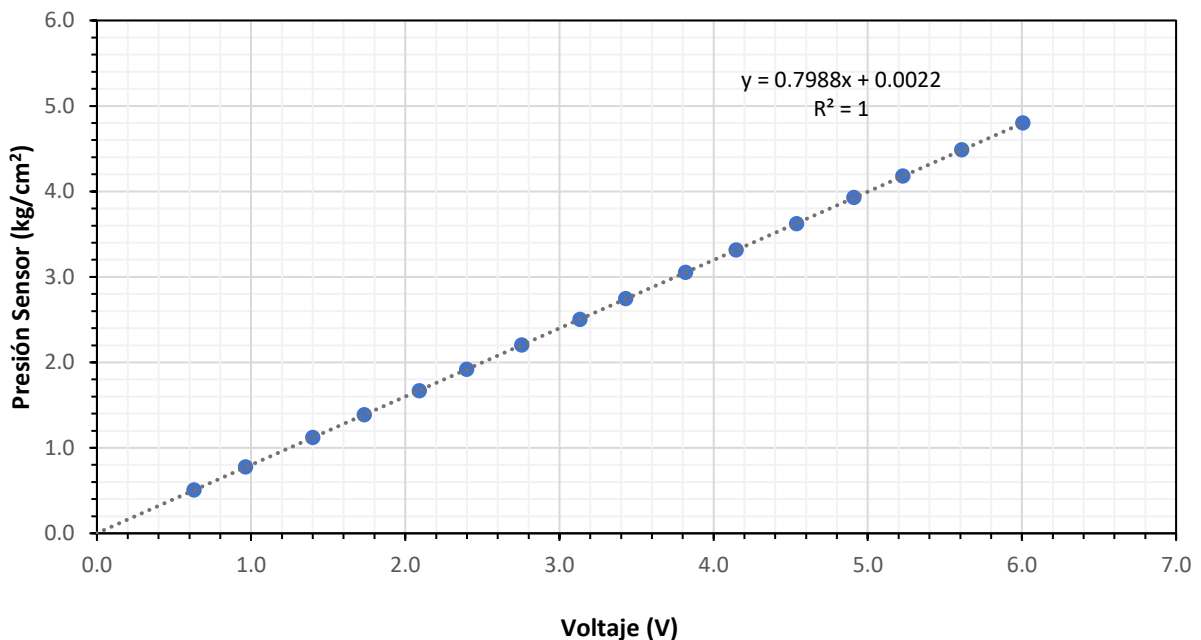


Figura B. 4.- Curva de calibración del sensor de confinamiento de la cámara 3.

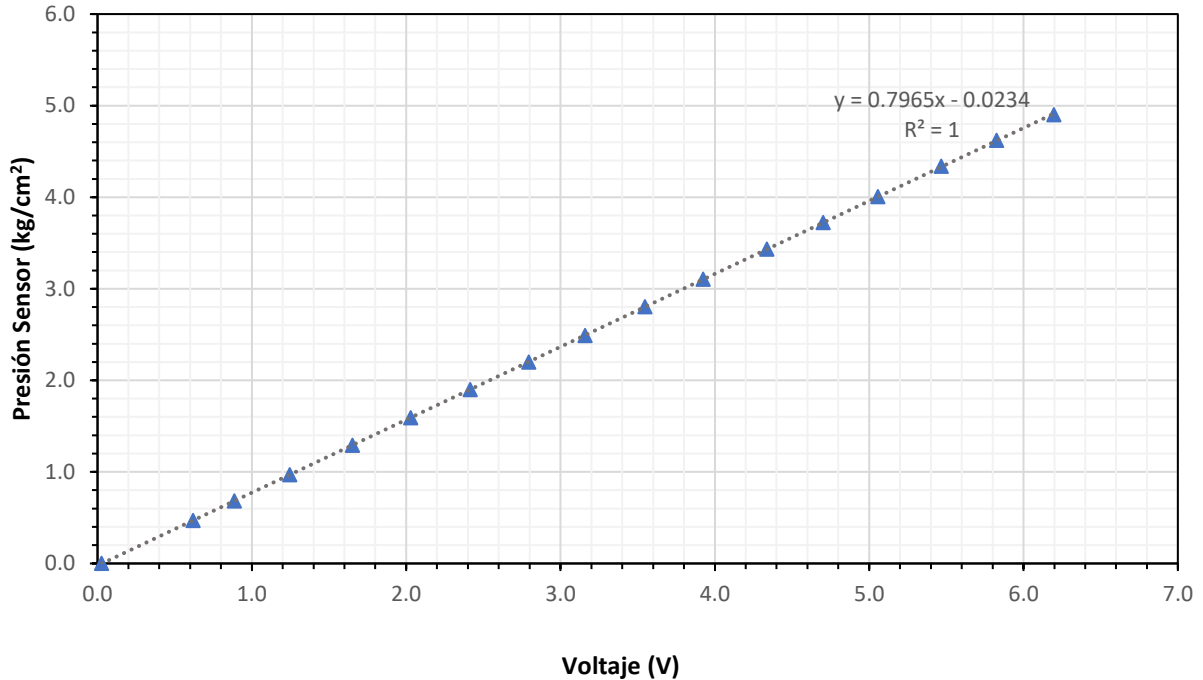


Figura B. 5.- Curva de calibración del sensor de contrapresión / presión de poro de la cámara 3.

El grado de incertidumbre, así como la exactitud y precisión de los datos registrados en una prueba depende en gran medida de haber realizado un procedimiento de calibración adecuado. Para revisar la calidad metrológica, se lleva a cabo la verificación de cada uno de los sensores del equipo, es decir, se comparan los valores que registra el software y los que marca el elemento patrón de calibración. Cuanto más cercano a la unidad sea el valor de la pendiente de la curva de calibración menor será el error de medición.

En las **Figura B. 6** y **Figura B. 7** se presentan las constantes de verificación obtenidas de los sensores de la cámara triaxial 3.

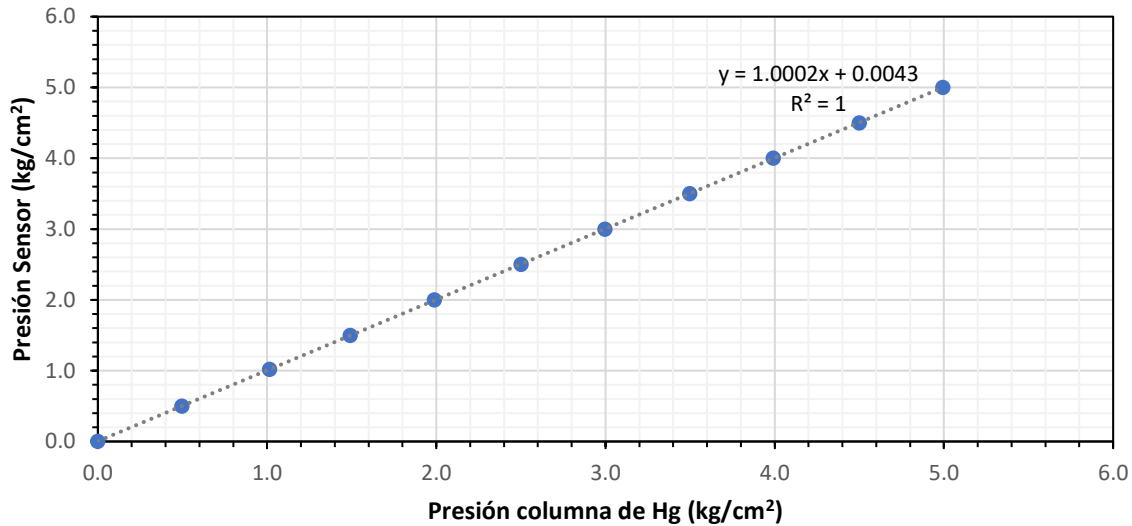


Figura B. 6.- Curva de verificación del sensor de confinamiento de la cámara 3.

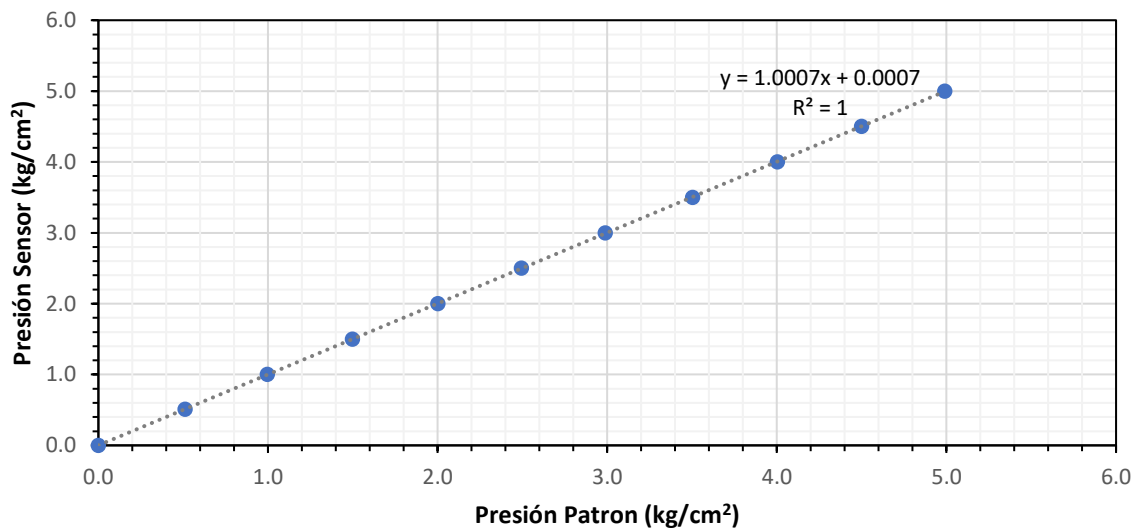


Figura B. 7.- Curva de verificación del sensor de contrapresión / p. de poro de la cámara 3.

B.3.- Calibración del sensor de carga

La celda de carga sumergible se calibra mediante la colocación de pesos muertos (pesas patrón) sobre un marco de carga. El procedimiento consiste en pesar mediante el uso de una balanza o una pesa electrónica las partes del sistema de carga y sujeción del marco, ya que el valor para cero kilogramos corresponderá a la celda sola mientras que el peso propio del marco se tomará como

el primer incremento de carga. Los incrementos de carga sobre el porta pesas se realizaron en intervalos de 4 kg hasta los 34 kg ya que esto cubre el rango de operación de las pruebas triaxiales.

Una vez verificado que el sensor se encuentra bien conectado se ingresa al programa de calibración y se introduce una pendiente igual a uno ya que el valor del indicador será el peso exacto acumulado de cada pesa y el marco de carga. Entonces se registra el valor del voltaje para una carga igual a cero y los voltajes correspondientes a cada incremento para obtener las constantes de calibración.

La curva de calibración obtenida para la celda de carga se presenta en la **Figura B. 8**.

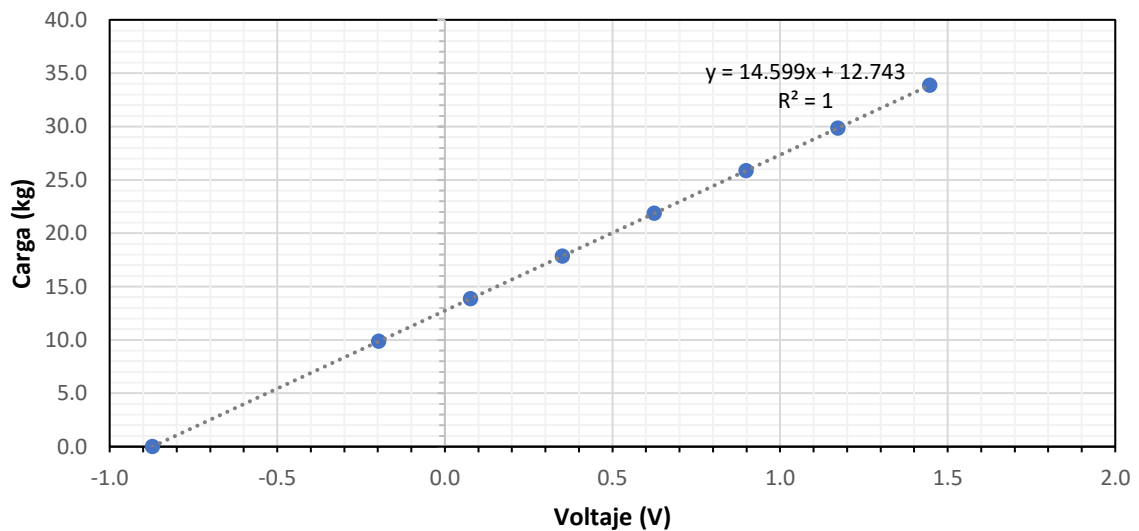


Figura B. 8. - Curva de calibración del sensor de carga de la cámara 3.

Al igual que con los sensores de presión es necesario realizar una verificación para asegurar que la calidad de los datos registrados en cada prueba sea la adecuada. En la **Figura B. 9** se muestra la curva de verificación donde se comparan los valores que registran el software y los que marcan las pesas patrón de la calibración.

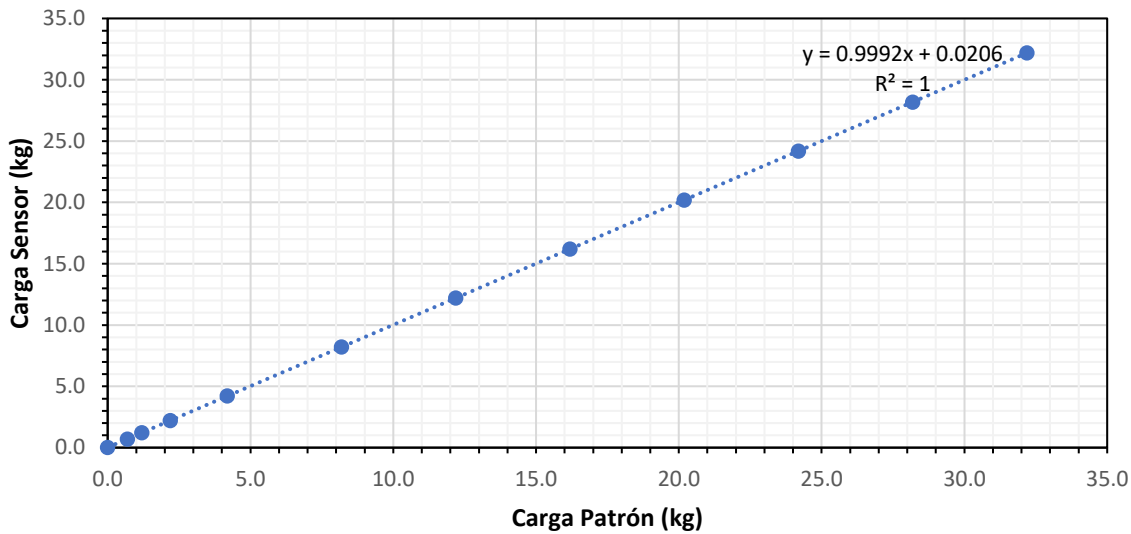


Figura B. 9.- Curva de verificación del sensor de carga de la cámara 3.

B.4.- Calibración del sensor de cambio volumétrico

El transductor de cambio volumétrico se rige por un principio de diferencia de alturas de columnas de agua. La calibración se realiza manteniendo constante la altura de la bureta exterior y variando el volumen de la bureta interior la cual contendrá el agua ya sea de la etapa de saturación o bien recibirá el agua expulsada de la muestra durante la etapa de consolidación y falla.

La calibración se puede llevar a cabo de dos maneras, la primera consiste en llenar de agua destilada y desairada la bureta interior conectada al sensor, se accede al programa de calibración y se indica el sensor en el que se trabajara, se introduce la pendiente (área de la bureta) y la ordenada (volumen registrado en la bureta), se registran puntos a cada dos o tres centímetros de altura de agua para que el software obtenga la curva de calibración correspondiente al sensor. La segunda manera se lleva a cabo cuando el área de la bureta es grande y se desea mayor precisión, este

método consiste en el uso de una bureta patrón graduada en mililitros, se llena la bureta interior y se comienza a drenar el agua hacia la bureta patrón, en el módulo de calibración experimental se registra para cada cm^3 expulsado una lectura de cambio de voltaje obtenida por el transductor.

Las curvas de calibración obtenidas para el sensor de cambio volumétrico se presentan en la **Figura B. 10**.

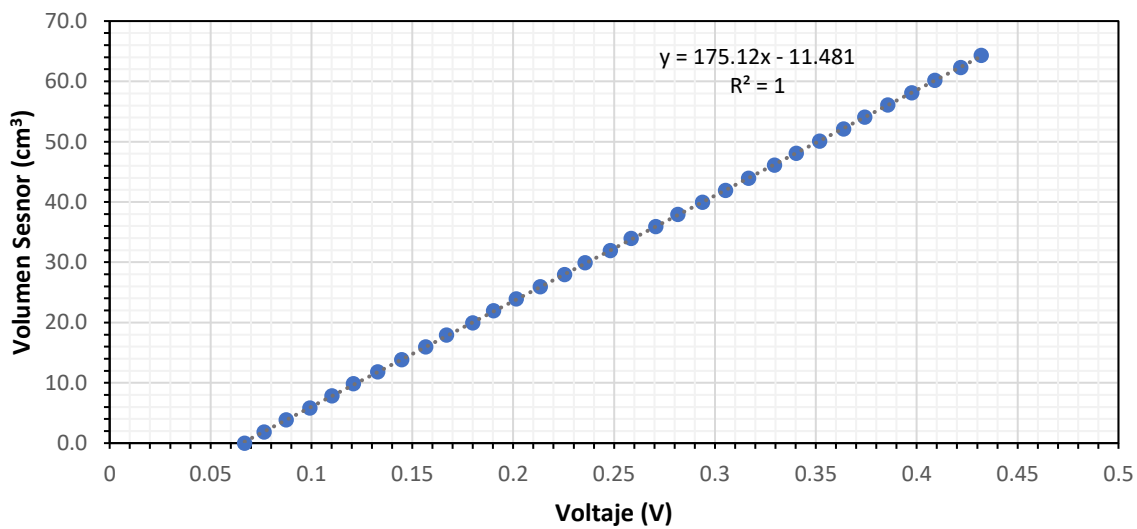


Figura B. 10.- Curva de calibración del sensor de cambio volumétrico de la cámara 3.

Comparando las medidas proporcionadas por la bureta patrón con las registradas por el sensor de cambio volumétrico calibrado, se obtuvo la curva de verificación que se muestra en la **Figura B. 11**, donde se confirma que el sensor mide con un error menor al requerido para este trabajo.

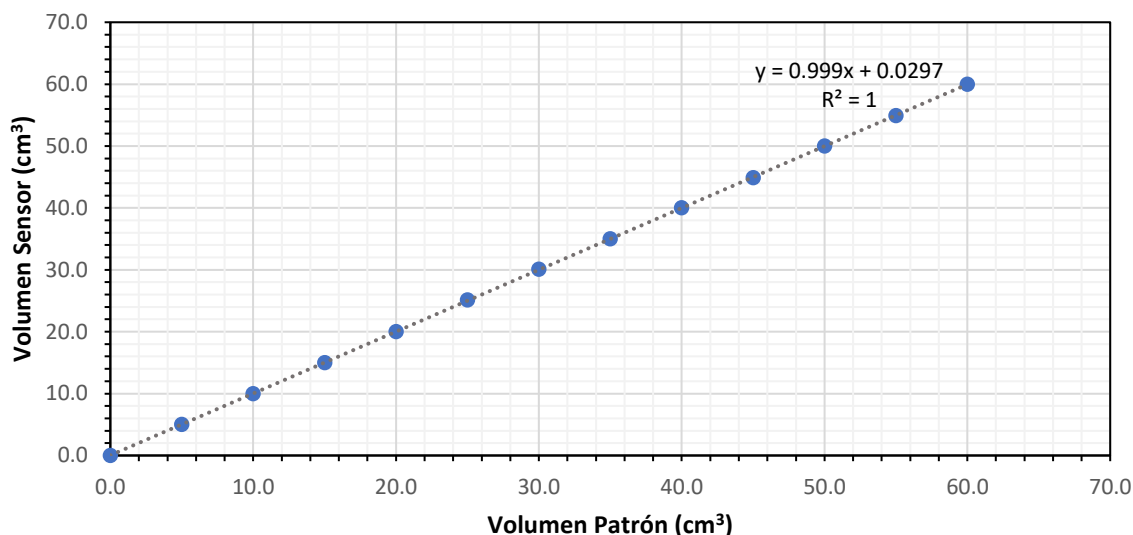


Figura B. 11.- Verificación del sensor de cambio volumétrico de la cámara 3.

B.5.- Calibración del sensor de desplazamiento

La calibración de este sensor se realiza mediante el uso de un tornillo micrométrico y un banco de montaje rígido para ambos. El principio de operación del tornillo es bastante sencillo ya que cuenta con un cilindro graduado y a su vez con un contador de distancia digital en milímetros, con ayuda del cilindro se coloca el usillo del sensor a una distancia y se varía el desplazamiento lo que modifica el voltaje del sensor.

La calibración se realiza colocando el sensor de desplazamiento y el tornillo micrométrico sobre el banco de montaje asegurándose de que el usillo del sensor y el cilindro del tornillo se encuentren de frente y lo más centrado posible. El tornillo cuenta con un trinquete que al ser girado dentro de una tuerca hace que el cilindro avance o retroceda según el sentido del giro. El usillo se contrae dentro del cuerpo cilíndrico del sensor hasta saturar el voltaje, este valor es alrededor de 10 volts, el usillo intentará salir ya que cuenta con un resorte en su interior, pero esta salida será regulada

con el cilindro del tornillo; cada giro de 360° del trinquete corresponde aproximadamente a un milímetro de desplazamiento, y a cada uno de estos valores de distancia corresponde un voltaje del sensor. Una vez verificado que el sensor se encuentra bien conectado se ingresa al programa de calibración y se introduce una pendiente igual a uno ya que el valor del contador digital será la distancia exacta. Entonces se registra el valor del voltaje para una carga igual a cero y los voltajes correspondientes a cada incremento para obtener las constantes de calibración.

Las curvas de calibración obtenidas para el sensor de desplazamiento se presentan en la **Figura B. 12.**

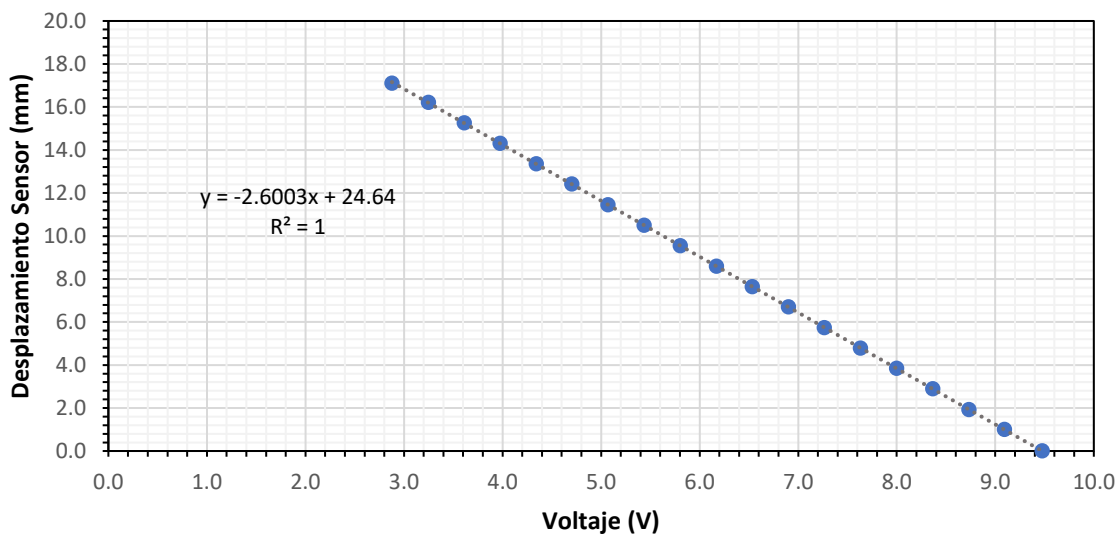


Figura B. 12.- Calibración del sensor de desplazamiento de la cámara 3.

La curva de verificación para esta calibración se muestra en la **Figura B. 13.**

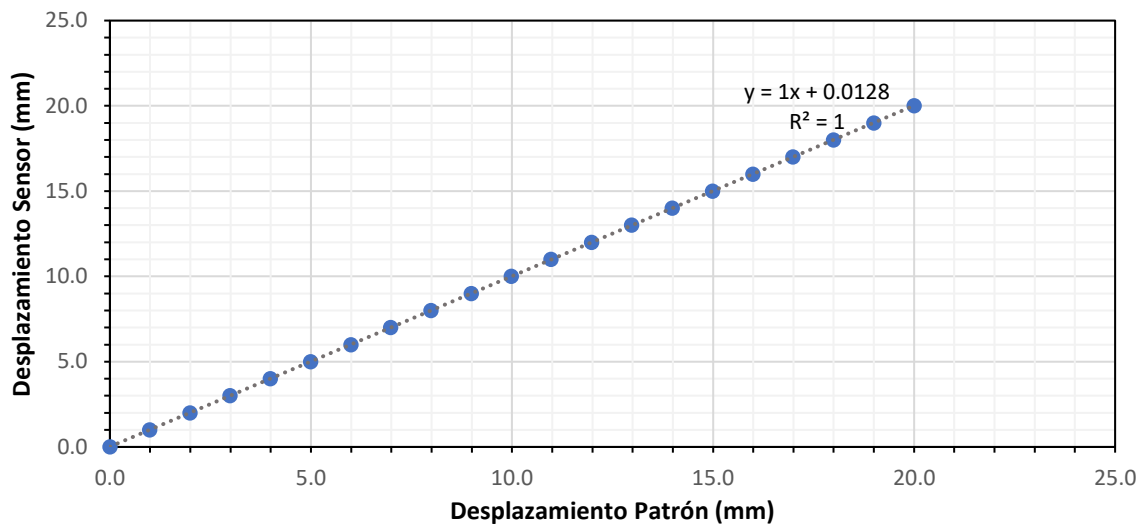


Figura B. 13.- Curva de verificación del sensor de desplazamiento de la cámara 3.

ANEXO C

C.1.- Montaje de la muestra y procedimiento de prueba

Una vez labrada la probeta es preciso preparar la cámara y el equipo necesario para que esté en condiciones de llevar a cabo el montaje. Las piedras porosas deberán estar saturadas y se colocarán dentro de los cabezales superior e inferior. Se procede con la saturación de las líneas, tanto del dren superior como del inferior, con el fin de expulsar cualquier burbuja de aire dentro de las mangueras que puedan afectar los resultados de la prueba, así como el correcto funcionamiento de los sensores. A partir de un papel filtro se recorta una rejilla la cual ayudara a mejorar el flujo de agua hacia y desde la probeta, esta se debe saturar con agua destilada y se colocará cuidadosamente de manera que envuelva la probeta de suelo como se muestra en la **Figura C. 1**.



Figura C. 1.- Probeta con rejilla.

Para colocar los arosellos y la membrana impermeable que cubrirá la probeta se utiliza un molde de bronce del tipo caña partida el cual tiene una salida que se conecta por medio de una manguera a una bomba de vacío. Se coloca la membrana dentro del molde y se doblan las partes sobrantes, los arosellos se deben cubrir con aceite de silicón antes de ser introducidos en el molde para

facilitar su colocación y posterior deslizamiento hacia los cabezales superior e inferior de la cámara. Una vez que todas las partes están en su lugar (**Figura C. 2**) se procede a abrir la llave de vacío para que la membrana se adhiera a las paredes del molde.

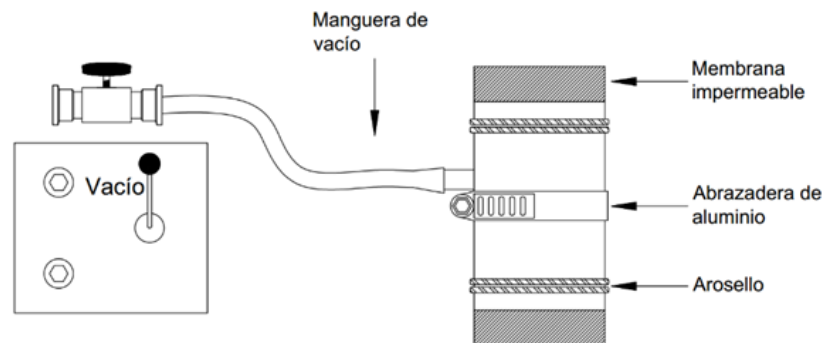


Figura C. 2.- Preparación para la colocación de la membrana impermeable.

Con el molde armado y vacío aplicado este se coloca sobre la probeta tal como se muestra en la **Figura C. 3 (a)**. Se deben engrasar perfectamente los cabezales con el fin de sellar y aislar totalmente la probeta de suelo. Para esto se utiliza grasa de silicón del tipo PSC-10. Una vez centrada la probeta, se cierra el vacío, lo que provoca que la membrana se adhiera a la probeta. Los dobleces de la membrana y los arosellos superiores se deslizan hasta los cabezales tal como se muestra en la **Figura C. 3 (b)**.

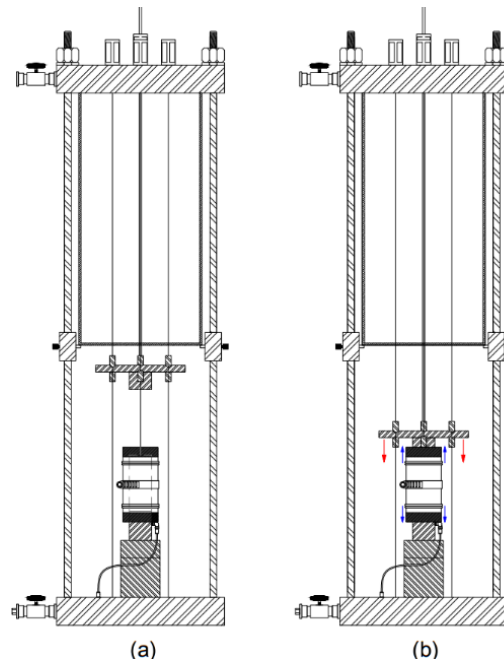


Figura C. 3.- Colocación de la membrana y los arosellos.

Cuando la probeta haya sido correctamente colocada en su lugar, se deben engrasar perfectamente cada uno de los bujes con el fin de reducir la fricción y evitar fugas, esto se realiza con el cilindro de lucita en 2 posiciones, primero en la parte superior, **Figura C. 4 (a)** y posteriormente en la parte inferior **Figura C. 4 (b)**.

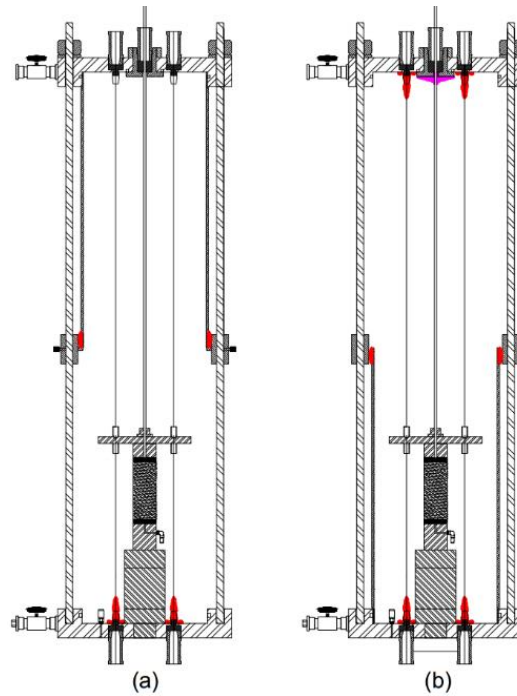


Figura C. 4.- Engrasado de bujes, (a) cilindro de lucita en la parte superior, (b) cilindro en la parte inferior.

Se deben cambiar las varillas por unas más pequeñas y ajustar el cilindro de lucita. La **Figura C. 5** muestra el acomodo final de la cámara.

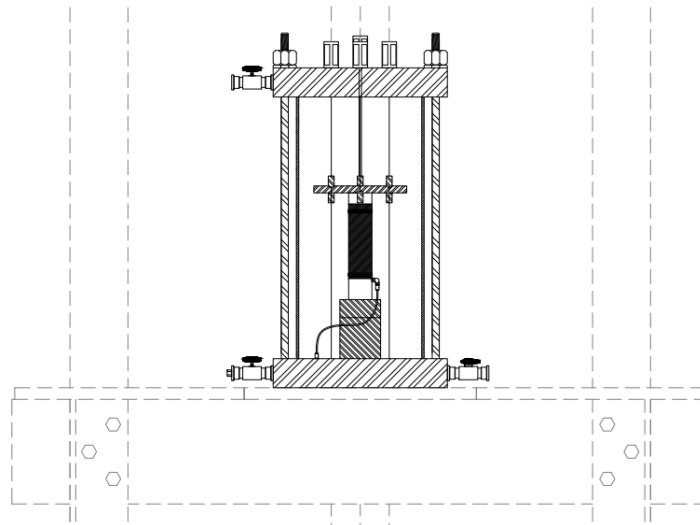


Figura C. 5.- Acomodo final de cámara antes de comenzar la prueba.

Con ayuda de un matraz con agua destilada se debe llenar parcialmente la cámara mediante la llave situada en la base tal como se muestra en la **Figura C. 6**. Una vez llenada la cámara se debe revisar que no existan fugas.

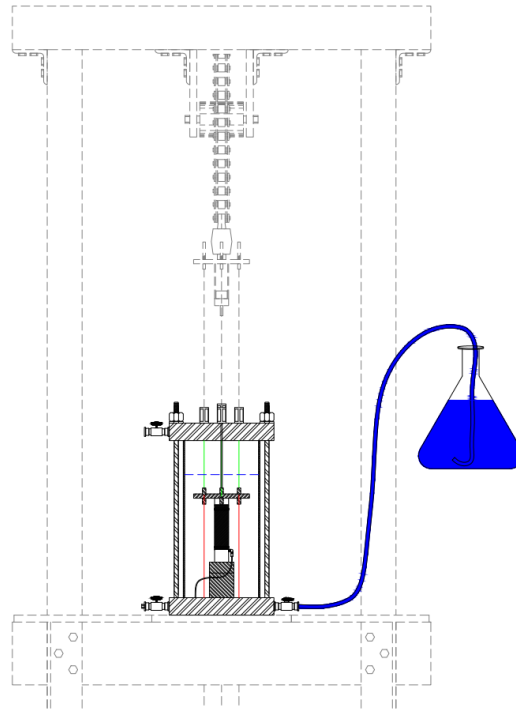


Figura C. 6.- Proceso de llenado de la cámara con agua destilada.

C.2.- Procedimiento de prueba

De acuerdo con la configuración de la prueba a realizar el programa habilitará las diferentes pestañas que se pueden observar en la **Figura C. 7**. La primera pestaña correspondiente a la configuración de la prueba despliega otra ventana con subpestañas y en la cual del lado derecho se puede asignar la cámara y el tipo de prueba.



Figura C. 7.- Menú principal del programa TXC_CA_2017.

En la **Figura C. 8** la subpestaña correspondiente a “Generales” solicita los datos del proyecto, así como del sondeo y número de muestra. En la segunda subpestaña “Dimensiones” el software solicita que el operador ingrese los datos de la probeta como medidas y peso.



Figura C. 8.- Subpestañas para configurar la prueba

A continuación, se abre la subpestaña de “Características del suelo”, donde se ingresan los datos de contenido de humedad, densidad de sólidos, granulometría y límites de consistencia del suelo del que se labra la probeta. El programa utiliza estos datos para calcular de forma automática las relaciones volumétricas del suelo. En la subpestaña “Carpeta” el programa solicita crear una carpeta en C:\RESULTADOS o seleccionar una previamente creada en la cual almacenara todos los datos y resultados de esta prueba. En la subpestaña de “Archivo” automáticamente el programa

nombra a los documentos que creara con el mismo nombre de la carpeta donde serán guardados. En la siguiente subpestaña llamada “Falla”, el software solicita el valor final de desplazamiento, el cual corresponderá a un porcentaje de la altura inicial de la muestra, de forma automática el programa calculará la tasa de cambio o velocidad de deformación en mm/min. Por el ultimo en la subpestaña de “Vector Tiempo” el programa permite calcular y crear vectores que utilizara para la toma de datos de los transductores en la etapa de consolidación y falla.

Para continuar se debe ingresar en la pestaña llamada “Transductores”, esta abrirá una ventana como la que se muestra en la **Figura C. 9**, la cual muestra las lecturas iniciales de los sensores. Esta pantalla se utiliza para corroborar que los sensores se encuentran trabajando correctamente y que se encuentran tomando lecturas.



Figura C. 9.- Ventana de lecturas iniciales de los transductores.

C.3.- Saturación por contrapresión

En los suelos en los que los valores de permeabilidad son bajos, el método de saturación que más se utiliza es el de saturación por contrapresión, que consiste básicamente en aumentar en forma gradual y mediante etapas, la presión del agua intersticial habiendo incrementado previamente y en la misma magnitud, más una pequeña diferencia, la presión de confinamiento de la cámara. De este modo el volumen de las burbujas de aire disminuye de acuerdo a la ley de Boyle-Mariotte y además la cantidad de aire que se puede disolver en el agua aumenta siguiendo la ley de Henry, con lo cual llegará un momento en que todas las burbujas de aire se disolverán en el agua de poros y tendremos a la probeta totalmente saturada.

Generalmente la diferencia entre la presión de confinamiento y la contrapresión es del orden de 0.1 kg/cm^2 , lo cual se traduce como esfuerzo efectivo. Para este caso en particular los incrementos de presión se aplicarán como se muestran en la **Tabla C. 1**.

Tabla C. 1.- Incrementos de presión para la etapa de saturación.

Confinamiento	Contrapresión
<i>kg / cm²</i>	<i>kg / cm²</i>
0.60	0.50
1.10	1.00
1.60	1.50
2.10	2.00
2.60	2.50

En el caso del último incremento las presiones se dejarán 24 horas con el fin de asegurar un grado de saturación cercano al 100%. El volumen de agua que se introduce en la probeta será

medido mediante el uso de una bureta o mediante un sensor de cambio volumétrico. En el programa se debe abrir la pestaña llamada “Sat. Por Contrapresión”.

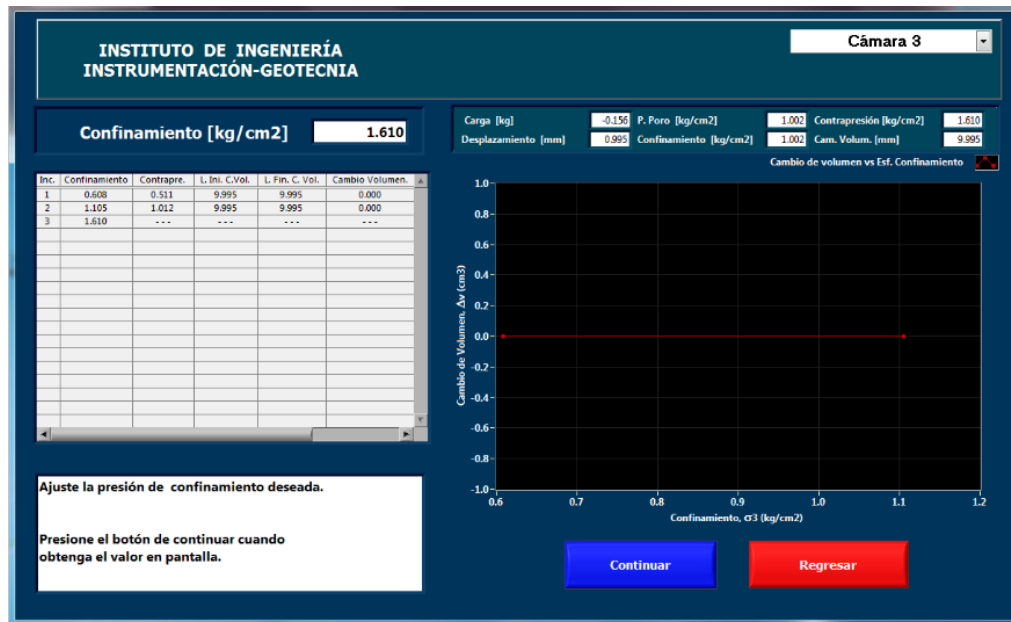


Figura C. 10.- Ventana para el procedimiento de saturación por contrapresión.

ANEXO D

D.1.- Graficas de la línea 1

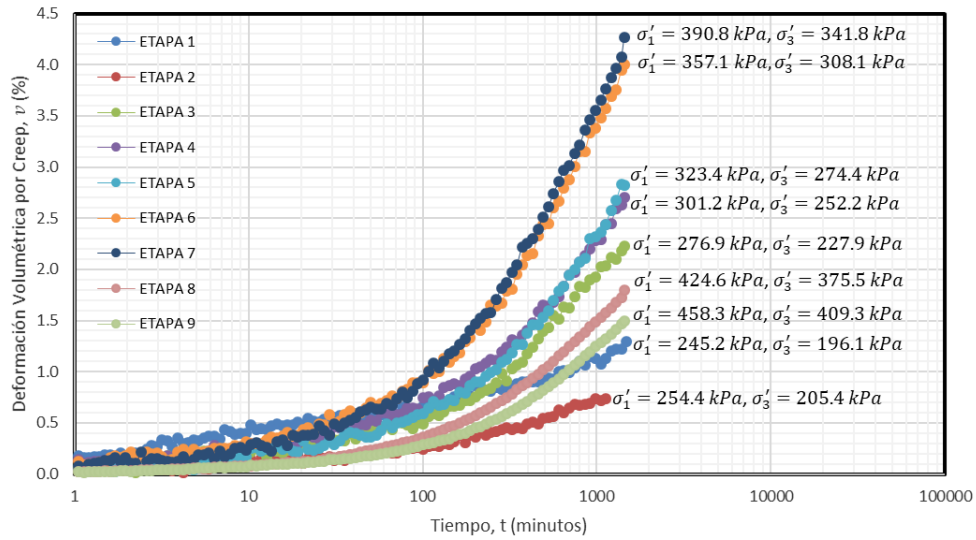


Figura D. 1.- Relación de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 1.

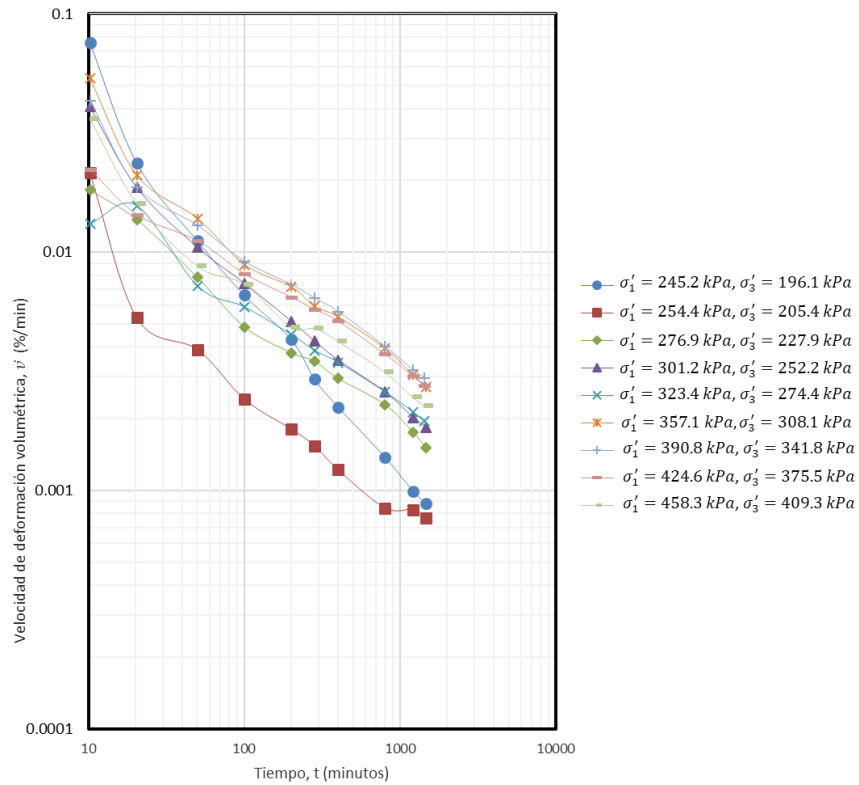


Figura D. 2.- Relación de velocidad de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 1.

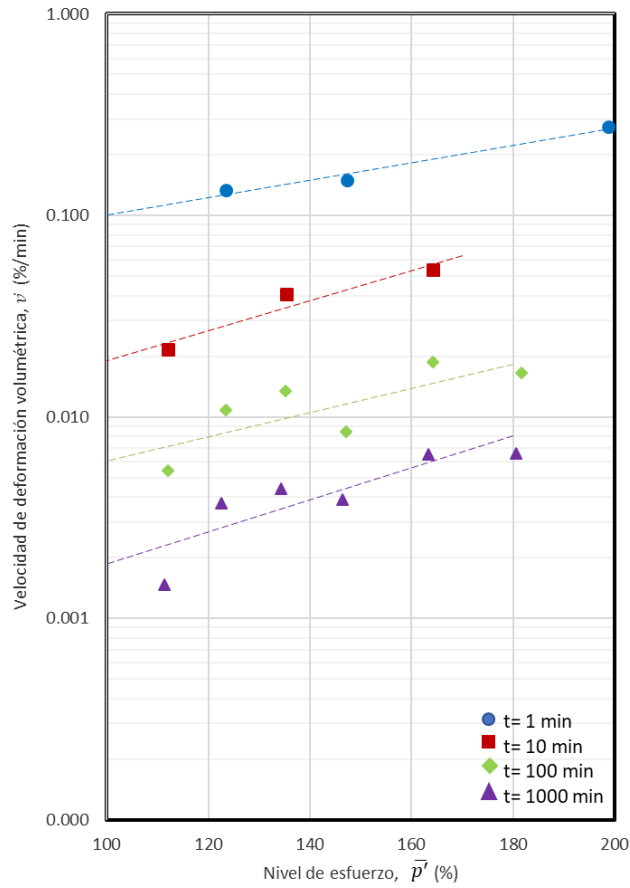


Figura D. 3.- Obtención de los parámetros de creep α y β para deformaciones volumétricas a lo largo de la línea 1.

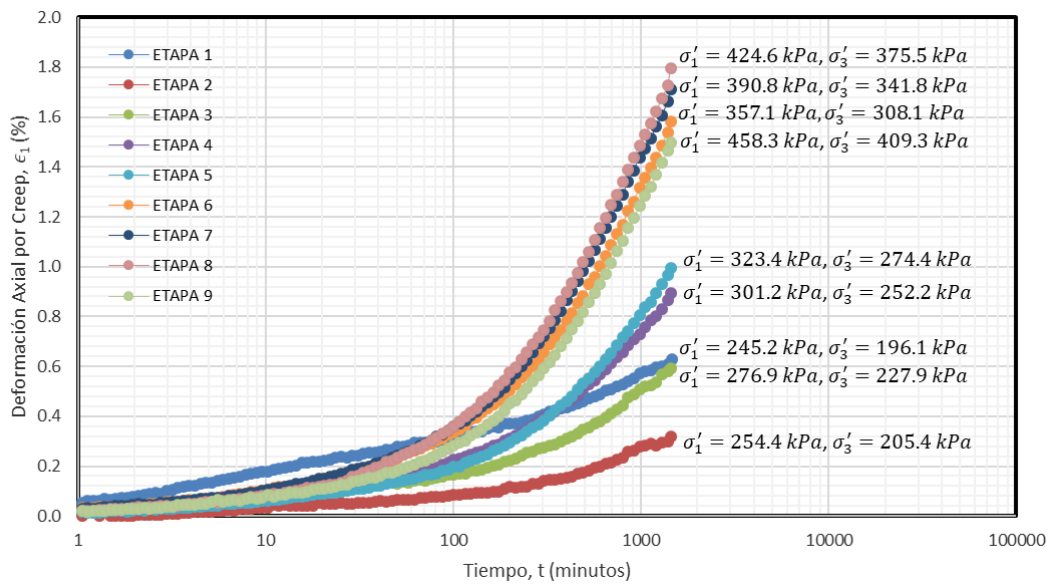


Figura D. 4.- Relación de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 1.

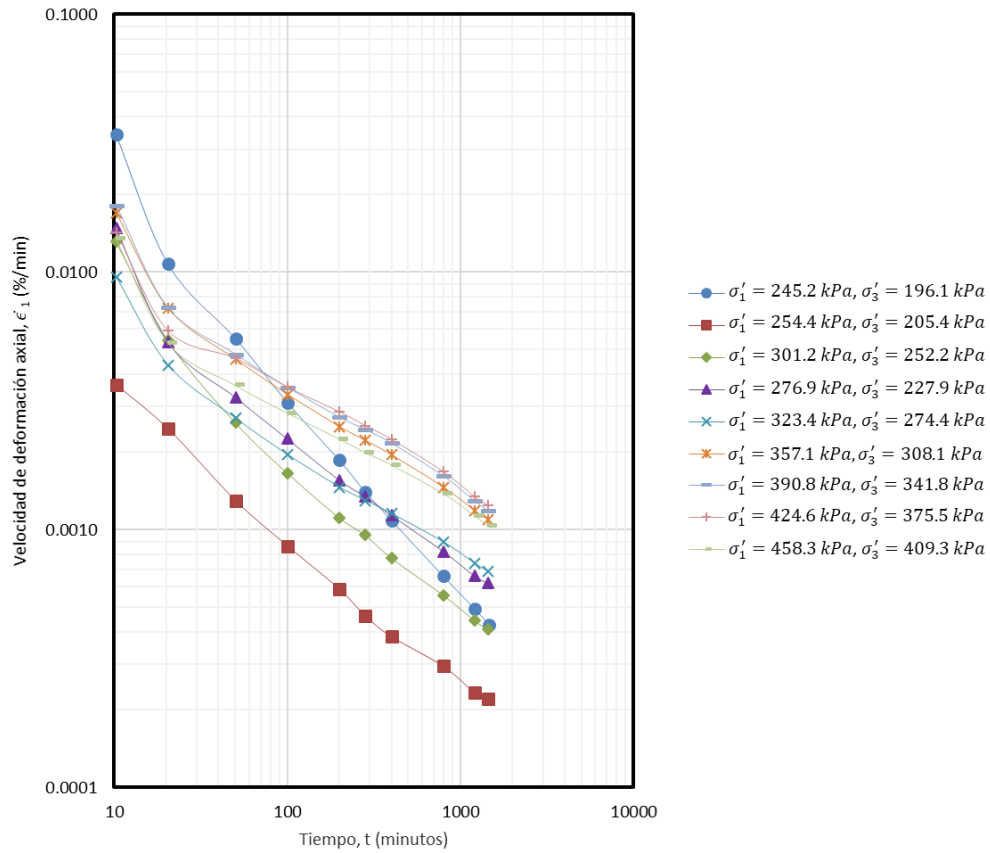


Figura D. 5.- Relación de velocidad de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 1.

D.2.- Graficas de la línea 2

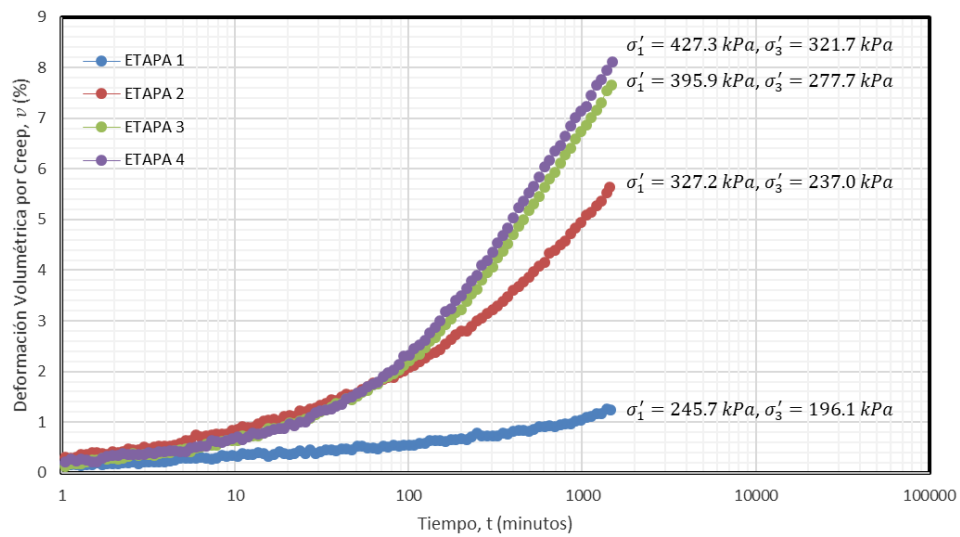


Figura D. 6.- Relación de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 2.

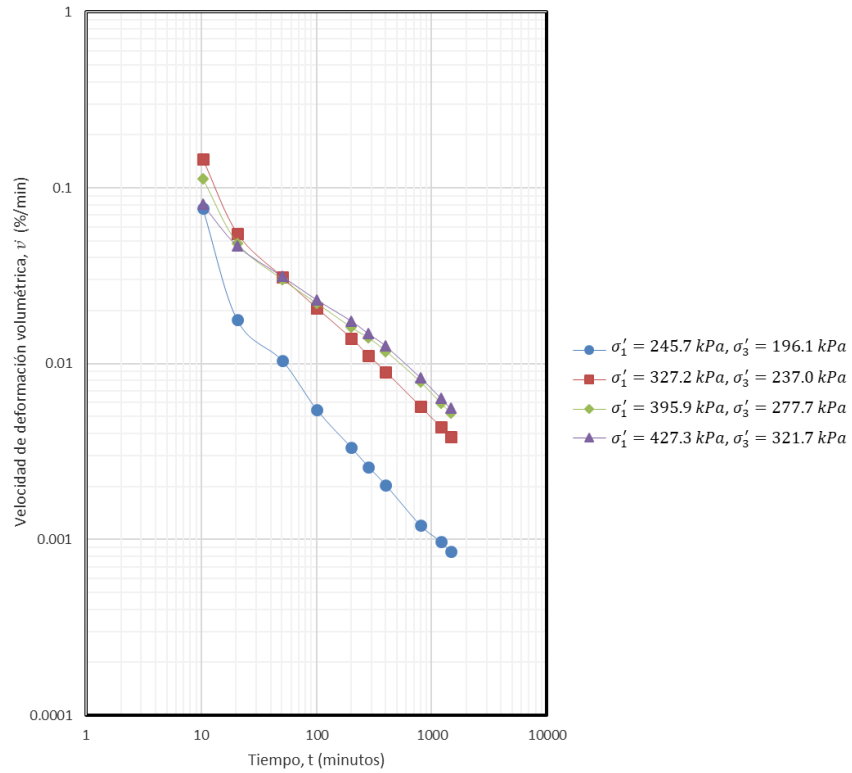


Figura D. 7.- Relación de velocidad de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 2.

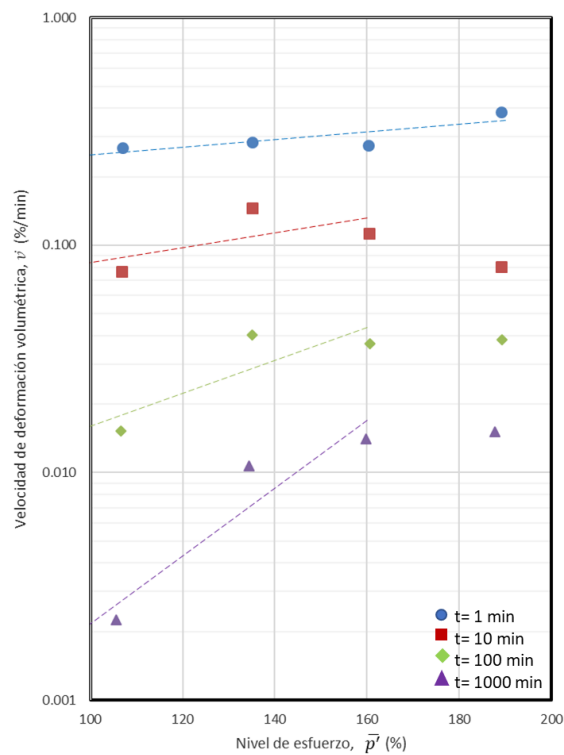


Figura D. 8.- Obtención de los parámetros de creep α y β para deformaciones volumétricas a lo largo de la línea 2.

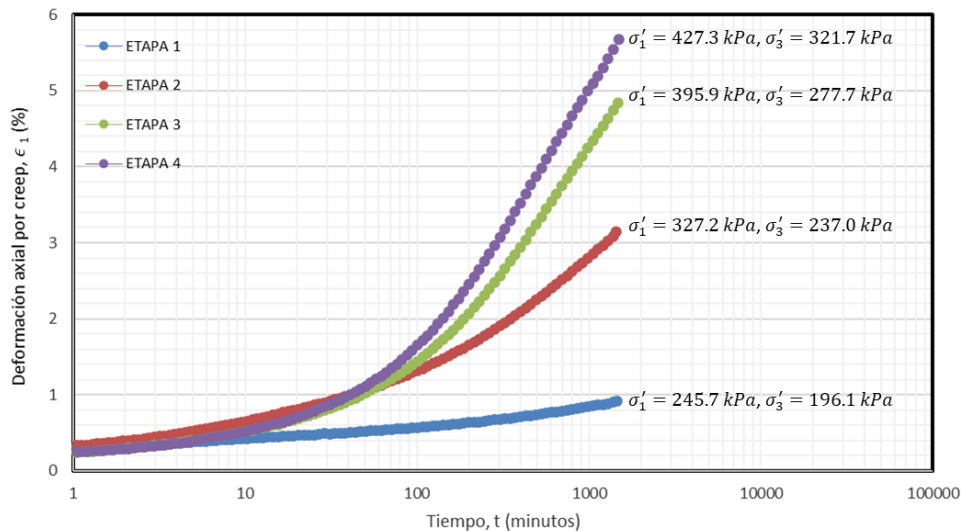


Figura D. 9.- Relación de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 2.

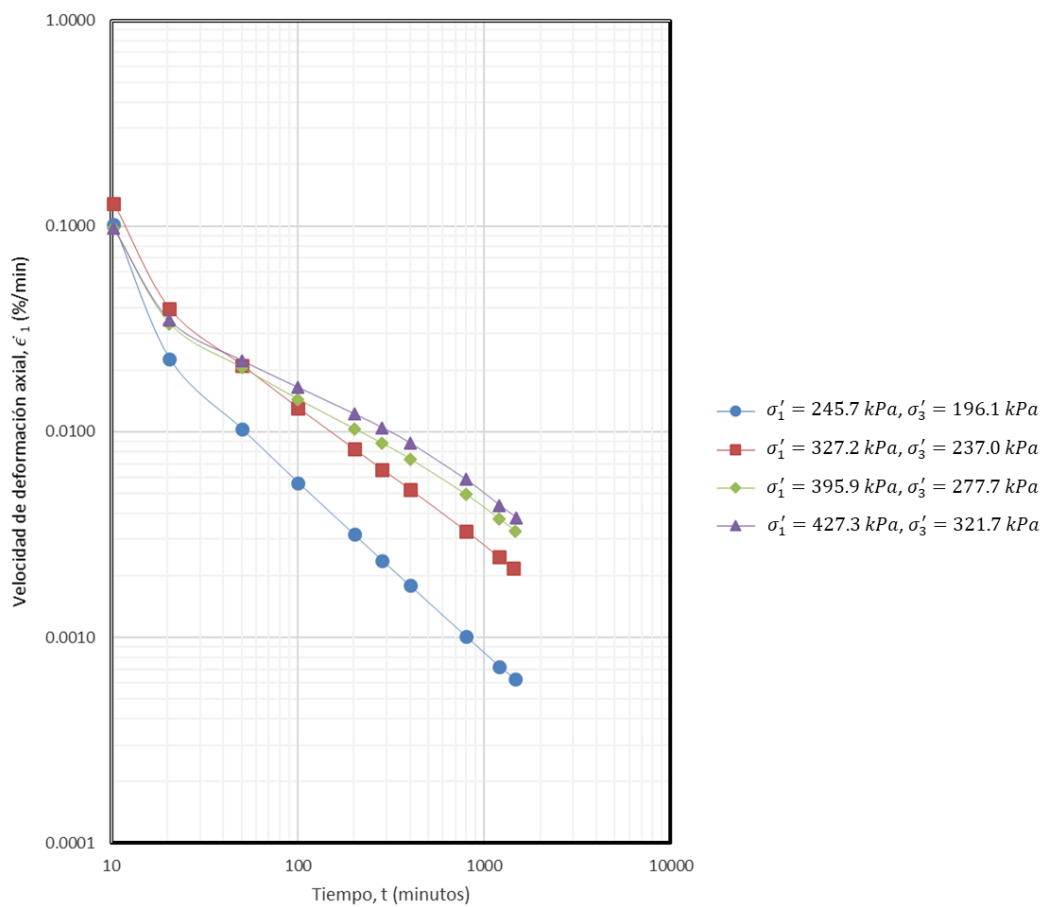


Figura D. 10.- Relación de velocidad de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 2.

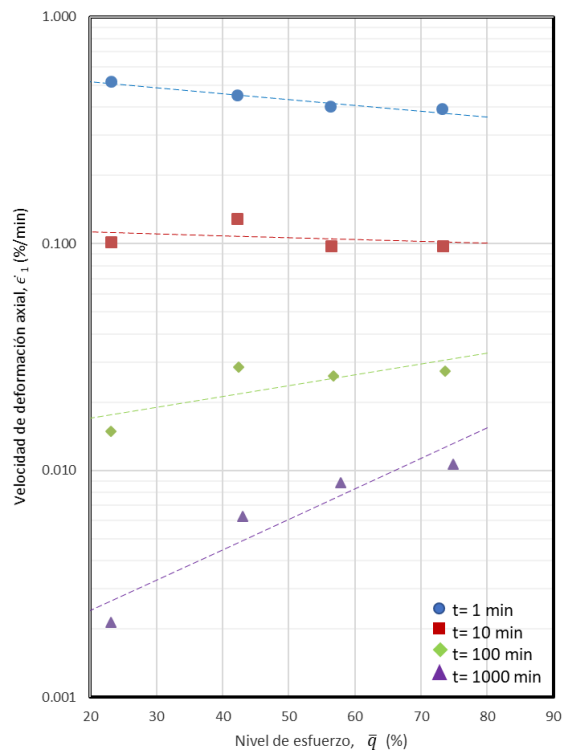


Figura D. 11.- Obtención de los parámetros de creep α y A para deformaciones axiales a lo largo de la línea 2.

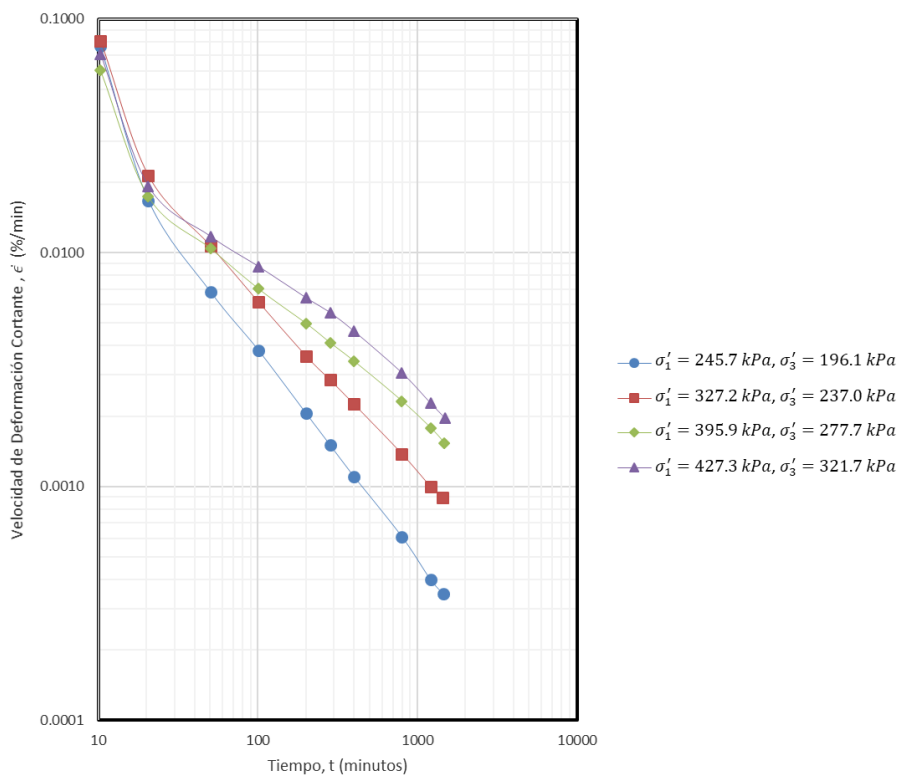


Figura D. 12.- Relación de velocidad de deformación cortante – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 2.

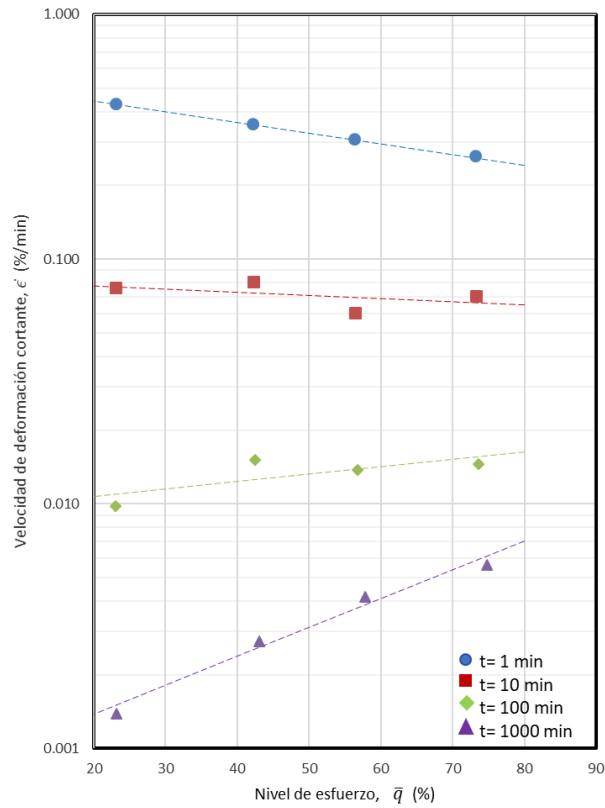


Figura D. 13.- Obtención de los parámetros de creep α y A para deformaciones de cortante a lo largo de la línea 2.

D.3.- Graficas de la línea 3

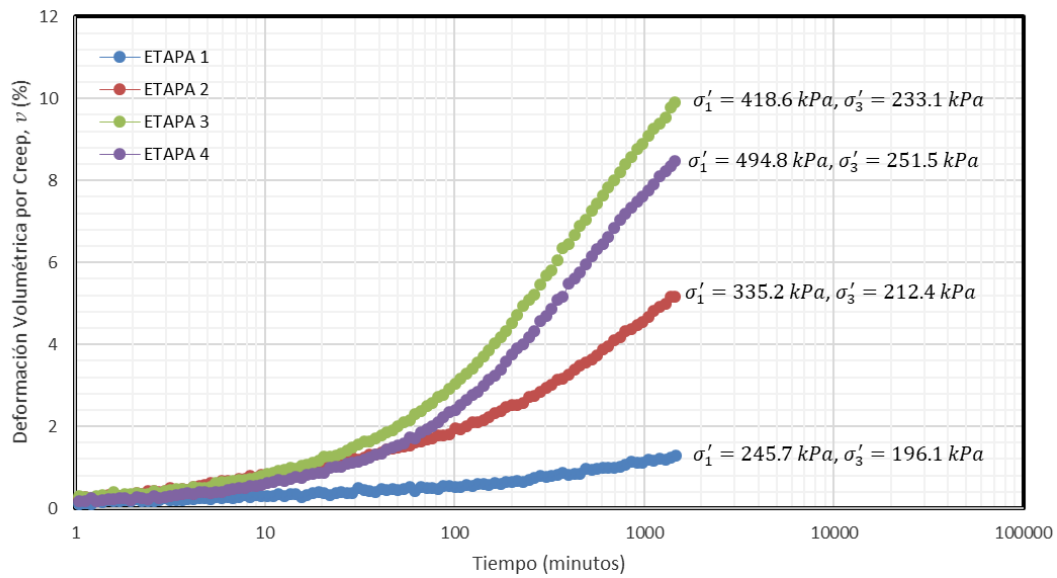


Figura D. 14.- Relación de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 3.

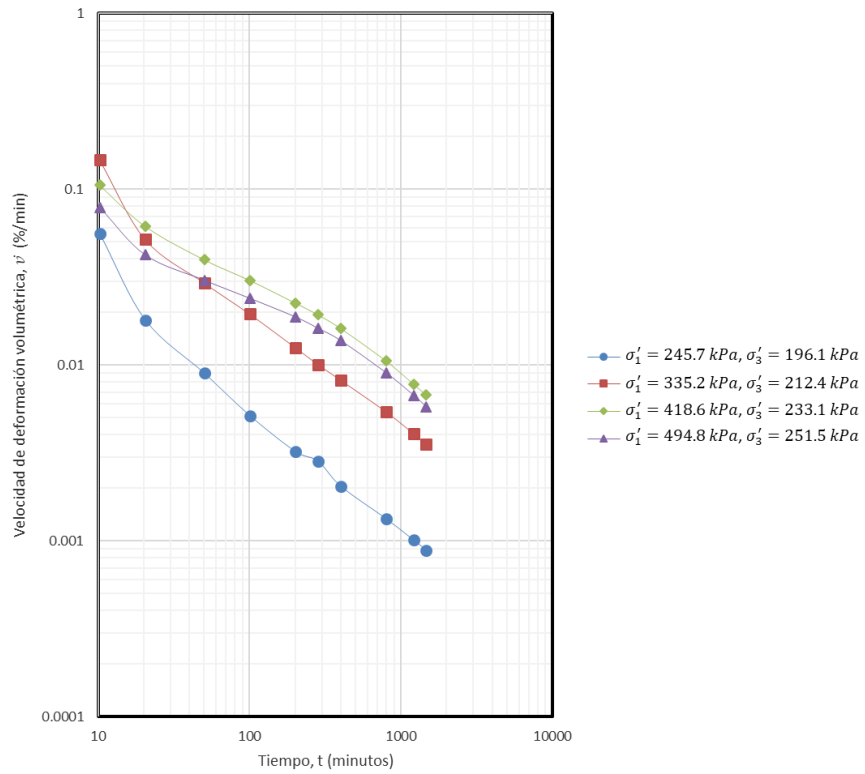


Figura D. 15.- Relación de velocidad de deformación volumétrica – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 3.

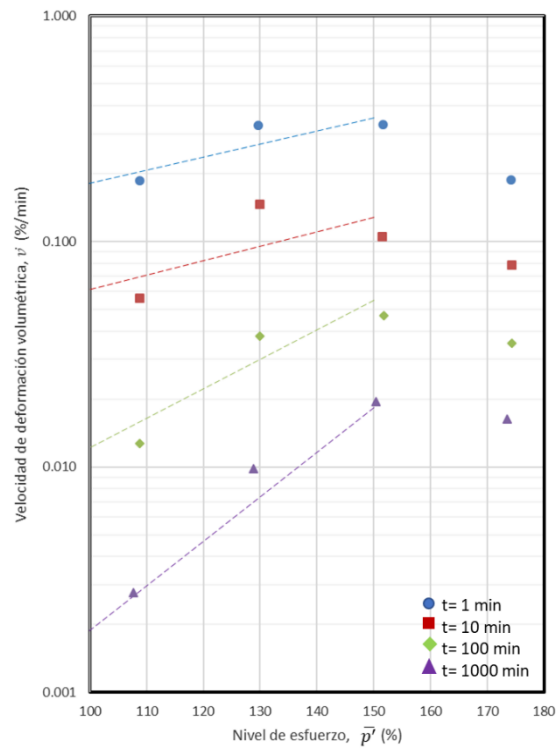


Figura D. 16.- Obtención de los parámetros de creep α y β para deformaciones volumétricas a lo largo de la línea 3.

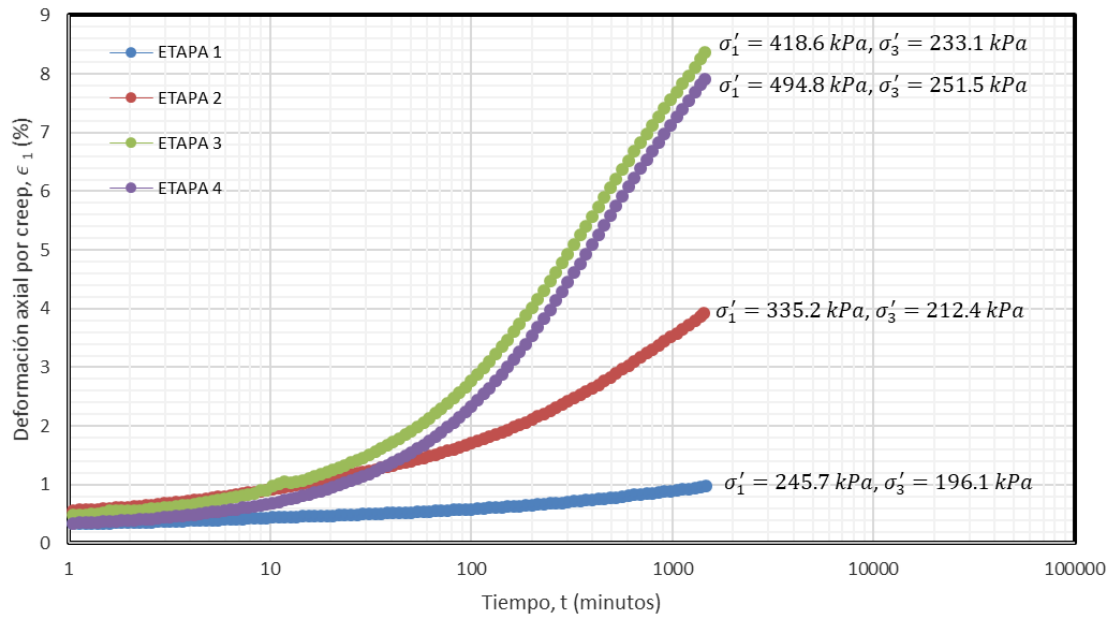


Figura D. 17.- Relación de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 3.

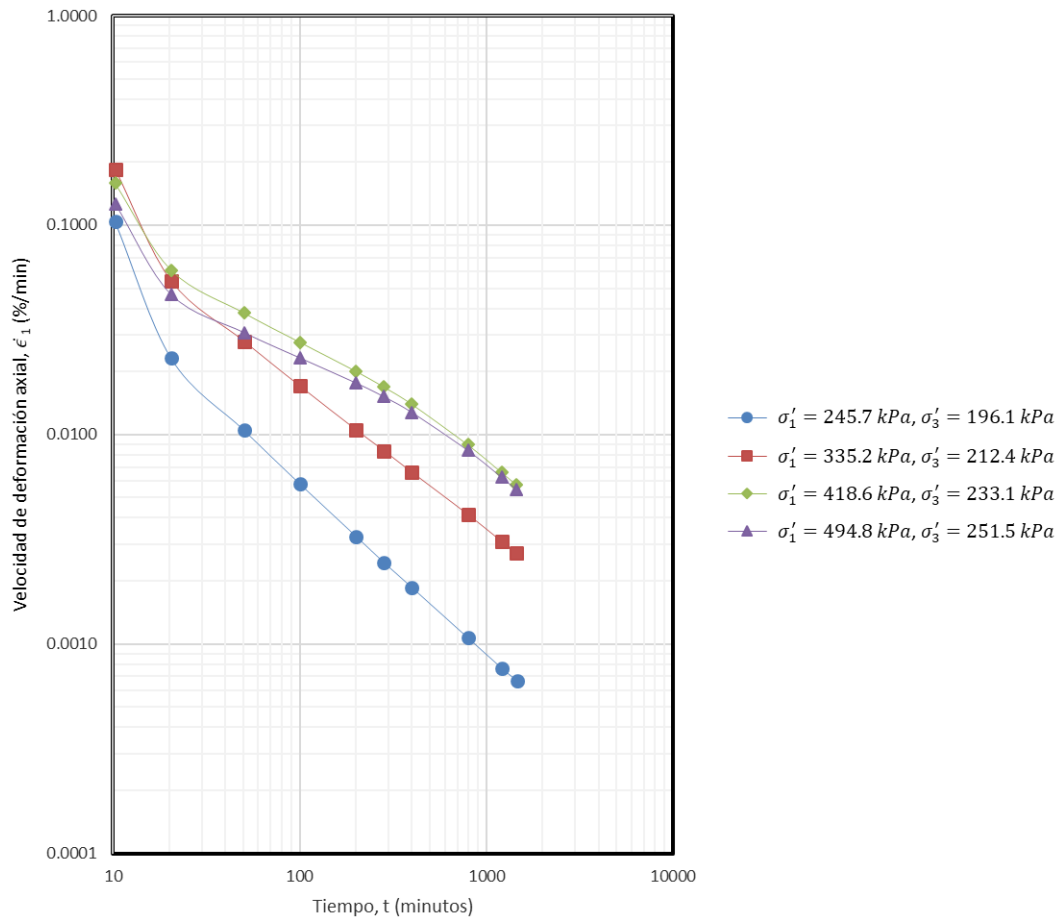


Figura D. 18.- Relación de velocidad de deformación axial – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 3.

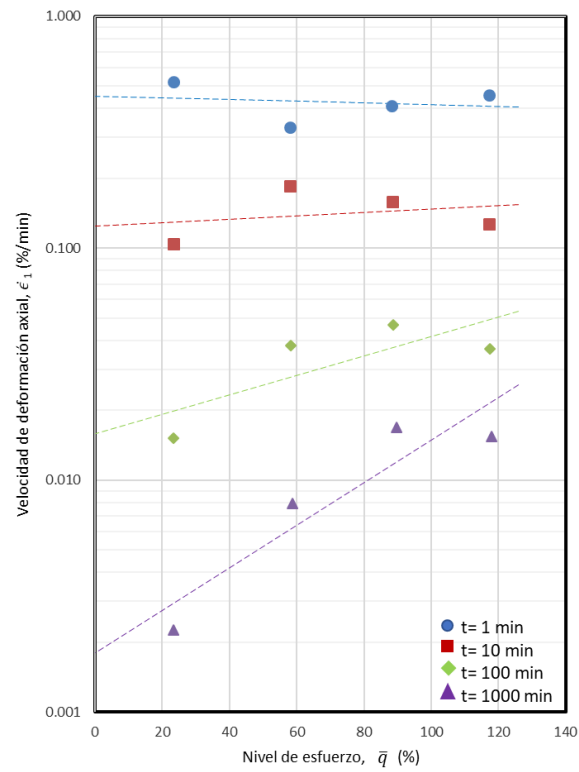


Figura D. 19.- Obtención de los parámetros de creep α y A para deformaciones axiales a lo largo de la línea 3.

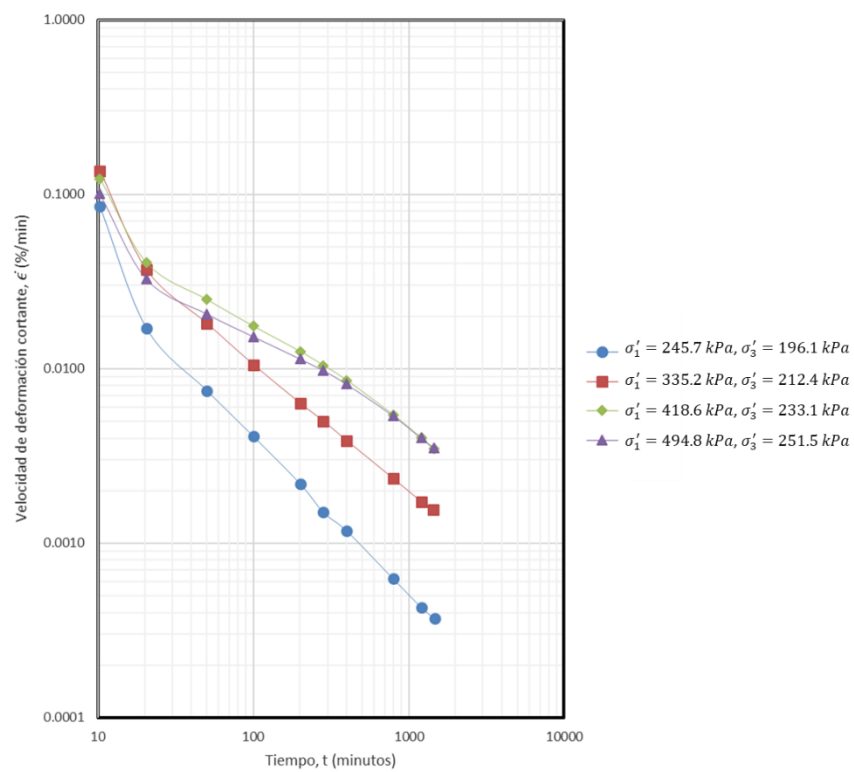


Figura D. 20.- Relación de velocidad de deformación cortante – tiempo para pruebas drenadas a lo largo de la línea 3.

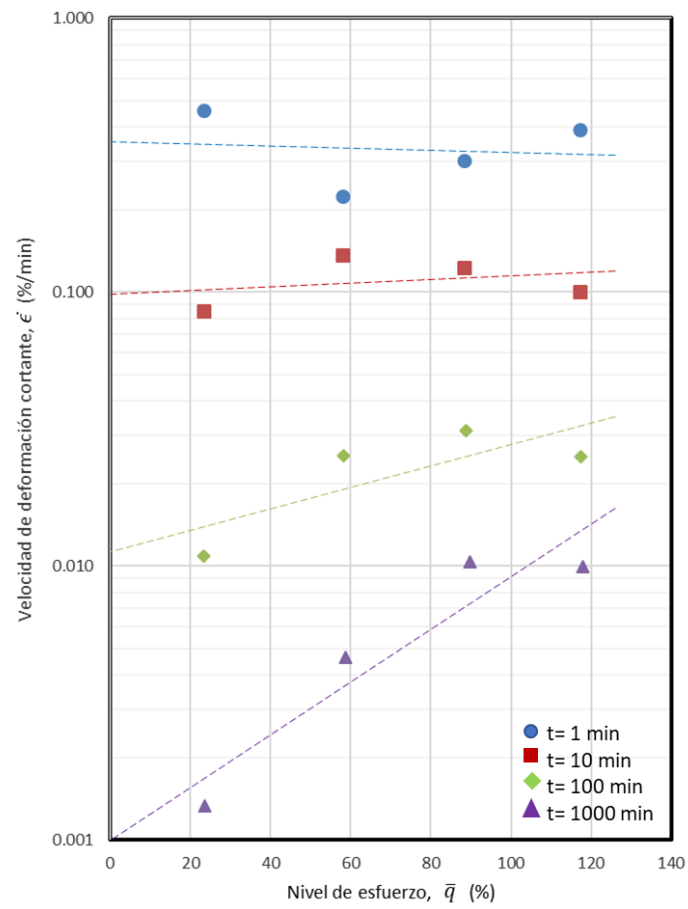


Figura D. 21.- Obtención de los parámetros de creep α y A para deformaciones de cortante a lo largo de la línea 4.