



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
Ingeniería Civil – Geotécnica

**DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE RESILIENCIA DE LAS ARCILLAS DEL EX
LAGO DE TEXCOCO**

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

PRESENTA:
CÉSAR LERMA TIRADO

TUTOR PRINCIPAL
DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ
COTUTOR
DR. MARIO FLORES GUZMÁN
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, ENERO 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: (NOMBRE)

Secretario: (NOMBRE)

Vocal: (NOMBRE)

1^{er.} Suplente: (NOMBRE)

2^{do.} Suplente: (NOMBRE)

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: NOMBRE DEL LUGAR

TUTOR DE TESIS:

NOMBRE

FIRMA

(Segunda hoja)

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue realizado con el apoyo incondicional de mis padres Elba Alicia y Toribio Eisdoro. Su amor y dedicación han sido siempre una compañía constante en mi formación como profesional.

Durante las largas jornadas de trabajo siempre pude contar con la motivación y apoyo de mi prometida Ana Karen. Ella estuvo continuamente al pie del cañón creyendo en mí sin importar la dificultad de mis labores.

Agradezco a mi hermana Sarahi por siempre llenarme de positividad y risas cuando más arduas fueron las jornadas. Tus consejos persisten en mi mente cuando veo el camino recorrido.

Esta investigación les corresponde a mis tutores Dra. Alexandra y Dr. Mario por su constante guía en este proceso de aprendizaje. Todos los conocimientos adquiridos gracias a éste trabajo se los atribuyo a su liderazgo, capacitación y empatía.

La etapa experimental dentro de esta investigación tuvo siempre el apoyo de mi becario Daniel. Estoy seguro que gracias a esta experiencia él llegara a ser un excelente profesionalista.

Estoy feliz de formar parte de la generación 2014-2016 de maestría en Geotecnia, ya que estuve rodeado de profesores con excelencia y compañeros que me enorgullece llamarlos colegas. Por todas las anécdotas que complementaron esta etapa profesional, agradezco la amistad de mis compañeros Alberto, Diego, Alejandro, Miguel, Edgar y Daniel.

RESUMEN

El módulo de resiliencia del suelo que subyace un pavimento es un parámetro utilizado en el diseño de las capas que lo conforman y representa la deformabilidad del material bajo cargas dinámicas. En este estudio se evalúa el comportamiento resiliente de 32 muestras de suelos extraídas del ex Lago de Texcoco a profundidades de 0.50 y 2.0 m, las cuales fueron sometidas a pruebas de módulo resiliente de acuerdo a la norma AASHTO T 307-99 (2007) bajo condiciones no consolidadas y posteriormente bajo condiciones consolidadas a diferentes esfuerzos efectivos promedio.

Los resultados de estas pruebas indican que el suelo del ex Lago de Texcoco, presenta valores del módulo resiliente bajos los cuales a su vez son susceptibles al grado de saturación del material, magnitud de esfuerzo desviador, esfuerzo efectivo promedio y la relación de vacíos inicial.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	2
RESUMEN.....	ii
ÍNDICE	iii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Objetivo y alcances	2
2. ESTADO DEL ARTE	3
2.1. Antecedentes	3
La guía mecánico-empírica para el diseño de pavimentos, MEPDG (NCHRP, 2002)	3
2.2. El módulo de resiliencia como parámetro de diseño de pavimentos.....	5
Determinación experimental del módulo resiliente MR	7
Modelos predictivos del módulo resiliente en suelos.....	7
2.3. Técnicas alternativas para la determinación del módulo resiliente	8
California Bearing Ratio (CBR)	9
Pruebas con deflectómetro de impacto.....	9
Determinación de deflexión dinámica (Dynaflect)	10
Penetrómetro estático de cono (CIMCPT)	11
Penetrómetro dinámico de cono (DCP)	12
3. ETAPA EXPERIMENTAL	14
3.1. Muestreo	15
3.2. Preparación de muestra	17
Corte de tubo de pared delgada	17
Labrado de la probeta.....	18
Montaje de probeta en cámara triaxial.....	19
3.3. Determinación de propiedades índice y densidad de sólidos	20
Límite líquido (Copa Casagrande)	20
Límite plástico.....	22
Densidad de sólidos	23
3.4. Determinación del módulo de resiliencia	25
3.4.1. Equipo	25
Cámara triaxial	25
MTS- Material Testing System.....	26
Transductores.....	27
• Celda de carga.....	27
• Transductor de presión	27
• Transductor de presión diferencial	27

• Sensor de desplazamiento	28
3.4.2 Procedimiento	29
3.5. Presentación y análisis de resultados	36
3.5.1. Pruebas iniciales	36
Clasificación del suelo	36
Módulo resiliente	40
3.5.2. Pruebas complementarias	50
Clasificación del suelo	50
Módulo de resiliencia	52
3.5.3 Comportamiento resiliente de los suelos estudiados.....	54
Influencia del esfuerzo de confinamiento (σ_3) y el grado de saturación en pruebas no consolidadas no drenadas.....	55
Influencia del esfuerzo efectivo promedio σ' en las pruebas consolidadas no drenadas.....	55
Influencia del esfuerzo desviador cíclico (σ_d) en el MR	56
Influencia de la deformación unitaria (ϵ) en el MR	57
Influencia de la relación de vacíos (e) en el MR.....	59
Influencia del exceso de presión de poro en el MR.....	61
Variación del Módulo de resiliencia en el tramo de descarga.....	63
4. CONCLUSIONES	64
5. REFERENCIAS	65
6. ANEXOS.....	68

Lista de figuras

Figura 1: Comportamiento resiliente de los suelos (Salour, 2014)	6
Figura 2: Deflectómetro de impacto (HWD) (Dynatest International, 2016)	10
Figura 3: El sistema Dynaflect en posición operativa	11
Figura 4: Ubicación de la Zona Federal del Lago de Texcoco. (Google maps, 2016).....	14
Figura 5: Ubicación de pozos a cielo abierto en predio del NAICM.....	15
Figura 6: Almacenamiento de tubos tipo Shelby en cuarto húmedo.....	16
Figura 7: Corte y encerado de tubo aluminio tipo Shelby.	17
Figura 8: Careado de muestra de suelo.	18
Figura 9: Labrado de probeta de suelo.	18
Figura 10: Careado y registro de dimensiones de muestra de suelo.....	19
Figura 11: Colocación de papel filtro previamente saturado a muestra de suelo.....	19
Figura 12: Montaje de probeta de suelo en cámara triaxial.	20
Figura 13: Remoldeo de material para el ensaye del límite líquido.	21
Figura 14: Colocación y ranurado del suelo en la copa Casagrande.....	21
Figura 15: Ranurado de la muestra y toma de muestra de suelo.	22
Figura 16: Ensaye límite plástico.	22
Figura 17: Ensaye densidad de sólidos.	23
Figura 18: Esquema general del equipo triaxial (AASHTO T 307-99 (2007)).	25
Figura 19: Cámara triaxial para módulo de resiliencia.....	26
Figura 20: Vista general de la cámara triaxial cíclica MTS en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.....	26
Figura 21: Celda de carga OMEGADYNE, modelo LCUW-150.....	27
Figura 22: Transductores de presión MEAS, modelo MSP-300-100-P-2.....	27
Figura 23: Transductor de presión diferencial Validyne, modelo DP15-28.	28
Figura 24: Sensor de desplazamiento, modelo E1000.	28
Figura 25: Ilustración patrón de carga haversiano (AASHTO T- 307).	29
Figura 26: Esquema general de la secuencia del ensaye para determinar el módulo resiliente.	30
Figura 27: Medición de la B de Skempton.....	32
Figura 28: Etapa de Consolidación.	33
Figura 29: Etapa de descarga.....	33
Figura 30: Secuencia de esfuerzos promedio (σ') aplicados en el ensaye.	35
Figura 32: Caracterización plástica del suelo en pista 2.....	
Figura 33: Caracterización plástica del suelo en pista 3.....	
Figura 33: Contenido de agua en pista 2 y 3.....	39
Figura 34: Densidad de sólidos en pista 2 y 3.....	39
Figura 35: Resultados en módulo de resiliencia en pista 2	41
Figura 36: Resultados en módulo de resiliencia en pista 3	46
Figura 37: Caracterización plástica en pruebas complementarias.....	51
Figura 38: Contenido de agua y densidad de sólidos en pruebas complementarias	51
Figura 39: Variación del módulo de resiliencia en etapa de recarga en PCA 2.1	52
Figura 40: Variación del módulo de resiliencia en etapa de recarga en PCA 2.2	52
Figura 41: Variación del módulo de resiliencia en etapa de recarga en PCA 2.1	53
Figura 42: Esfuerzo promedio p' vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.1).	55
Figura 43: Esfuerzo promedio p' vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.2).....	56
Figura 44: Esfuerzo promedio p' vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.3).....	56
Figura 45: Deformación unitaria vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.1).....	57
Figura 46: Deformación unitaria vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.2).....	57
Figura 47: Deformación unitaria vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.3).....	58

Figura 48: Relación de vacíos vs. Módulo de resiliencia	59
Figura 49: Relación de vacíos vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.1, 2.2, 2.3).....	60
Figura 50: Relación de vacíos vs. Módulo de resiliencia en distintas etapas de consolidación	61
Figura 51: Medición de presión de poro durante ensaye del MR en condiciones CU.....	62
Figura 52: Módulo de resiliencia del PCA-61, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	68
Figura 53: Módulo de resiliencia del PCA-61, M-5, prof. 1.50-2.00, pista 2.	69
Figura 54: Módulo de resiliencia del PCA-67, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	70
Figura 55: Módulo de resiliencia del PCA-73, M-4, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	71
Figura 56: Módulo de resiliencia del PCA-73, M-7, prof. 1.50-2.00 m, pista 2.	72
Figura 57: Módulo de resiliencia del PCA-74, M-4, prof. 0.50-1.00 m, pista 3.	73
Figura 58: Módulo de resiliencia del PCA-74, M-6, prof. 1.50-2.00, pista 3.	74
Figura 59: Módulo de resiliencia del PCA-79, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	75
Figura 60: Módulo de resiliencia del PCA-79, M-5, prof. 1.50-2.00, pista 2.	76
Figura 61: Módulo de resiliencia del PCA-80, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 3.	77
Figura 62: Módulo de resiliencia del PCA-80, M-5, prof. 1.50-2.00 m, pista 3.	78
Figura 63: Módulo de resiliencia del PCA-85, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	79
Figura 64: Módulo de resiliencia del PCA-85, M-4, prof. 1.50-2.00 m, pista 2.	80
Figura 65: Módulo de resiliencia del PCA-86, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 3.	81
Figura 66: Módulo de resiliencia del PCA-86, M-5, prof. 1.50-2.00 m, pista 3.	82
Figura 67: Módulo de resiliencia del PCA-91, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	83
Figura 68: Módulo de resiliencia del PCA-91, M-6, prof. 1.50-2.00 m, pista 2.	84
Figura 69: Módulo de resiliencia del PCA-92, M-3, prof. 0.50-1.00 m, pista 3.	85
Figura 70: Módulo de resiliencia del PCA-92, M-5, prof. 1.50-2.00, pista 3.	86
Figura 71: Módulo de resiliencia del PCA-97, M-5, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	87
Figura 72: Módulo de resiliencia del PCA-97, M-8, prof. 1.50-2.00, pista 2.	88
Figura 73: Módulo de resiliencia del PCA-98, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 3.	89
Figura 74: Módulo de resiliencia del PCA-98, M-5, prof. 1.50-2.00 m, pista 3.	90
Figura 75: Módulo de resiliencia del PCA-103, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	91
Figura 76: Módulo de resiliencia del PCA-103, M-5, prof. 1.50-2.00 m, pista 2.	92
Figura 77: Módulo de resiliencia del PCA-104, M-4, prof. 0.50-1.00 m, pista 3.	93
Figura 78: Módulo de resiliencia del PCA-104, M-7, prof. 1.50-2.00 m, pista 3.	94
Figura 79: Módulo de resiliencia del PCA-105, M-4, prof. 0.50-1.00 m, pista 2.	95
Figura 80: Módulo de resiliencia del PCA-105, M-8, prof. 1.50-2.00 m, pista 2.	96
Figura 81: Módulo de resiliencia del PCA-108, M-2, prof. 0.50-1.00 m, pista 3.	97
Figura 82: Módulo de resiliencia del PCA-108, M-5, prof. 1.50-2.00, pista 3.	98
Figura 83: Módulo de resiliencia del PCA-2.1, ubicada en la cabecera norte de la pista 2, M-1, prof. 1.00-1.50 m.	99
Figura 84: Módulo de resiliencia del PCA-2.2, ubicada en el centro de la pista 2, M-3, prof. 1.65-1.99 m.	99
Figura 85: Módulo de resiliencia del PCA-2.3, ubicada en la cabecera sur de la pista 2, M-4, prof. 1.91-2.39 m.	100

Lista de tablas

Tabla 1: Modelos relacionando propiedades índice y de resistencia al MR de un material. (NCHRP, 2002).....	4
Tabla 2: Factores que influyen en el comportamiento resiliente en suelos cohesivos y no cohesivos.....	6
Tabla 3: Modelos para CIMCPT desarrollados por Mohammad et al.	12
Tabla 4: Correlaciones entre el MR y DCP (Hassan, 1996; George & Uddin, 2000).	13
Tabla 5: Inventario de muestras de suelo utilizadas en esta investigación.....	16
Tabla 6: Parámetros de calibración de la cámara triaxial MTS.....	28
Tabla 7: Secuencia de prueba para suelos de subrasante (AASHTO T 307-99 (2007))...	31
Tabla 8: Secuencia de prueba para arcillas del ex lago de Texcoco	31
Tabla 9: Profundidad en muestras (pista 2)	34
Tabla 10: Secuencia de esfuerzo promedio σ' para consolidar la probeta.	34
Tabla 11: Propiedades índice de muestras en pista 2.....	36
Tabla 12: Propiedades índice de muestras en pista 3.....	37
Tabla 13: Condiciones de prueba para pruebas iniciales.	40
Tabla 14: Resultados del módulo de resiliencia en pista 2.....	44
Tabla 15: Resultados del módulo de resiliencia en pista 3.....	49
Tabla 16: Propiedades índice en pruebas complementarias	50
Tabla 17: Resultados del módulo de resiliencia en PCA 2.1, 2.2 y 2.3.....	53

1. INTRODUCCIÓN

La práctica de la ingeniería de pavimentos en general requiere el conocimiento de las características de los materiales que lo conformarán y sobre los cuales se desplantará la estructura de pavimento, en especial requiere el conocimiento de su respuesta ante la carga dinámica por ser este el tipo de carga que impone el paso repetido de vehículos o aeronaves.

El módulo de resiliencia es un parámetro que se utiliza para caracterizar la rigidez bajo condiciones representativas del paso repetido de vehículos de los materiales que conforman y sobre el cual se desplanta un pavimento, puede ser utilizado en los análisis para la estimación de los espesores y la predicción del comportamiento de las capas de dicha estructura.

En México, es una práctica común el utilizar valores obtenidos en pruebas de campo como CBR (California bearing ratio) o VRS (Valor relativo de soporte) para obtener estimaciones del módulo de resiliencia. Sin embargo, estas pruebas fueron diseñadas para medir indirectamente la resistencia al corte de los suelos para ciertas condiciones, por lo que no son necesariamente representativas de la defomabilidad del suelo en campo (Ossa et al, 2016). Para obtener un valor representativo del módulo de resiliencia en materiales empleados en pavimentos, la American Association of State Highway and Transformation Officials (AASHTO) creó la norma AASHTO T-307 que describe los procedimientos para realizar el ensaye del módulo de resiliencia.

Sin embargo, la norma AASHTO T-307 no está definida para evaluar el módulo resiliente de suelos de baja resistencia al esfuerzo cortante, altos contenidos de humedad y porcentajes de saturación, y alta compresibilidad, como es el caso de los depósitos de suelo que conforman el Valle de México. Este tipo de suelos experimentan cambios volumétricos diferidos en el tiempo debido al peso transmitido por las estructuras de pavimentos y son susceptibles a sufrir deformaciones permanentes o incluso llegar a la falla ante la aplicación de esfuerzos desviadores cíclicos inducido por el paso repetido de vehículos o aeronaves.

1.1.Objetivo y alcances

El objetivo de esta investigación es realizar el ensaye de módulo de resiliencia en el laboratorio para especímenes de suelos arcillosos recuperados de la zona del ex lago de Texcoco conforme los procedimientos descritos en la norma AASHTO T 307-99 (2007).

Para lograr este objetivo se llevaron a cabo las siguientes actividades:

- Determinar las propiedades índices de las muestras de suelo para su clasificación y relaciones volumétricas.
- Labrar probetas cilíndricas con dimensiones de acuerdo a la norma AASHTO T 307-99 (2007) para suelos arcillosos.
- Determinar el módulo de resiliencia del suelo con una secuencia de prueba modificada que se adecúa a las características de las arcillas del ex lago de Texcoco.
- Analizar y procesar los datos obtenidos en los ensayos para determinar el módulo de resiliencia para observar el comportamiento del suelo.
- Establecer un rango en el valor de módulo de resiliencia para las arcillas del ex lago de Texcoco para el diseño de estructuras de pavimentos.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. Antecedentes

Las estructuras de pavimentos rígidos y flexibles son las obras geotécnicas más utilizadas en los sistemas de transporte terrestre y aeroportuario en el mundo. Su estructura está formada por distintas capas de materiales granulares colocadas sobre un suelo de desplante (Brown, 1996). La capa de desplante o subrasante se conforma de los suelos encontrados en sitio y en caso de ser requerido se puede modificar su comportamiento mecánico mediante aditivos, inclusión de otros materiales o elementos mecánicos o mediante el uso de técnicas mecánicas razón por la cual, los ingenieros se enfrentan continuamente con el problema de encontrar procedimientos y técnicas para el mejoramiento de suelos así como medir su eficiencia (Yoder & Witczak, 1975). El suelo de subrasante de un pavimento puede ser caracterizado mediante pruebas de campo, laboratorio o una combinación de ambas para ello, es esencial que los métodos seleccionados para la caracterización reflejen con precisión el papel que toma la subrasante en la estructura de pavimento, y que la frecuencia del muestreo represente adecuadamente la variabilidad espacial en la masa del suelo. Los autores Yoder y Witczak señalan que “Todos los pavimentos derivan su último apoyo del suelo de subrasante, por lo tanto, es esencial tener un conocimiento claro de la mecánica de suelos”.

Dentro de la ingeniería de pavimentos, la resistencia y rigidez en la capa de subrasante son parámetros que tienen una gran importancia para el diseño de las estructuras de pavimentos. Ambos parámetros son influenciados por varios factores, como el estado de esfuerzos, contenido de humedad, temperatura, densidad relativa (Newcomb & Birgisson, 1999), entre otros. La resistencia al esfuerzo cortante de esta capa de desplante indica cuál es su capacidad máxima de carga. Por otra parte, la rigidez o deformabilidad de un material de subrasante determina en gran parte la deformación y los desplazamientos del pavimento, durante el proceso de carga y descarga debido al paso de vehículos o aeronaves.

La guía mecánico-empírica para el diseño de pavimentos, MEPDG (NCHRP, 2002)

La guía empírico/mecanicista para el diseño de estructuras de pavimento (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, MEPDG) fue diseñada por el Programa Nacional Corporativo de Investigación de Carreteras (National cooperative highway reasearch program, NCHRP) en el 2002. La guía (MEPDG) considera además del tráfico, las características de la estructura, los materiales de construcción y el clima en sus análisis. Utiliza un enfoque jerárquico de tres niveles para determinar los parámetros de entrada en el diseño, los cuales dependen del nivel de precisión deseado del parámetro de entrada. El nivel 1 corresponde al de más alta precisión y el nivel 3, el de más baja precisión. En

función de la criticidad del proyecto y los recursos disponibles, el diseñador tiene la flexibilidad de elegir cualquiera de los niveles de entrada para el diseño, así como utilizar una combinación de ellos.

Los tres niveles de entrada en la guía de diseño para el módulo de resiliencia en materiales no estabilizados son:

- Nivel 1: Pruebas de laboratorio haciendo uso de las normas estandarizadas como la NCHRP 1-28A (NCHRP, 2004b) y AASHTO T307 (1999)
- Nivel 2: Correlaciones con propiedades del material como el CBR, el valor R, el coeficiente de capa de AASHTO, etc. Ver Tabla 1.
- Nivel 3: Valores típicos basados en la calibración.

Tabla 1: Modelos relacionando propiedades índice y de resistencia al MR de un material. (NCHRP, 2002)

Propiedad índice/resistencia	Modelo	Comentarios	Prueba standard
CBR	$MR = 2555(CBR)^{0.64}(TRL)$ MR, psi	CBR: Relación de soporte California, porcentaje	AASHTO T193, "Relación de soporte California"
Valor R	$MR = 1155 + 555R(20)$ MR, psi	R: Valor R	AASHTO T190, "Valor R de resistencia y presión de expansión de suelos compactos"
Coeficiente de capa AASHTO	$MR = 30,000 \left(\frac{a_i}{0.14} \right) (20)$ MR, psi	a: Coeficiente de capa AASHTO	Guía de diseño de estructuras de pavimentos AASHTO
IP y gradación	$CBR = \frac{75}{1+0.728(wIP)}$	wIP: P200*IP P200: Porcentaje que pasa la malla No. 200 IP: Índice plástico, porcentaje	AASHTO T27. "análisis granulométrico de agregados gruesos y finos" AASHTO T90, "Determinación del límite plástico e Índice de plástico de los suelos"
DCP (penetración de cono dinámico)	$CBR = \frac{292}{DCP^{1.12}}$	CBR: Relación de soporte California, porcentaje DCP: Índice de penetración con cono dinámico, mm/golpe	ASTM D 6951, "Método estándar de prueba para el uso del penetrómetro de cono dinámico en aplicaciones de pavimentos poco profundos"

Los parámetros necesarios para caracterizar los materiales de subrasante, sub-base, y la base se clasifican en tres grupos principales: (1) modelo de respuesta del pavimento para materiales de entrada, (2) modelo climático integrado y mejorado para materiales de entrada (EICM), y (3) otros parámetros de materiales. El modelo de respuesta del pavimento para materiales de entrada hace uso del módulo de resiliencia, MR, y el coeficiente de Poisson, μ para cuantificar la rigidez ocasionada por la deformación en los materiales no

estabilizados bajo cargas ocasionadas por el paso de vehículos. Los parámetros de los materiales asociados con EICM son utilizados para predecir las condiciones de temperatura y humedad dentro de una estructura de pavimento. Estos parámetros incluyen los límites de Atterberg, granulometría, y la conductividad hidráulica saturada. Otros parámetros de materiales, como el coeficiente de presión lateral (K), son propiedades especiales que se requieren para la solución del diseño.

2.2.El módulo de resiliencia como parámetro de diseño de pavimentos

Dentro de la ingeniería de pavimentos, el esfuerzo ocasionado por el rodaje de vehículos es pequeño en comparación con la resistencia de los materiales empleados sin embargo, este esfuerzo es aplicado un gran número de veces produciendo deformaciones en los materiales de tipo permanente y recuperable. Para el caso particular de los materiales térreos, durante los primeros ciclos de aplicación de carga se generan deformaciones plásticas o permanentes que disminuyen debido a una densificación del material, en adelante el comportamiento del dicho material se puede considerar elástico resiliente (Salour et al. 2014).

En 1955, el término módulo de resiliencia fue introducido por primera vez por Seed y sus colegas en la Universidad de California, este parámetro representa la rigidez (deformabilidad) de los materiales que conforman y sobre el cual se apoya una estructura de pavimento y ha sido utilizado para predecir el comportamiento de un pavimento expuesto a cargas cíclicas representativas del paso repetido de vehículos o aeronaves. (Hveem (1955), Seed et al. (1962), Hicks & Monismith (1971), O'Reilly & Brown (1991), Li & Selig (1994), Brown (1996)).

El módulo resiliente (MR) de un suelo a material granular, normalmente se obtiene a partir de pruebas triaxiales bajo la condición de carga cíclica la cual simula la carga repetitiva que genera el tráfico. En las pruebas triaxiales, el módulo de resiliencia se define como la relación entre el esfuerzo desviador cíclico (σ_d) y la deformación recuperable (ϵ_r), tal como se ilustra en la Figura 1 y se presenta con la ecuación 1:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1)$$

donde:

σ_d : Esfuerzo desviador

ϵ_r : Deformación recuperable

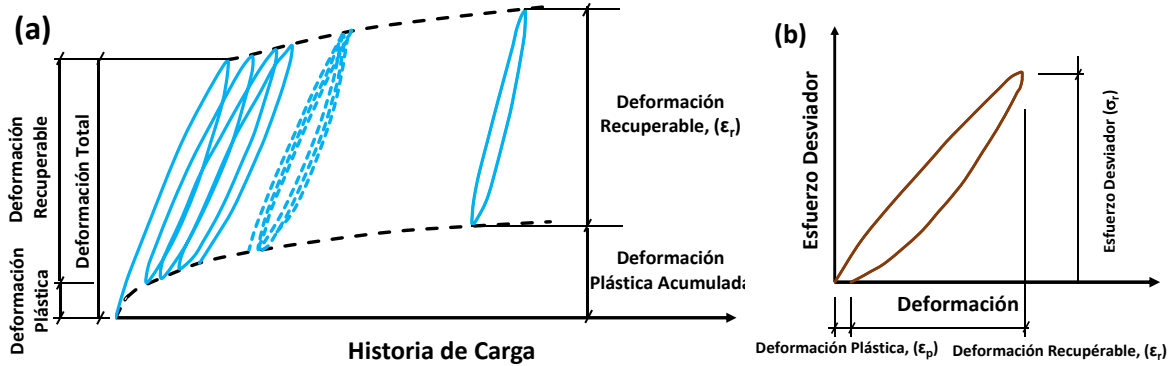


Figura 1: Comportamiento resiliente de los suelos (Salour, 2014)

De acuerdo a Soderman et al. (1968), Thompson & Robnett (1976), Brown y Pappin (1981), Bandyopadhyay & Frantzen (1983), McVay & Taesiri (1985), Stewart, (1986) Thorton & Elliott (1986), Leshchinsky and Rawlings (1988), Drumm et al. (1988), y Kim & Siddiki (2006), el comportamiento resiliente de los suelos cohesivos es diferente al de los no cohesivos (granulares), no obstante suele suceder entre los cien y doscientos ciclos de carga (Barksdale et al., 1975). En la Tabla 2, se presenta los principales factores que influyen en el comportamiento resiliente de ambos grupos de suelo.

Tabla 2: Factores que influyen en el comportamiento resiliente en suelos cohesivos y no cohesivos.

Tipo de suelo	Factores de influencia
Suelos cohesivos	Esfuerzo desviador Propiedades índice Método de compactación Contenido de humedad en compactación Densidad seca del suelo Tixotropía Grado de saturación Ciclos de hielo y deshielo
Suelos no cohesivos	Densidad seca del suelo Grado de saturación Presión de confinamiento Granulometría Método de compactación Esfuerzo desviador

El uso del módulo de resiliencia para el diseño de estructuras de pavimento se ha incrementado desde que se introdujo por primera vez en la guía de diseño AASHTO 1986. En la actualidad, las investigaciones del módulo de resiliencia varían desde encontrar las variaciones que tiene el modulo haciendo uso de nuevos materiales (Modarres and Hamed, 2014), hasta condiciones de los materiales sometidos a ciclos de humedecimiento y secado (Pérez et al., 2012).

Determinación experimental del módulo resiliente MR

El procedimiento de elaboración de la prueba del módulo de resiliencia se describe en la norma AASHTO T 307-99 (2007) para suelos finos y materiales granulares, los cuales son definidos como materiales tipo 1 y tipo 2 respectivamente. La ejecución de esta prueba se lleva a cabo en una cámara triaxial capaz de aplicar cargas cíclicas y consiste en aplicar a un espécimen de suelo formado en laboratorio o proveniente de un muestreo inalterado, una secuencia de carga cíclica de tipo haversiano, seguida de un periodo de reposo. Durante la prueba la respuesta total de la deformación axial residual es medida y utilizada en el cálculo del módulo de resiliencia.

Modelos predictivos del módulo resiliente en suelos

Seed et al (1967), propusieron el primer modelo de predicción del módulo resiliente de suelos granulares denominado modelo K- θ , el cual permite estimar la deformabilidad del material en función de la suma de los esfuerzos principales θ y de dos constantes empíricas k_1 y k_2 , tal se muestra en la ecuación 2.

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \tag{2}$$

Posteriormente Moossazadeh & Witczak (1981) presentaron un modelo predictivo del módulo resiliente denominado K- σ_d aplicable a suelos cohesivos, el cual está definido por la siguiente ecuación:

$$MR = k_1 \sigma_d^{k_2} \tag{3}$$

donde:

σ_d : Esfuerzo desviador.

Por otra parte, Uzan (1985) presentó un modelo que llamó universal el cual involucra los parámetros definidos previamente en los modelos K- θ y K- σ_d . Dicho modelo está definido por la ecuación 4 y puede ser usado para predecir el comportamiento resiliente de los suelos cohesivos y granulares.

$$MR = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \tag{4}$$

donde:

k_1, k_2, k_3 : Coeficientes de regresión

θ : La suma de los esfuerzos principales

p_a : Presión de referencia = 100 kpa \approx 1 kgf/cm² \approx 2000 psf \approx 14.50 psi.

Basados en la ecuación 5, la Guía Empírico Mecanicista (MEDPG) de AASTHO (2008) presenta una ecuación similar, cuya expresión se define a continuación.

$$MR = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (5)$$

donde:

MR: Módulo de resiliencia

θ : Suma de esfuerzos ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

σ_1 : Esfuerzo mayor principal

σ_2 : Esfuerzo intermedio principal (σ_3 para especímenes cilíndricos en pruebas Mr)

σ_3 : Esfuerzo menor principal o presión de confinamiento

τ_{oct} : Esfuerzo cortante octaédrico $\left(\frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \right)$

P_a : Presión atmosférica, $P_a = 101.4 \text{ kPa}$

k_1, k_2, k_3 : Constantes de regresión

Los coeficientes de correlación, r^2 , obtenidos del modelo constitutivo deben tener una correlación múltiple arriba de 0.90. Es posible hacer uso de coeficientes de modelos constitutivos para suelos y muestras con condiciones similares para combinar resultados y obtener una base de datos combinada de k_1 , k_2 , y k_3 . Si el r^2 resulta ser menor a 0.90 para un espécimen de prueba, se revisan los resultados y el equipo de prueba para encontrar posibles errores y/o perturbación en la muestra ensayada. En caso de no encontrar errores, es necesario hacer uso de una relación constitutiva diferente.

El coeficiente k_1 es proporcional al módulo de resiliencia. Por lo tanto, los valores de k_1 deben ser positivos ya que el MR nunca puede ser negativo. Al aumentar el valor de la suma de esfuerzos (θ) aumenta la rigidez en el material de ensaye, ocasionando que el MR sea mayor. Por lo tanto, el exponente de k_2 también debe ser positivo. El coeficiente k_3 es el valor exponente del término del esfuerzo cortante octaédrico. Los valores de k_3 deben ser negativos ya que al aumentar el esfuerzo cortante produce un ablandamiento en el material de ensaye, resultando en un MR inferior (NCHRP, 2002).

2.3. Técnicas alternativas para la determinación del módulo resiliente

El módulo de resiliencia de los suelos es un parámetro cuya determinación requiere de equipo instrumentado y personal capacitado para ejecutar los ensayos de laboratorio. Por estas razones, algunos investigadores y agencias gubernamentales han intentado encontrar otras alternativas para su determinación, y para ello han intentado correlacionar los valores del módulo resiliente de los suelos a través de los resultados de diversas pruebas de laboratorio y de campo, cuya ejecución resulta relativamente sencilla. Algunas

pruebas realizadas en campo para la estimación del módulo de resiliencia son: California Bearing Ratio (CBR), Pruebas con deflectómetro de impacto (Heavy Weight Deflectometer), determinación de deflexión dinámica (Dynamic Deflection Determination, Dynaflect), penetrómetro estático de cono (Continuous Intrusion Miniature Cone Penetrometer Test, CIMCPT) y penetrómetro dinámico de cono (Dynamic Cone Penetrometer, DCP).

California Bearing Ratio (CBR)

Tradicionalmente, en la práctica del diseño de pavimentos en varios países incluido México, la caracterización de las capas granulares y de la subrasante del pavimento, se limita a la estimación empírica del módulo resiliente en función de los resultados de las pruebas CBR (California Bearing Ratio) o VRS (Valor Relativo de Soporte). Lo anterior, pese a que esta prueba en su origen fue concebida como una forma indirecta de medir la resistencia al corte de los suelos, bajo ciertas condiciones particulares que no necesariamente son representativas del nivel de deformaciones del suelo en campo (Rada & Witczak, 1981). La guía de diseño AASHTO T 307-99 (2007) sugiere la siguiente expresión para la estimación del módulo de resiliencia en suelos con partículas finas (Heukelom & Klomp, 1962):

$$MR(PSI) = 1,500CBR \quad (7)$$

Pruebas con deflectómetro de impacto

El deflectómetro de impacto es un dispositivo que está diseñado para medir la deflexión en la superficie de un pavimento simulando el paso rápido de un camión o aeronave. Este equipo genera un pulso de carga al dejar caer un peso sobre una placa circular que está colocada directamente sobre el pavimento. La deflexión ocasionada en el pavimento se registra mediante un grupo de geófonos (5 a 7) uno de ellos ubicado debajo de la placa circular y los demás sobre el pavimento, espaciados a 30 cm uno del otro. La carga que genera el deflectómetro de impacto deforma momentáneamente al pavimento el cual adopta una configuración en forma de tazón, comúnmente llamada cuenco de deformaciones. Con base en la fuerza de impacto transmitida al pavimento, los registros de deformación y los espesores de las capas que lo conforman, es posible estimar la rigidez de dichas capas así como la de la subrasante, haciendo uso de métodos computacionales (Schmalzer, 2006). En la Figura 2 se muestra el deflectómetro de impacto tipo HWD (High Weight Deflectometer).



Figura 2: Deflectómetro de impacto (HWD) (Dynatest International, 2016)

De acuerdo a Rahim (2005) las estimaciones del módulo resiliente obtenidas en distintos tipos de suelos cohesivos y granulares, a través de la prueba de deflectometría de impacto, son similares a los valores obtenidos a través pruebas de laboratorio. El departamento de transporte de Florida desarrolló la siguiente ecuación que determina el módulo de resiliencia de la subrasante haciendo uso de los valores obtenidos en campo mediante pruebas con deflectómetro de impacto tipo con el FWD (Falling Weight Deflectometer) (Choubane & McNamara, 2000).

$$MR_{FWD} = 0.03764 \left(\frac{P}{d_r} \right)^{0.898} \quad (8)$$

donde:

MR_{FWD} = Módulo de resiliencia de subrasante estimado a partir de los resultados del deflectómetro de impacto tipo FWD

P = Carga aplicada, libras

d_r = Desviación del sensor a las 36 pulgadas de la placa de carga (milésimas de pulgada, Mils)

Determinación de deflexión dinámica (Dynalect)

La determinación de deflexión dinámica es una prueba en la cual un sistema electromagnético transmite una carga dinámica que puede variar entre 4.9 a 9.3 kN, a una frecuencia de 8 Hz al pavimento mientras que un sistema de geófonos registra las deformaciones ocurridas en superficie. Dicha carga es transmitida verticalmente al pavimento a través de dos ruedas de acero, espaciadas 508 mm de centro a centro (Mohammad et. al, 2007). Comúnmente, este sistema electromagnético se aloja en un remolque relativamente ligero de dos ruedas que contiene el generador de fuerza dinámica, un dispositivo para la medición de deformaciones y un sistema de adquisición de datos (Figura 3).



Figura 3: El sistema Dynaflect en posición operativa

Si bien esta técnica ha sido desplazada por el uso del deflectómetro de impacto en la evaluación estructural de pavimentos debido a que este último tiene capacidad de aplicar mayores cargas, el sistema electromagnético de aplicación de cargas oscilatorias ha continuado utilizándose en la evaluación estructural de capas de terracería y materiales in situ. De manera similar a la prueba con deflectómetro de impacto, los registros de deflexiones obtenidas son procesados a través de retrocálculos que permiten estimar el módulo resiliente de los materiales.

Penetrómetro estático de cono (CIMCPT)

El CIMCPT por sus siglas en inglés (Continuous Intrusion Miniature Cone Penetrometer) es un equipo de prueba utilizado para la estimación de las propiedades físicas y de resistencia del suelo de una forma sencilla, rápida y económica. El CIMCPT consiste en un dispositivo continuo de empuje, un motor hidráulico, un penetrómetro de cono miniatura que penetra en el suelo o material pétreo, y un sistema de adquisición de datos. A medida que el cono miniatura penetra en el suelo, el sistema de adquisición de datos registra la resistencia de la punta (q_c) y la resistencia friccional del cilindro (FS). La resistencia a la penetración del cono es relacionada con la resistencia del suelo la cual depende del tipo de suelo, densidad y contenido de humedad.

Durante las últimas décadas, la prueba CIMCPT ha ganado popularidad entre los otros ensayos in situ como alternativa para caracterizar los suelos de subrasante, y para llevar a cabo el control de calidad de las capas de material pétreo que conforman la estructura de los pavimentos y terraplenes, así como para la evaluación de la efectividad de la aplicación de técnicas de mejoramiento en el suelo, (Tumay, et al., 1998). En este sentido Mohammad y algunos colaboradores han desarrollado diferentes modelos predictivos empíricos para predecir el módulo resiliente en suelos gruesos y finos a partir de los resultados de la prueba CIMCPT (Mohammad et al., 1998; Mohammad et al., 1999; Mohammad et al., 1999; Mohammad et al., 2000; Herath, 2001; Mohammad et al., 2002;

Mohammad et al., 2003; Mohammad et al., 2005; Mohammad et al., 2007). Un resumen de estos modelos se presenta en la Tabla 3.

Tabla 3: Modelos para CIMCPT desarrollados por Mohammad et al.

Correlación	Comentario
$\frac{MR}{\sigma_c^{0.55}} = \frac{1}{\sigma_v} \left(31.79q_c + 74.81 \frac{f_s}{w} \right) + 4.08 \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	Suelo fino basado en esfuerzos en situ
$\frac{MR}{\sigma_c^{0.55}} = 6.66 \frac{(q_c \sigma_b)}{\sigma_v^2} - 32.99 \frac{f_s}{q_c} + 0.52 \frac{\gamma_d}{(w\gamma_w)}$	Suelo grueso en función de los esfuerzos en situ
$\frac{MR}{\sigma_c^{0.55}} = 47.03 \frac{q_c}{\sigma_1} + 170.40 \frac{f_s}{\sigma_1 w} + 1.67 \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	Suelo fino en base al tráfico y los esfuerzos en situ
$\frac{MR}{\sigma_c^{0.55}} = 18.95 \frac{q_c \sigma_b}{\sigma_1^2} + 0.41 \frac{\gamma_d}{\gamma_w w}$	Suelo grueso en base al tráfico y a los esfuerzos en situ

donde:

MR: Módulo de resiliencia (MPa)

σ_3 : Esfuerzo principal menor (σ_c : Esfuerzo de confinamiento) (kPa)

σ_1 : Esfuerzo principal mayor (σ_v : Esfuerzo vertical) (kPa)

q_c : Resistencia de punta (Mpa)

f_s : Resistencia friccional del cilindro

w : Contenido de agua (como decimal)

γ_d : Peso volumétrico seco (kN/m³)

γ_w : Peso volumétrico del agua (kN/m³)

σ_b : Suma de esfuerzos

Penetrómetro dinámico de cono (DCP)

El penetrómetro dinámico de cono DCP por su siglas en inglés (Dynamic cone penetrometer) es un instrumento portátil que consiste en un martillo deslizante de 8 kg, un yunque, una varilla de empuje (diámetro 16 mm), y una punta de cono de acero. El ángulo de la punta del cono por lo general es de 60 grados, y tiene un diámetro de 20 mm. El diámetro de la varilla de empuje es menor que la de la base del cono. Este diseño ayuda a reducir la resistencia por fricción a lo largo de la pared del penetrómetro de cono.

La prueba DCP consiste en empujar en la masa de suelo una punta cónica que se adjunta a la parte inferior de la varilla de empuje, y medir su resistencia a la penetración. Si bien las pruebas de DCP fueron concebidas en su origen para estimar la capacidad estructural de las capas de suelo de subrasante y de los materiales que conforman los pavimentos y

terraplenes, sus resultados permiten además, verificar el nivel y la uniformidad de compactación de una capa de material así como su espesor.

Tomando en cuenta lo anterior, en las últimas décadas, se han desarrollado correlaciones de diferentes propiedades ingenieriles de los suelos en función de los resultados de la prueba DCP, tales como como el CBR, la resistencia al esfuerzo cortante, el módulo de elasticidad y el módulo de resiliencia. En la tabla 4 se muestran algunas de las ecuaciones que correlacionan este último parámetro.

Tabla 4: Correlaciones entre el MR y DCP (Hassan, 1996; George & Uddin, 2000).

Investigación	Correlación	Tipo de suelo
Hasan	$MR = 7013.065 - 2040.783 \ln(DCPI)$	Cohesivo
George et al.	$MR = a_0(DCPI)^{a_1} \left(\gamma_{dr}^{a_2} + \left(\frac{LL}{w_c} \right)^{a_3} \right)$	Cohesivo
	$MR = a_0 \left(\frac{DCPI}{\log c_u} \right)^{a_1} (w_{cr}^{a_2} + \gamma_{dr}^{a_3})$	Granular

Donde:

MR: Módulo de resiliencia (psi)

DCPI: Penetrómetro dinámico de cono instrumentado (pulgada/golpe)

w_c : Contenido de humedad (%)

LL: Limite liquido

c_u : Coeficiente de uniformidad

$w_{cr} = \frac{\text{humedad en campo}}{\text{humedad optima}}$

$\gamma_{dr} = \frac{\gamma_d \text{ en campo}}{\gamma_d \text{ maximo}}$

a_0, a_1, a_2 y a_3 : Coeficientes del modelo

3. ETAPA EXPERIMENTAL

En este capítulo presentan los resultados de pruebas índice, relaciones volumétricas, densidad de sólidos y módulo resiliente de 32 muestras de suelo extraídas a profundidades entre 0.50 a 2.0 m en la Zona Federal del ex lago de Texcoco en el sitio donde se proyecta construir el Nuevo Aeropuerto de la Ciudad de México (NAICM). La Zona Federal del ex lago de Texcoco forma parte de la Cuenca de México que incluye el Distrito Federal y partes de los estados de México, Hidalgo y Tlaxcala (Figura 4). El subsuelo que se encuentra en esta cuenca es un cumulo complejo de formaciones volcánicas sucesivas que alcanzan espesores mayores a 2,000 metros de espesor que descansan sobre un basamento de rocas sedimentarias marinas. Los suelos que se encuentran en la planicie lacustre del Valle de México son consecuencia del proceso de depositación y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre. Este proceso formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda, separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, costras secas y arenas, basálticas o pumíticas, de las emisiones volcánicas (Santoyo et. al, 2005).

Adicionalmente, de acuerdo a las Zonificación Geotecnia establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-DCCDF2004), el sitio donde se planea construir el NAICM se ubica en la zona de lago (zona III) la cual se distingue por tener una costra de desecación con espesores variables entre 0.4 a 2.0 metros. Por debajo de esta costra se encuentra la Formación Arcillosa Superior con un espesor de hasta 15 metros de profundidad en promedio. La FAS está compuesta por estratos arcillosos lacustres muy blandos y compresibles, cuya clasificación predominante de acuerdo con el SUCS es CH (arcilla de alta plasticidad). En la FAS se llegan a alcanzar contenidos de agua de hasta 400%. Los estratos arcillosos se encuentran intercalados con delgadas capas de vidrio volcánico y de arena fina. En general, los suelos exhiben baja consistencia (Mendoza et al., 2006).

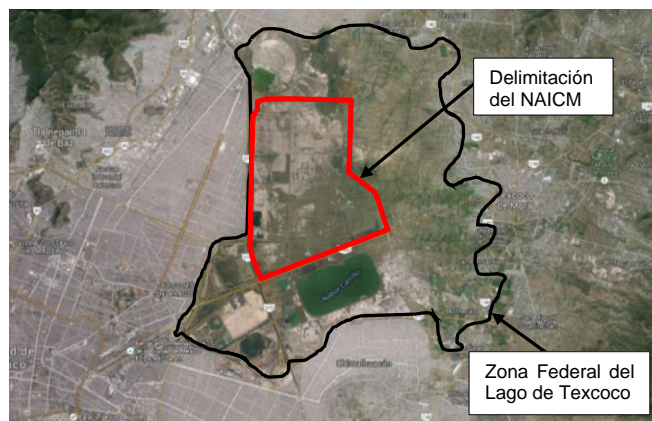


Figura 4: Ubicación de la Zona Federal del Lago de Texcoco. (Google maps, 2016)

3.1. Muestreo

Las muestras de suelo utilizadas para esta investigación fueron extraídas de la zona donde se proyectan construir las pistas 2 y 3 (Ver Figura 5) del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM). Para la obtención de estas muestras, se ejecutaron 16 pozos a cielo abierto (PCA) en cada uno de los cuales se obtuvieron muestras inalteradas a profundidades de 0.50-1.00 y a 1.50-2.00 metros aproximadamente, mediante tubos tipo Shelby de 10 cm de diámetro y 50 cm de longitud.

Una vez recuperados los tubos Shelby con las muestras de suelo en su interior, fueron sellados con cera sus extremos y se colocaron en contenedores con aserrín húmedo con el fin de preservar la humedad del suelo y conservar su estado inalterado. Posteriormente, estos tubos se trasladaron al laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, donde fueron acomodados cuidadosamente en un cuarto bajo condiciones de humedad controlada. En la Figura 6 muestra el almacenamiento de las muestras de suelo en el cuarto húmedo del Instituto de ingeniería de la UNAM.

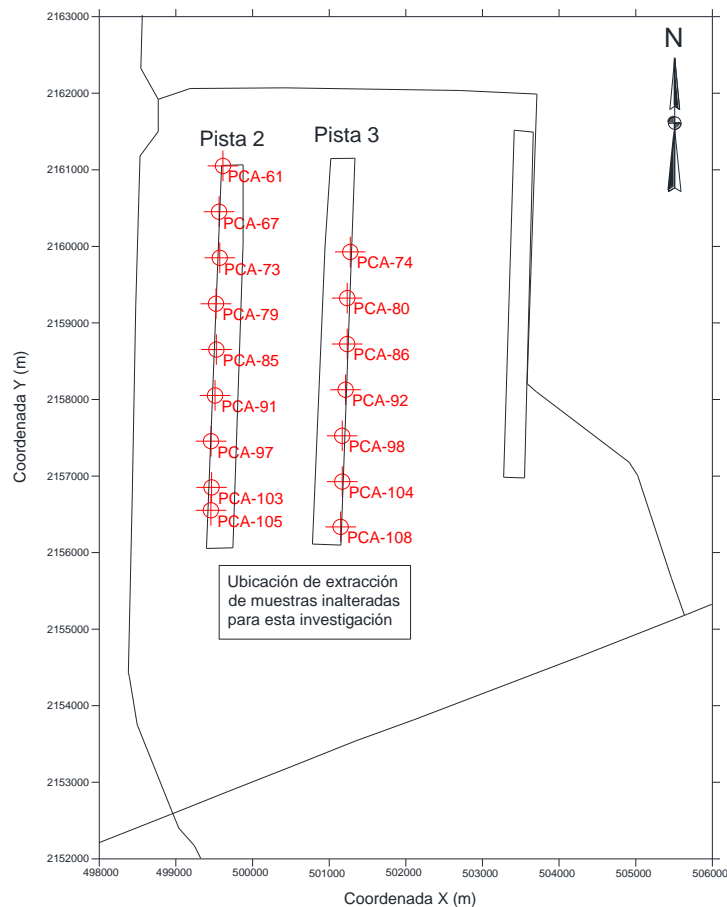


Figura 5: Ubicación de pozos a cielo abierto en predio del NAICM



Figura 6: Almacenamiento de tubos tipo Shelby en cuarto húmedo.

En la Tabla 5, se presenta una relación de las muestras extraídas donde se proyectan construir las pistas 2 y 3 del NAICM.

Tabla 5: Inventario de muestras de suelo utilizadas en esta investigación.

Pista 2				Pista 3			
N° Pozo (PCA)	N° de muestra	Profundidad (m)		N° Pozo (PCA)	N° de muestra	Profundidad (m)	
		De	A			De	A
61	2	0.50	1.00	74	4	0.50	1.00
61	5	1.50	2.00	74	6	1.50	2.00
67	2	0.50	1.00	80	2	0.50	1.00
67	4	1.50	2.00	80	5	1.50	2.00
73	4	0.50	1.00	86	2	0.50	1.00
73	7	1.50	2.00	86	5	1.50	2.00
79	2	0.50	1.00	92	3	0.50	1.00
79	5	1.50	2.00	92	5	1.50	2.00
85	2	0.50	1.00	98	2	0.50	1.00
85	4	1.50	2.00	98	5	1.50	2.00
91	2	0.50	1.00	104	4	0.50	1.00
91	6	1.50	2.00	104	7	1.50	2.00
97	5	0.50	1.00	108	2	0.50	1.00
97	8	1.50	1.00	108	5	1.50	2.00
103	2	0.50	1.00				
103	5	1.50	2.00				
105	4	0.50	1.00				
105	8	1.50	2.00				

3.2. Preparación de muestra

Corte de tubo de pared delgada

La norma estándar AASHTO T 307-99 (2007) utilizada para determinar el módulo de resiliencia en suelos y agregados pétreos, establece que el diámetro del espécimen de prueba debe ser de 71 mm o de 86 mm de diámetro con una altura de por lo menos 2 veces su diámetro para muestras de arcilla inalteradas. Para optimizar el uso de cada muestra se optó por cortar 20 cm de tubo para el labrado de la probeta y tener 30 cm adicionales en caso de que fuera necesario repetir el ensaye.

El corte del tubo de aluminio consistió en asegurar la muestra en un perfil de acero con la ayuda de dos cinturones para evitar movimiento de la muestra al cortar la pared de aluminio con el uso de una segueta. Una vez que se cortó el perímetro del aluminio se pasó un hilo de acero para cortar el suelo y separar el tramo de 20 cm de longitud. Es importante mencionar que durante este proceso se debe evitar que la muestra de suelo pierda humedad, por lo que se recomienda hacer uso de jergas húmedas para cubrir las áreas que se expongan a la intemperie. En la Figura 7 se muestra el procedimiento de corte y encerado de los tubos de aluminio.



Figura 7: Corte y encerado de tubo aluminio tipo Shelby.

Una vez que se tiene el tramo de 20 cm, se removió las rebabas de acero producidas por el corte del tubo. El tramo restante de la muestra fue introducido en cera para proteger la muestra de suelo y ser almacenado posteriormente en el cuarto húmedo. La muestra de suelo se colocó en un extractor universal de muestras, donde el suelo fue extraído con una placa metálica que es empujada con un gato hidráulico. Posteriormente, el espécimen de suelo se colocó en un careador donde se cortaron ambos extremos de la muestra para tener un apoyo plano y perpendicular con respecto a la orientación de extracción del suelo (Figura 8).

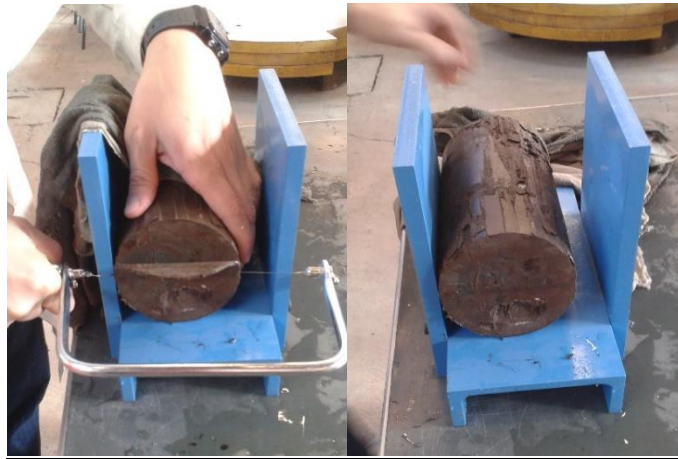


Figura 8: Careado de muestra de suelo.

Labrado de la probeta

Una vez careada, la muestra de suelo se colocó en el torno de labrado cuidando la orientación en la cual fue extraída. Una vez que la muestra está fija en el torno, se hizo uso de jergas húmedas para evitar que el suelo pierda contenido de agua. Con una sierra de alambre fino, se cortó gradualmente la muestra de suelo hasta llegar al diámetro 7 cm. El acabado fino de la probeta se realizó con una regla metálica que remueve cualquier excedente de suelo y da su aspecto cilíndrico a la probeta (Figura 9).



Figura 9: Labrado de probeta de suelo.

El material excedente del labrado de la probeta fue colocado en bolsas de plástico para realizar las pruebas de límite líquido, límite plástico y densidad de sólidos. Una vez terminado el proceso de labrado se colocó la probeta en el careador para cortar los excedentes de suelo en los extremos y dar la altura de 15 cm a la probeta. El material producido por el careado de la probeta fue utilizado para obtener el contenido natural de agua en la probeta. Se registró el peso y las dimensiones de la probeta para obtener su volumen y conocer sus propiedades volumétricas iniciales (Figura 11).



Figura 10: Careado y registro de dimensiones de muestra de suelo.

Montaje de probeta en cámara triaxial

Antes de realizar el montaje, se saturaron las líneas de drenaje de la cámara. Para evitar burbujas de aire, también se saturaron las piedras porosas del pedestal y cabezal de la cámara. Se conectó la celda de carga al sistema de adquisición de datos que se ubica en un equipo de cómputo que registra y almacena las lecturas de carga en el ensaye. Posteriormente, se colocó la probeta sobre el pedestal de la cámara para tarar la lectura de la celda de carga a cero, con la finalidad de que el sensor de carga registre el peso ejercido en la muestra sin incluir el peso de la probeta. Se colocó papel filtro previamente saturado en la parte superior, inferior y perimetral de la probeta de suelo para disminuir el tiempo de saturación y consolidación de la muestra (Figura 11).



Figura 11: Colocación de papel filtro previamente saturado a muestra de suelo.

Se introdujo la probeta dentro de un molde partido que se utiliza para colocar la membrana de látex. Se trasladó el molde partido junto a la probeta al pedestal de la cámara, se extendió la membrana y se selló con o-rings en la parte superior e inferior. Una vez montada

la probeta, se retiró el molde partido, se conectó las líneas de drenaje al cabezal y se colocó la cámara de acrílico. En la Figura 12 se muestra el aspecto de la probeta en la cámara triaxial después del montaje. Se colocó el acrílico a la cámara, se cerró con una placa de acero inoxidable en la parte superior y se llenó con agua destilada hasta que el nivel cubrió completamente a la probeta.



Figura 12: Montaje de probeta de suelo en cámara triaxial.

3.3. Determinación de propiedades índice y densidad de sólidos

Las pruebas para obtener las propiedades índice y densidad de sólidos fueron realizadas con el suelo restante del proceso de labrado de las probetas. Los procedimientos para determinar los límites líquido y plástico así como la densidad de sólidos del suelo se describen a continuación:

Límite líquido (Copa Casagrande)

El ensaye para obtener el límite líquido del suelo se realizó empleando la copa de Casagrande (ASTM D4318-10e1). Para el uso adecuado de la copa, previamente se verificó la altura de caída, el estado de la copa, el estado de la base y su funcionamiento. La muestra de suelo se remoldeó con una espátula de abanico sobre la superficie de un vidrio con el fin de homogenizar y disgregar los grumos de la muestra de suelo, tal como se ilustra en la Figura 13.



Figura 13: Remoldeo de material para el ensayo del límite líquido.

Posteriormente, se colocó una porción de suelo en la copa de Casagrande y con una espátula de cuchillo, se acomodó la muestra de suelo a un espesor adecuado y se ranuró por la mitad. En la figura 14, se muestra el proceso de colocación y el ranurado del suelo en la copa Casagrande.



Figura 14: Colocación y ranurado del suelo en la copa Casagrande.

Una vez preparada la muestra, se giró la manivela para aplicar 2 golpes por segundo a la copa hasta que la ranura del suelo tuviera una unión de media pulgada. Al alcanzarse esta condición, se tomó una porción del suelo de la copa, se colocó en un recipiente y se registró su peso (Figura 15). Este proceso se repitió al menos con cuatro muestras de suelo con diferentes contenidos de humedad.



Figura 15: Ranurado de la muestra y toma de muestra de suelo.

Para graficar el contenido de agua versus número de golpes se obtuvieron 2 puntos arriba y 2 puntos abajo de los 25 golpes para obtener un valor confiable del límite líquido. Al final de la actividad se ingresaron los recipientes con las muestras dentro del horno para su secado. Después de 24 horas se retiraron las muestras del horno, se realizó la determinación de masa en estado seco y se procedió a determinar su contenido de agua.

Límite plástico

En esta prueba se tomó una muestra de suelo previamente homogenizado y remoldeado y se colocó sobre una superficie de vidrio. Si la muestra cuenta con mucha humedad, se deja secar la muestra a temperatura ambiente. Se tomó un poco de suelo con la mano y se moldeó para crear una pequeña bolita de suelo. Con la palma de la mano extendida se rodó la bolita hasta crear un rollo de suelo con 3.2 mm de espesor. Se buscó que el rollo de suelo muestre grietas al llegar al diámetro establecido. Si el suelo no muestra grietas al tener ese diámetro, se volvió a repetir el proceso descrito anteriormente. En la Figura 16 se muestra el proceso de elaboración del rollo de suelo con el diámetro establecido.



Figura 16: Ensayo límite plástico.

Una vez que el rollo de suelo muestro grietas con el espesor deseado, se colocó en un recipiente para registrar su masa bajo condición húmeda. Este proceso se repitió al menos 2 veces o hasta tener 3 muestras de suelo. Posteriormente, se colocaron las 3 muestras en el horno convencional para su secado. Después de 24 horas se retiraron los recipientes con las muestras del horno y se determinaron sus masas en estado seco. Finalmente, se determinó el contenido de humedad de cada una de las muestras y su promedio representa el límite plástico del material.

Densidad de solidos

La determinación de la densidad de solidos de cada una de las muestras analizadas, se llevó a cabo según la normativa vigente (ASTM D854-14). Para cada prueba se utilizó una cantidad de suelo húmedo tal, que después de secarlo su masa húmeda fuera del orden de 100 a 500 gramos. Posteriormente, se sumergió el material en un vaso con agua limpia a una temperatura de 15 a 25°C y se mantuvo en estas condiciones durante 24 horas. Al siguiente día, se utilizó una batidora para mezclar el suelo hasta formar una suspensión uniforme la cual se introdujo en un matraz previamente calibrado. Posteriormente se llenó el matraz con agua destilada hasta la mitad de su capacidad. Haciendo uso de un dispositivo de succión, se extrajo el aire atrapado en la muestra aplicando vacío en el matraz durante 15 minutos. Para facilitar la extracción de aire atrapado se puso en ebullición el agua del matraz colocándolo en un baño de maría. El matraz se retiró del baño de maría, se dejó enfriar hasta alcanzar la temperatura ambiente durante 24 horas (Figura 17).



Figura 17: Ensaye densidad de sólidos.

Una vez que el matraz obtuvo la temperatura ambiente se adiciono el volumen de agua destilada y desairada necesario hasta la marca de aforo. La superficie exterior y el interior del cuello del matraz fueron secadas cuidadosamente. Se registró la masa del matraz con el material y el agua, W_{fsw} , en g y se registró la temperatura, misma que se consideró como la temperatura de la prueba, t_p . Se vertió la muestra de suelo saturado en un recipiente y se colocó en el horno para su secado durante 24 horas a una temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$. Al

día siguiente, se determinó y se anotó la masa seca de la muestra, W_s . Una vez terminada la prueba se obtuvo la masa del matraz con el agua, W_{fw} , utilizando la curva de calibración del matraz correspondiendo a la temperatura de la prueba. La densidad de sólidos se determinó con la siguiente ecuación:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{fw} - W_s - W_{fsw}} \quad (9)$$

donde:

G_s : Densidad de sólidos (ASTM D854-14)

W_s : Masa del material secado al horno

W_{fw} : Masa del matraz lleno de agua a la temperatura de prueba, determinada gráficamente de la curva de calibración del matraz

W_{fsw} : Masa del matraz contenido al suelo y agua hasta la marca de aforo a la temperatura de prueba.

La determinación de la densidad de sólidos se realizó con dos muestras para cada muestra de suelo como lo indica la norma. Esto con la finalidad de obtener mayor confiabilidad en los resultados.

3.4. Determinación del módulo de resiliencia

3.4.1. Equipo

De acuerdo a la norma AASHTO T 307-99 (2007) para la determinación del módulo resiliente en probetas de suelos se requiere de una cámara triaxial, un marco de carga, un sistema de adquisición de datos integrada a un equipo de cómputo para el registro de datos tal como la que se ilustra en la Figura 18.

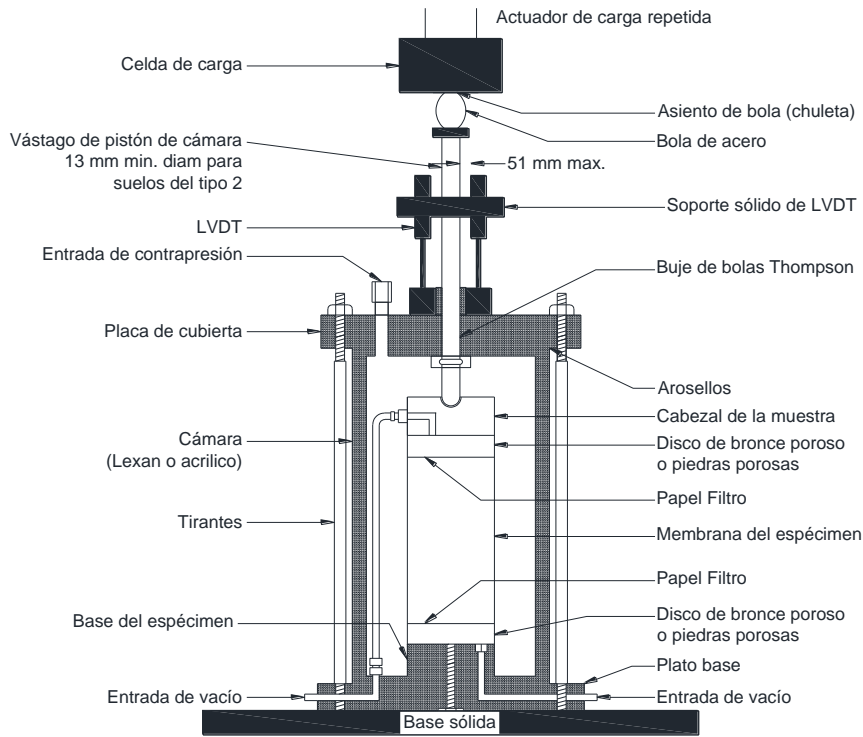


Figura 18: Esquema general del equipo triaxial (AASHTO T 307-99 (2007)).

Cámara triaxial

La cámara triaxial utilizada en esta investigación fue fabricada para realizar los ensayos del módulo de resiliencia para los suelos del ex lago de Texcoco. La cámara triaxial cuenta con un pedestal, un cabezal, una celda de carga sumergible, conexiones para el drenaje, presión confinante, y sensores (Figura 19). El cabezal y pedestal tienen un diámetro de 7 cm que sujetan la muestra de suelo durante la prueba; Ambos tienen piedras porosas que permiten el flujo de agua de la muestra a una bureta doble graduada. La celda de carga está ubicada en la parte inferior del pedestal y esta enroscada sobre la placa inferior de la cámara. La celda de carga sumergible se conecta a un sistema de adquisición de datos que almacena la información de la prueba en archivos de texto. La cámara cuenta con 4 salidas a válvulas donde una controla el llenado de agua a la cámara, otra para aplicar la presión de confinamiento y otras dos para aplicar la contrapresión. Una vez montada la probeta se coloca una camisa de acrílico que se sella con una tapa de acero inoxidable y unas perillas.

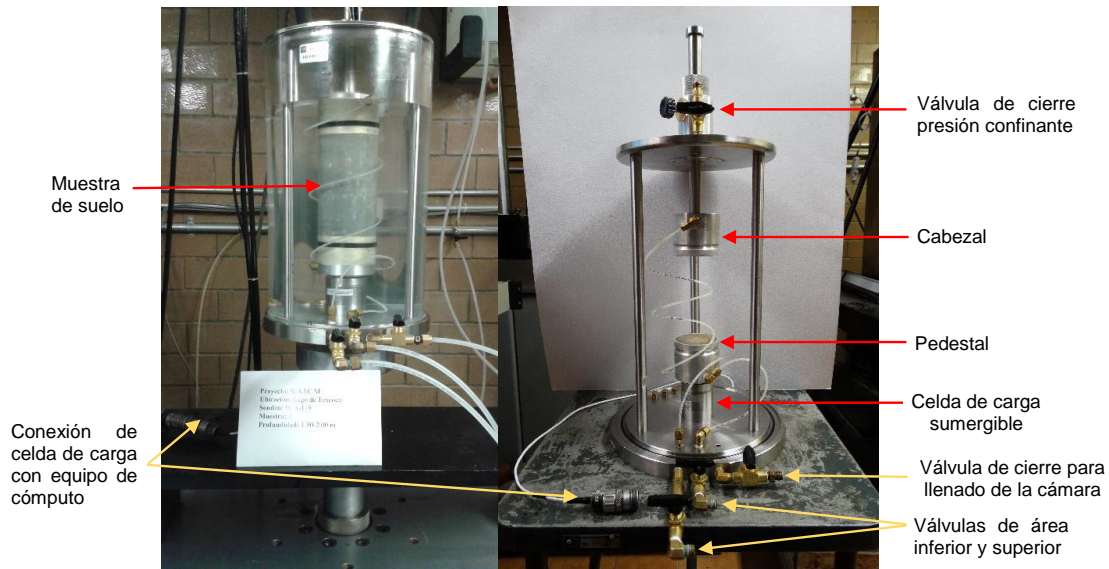


Figura 19: Cámara triaxial para módulo de resiliencia.

MTS- Material Testing System

El laboratorio de vías terrestres del Instituto de Ingeniería cuenta con un marco de carga MTS (Material Testing System) para ejecutar pruebas de triaxiales estáticas y dinámicas. El marco de carga está conectado a un sistema hidráulico (aplicación de carga), un panel de control, un sistema de control automatizado del equipo y un equipo computacional para la captura y procesamiento de datos. El sistema hidráulico puede aplicar cargas a diferentes frecuencias y formas de onda (pulso, senoidal, harvesiana, etc.) requeridas en la ejecución de ensayos dinámicos en general. El equipo MTS realiza pruebas triaxiales bajo condiciones de carga o desplazamiento controlado, los cuales pueden ser de tipo UU (no consolidada-no drenada), CU (consolidada-No drenada) y CD (Consolidada-Drenada). En la Figura 20 se muestra el esquema del equipo MTS con la cámara triaxial durante un ensaye.

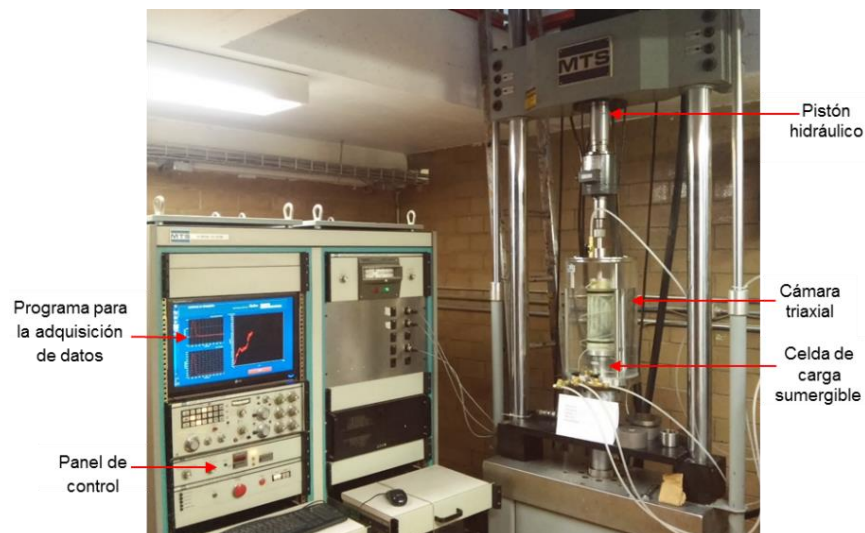


Figura 20: Vista general de la cámara triaxial cíclica MTS en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Transductores

- Celda de carga

La carga aplicada a la probeta se registra con una celda de carga sumergible de marca OMEGADYNE, modelo LCUW-150, con un rango de 0–150 kg. La celda de carga está fabricada con acero inoxidable y cuenta con una exactitud del orden de 0.25 % (Figura 21).

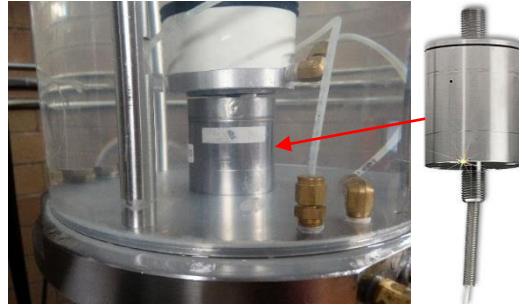


Figura 21: Celda de carga OMEGADYNE, modelo LCUW-150.

- Transductor de presión

Las presiones de confinamiento, contrapresión y presión de poro en el suelo, aplicados a la probeta fueron registrados con dos transductores de presión MEAS, modelo MSP-300-100-P-2, con un rango de 7 bars ($\approx 7 \text{ kg/cm}^2$) tal como se muestra en la Figura 22.

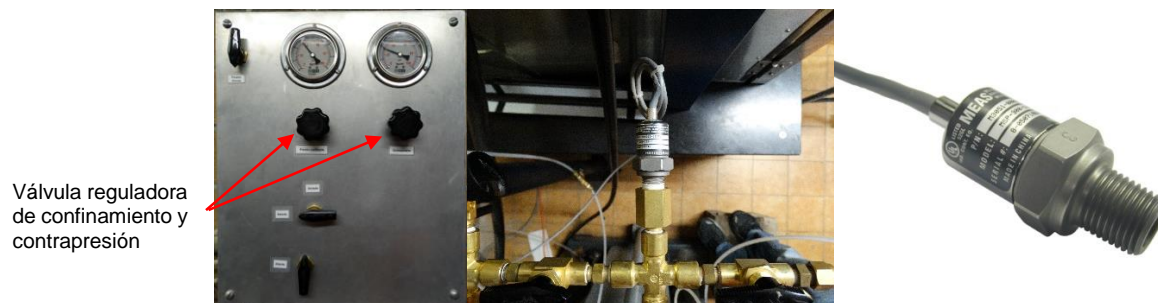


Figura 22: Transductores de presión MEAS, modelo MSP-300-100-P-2.

- Transductor de presión diferencial

El cambio de volumen de la probeta durante la etapa de consolidación fue medido con el transductor de presión diferencial Validyne, modelo DP15-28 que tiene un rango de 30 cm de columna de agua, y está conectado en una doble bureta graduada (Figura 23).



Figura 23: Transductor de presión diferencial Validyne, modelo DP15-28.

- Sensor de desplazamiento

La deformación vertical de la muestra de suelo se realizó con un sensor de desplazamiento tipo LVDT, modelo E1000. El sensor monitorea el desplazamiento axial de la probeta, de $\pm 1''$ de carrera total (≈ 25.4 mm de carrera total). En la figura 24 se muestra el sensor de desplazamiento utilizado en esta investigación.



Figura 24: Sensor de desplazamiento, modelo E1000.

Todos los transductores utilizados en la ejecución de las pruebas de módulo resiliente fueron cuidadosamente verificados y calibrados para garantizar la correcta obtención de los resultados. Las constantes de calibración de los sensores se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6: Parámetros de calibración de la cámara triaxial MTS.

Sensor	Unidades de calibración	Pendiente (m)	Ordenada (b)
Carga	kg	-3.5679	0.0108
Esfuerzo de confinamiento	kg/cm ²	0.7003	0.0566
Esfuerzo de contrapresión	kg/cm ²	0.7091	-0.0319
Presión de poro	kg/cm ²	0.7091	-0.0319
Cambio de volumen	cm ³	-11.1758	-2.1594
Desplazamiento	mm	-3.8624	-0.1898

3.4.2 Procedimiento

Con el fin de conocer los valores del módulo resiliente del suelo sobre el cual se construirán las pistas del aeropuerto, se realizaron pruebas triaxiales cíclicas de acuerdo a la norma AASHTO T- 307 en las cuales se aplicó una secuencia de esfuerzos desviadores cíclicos de tipo Haversiano (tiempo de aplicación de carga de 0.1 s seguido por un tiempo de reposo de 0.9 s) a una frecuencia de 1 Hz, tal como la que se ilustra en la Figura 25.

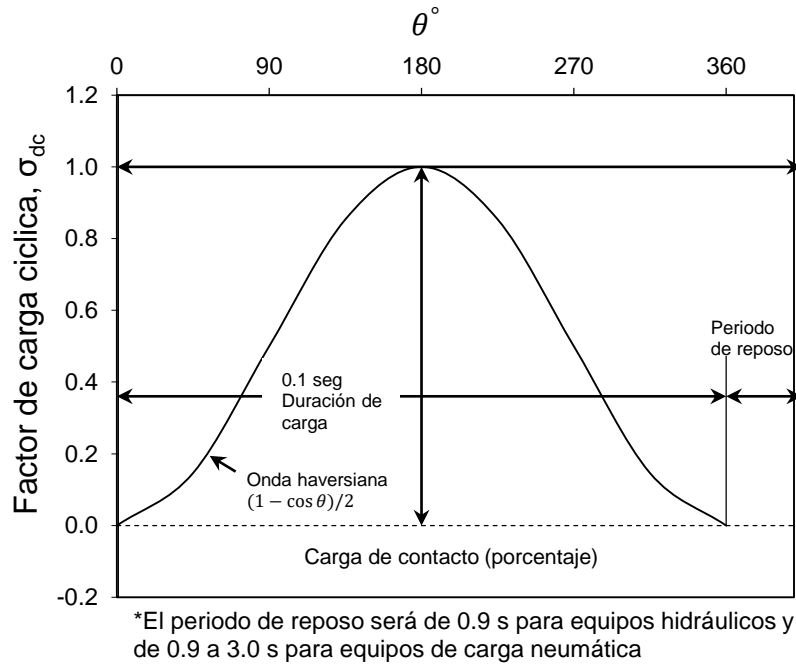


Figura 25: Ilustración patrón de carga haversiano (AASHTO T- 307).

Conforme lo indica la norma AASHTO T-307, estas pruebas fueron realizadas bajo condiciones no consolidadas-drenadas (UD) y en condiciones no drenadas-no consolidadas (UU). No obstante, debido a que los niveles de esfuerzos desviadores cíclicos definidos por la norma AASHTO T-307 (ver Tabla 7) para la determinación del módulo resiliente en suelos arcillosos altamente compresibles, resultan cercanos y en algunos casos alcanzan, a los esfuerzos en los cuales las arcillas del sitio de estudio presentan la condición de falla, tal como se indica en la Tabla 8 se diseñó una secuencia de esfuerzos que permitiera evaluar el comportamiento resiliente de las arcillas del Ex- Lago de Texcoco de manera adecuada.

Adicionalmente, tomando en cuenta que la prueba de módulo resiliente es de carácter no destructivo y que durante las pruebas los volúmenes de agua desalojados durante la aplicación de carga cíclica no superan el 3% del volumen total de la probeta, que además de realizar determinaciones de los módulos de resiliencia bajo condiciones no consolidadas

se deberían determinar dichos módulos en condiciones consolidadas y no drenadas (CU) a fin de conocer la deformabilidad del suelo bajo mayores niveles de esfuerzo. Para ellos, se decidió consolidar las probetas del suelo a un esfuerzo efectivo promedio de 41.4 kPa. Durante la ejecución de esta serie de pruebas se aplicó a la probeta de suelo, una secuencia de esfuerzos de desviadores de 2.55, 5.10, 7.65, 10.20 y 12.75 kPa.

En la Figura 26 se presenta un esquema general de la secuencia del ensaye. La etapa 1 representa el montaje del espécimen y el ensaye para determinar el módulo resiliente (MR) en condiciones no drenado no consolidado (UU). La etapa 2, representa la etapa de consolidación del espécimen a un esfuerzo efectivo promedio de 41.4 kPa, y en ella se simulo el proceso de precarga al que será sometido el suelo. En promedio, las muestras de suelo tardaron entre 24 y 48 horas para definir la consolidación primaria. Durante esta etapa, una vez que se define la curva de consolidación con el criterio de Casagrande y/o el de Taylor, se determinó el MR con el número de secuencia 1-5 que indica la Tabla 8. La etapa 3 representa la primera descarga donde también se determinó el MR y corresponde a una relación de sobre consolidación (OCR) de 1.5. Para esta etapa, se utilizó el número de secuencia 6-10 para realizar el MR (Tabla 8). Finalmente, la etapa 4 representa una segunda descarga donde también se determinó el MR usando el número de secuencia 11-15 y corresponde a un OCR igual a 3. Las etapas de descarga tuvieron una duración de 6 a 12 horas en promedio para definirse. Una vez determinado el MR, a las probetas de suelo se le aplico un esfuerzo desviador controlado hasta llevarla a la falla.

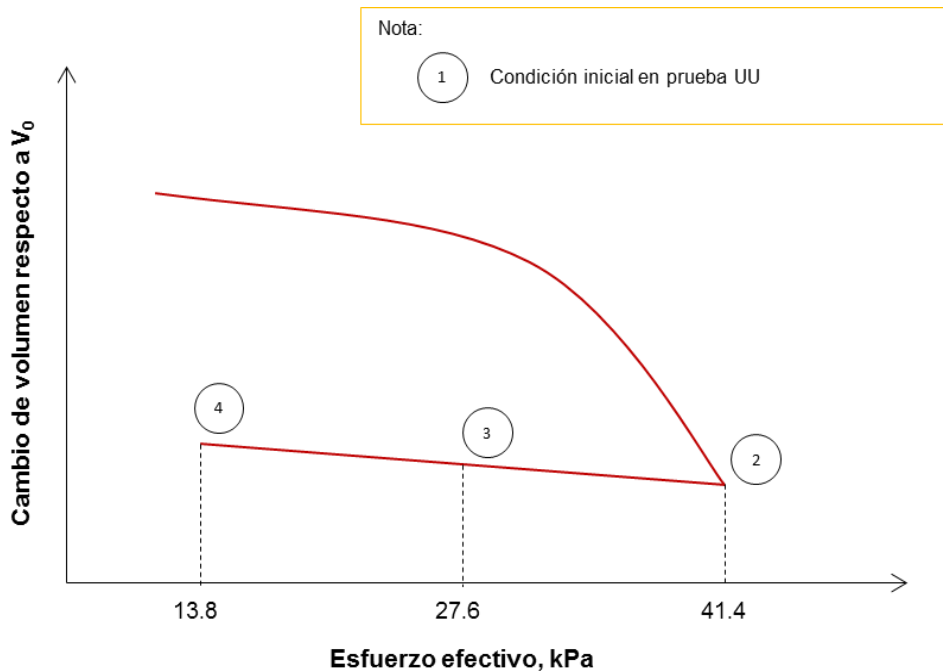


Figura 26: Esquema general de la secuencia del ensaye para determinar el módulo resiliente.

Para las condiciones saturadas el esfuerzo σ_3 es representativo del esfuerzo efectivo promedio al que está sometido el suelo durante la prueba.

Tabla 7: Secuencia de prueba para suelos de subrasante (AASHTO T 307-99 (2007)).

No. de Secuencia	Presión de confinamiento,	Esfuerzo Axial Max.,	Esfuerzo Cíclico,	Esfuerzo de Contacto, 0.1	No. de aplicación de carga
	σ_3	σ_{max}	$\sigma_{cíclico}$	σ_{max}	
	kPa	kPa	kPa	kPa	
0	41.4	27.6	24.8	2.8	500-1000
1	41.4	13.8	12.4	1.4	100
2	41.4	27.6	24.8	2.8	100
3	41.4	41.4	37.3	4.1	100
4	41.4	55.2	49.7	5.5	100
5	41.4	68.9	62.0	6.9	100
6	27.6	13.8	12.4	1.4	100
7	27.6	27.6	24.8	2.8	100
8	27.6	41.4	37.3	4.1	100
9	27.6	55.2	49.7	5.5	100
10	27.6	68.9	62.0	6.9	100
11	13.8	13.8	12.4	1.4	100
12	13.8	27.6	24.8	2.8	100
13	13.8	41.4	37.3	4.1	100
14	13.8	55.2	49.7	5.5	100
15	13.8	68.9	62.0	6.9	100

Tabla 8: Secuencia de prueba para arcillas del ex lago de Texcoco

No. de Secuencia	Presión de confinamiento,	Esfuerzo Axial Max.,	Esfuerzo Cíclico,	Esfuerzo de Contacto, 0.1	No. de aplicación de carga
	σ_3 / σ'	σ_{max}	$\sigma_{cíclico}$	σ_{max}	
	kPa	kPa	kPa	kPa	
0	41.4	5.098	4.588	0.510	500-1000
1	41.4	2.549	2.294	0.255	100
2	41.4	5.098	4.588	0.510	100
3	41.4	7.647	6.883	0.765	100
4	41.4	10.196	9.177	1.020	100
5	41.4	12.745	11.471	1.275	100
6	27.6	2.549	2.294	0.255	100
7	27.6	5.098	4.588	0.510	100
8	27.6	7.647	6.883	0.765	100
9	27.6	10.196	9.177	1.020	100
10	27.6	12.745	11.471	1.275	100
11	13.8	2.549	2.294	0.255	100
12	13.8	5.098	4.588	0.510	100
13	13.8	7.647	6.883	0.765	100
14	13.8	10.196	9.177	1.020	100
15	13.8	12.745	11.471	1.275	100

Para la ejecución de las pruebas en condiciones consolidadas, inicialmente, se saturó el espécimen de suelo por medio de contrapresión con al menos 3 incrementos y un esfuerzo efectivo de 0.1 kg/cm². Para verificar la saturación de la probeta, se monitoreo el valor de la B de Skempton definido a través de la ecuación 10. La verificación de saturación en la probeta consiste en aplicar un esfuerzo efectivo promedio a la probeta de 1 kg/cm² sin permitir el drenaje para medir el incremento de la presión de poro que se genera en la probeta. La ecuación para medir la B de Skempton es:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (10)$$

Donde:

B: B de Skempton

Δu : Incremento de presión de poro

$\Delta \sigma_c$: Incremento de la presión de confinamiento

La norma ASTM D4767-95 menciona que el espécimen de suelo está saturado si el valor de B es igual o mayor de 0.96. En la Figura 27 se muestra la medición de la B de Skempton después de 3 incrementos de saturación por contrapresión. Una vez saturado el espécimen, se procede a la etapa de consolidación.

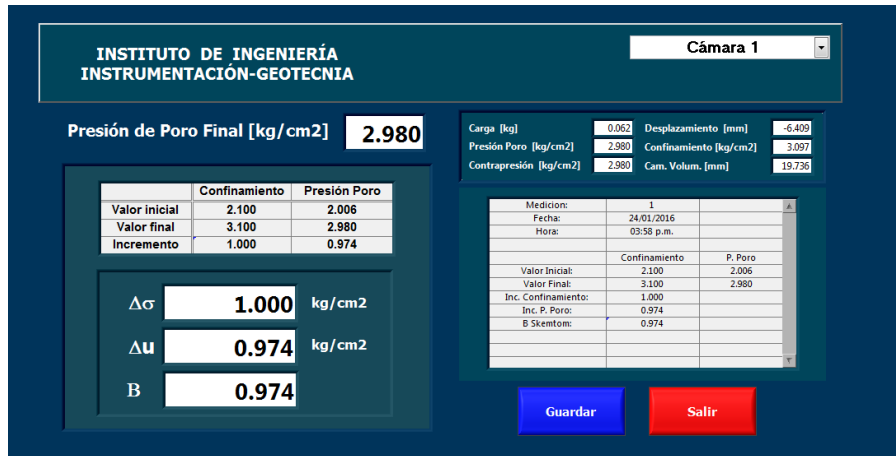


Figura 27: Medición de la B de Skempton.

Durante la etapa de consolidación aun esfuerzo efectivo promedio de 41.4 kPa. , se graficó en tiempo real el cambio de volumen de la muestra y se determinó el término de la consolidación primaria de la muestra con el criterio de Casagrande y/o de Taylor. El software del genera un archivo de texto donde se registran los resultados de la prueba y así facilitar el procesamiento en Excel. En la Figura 28 se puede mostrar la ventana de la etapa de consolidación de la probeta.

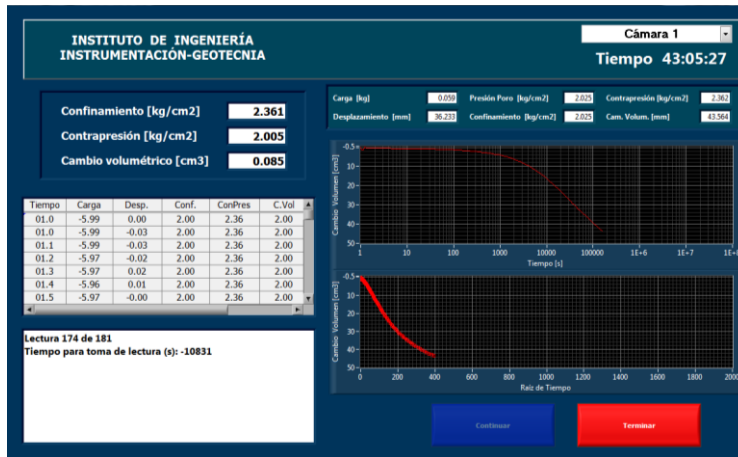


Figura 28: Etapa de Consolidación.

La Figura 28 muestra en la parte superior de la gráfica el tiempo en escala logarítmica en el eje de las abscisas y el cambio volumétrico en el eje de las ordenadas. La grafica inferior tiene como abscisas la raíz de tiempo versus el cambio volumétrico en el eje de las ordenadas. Estas graficas representan el método del logaritmo del tiempo propuesto por Casagrande y Fadum (1940) y el método de la raíz cuadrada del tiempo sugerido por Taylor (1942). Estos métodos gráficos son generalmente utilizados para determinar el coeficiente de consolidación de una muestra de suelo. Sin embargo, para cuestiones de esta investigación se utilizara estos métodos para determinar cuándo se termina la etapa de consolidación primaria de la probeta.

Una vez terminada la etapa de consolidación, se ajusta la presión de confinamiento de la cámara a un esfuerzo efectivo de 0.1 kg/cm² para iniciar la etapa de descarga de la probeta. La descarga de la probeta simula el retiro de la precarga en el proceso constructivo de las pistas de aterrizaje. En la Figura 30 se muestra la ventana de descarga para estabilizar las condiciones del suelo a un esfuerzo efectivo de 0.1 kg/cm².

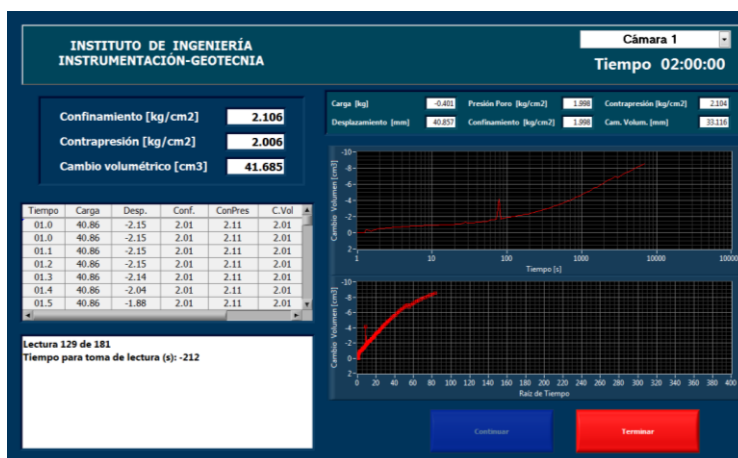


Figura 29: Etapa de descarga.

Se determina el módulo de resiliencia empleando la secuencia de prueba que se muestra en la tabla 8. El ensaye del módulo de resiliencia es realizado en condiciones Consolidada-No drenada (CU) y se registra el exceso de presión de poro que se genera en la probeta de suelo durante el ensaye.

Pruebas complementarias

Con el fin de evaluar la deformabilidad del suelo sobre las cuales se construirán las pistas, a mayores esfuerzos efectivos promedio, se realizaron pruebas de módulo resiliente en muestras adicionales extraídas a profundidades de 1.00 a 2.50 metros (ver Tabla 9) provenientes de pozos a cielo abierto ubicados en el los extremos norte (PCA 2.1) y sur (PCA 2.3), y centro de la pista 2 (PCA 2.2).

Tabla 9: Profundidad en muestras (pista 2)

Pista 2			
N° Pozo (PCA)	N° de muestra	Profundidad (m)	
		De	A
2.1	1	1.00	1.50
2.2	3	1.65	1.99
2.3	4	1.91	2.39

Una vez saturada la probeta, se aplicó un esfuerzo efectivo promedio p' , de 40 kPa y se inició la etapa de consolidación, una vez que se disipó el exceso de presión de poro y/o se definió la curva de consolidación con el criterio de Casagrande y/o el de Taylor, aproximadamente después de 72 horas, se determinó el módulo resiliente de la probeta sin permitir el drenaje (condición CU). Este proceso se repitió para cada esfuerzo efectivo promedio indicado en la Tabla 10 y Figura 30.

Tabla 10: Secuencia de esfuerzo promedio σ' para consolidar la probeta.

Secuencia	Esfuerzo efectivo promedio, σ' (kPa)
A 1ra carga	40
A-B 1ra descarga	20
B-C 1ra recarga	30
C-D 2da carga	50
D-E 2da descarga	25
E-F 2da recarga	37.5
F-G 3ra carga	60
G-H 3ra descarga	30
H-I 3ra recarga	45

En la Figura 31 se observa la secuencia de aplicación de esfuerzos efectivos promedio, p' en la probeta. La secuencia se divide en tres etapas de consolidación correspondientes a las etapas en las que el suelo se encuentra en estado normalmente consolidado (puntos A, D y G). Cada etapa de consolidación tiene una etapa de descarga y de recarga equivalente a una relación de sobre consolidación (OCR) de 2 y 1.5.

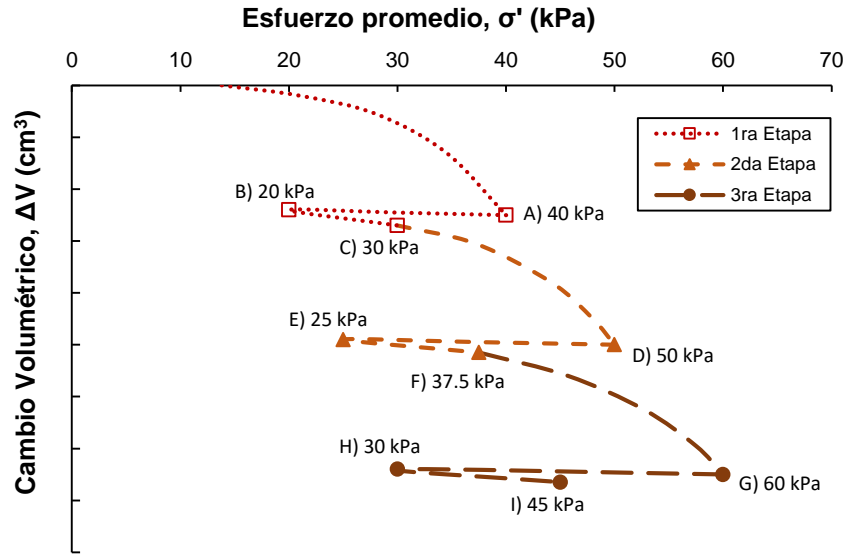


Figura 30: Secuencia de esfuerzos promedio (σ') aplicados en el ensaye.

3.5. Presentación y análisis de resultados

3.5.1. Pruebas iniciales

Clasificación del suelo

En esta investigación se determinaron los valores del límite líquido, límite plástico y la densidad de sólidos y contenido de humedad natural de las muestras de suelo provenientes de la campaña de exploración inicial a fin de clasificarlas de acuerdo a la normatividad ASTM sistema SUCS. En las Tablas 11 y 12 se muestra los resultados de dichas pruebas límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, densidad de sólidos y contenido de humedad de las muestras recuperadas en las pistas 2 y 3 del NAICM.

Tabla 11: Propiedades índice de muestras en pista 2.

Pista 2								
PCA	Muestra	Profundidad		Límite líquido, LL (%)	Límite plástico, PL (%)	Índice de plasticidad, PI	Densidad de sólidos, G _s	Contenido de agua, ω (%)
		Inicial, (m)	Final, (m)					
61	2	0.50	1.00	164.67	58.83	105.83	2.51	164.96
61	5	1.50	2.00	94.17	47.17	47.00	2.54	193.19
67	2	0.50	1.00	93.28	46.57	46.71	2.67	214.42
67	4	1.50	2.00	254.46	103.70	150.76	2.60	223.67
73	4	0.50	1.00	200.29	116.26	84.03	2.79	194.72
73	7	1.50	2.00	173.99	75.71	98.28	2.70	210.26
79	2	0.50	1.00	76.23	37.73	38.50	2.71	88.09
79	5	1.50	2.00	310.44	125.42	185.02	2.58	273.62
85	2	0.50	1.00	164.20	74.26	89.94	2.73	157.39
85	4	1.50	2.00	166.66	140.19	26.47	2.71	87.77
91	2	0.50	1.00	131.87	69.85	62.02	2.71	139.48
91	6	1.50	2.00	162.21	52.77	109.44	2.62	215.07
97	5	0.50	1.00	116.19	56.33	59.86	2.44	103.41
97	8	1.50	2.00	108.08	47.39	60.69	2.58	107.88
103	2	0.50	1.00	179.57	81.82	97.75	2.60	201.93
103	5	1.50	2.00	188.01	82.25	105.76	2.59	153.33
105	4	0.50	1.00	243.37	76.35	167.02	2.71	229.96
105	8	1.50	2.00	179.32	57.29	122.03	2.52	188.65

Tabla 12: Propiedades índice de muestras en pista 3.

Pista 3								
PCA	Muestra	Profundidad		Límite líquido, LL (%)	Límite plástico, PL (%)	Índice de plasticidad, PI	Densidad de sólidos, G _s	Contenido de agua, ω (%)
		Inicial, (m)	Final, (m)					
74	4	0.50	1.00	113.31	47.33	65.98	2.70	126.32
74	6	1.50	2.00	197.13	100.12	97.01	2.49	216.97
80	2	0.50	1.00	173.86	80.95	92.91	2.71	148.65
80	5	1.50	2.00	236.79	134.39	102.40	2.58	200.26
86	2	0.50	1.00	251.83	130.77	121.06	2.36	263.13
86	5	1.50	2.00	311.75	163.52	148.23	2.48	275.91
92	3	0.50	1.00	200.92	80.77	120.15	2.50	155.16
92	5	1.50	2.00	306.88	127.58	179.30	2.60	297.27
98	2	0.50	1.00	171.49	113.70	57.79	2.57	242.55
98	5	1.50	2.00	290.03	173.54	116.49	2.48	249.20
104	4	0.50	1.00	141.90	61.06	80.84	2.48	113.49
104	7	1.50	2.00	303.13	135.74	167.39	2.41	225.27
108	2	0.50	1.00	167.72	72.85	94.87	2.55	213.27
108	5	1.50	2.00	113.38	64.43	48.95	2.65	175.66

En la Figuras 32 y 33 se presenta la carta de plasticidad con los datos de las muestras ensayadas conforme a la profundidad de extracción. La norma ASTM D 2487-00 clasifica a los suelos finos con el uso de la carta de plasticidad tomando en cuenta las delimitaciones de la línea B, línea A y línea U. La frontera marcada por la línea B (límite líquido 50) divide la carta entre los suelos de baja plasticidad del lado izquierdo y alta plasticidad del lado derecho. La línea A delimita las arcillas en la parte superior y a los limos en la inferior. La información contenida en las Figuras 33 y 34, indica que de las 32 muestras extraídas en los sitios donde se proyecta construir las pista 2 y 3, solo 3 se clasifican como arcillas de alta plasticidad CH y el resto como limo de alta plasticidad MH.

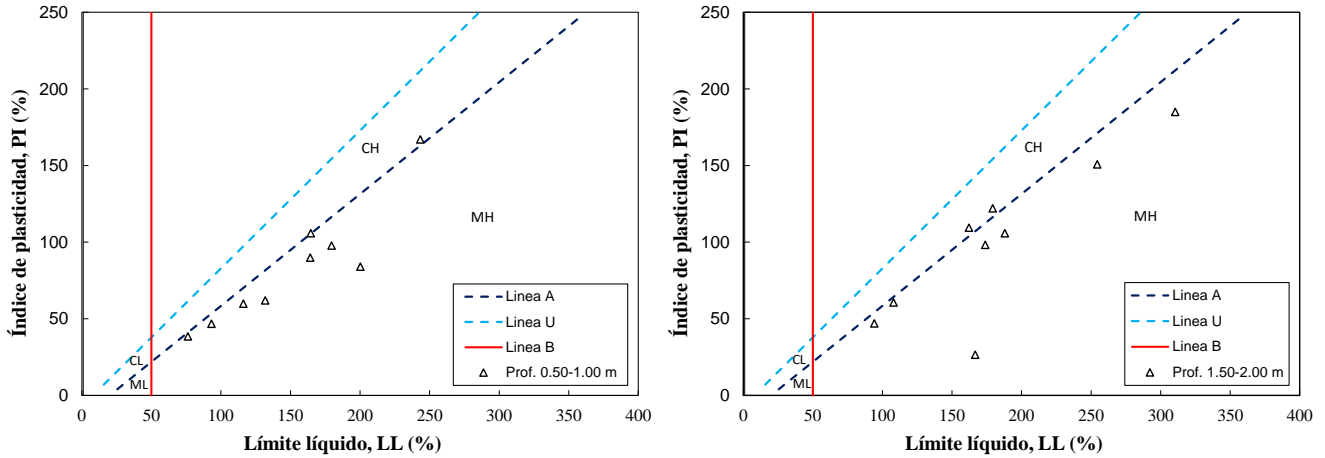


Figura 31: Caracterización plástica del suelo en pista 2.

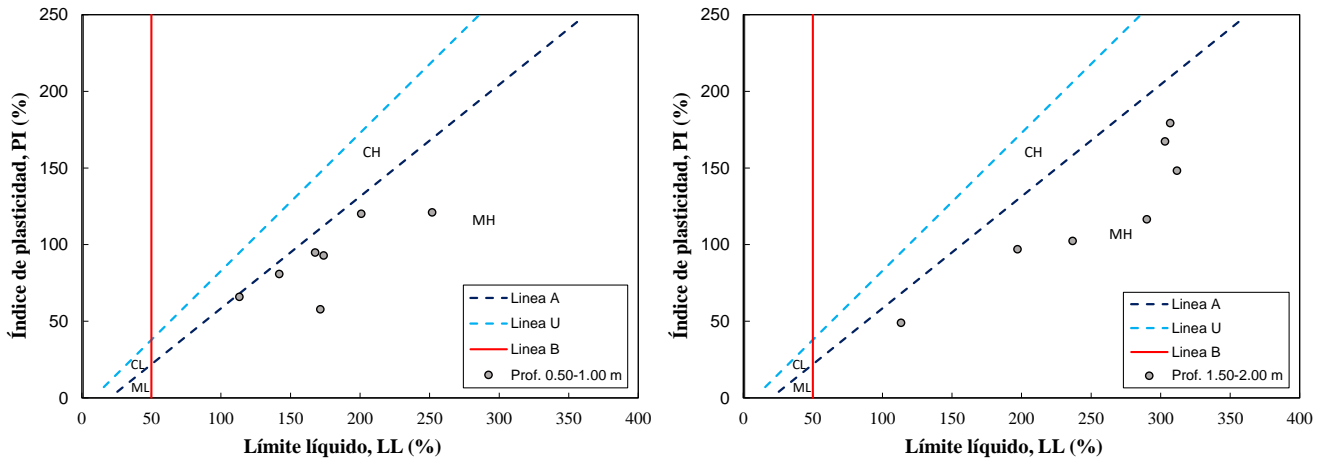


Figura 32: Caracterización plástica del suelo en pista 3.

El contenido de agua de las muestras pertenecientes a la pista 2 se encontraron en el rango del 87.77% al 273.62%. Las muestras con profundidades de 0.50-1.00 m mostraron un rango de contenido de agua de 107.88% al 194.72%, mientras que las muestras extraídas a profundidades de 1.50-2.00 m presentaron valores de 87.77% a 273.62%. En la pista 3, el contenido de agua en las muestras estuvo entre el 113.49% al 297.27%. Las muestras correspondientes a la profundidad 0.50-1.00 m tuvieron un rango de 113.49% a 263.13%, mientras que las muestras extraídas a profundidades de 1.50-2.00 m presentaron valores de 175.66% a 297.27%. En general, las pistas 2 y 3 mostraron un mayor contenido de agua en las muestras extraídas a mayor profundidad (1.50-2.00 m), excepto en las muestras ubicadas en la parte sur (PCA 103,105 y 108).

En la Figura 33 se muestra los valores del contenido de agua para las muestras en pistas 2 y 3.

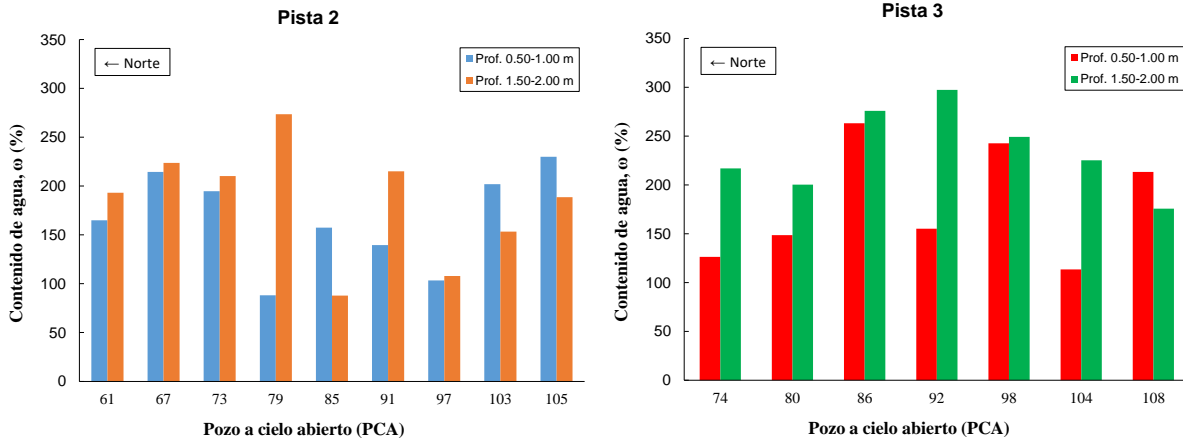


Figura 33: Contenido de agua en pista 2 y 3.

La densidad de sólidos en las muestras de la pista 2 tuvieron un rango entre 2.44 a 2.79, con un promedio de 2.63. En la pista 3 los valores de densidad de sólidos en las muestras se encuentran entre los valores 2.36 a 2.71, con un promedio de 2.54 (Figura 34).

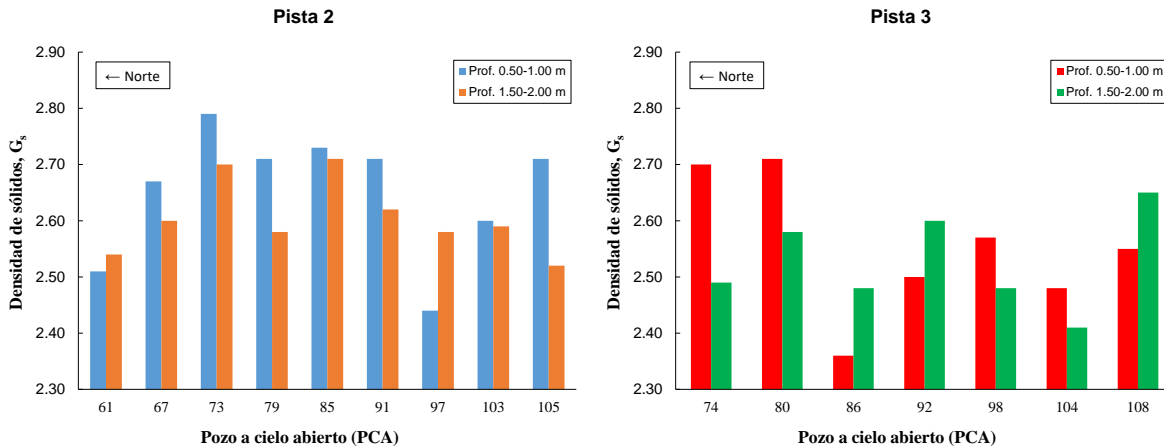


Figura 34: Densidad de sólidos en pista 2 y 3.

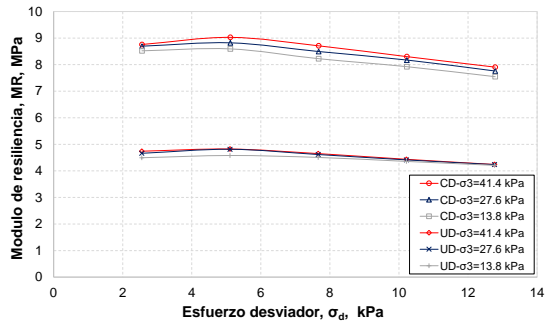
Módulo resiliente

En la Tabla 13 se presenta el resumen de las condiciones de prueba de las 32 probetas ensayadas para las pruebas iniciales en esta investigación. Tal como se indica en esta tabla, algunas probetas de suelo provenientes de las zonas de proyección de pistas, se ensayaron bajo condiciones drenadas en la etapa no consolidada (UD) y consolidada (CD). No obstante, se decidió continuar esta etapa realizando pruebas bajo condiciones no drenadas (UU y CU), a fin de conocer los cambios en el exceso de presión de poro generados al interior de dichas probetas durante la aplicación de los esfuerzos desviadores cíclicos.

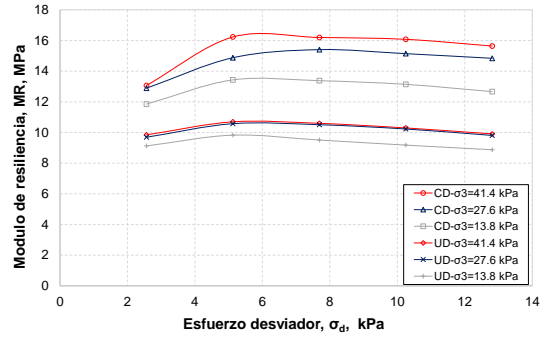
Tabla 13: Condiciones de prueba para pruebas iniciales.

PCA	Profundidad (m)	Ubicación	Condición de ensaye		PCA	Profundidad (m)	Ubicación	Condición de ensaye	
			1ra etapa	2da etapa				1ra etapa	2da etapa
61	0.50-1.00	Pista 2	UD	CD	74	0.50-1.00	Pista 3	UD	CU
61	1.50-2.00	Pista 2	UD	CD	74	1.50-2.00	Pista 3	UD	CD
67	0.50-1.00	Pista 2	UU	CU	80	0.50-1.00	Pista 3	UU	CU
67	1.50-2.00	Pista 2	UU	CU	80	1.50-2.00	Pista 3	UU	CU
73	0.50-1.00	Pista 2	UU	CU	86	0.50-1.00	Pista 3	UU	CU
73	1.50-2.00	Pista 2	UU	CU	86	1.50-2.00	Pista 3	UU	CU
79	0.50-1.00	Pista 2	UD	CU	92	0.50-1.00	Pista 3	UD	CU
79	1.50-2.00	Pista 2	UD	CD	92	1.50-2.00	Pista 3	UD	CD
85	0.50-1.00	Pista 2	UU	CU	98	0.50-1.00	Pista 3	UU	CU
85	1.50-2.00	Pista 2	UU	CU	98	1.50-2.00	Pista 3	UU	CU
91	0.50-1.00	Pista 2	UU	CU	104	0.50-1.00	Pista 3	UU	CU
91	1.50-2.00	Pista 2	UU	CU	104	1.50-2.00	Pista 3	UU	CU
97	0.50-1.00	Pista 2	UU	CU	108	0.50-1.00	Pista 3	UD	CU
97	1.50-2.00	Pista 2	UD	CD	108	1.50-2.00	Pista 3	UD	CD
103	0.50-1.00	Pista 2	UU	CU					
103	1.50-2.00	Pista 2	UU	CU					
105	0.50-1.00	Pista 2	UD	CU					
105	1.50-2.00	Pista 2	UD	CU					

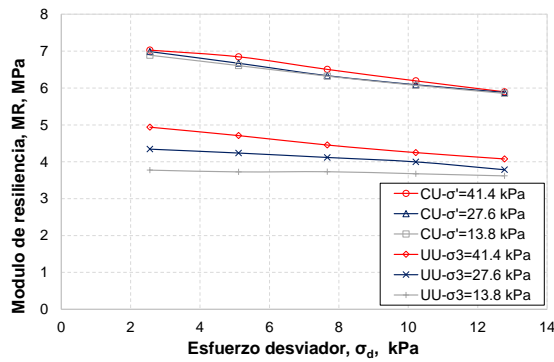
A continuación en las Figuras 35 y 36, así como en la Tablas 13, se presentan los resultados de las pruebas de módulo resiliente ejecutadas en muestras de suelo extraídas mediante la campaña de exploración inicial llevada a cabo en las zonas donde se proyecta construir las pistas 2 y 3 del NAICM.



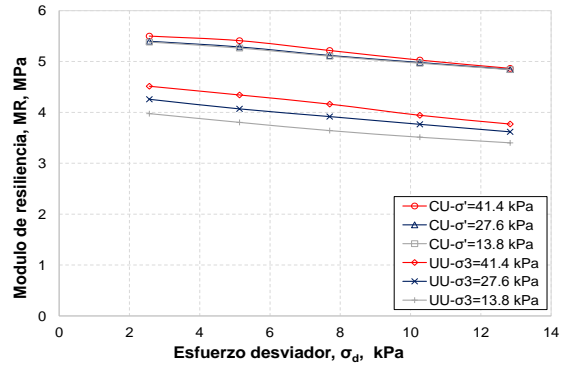
PCA 61, Profundidad: 0.50-1.00 m



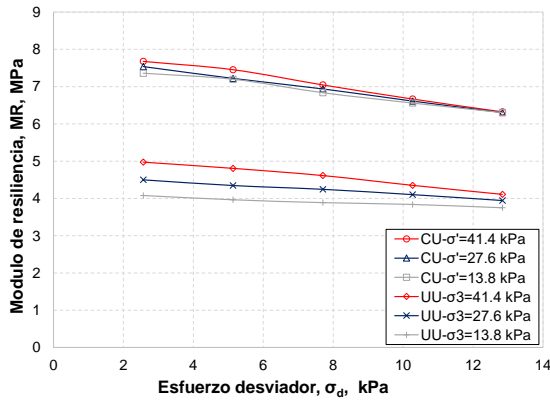
PCA 61, Profundidad: 1.50-2.00 m



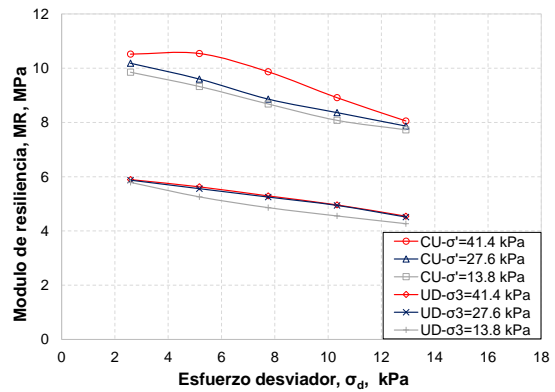
PCA 67, Profundidad: 0.50-1.00 m



PCA 73, Profundidad: 0.50-1.00 m



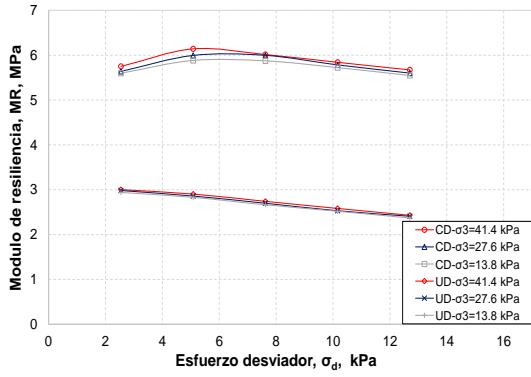
PCA 73, Profundidad: 1.50-2.00 m



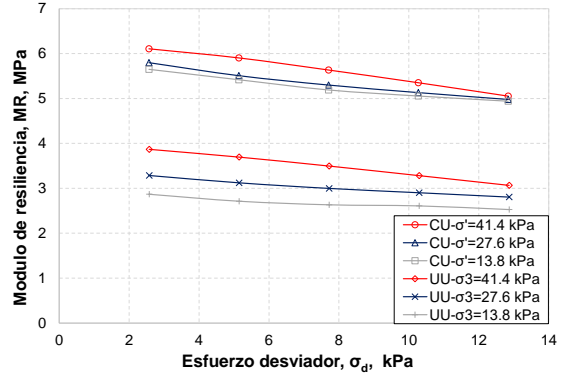
PCA 79, Profundidad: 0.50-1.00 m

Figura 35: Resultados en módulo de resiliencia en pista 2

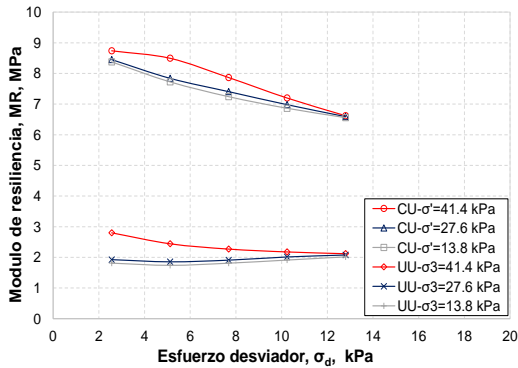
Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco



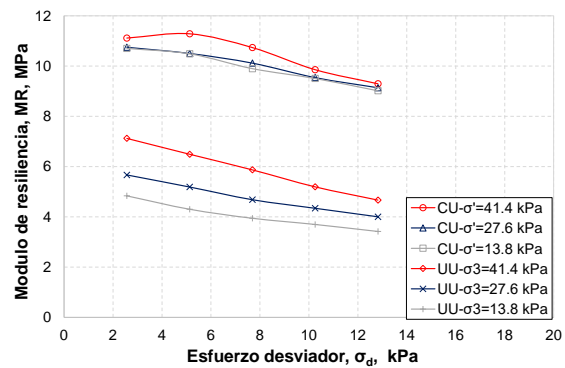
PCA 79, Profundidad: 1.50-2.00 m



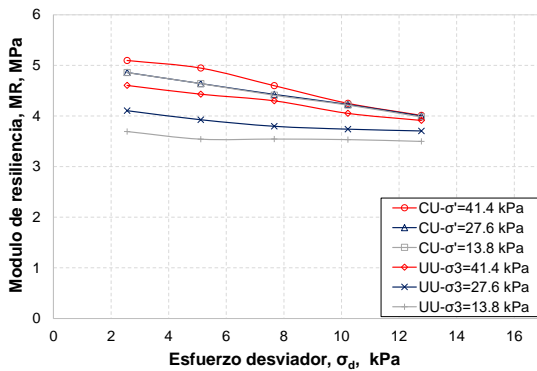
PCA 85, Profundidad: 0.50-1.00 m



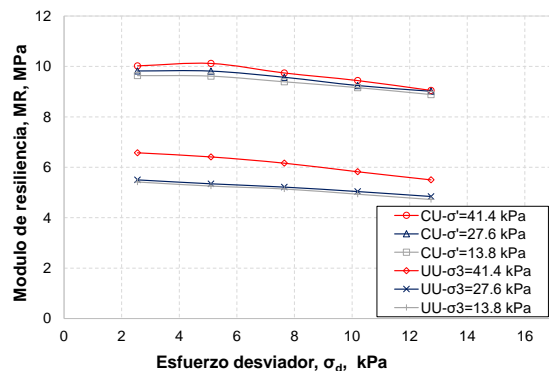
PCA 85, Profundidad: 1.50-2.00 m



PCA 91, Profundidad: 0.50-1.00 m

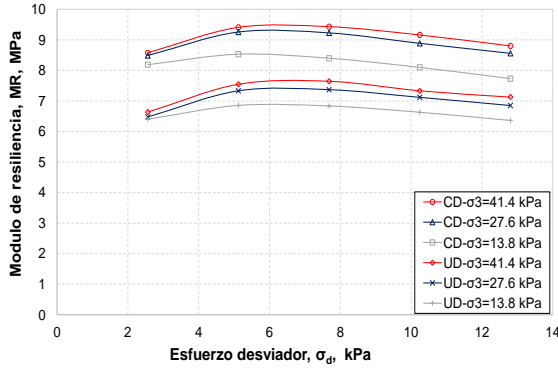


PCA 91, Profundidad: 1.50-2.00 m

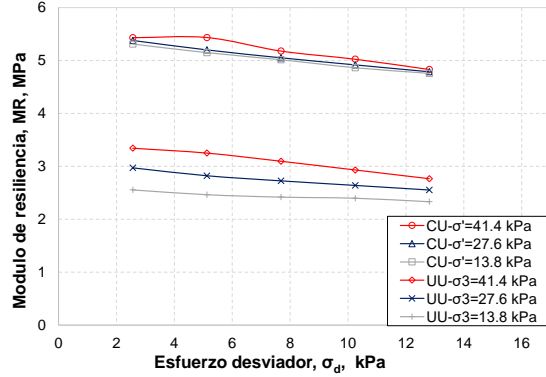


PCA 97, Profundidad: 0.50-1.00 m

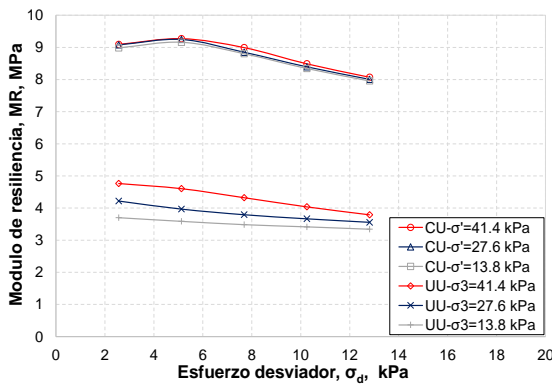
Figura 35: Resultados en módulo de resiliencia en pista 2 (Continuación)



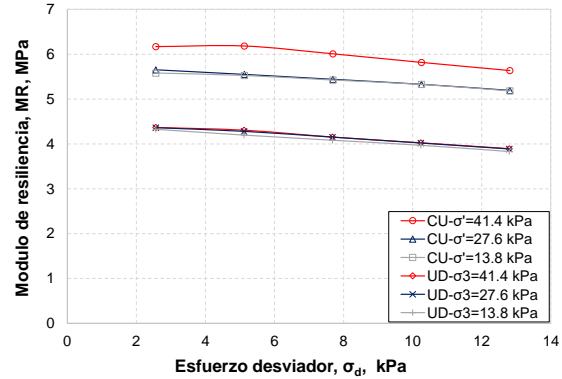
PCA 97, Profundidad: 1.50-2.00 m



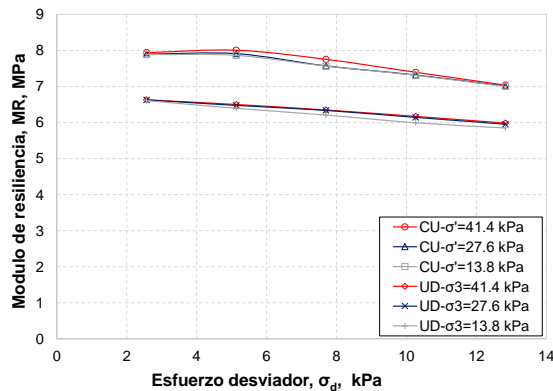
PCA 103, Profundidad: 0.50-1.00 m



PCA 103, Profundidad: 1.50-2.00 m



PCA 105, Profundidad: 0.50-1.00 m



PCA 105, Profundidad: 1.50-2.00 m

Figura 35: Resultados en módulo de resiliencia en pista 2 (Continuación)

Los resultados de la Figura 35 indican que para condiciones no consolidadas, fueron de 2.3-4.7 MPa y 1.9-8.9 MPa. En condiciones consolidadas, los valores mínimos del módulo de resiliencia el rango del módulo de resiliencia fueron de 4.8-9.0 MPa y 4.0-8.0 MPa para profundidades de 0.50- 1.00 m y 1.50-2.00 m, respectivamente. En general, los valores del módulo de resiliencia fueron mayores al aumentar la profundidad de la muestra para

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

condiciones no consolidadas y consolidadas. En Tabla 14 se muestra el valor mínimo, máximo y promedio obtenido para cada muestra ensayada en la pista 2.

Tabla 14: Resultados del módulo de resiliencia en pista 2.

PCA	Profundidad (m)		Módulo de resiliencia, no consolidado (MPa)	Módulo de resiliencia, consolidado (MPa)	Incremento
61 (Norte)	0.50-1.00	Valor Máximo	4.8	9.0	87%
		Valor Mínimo	4.2	7.5	79%
		Promedio	4.5	8.3	83%
61 (Norte)	1.50-2.00	Valor Máximo	10.7	16.2	52%
		Valor Mínimo	8.9	11.9	34%
		Promedio	9.8	14.0	43%
67	0.50-1.00	Valor Máximo	4.9	7.0	42%
		Valor Mínimo	3.6	5.9	62%
		Promedio	4.3	6.4	51%
73	0.50-1.00	Valor Máximo	4.5	5.5	22%
		Valor Mínimo	3.4	4.8	42%
		Promedio	4.0	5.2	31%
73	1.50-2.00	Valor Máximo	5.0	7.7	54%
		Valor Mínimo	3.7	6.3	68%
		Promedio	4.4	7.0	60%
79	0.50-1.00	Valor Máximo	5.9	10.5	79%
		Valor Mínimo	4.3	7.7	81%
		Promedio	5.1	9.1	80%
79	1.50-2.00	Valor Máximo	3.0	6.1	105%
		Valor Mínimo	2.4	5.5	134%
		Promedio	2.7	5.8	118%
85 (Centro)	0.50-1.00	Valor Máximo	3.9	6.1	58%
		Valor Mínimo	2.5	4.9	95%
		Promedio	3.2	5.5	73%
85 (Centro)	1.50-2.00	Valor Máximo	2.7	8.7	229%
		Valor Mínimo	1.9	6.6	249%
		Promedio	2.3	7.6	237%
91	0.50-1.00	Valor Máximo	7.1	11.3	58%
		Valor Mínimo	3.4	9.0	164%
		Promedio	5.3	10.2	93%
91	1.50-2.00	Valor Máximo	4.6	5.1	11%
		Valor Mínimo	3.5	4.0	14%
		Promedio	4.1	4.5	12%
97	0.50-1.00	Valor Máximo	6.6	10.1	54%
		Valor Mínimo	4.7	8.9	88%
		Promedio	5.6	9.5	68%

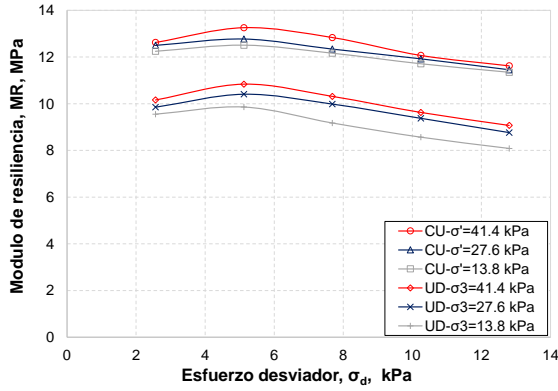
Tabla 14: Resultados del módulo de resiliencia en pista 2. (Continuación)

PCA	Profundidad (m)		Módulo de resiliencia, no consolidado (MPa)	Módulo de resiliencia, consolidado (MPa)	Incremento
97	1.50-2.00	Valor Máximo	7.6	9.4	23%
		Valor Mínimo	6.4	7.7	22%
		Promedio	7.0	8.6	23%
103	0.50-1.00	Valor Máximo	3.3	5.4	63%
		Valor Mínimo	2.3	4.8	104%
		Promedio	2.8	5.1	80%
103	1.50-2.00	Valor Máximo	4.8	9.3	95%
		Valor Mínimo	3.3	8.0	138%
		Promedio	4.1	8.6	113%
105 (Sur)	0.50-1.00	Valor Máximo	4.4	6.2	42%
		Valor Mínimo	3.8	5.2	35%
		Promedio	4.1	5.7	39%
105 (Sur)	1.50-2.00	Valor Máximo	6.6	8.0	21%
		Valor Mínimo	5.9	7.0	20%
		Promedio	6.2	7.5	20%

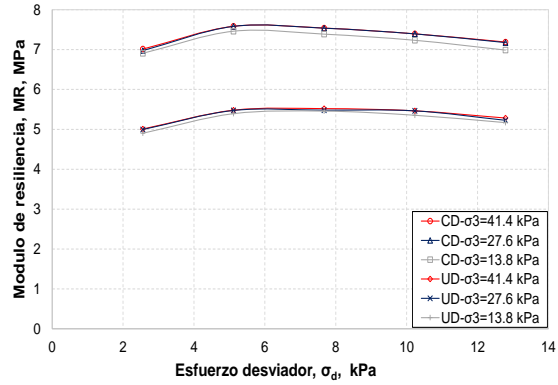
En la Tabla 14 se puede observar que el módulo resiliente es mayor en profundidades someras para un 30% de las muestras ensayadas (PCA 79, 85 y 91). Estas muestras corresponden a la parte central de la pista 2, lo cual es consistente con la presencia de la costra superficial. Sin embargo, debido a que el espesor de dicha costra no es significativo, los valores del módulo de resiliencia de esta capa no deberán ser tomados como representativos del terreno natural.

Para condiciones no consolidadas, el rango del módulo de resiliencia fue de 2.3-7.1 MPa en profundidades 0.50-1.00 m, y 1.9-7.6 MPa para profundidades de 1.50-2.00 m. Por otra parte, para el caso de las muestras consolidadas se observa que los valores del módulo de resiliencia extraídas a profundidades de 0.50 a 1.00 m y 1.50-2.00 m, varían espacialmente a lo largo de las pistas 2 entre 4.8-10.1 MPa y 4.0-9.4 MPa respectivamente. Es importante mencionar que los valores superiores de estos rangos, obedecen a mediciones puntuales y se alejan por mucho de la tendencia general que presentan las arcillas de los demás sitios muestreados. El módulo de resiliencia aumento un 60% en promedio al comparar los valores obtenidos en condiciones no consolidadas y consolidadas. La muestra con menor y mayor mejoramiento fue el PCA 91 con un 12% y el PCA 85 con un 237%. En la Figura 36 se muestran los resultados obtenidos en la pista 3 de forma gráfica para condiciones no consolidadas y consolidadas.

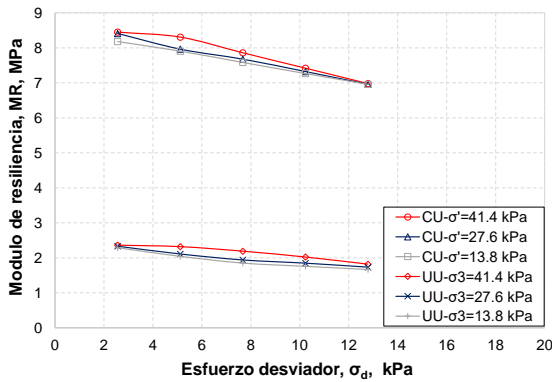
Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco



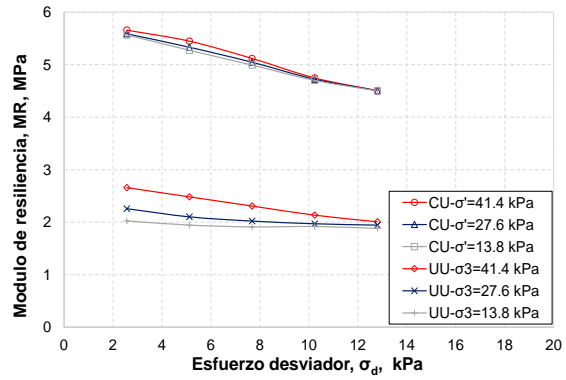
PCA 74, Profundidad: 0.50-1.00 m



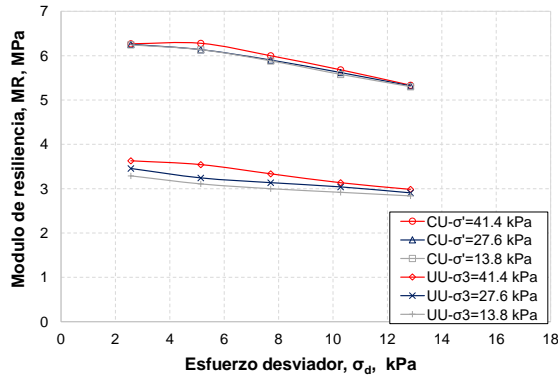
PCA 74, Profundidad: 1.50-2.00 m



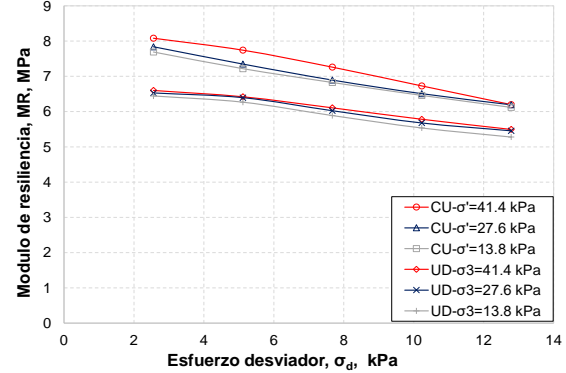
PCA 80, Profundidad: 1.50-2.00 m



PCA 86, Profundidad: 0.50-1.00 m



PCA 86, Profundidad: 1.50-2.00 m



PCA 92, Profundidad: 0.50-1.00 m

Figura 36: Resultados en módulo de resiliencia en pista 3

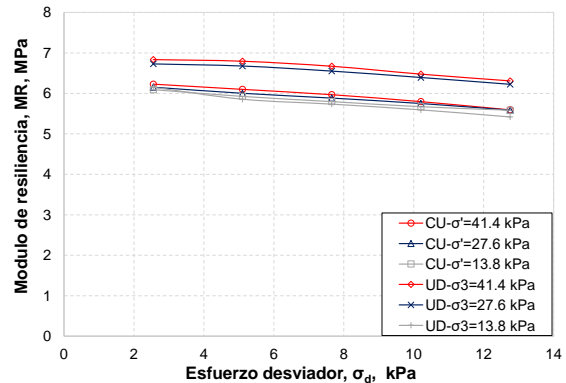
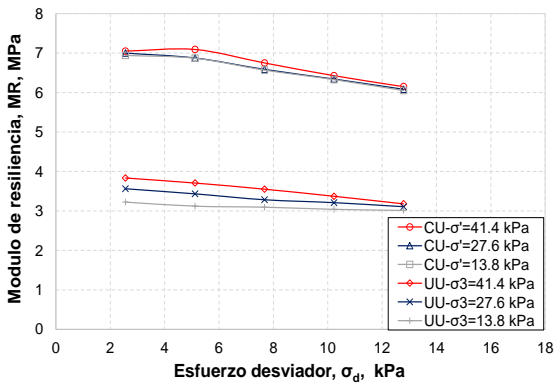
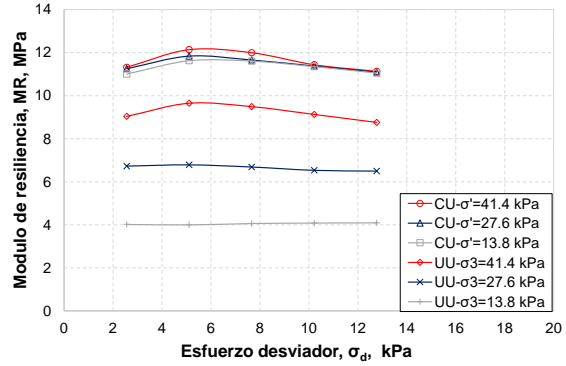
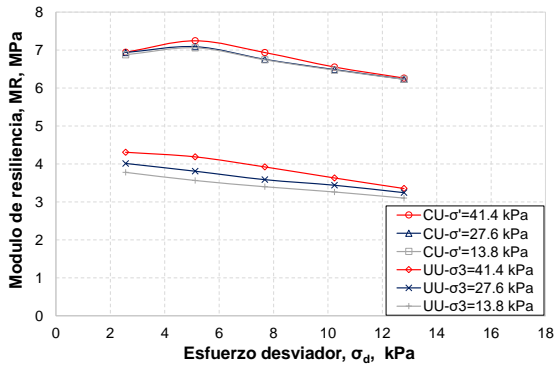
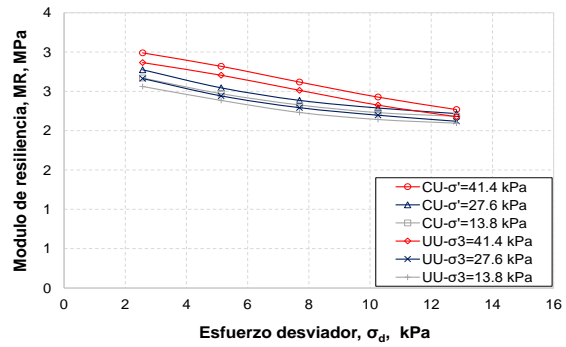
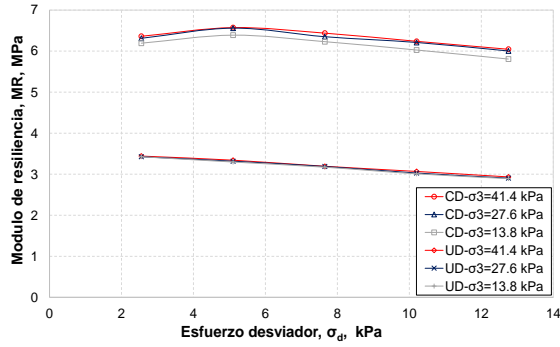
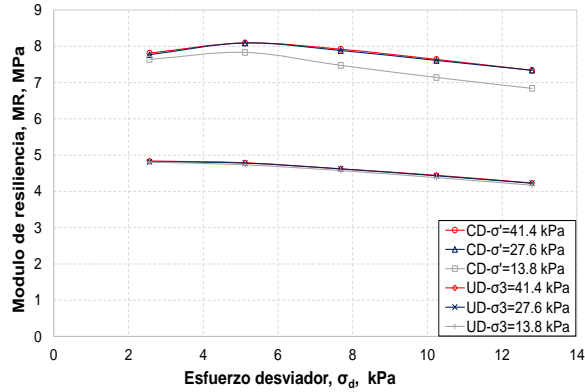


Figura 36: Resultados en módulo de resiliencia en pista 3 (Continuación)



PCA 108, Profundidad: 1.50-2.00 m

Figura 36: Resultados en módulo de resiliencia en pista 3 (Continuación)

Para condiciones no consolidadas, los valores mínimos en las muestras a profundidades 0.50-1.00 m fueron de 2.3 a 4.7 y 1.9 a 8.1 MPa para las pistas 2 y 3 respectivamente. Para profundidades de 1.50-2.00 m, el rango en valores mínimos fue de 1.9 a 6.4 y 1.7 a 4.9 MPa. En condiciones consolidadas, el rango del módulo de resiliencia más desfavorable en profundidades de 0.50-1.00 m fue de 4.8 a 9.0 y 2.2 a 11.3 MPa. En profundidades de 1.50-2.00 m el rango más desfavorable en el módulo de resiliencia fue de 4.0 a 8.0 y 5.3-7.0 MPa. En general, los valores del módulo de resiliencia fueron mayores en profundidades someras para condiciones no consolidadas y consolidadas en pista 3, lo contrario al comportamiento de las muestras en pista 2. En Tabla 15 se muestra el valor mínimo, máximo y promedio obtenido para cada muestra ensayada en la pista 3.

Tabla 15: Resultados del módulo de resiliencia en pista 3.

PCA	Profundidad (m)		Módulo de resiliencia, No Consolidado (MPa)	Módulo de resiliencia, Consolidado (MPa)	Incremento
74 (Norte)	0.50-1.00	Valor Máximo	10.8	13.3	22%
		Valor Mínimo	8.1	11.3	40%
		Promedio	9.5	12.3	30%
74 (Norte)	1.50-2.00	Valor Máximo	5.5	7.6	37%
		Valor Mínimo	4.9	6.9	41%
		Promedio	5.2	7.2	39%
80	1.50-2.00	Valor Máximo	2.4	8.4	258%
		Valor Mínimo	1.7	7.0	317%
		Promedio	2.0	7.7	282%
86 (Centro)	0.50-1.00	Valor Máximo	2.7	5.7	113%
		Valor Mínimo	1.9	4.5	139%
		Promedio	2.3	5.1	124%
86 (Centro)	1.50-2.00	Valor Máximo	3.6	6.3	73%
		Valor Mínimo	2.8	5.3	87%
		Promedio	3.2	5.8	79%
92	0.50-1.00	Valor Máximo	6.6	8.1	22%
		Valor Mínimo	5.3	6.1	16%
		Promedio	5.9	7.1	20%
92	1.50-2.00	Valor Máximo	3.4	6.6	91%
		Valor Mínimo	2.9	5.8	101%
		Promedio	3.2	6.2	95%
98	0.50-1.00	Valor Máximo	2.9	3.0	4%
		Valor Mínimo	2.1	2.2	4%
		Promedio	2.5	2.6	4%
98	1.50-2.00	Valor Máximo	4.3	7.2	68%
		Valor Mínimo	3.1	6.2	101%
		Promedio	3.7	6.7	82%
104	0.50-1.00	Valor Máximo	9.6	12.1	26%
		Valor Mínimo	4.0	11.0	175%
		Promedio	6.8	11.6	70%
104	1.50-2.00	Valor Máximo	3.8	7.1	85%
		Valor Mínimo	3.0	6.0	101%
		Promedio	3.4	6.6	92%
108 (Sur)	0.50-1.00	Valor Máximo	6.8	7.1	4%
		Valor Mínimo	5.4	5.6	3%
		Promedio	6.1	6.3	4%
108 (Sur)	1.50-2.00	Valor Máximo	4.8	8.1	67%
		Valor Mínimo	4.2	6.8	64%
		Promedio	4.5	7.5	66%

En la Tabla 15 se puede observar que el módulo resiliente es mayor en profundidades someras para un 60% de las muestras ensayadas (PCA 74, 92, 104 y 108) en pista 3 a comparación del 30% en pista 2. Estos resultados sugieren una mayor presencia de costra en pista 3 a comparación de la pista 2. En condiciones no consolidadas, el rango del módulo de resiliencia fue de 2.3 a 7.1 y 1.9 a 10.8 MPa en profundidades 0.50 a 1.00 m para las pistas 2 y 3 respectivamente.

Para profundidades de 1.50-2.00 m los valores fueron de 1.9 a 7.6 y 1.7 a 5.5 MPa. Por otra parte, las muestras consolidadas mostraron valores de 4.8 a 10.1 y 2.2 a 13.3 MPa en profundidades 0.50-1.00 m para pistas 2 y 3. Las muestras a profundidad 1.50-2.00 m tuvieron valores de 4.0 a 9.4 y 5.3 a 8.4 MPa respectivamente. El mejoramiento del módulo de resiliente a causa de la consolidación en pista 3 fue de 60%, que fue del mismo orden al mejoramiento en pista 2. La muestra con menor y mayor mejoramiento fue el PCA 108 con un 4% y el PCA 80 con un 282%. En términos generales se observa una disminución en el valor del módulo de resiliencia conforme aumenta el esfuerzo desviador durante la ensaye para condiciones no consolidadas y consolidadas.

3.5.2. Pruebas complementarias

Clasificación del suelo

En la Tabla 16 se muestran los valores del límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, densidad de sólidos y contenido de humedad de las muestras recuperadas en la pista 2 del NAICM para realizar las pruebas complementarias.

Tabla 16: Propiedades índice en pruebas complementarias

Pruebas complementarias								
PCA	Muestra	Profundidad		Límite Líquido, LL (%)	Límite Plástico, LP (%)	Índice de plasticidad, PI	Densidad de sólidos, G _s	Contenido de agua, ω (%)
		Inicial, (m)	Final, (m)					
2.1	1	1.00	1.50	261.60	109.90	151.70	2.74	190.76
2.2	3	1.65	1.99	177.23	79.90	97.33	3.08	239.74
2.3	4	1.91	2.39	115.53	57.55	57.98	2.79	111.83

Se graficó los resultados en la carta de plasticidad para clasificar los suelos como indica la norma ASTM D 2487-00 (Figura 37). Los valores se ubicaron en el cuadrante MH de la carta de plasticidad, por lo que se clasifican como suelos limosos con alta plasticidad.

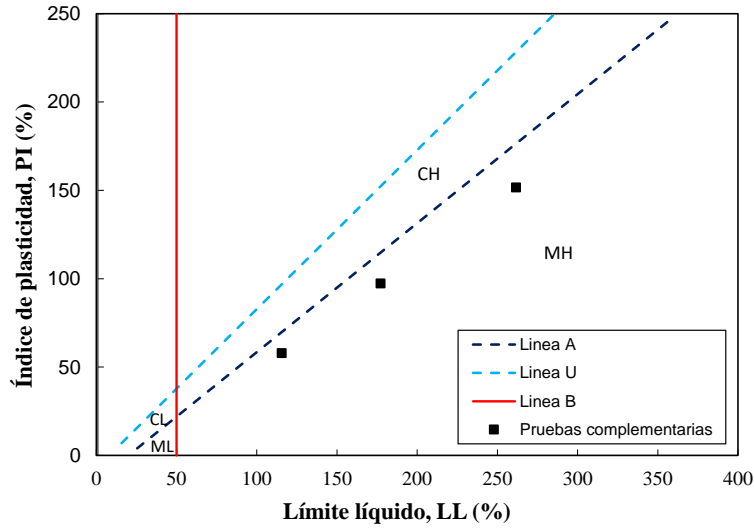


Figura 37: Caracterización plástica en pruebas complementarias

El rango de contenido de agua para los PCA 2.1, 2.2 y 2.3 fue de 111.83% al 239.74%. Este rango coincide al rango obtenido en pista 2 de 87.77% a 273.62% para muestras a una profundidad de 1.50-2.00 m. Los valores en la densidad de sólidos estuvieron entre 2.74 a 3.08. Este rango está por arriba del promedio 2.63 que se obtuvo en las muestras para las pruebas iniciales en pista 2. Sin embargo, solo la muestra PCA 2.2 mostro una densidad de sólidos arriba de 2.80 que pudo haber ocasionado a causa de un lente de arena fina en la probeta de suelo. En la Figura 38 se muestra las representaciones graficas del contenido de agua y densidad de sólidos para las pruebas complementarias.

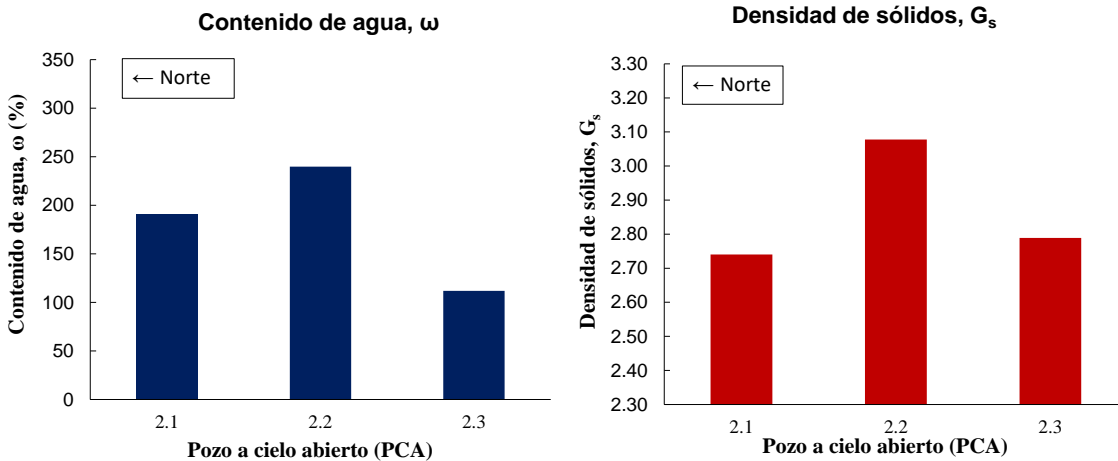


Figura 38: Contenido de agua y densidad de sólidos en pruebas complementarias

Módulo de resiliencia

En las Figuras 39 a 41 y Tabla 17, se presentan los resultados de las pruebas de módulo resiliente llevadas a cabo en las muestras 2.1, 2.2 y 2.3 bajo el esquema de esfuerzos, descrito en la Figura 30, y para diferentes condiciones de esfuerzo desviador.

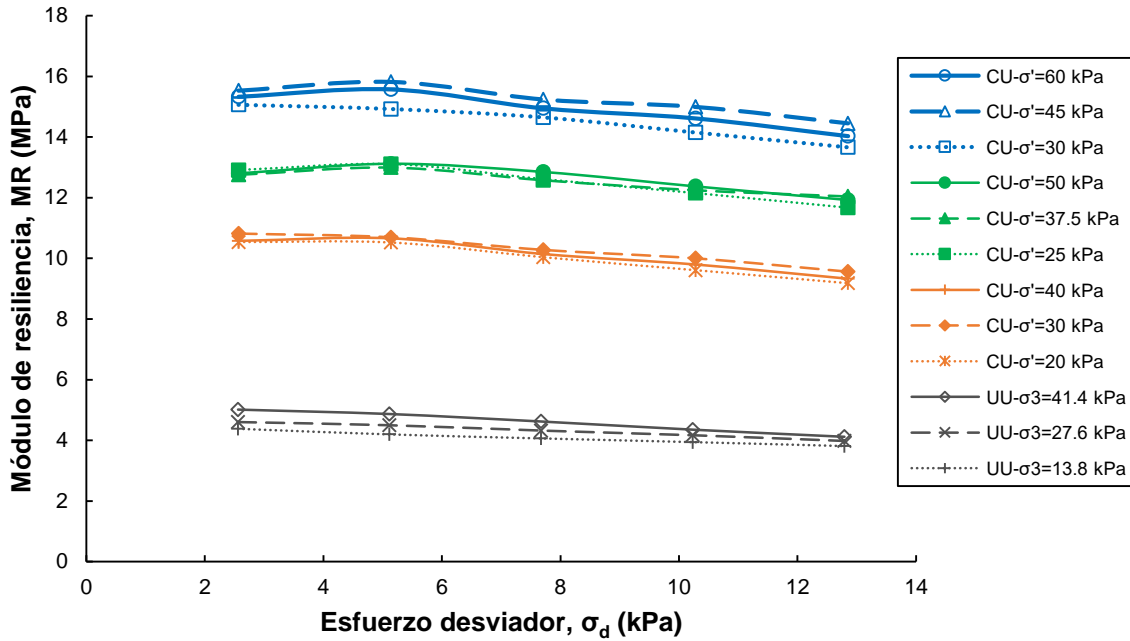


Figura 39: Variación del módulo de resiliencia en etapa de recarga en PCA 2.1

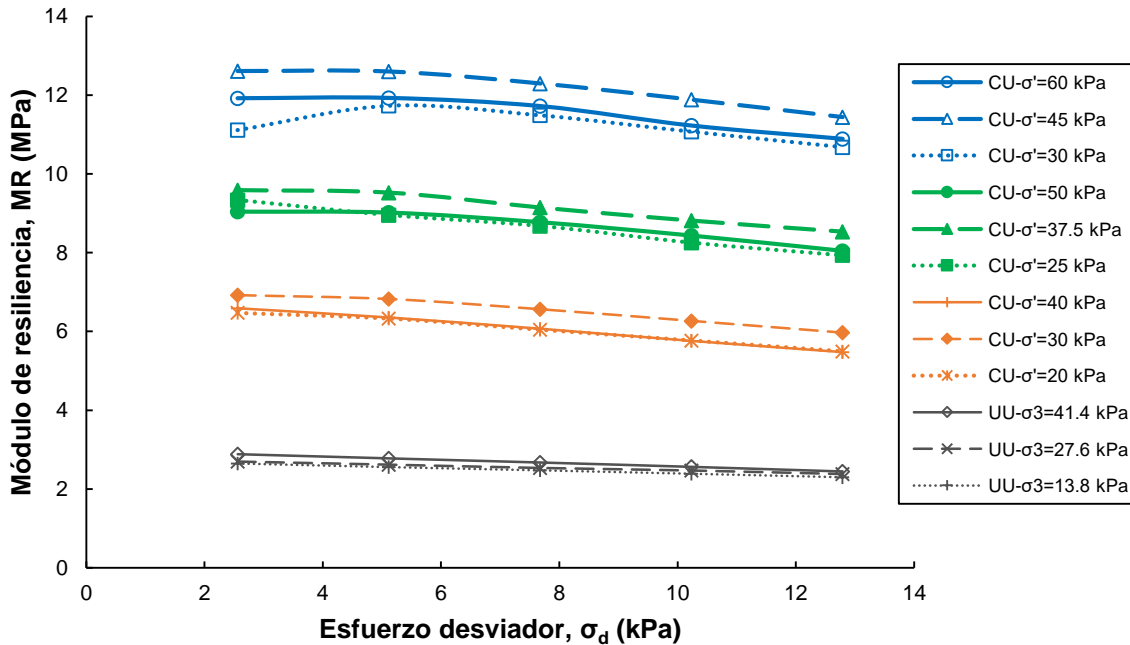


Figura 40: Variación del módulo de resiliencia en etapa de recarga en PCA 2.2

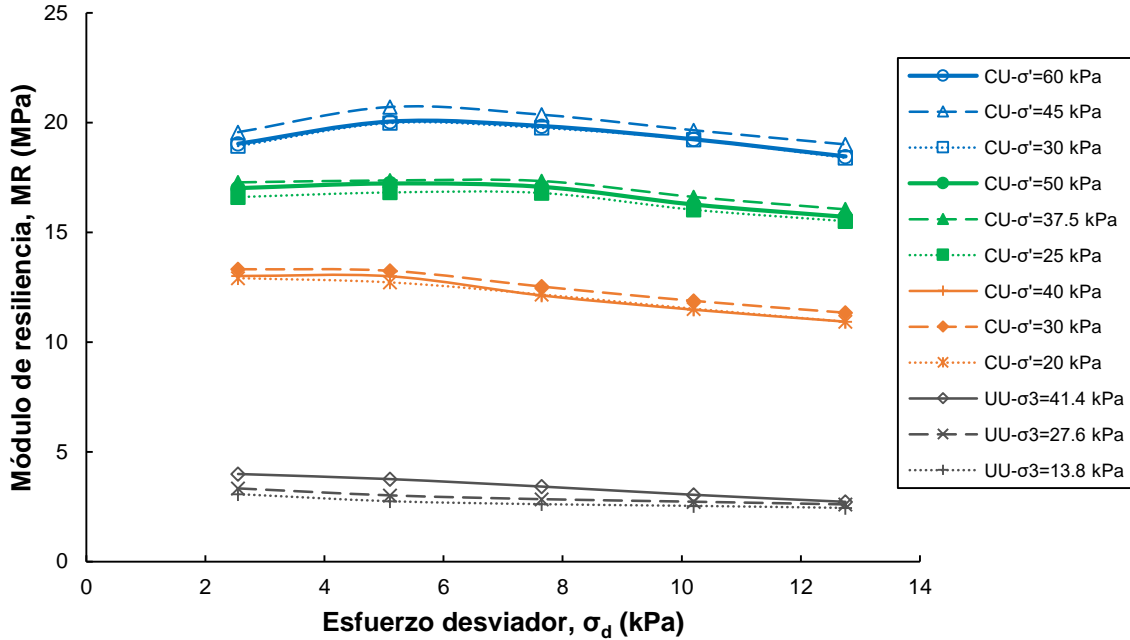


Figura 41: Variación del módulo de resiliencia en etapa de recarga en PCA 2.1

Tabla 17: Resultados del módulo de resiliencia en PCA 2.1, 2.2 y 2.3.

PCA	Prof. (m)		MR, UU (MPa)	MR, CU (MPa) Punto A	Incremento	MR, CU (MPa) Punto D	Incremento	MR, CU (MPa) Punto G	Incremento
2.1 (Norte)	1.00-1.50	Valor Máximo	5.0	10.8	116%	13.1	162%	15.8	215%
		Valor Mínimo	3.8	9.2	141%	11.7	206%	13.7	258%
		Promedio	4.4	10.0	126%	12.4	181%	14.7	234%
2.2 (Centro)	1.65-1.99	Valor Máximo	2.9	6.9	140%	9.6	232%	12.6	337%
		Valor Mínimo	2.3	5.5	138%	7.9	246%	10.7	365%
		Promedio	2.6	6.2	139%	8.8	238%	11.6	349%
2.3 (Sur)	1.91-2.39	Valor Máximo	4.0	13.3	234%	17.4	335%	20.7	419%
		Valor Mínimo	2.4	10.9	347%	15.5	534%	18.4	652%
		Promedio	3.2	12.1	277%	16.4	411%	19.6	508%

Dichos resultados indican que en particular, los valores del módulo de resiliencia para la muestra PCA 2.1 en condiciones UU variaron entre 5.0 y 3.8 MPa. En la primera etapa de consolidación ($\sigma' = 40 \text{ kPa}$), la probeta tuvo un cambio volumétrico de 50.94 cm^3 . El incremento del MR fue de 126% con valores entre 10.8 y 9.2 MPa. En la segunda etapa de consolidación ($\sigma' = 50 \text{ kPa}$), el cambio volumétrico acumulado fue de 77.26 cm^3 . En esta etapa los valores del MR fueron entre 11.7 y 13.1 MPa con un mejoramiento de 181%. En la tercera etapa de consolidación ($\sigma' = 60 \text{ kPa}$), la probeta tuvo un cambio volumétrico total

de 94.66 cm³. En esta etapa el módulo de resiliencia estuvo del orden de 13.7 a 15.8 MPa con un incremento de 234% a comparación de valores obtenidos en condiciones no consolidadas-no drenadas (UU).

Por otra parte, la muestra de suelo extraída al centro de la pista 2 (PCA 2.2), presentó valores más bajos en el módulo de resiliencia para la condición UU los cuales variaron entre 2.3 a 2.9 MPa. El cambio volumétrico de la probeta al final de la primera etapa de consolidación ($\sigma' = 40 \text{ kPa}$) fue de 100.86 cm³ y el rango del MR fue de 5.5 a 6.9 MPa, representando un mejoramiento en el módulo de 139%. En la segunda etapa de consolidación ($\sigma' = 50 \text{ kPa}$), la probeta tuvo un cambio volumétrico acumulado de 139.89 cm³ con un MR entre 7.9 a 9.6 MPa y un incremento del 238% en el módulo de resiliencia. En la última etapa de consolidación ($\sigma' = 60 \text{ kPa}$) la probeta presentó un cambio volumétrico total de 170.51 cm³. Los valores del módulo de resiliencia se registraron entre 10.7 y 12.6 MPa con un incremento de 349% en comparación de condiciones no consolidadas-no drenadas (UU).

La muestra PCA 2.3 proveniente del extremo sur de la pista 2, presentó valores del módulo de resiliencia entre 2.4 a 4.0 MPa en condiciones no consolidadas-no drenadas. La muestra registro un cambio volumétrica de 52.03 cm³ en la primera etapa de consolidación ($\sigma' = 40 \text{ kPa}$) y valores del módulo de resiliencia entre 10.9 y 13.3 MPa, con un incremento de 277%. En la segunda etapa de consolidación ($\sigma' = 50 \text{ kPa}$), el cambio volumétrico acumulado de la probeta fue de 69.37 cm³ y los valores del módulo de resiliencia variaron entre 15.5 y 17.4 MPa con un mejoramiento de 411%. En la tercera etapa de consolidación ($\sigma' = 60 \text{ kPa}$), la probeta tuvo un cambio volumétrico total de 81.03 cm³. En esta etapa el mejoramiento del módulo de resiliencia por consolidación fue de 508% a comparación de condiciones no consolidadas-no drenadas (UU), ya que el módulo estuvo entre 18.4 y 20.7 MPa.

3.5.3 Comportamiento resiliente de los suelos estudiados

Al analizar los resultados de las pruebas del módulo de resiliencia, se identificó que este parámetro está altamente influenciado por: el esfuerzo de confinamiento (σ_3), el esfuerzo efectivo promedio (σ'), el esfuerzo desviador cíclico (σ_d), deformación unitaria (ε), la relación de vacíos (e), el grado de saturación (S_w), y el exceso de presión de poro (Δu) tal como se describe a continuación:

Influencia del esfuerzo de confinamiento (σ_3) y el grado de saturación en pruebas no consolidadas no drenadas.

Los resultados de las pruebas de módulo resiliente ejecutadas en condiciones no consolidadas no drenadas (UU) llevadas a cabo en las probetas con grados de saturación inicial, mayor al 98% no presentaron cambios significativos conforme aumentó el esfuerzo de confinamiento durante la prueba. Lo anterior, se atribuye a que debido a la cercanía a la condición de saturación total, su comportamiento permaneció prácticamente invariable ante la variación de los esfuerzos de confinamiento. Adicionalmente, durante la aplicación del esfuerzo desviador cíclico, se generaron excesos de presión de poro al interior de la probeta, que no pudieron ser disipados y en consecuencia, no se generó un incremento de esfuerzos efectivos significativo durante el ciclado, razón por la cual la respuesta del material para cada esfuerzo desviador, fue similar en cada una de las condiciones de esfuerzo de confinamiento evaluado. Por otra parte, las probetas con un grado de saturación menor al 98% mostraron una mayor variación del MR durante el ensaye conforme aumentó el esfuerzo de confinamiento. Lo anterior, obedece que durante cada cambio de esfuerzo de confinamiento en la probeta, se expulsó cierta cantidad de aire alojado en su interior, y en consecuencia se generó un aumento del grado de saturación condición que favorece el aumento en la deformabilidad del suelo.

Influencia del esfuerzo efectivo promedio σ' en las pruebas consolidadas no drenadas.

Los resultados de las pruebas de módulo de resiliencia de las muestras 2.1, 2.2 y 2.3 extraídas en la etapa de exploración complementaria, permitieron identificar que el módulo de resiliencia del suelo aumenta en la medida que se aplica un esfuerzo efectivo promedio mayor, tal como se ilustra en las Figuras 42 a 44.

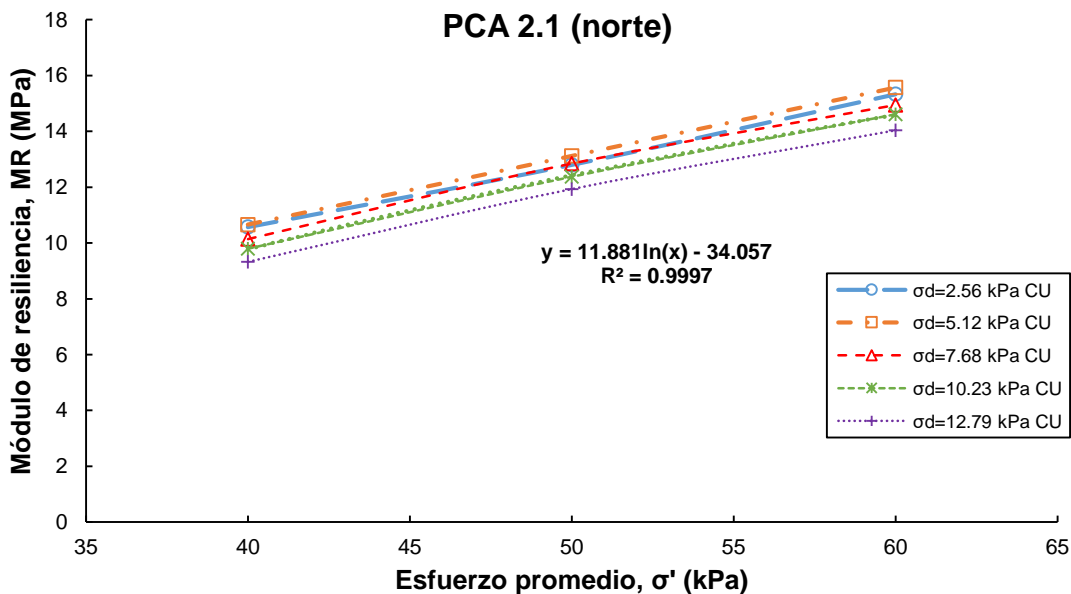


Figura 42: Esfuerzo promedio p' vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.1).

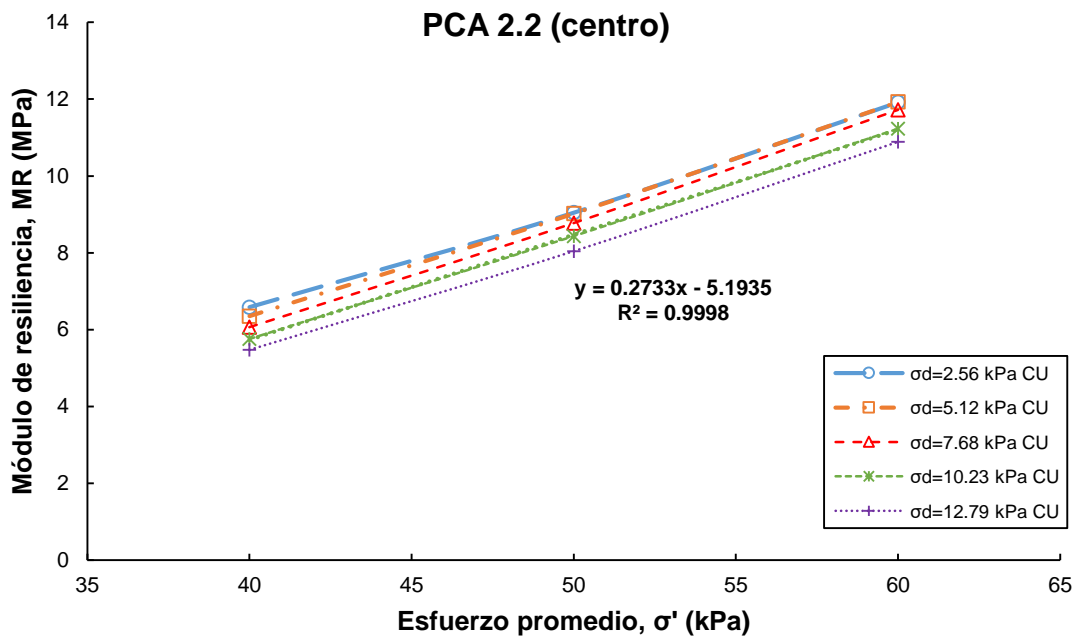


Figura 43: Esfuerzo promedio p' vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.2)

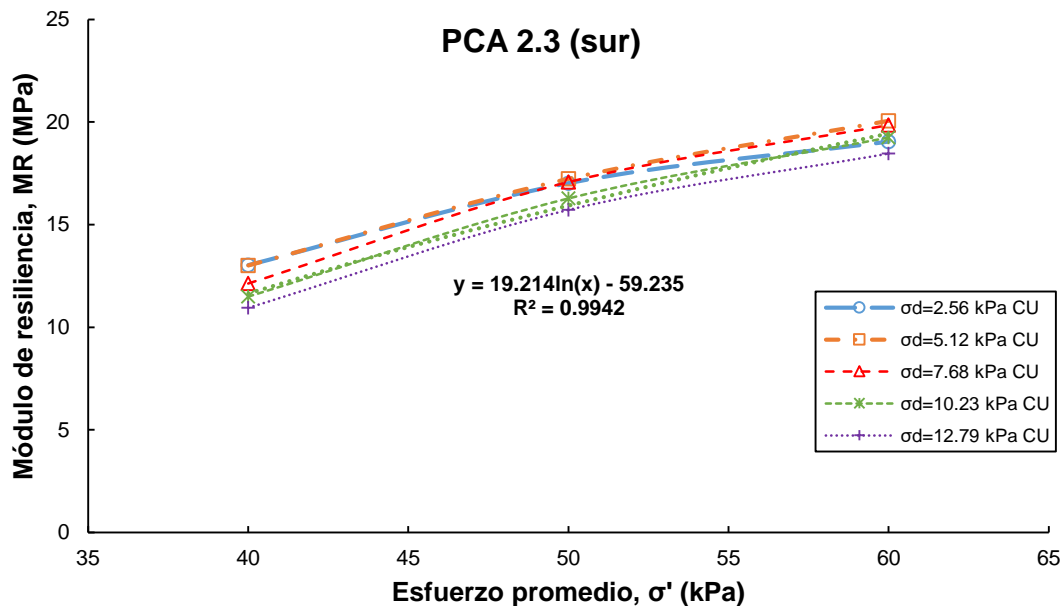


Figura 44: Esfuerzo promedio p' vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.3)

Influencia del esfuerzo desviador cíclico (σ_d) en el MR

Tal como se mencionó anteriormente, los resultados de todas las pruebas de módulo llevadas a cabo indican que en términos generales el módulo resiliente de las muestras de suelo ensayadas disminuye en la medida que aumenta el esfuerzo desviador cíclico. Este comportamiento ocurre bajo condiciones no consolidadas y consolidadas.

Influencia de la deformación unitaria (ϵ) en el MR

En las figuras 45-47 se presentan los valores del módulo resiliente y la deformación unitaria axial generada con cada incremento de esfuerzo desviador cíclico aplicado durante las pruebas llevadas a cabo a esfuerzos efectivos promedio de 40, 50 y 60 kPa (puntos A,D, y G).

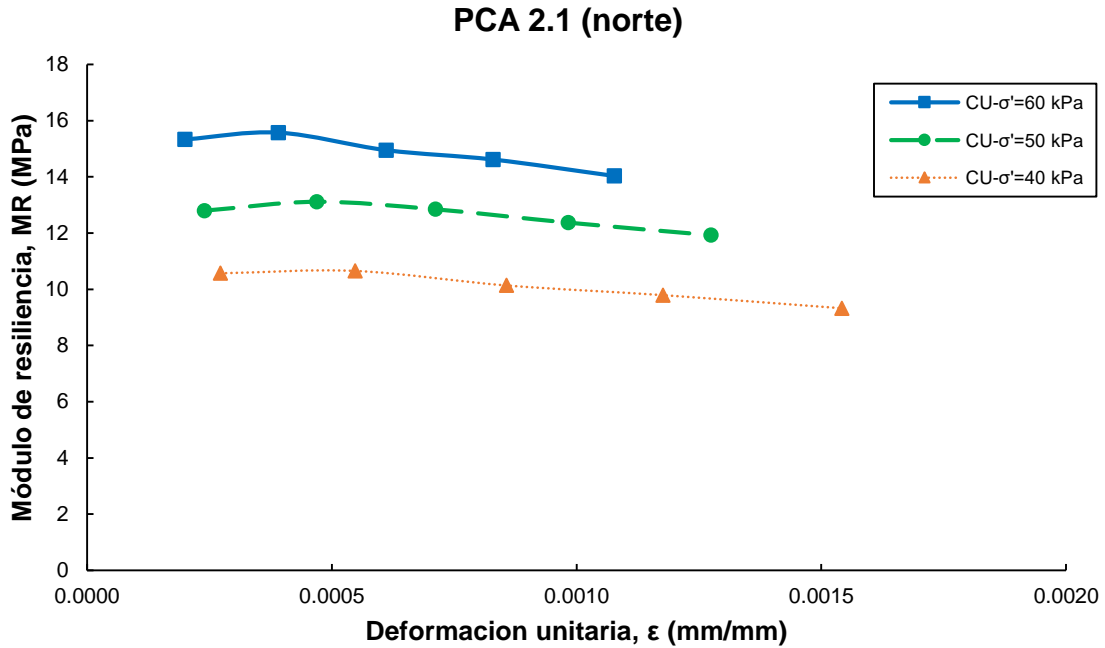


Figura 45: Deformación unitaria vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.1)

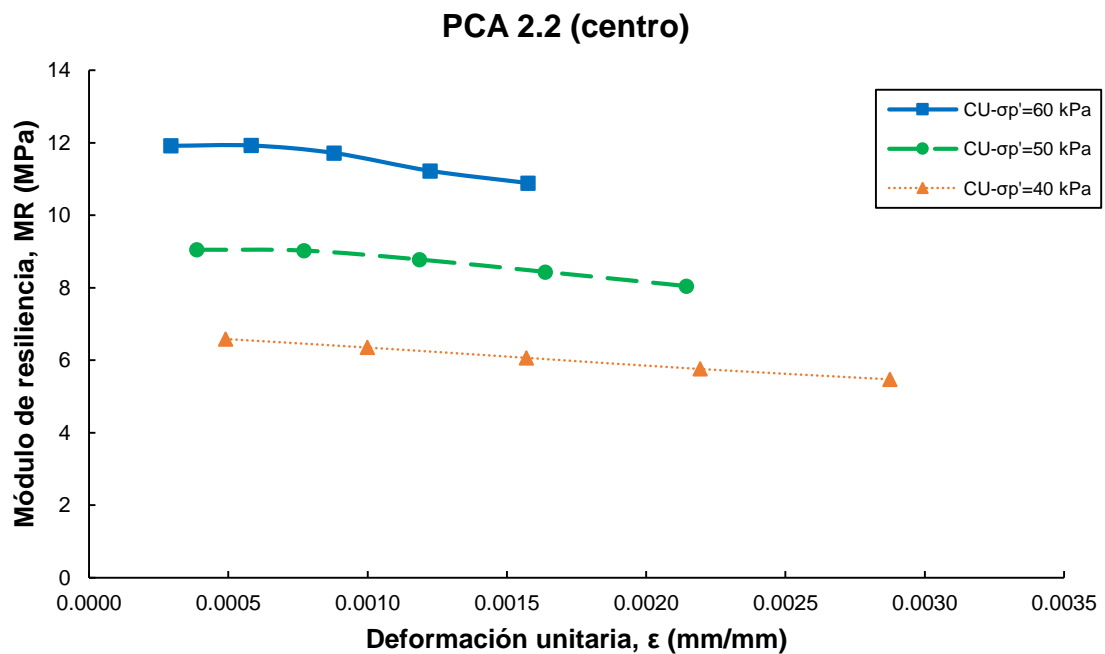


Figura 46: Deformación unitaria vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.2)

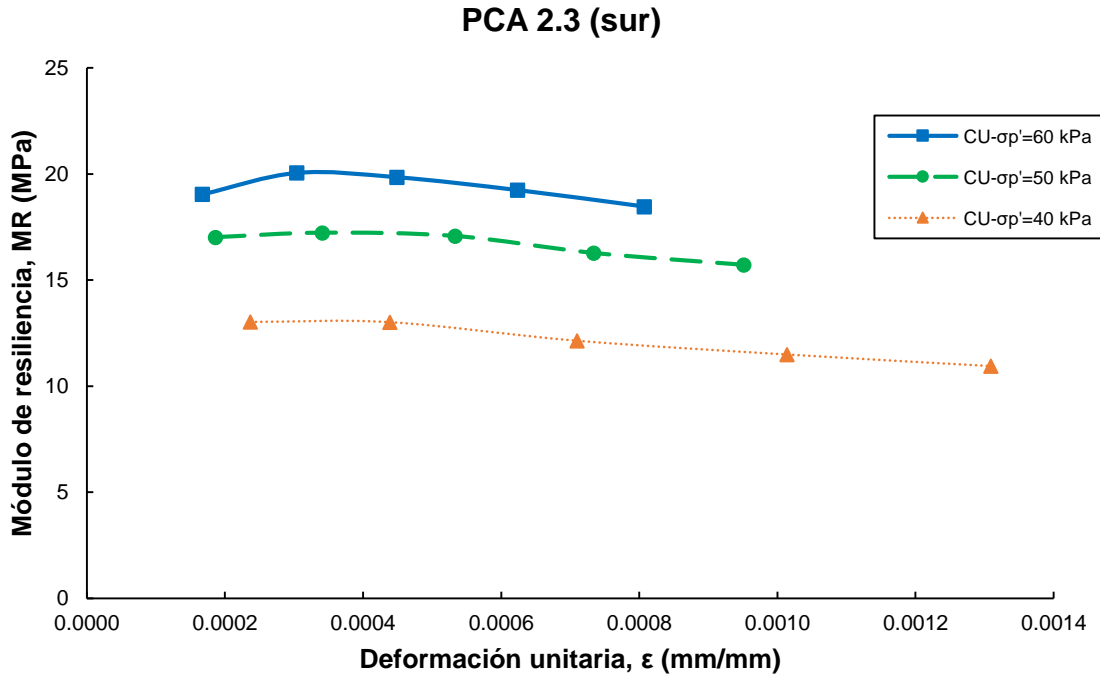


Figura 47: Deformación unitaria vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.3)

En estas figuras se observa como la deformación unitaria en la probeta aumenta conforme aumenta el esfuerzo desviador (σ_d). Para condiciones no consolidadas no drenadas (UU), las muestras PCA 2.1, 2.2 y 2.3 presentaron un rango de deformación unitaria de $5.3\text{E-}04$ a $3.4\text{E-}03$, $9.0\text{E-}04$ a $5.5\text{E-}03$ y $6.5\text{E-}04$ a $5.2\text{E-}03$, respectivamente. La deformación en las probetas disminuye conforme aumenta el esfuerzo promedio σ' durante el ensaye. En condiciones UU, los valores del módulo de resiliencia no tienen mayor variación con respecto a la deformación unitaria en las probetas. Para condiciones consolidadas no drenadas (CU), el rango de la deformación unitaria se reduce significativamente conforme aumenta el esfuerzo promedio σ' . En condiciones CU, las probetas redujeron su contenido de vacíos provocando un aumento en su rigidez, y una disminución en su deformación unitaria. El rango de la deformación unitaria en condiciones CU para los PCA 2.1, 2.2 y 2.3 fueron de $2.0\text{E-}04$ a $1.6\text{E-}03$, $9.0\text{E-}04$ a $5.5\text{E-}03$ y $1.6\text{E-}04$ a $1.3\text{E-}03$, respectivamente.

En las Figuras 45-47, se observa como los valores del módulo de resiliencia disminuyen ligeramente conforme aumenta la deformación unitaria en la probeta. El aumento del esfuerzo desviador durante el ensaye, aumenta proporcionalmente la deformación unitaria en la probeta. En condiciones UU las muestras de suelo tuvieron una deformación del 400% mayor que en condiciones CU. El rango del módulo de resiliencia se mantuvo consistente en condiciones UU, aunque mostro una disminución en el MR con el aumento del esfuerzo desviador y la deformación unitaria. En las condiciones CU, hubo un brinco entre el 20% y el 30% en los valores del módulo de resiliencia conforme aumento el esfuerzo promedio σ' .

Las deformaciones en estas condiciones disminuyeron conforme aumentaba el esfuerzo de consolidación de las probetas. Al aumentar la deformación unitaria en las probetas, los valores del MR disminuyeron sistemáticamente pese a que el cambio no es muy significativo.

Influencia de la relación de vacíos (e) en el MR

Una de las características del suelo de la cuenca del Valle de México es el elevado contenido de agua que posee este suelo lacustre. El rango de contenido de agua (ω) en las muestras ensayadas en esta investigación fue entre 87.8% y 297.27, con un promedio de 189.09%. Al tener un contenido de agua elevado, la relación que tiene el volumen de vacíos con el volumen de sólidos, conocida como relación de vacíos es elevada también.

En la Figura 48, se presentan los valores de la relación de vacíos y los valores de MR promedio evaluados en condiciones no consolidadas a diferentes esfuerzos de confinamiento y consolidadas a un esfuerzo efectivo promedio de 40 kPa. Tal como se observa, a esta grafica se ajusta una línea de tendencia exponencial que muestra la tendencia decreciente del módulo de resiliencia al aumentar la relación de vacíos del suelo.

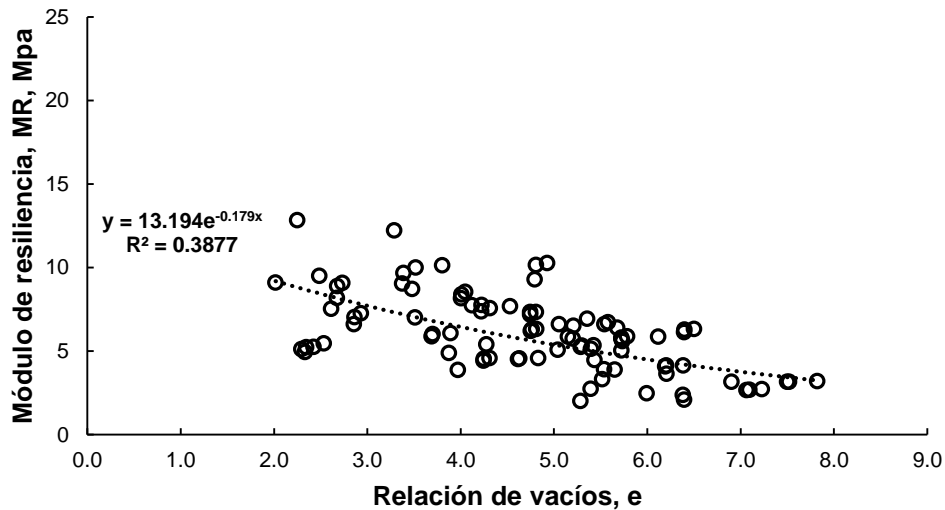


Figura 48: Relación de vacíos vs. Módulo de resiliencia

Por otra parte, en la Figura 49 se muestran los valores de relación de vacíos vs. Módulo de resiliencia obtenidos de las muestras 2.1, 2.2 y 2.3 extraídas en la etapa de exploración complementaria. En dicha figura se observa que el módulo de resiliencia de cada una de las probetas del suelo ensayadas aumenta conforme disminuye la relación de vacíos. Los valores de MR más bajos en la gráfica, representan los resultados de las pruebas bajo condiciones UU de cada una de las muestras ensayadas, los cuales van aumentando en la medida que disminuye la relación de vacíos como consecuencia del incremento de

esfuerzos efectivos promedio en el suelo. En dicha figura se observa además que las muestras con una relación de vacíos inicial mayor a 5 muestran una tendencia del tipo exponencial la cual se torna lineal conforme dicha relación de vacíos inicial disminuye.

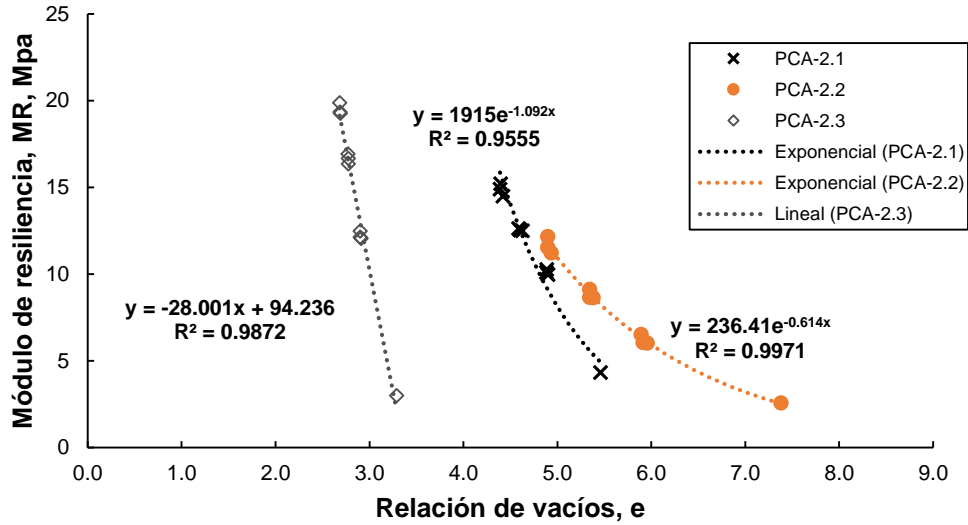


Figura 49: Relación de vacíos vs. Módulo de resiliencia (PCA 2.1, 2.2, 2.3)

Finalmente, en la Figura 50, se grafican los resultados de todas las pruebas de módulo resiliente llevadas a cabo bajo condiciones consolidadas, en términos de la relación de vacíos. En dicha figura se observa, que si bien como se mencionó anteriormente, existe una relación exponencial entre los valores de MR y la relación de vacíos, los valores de este último parámetro aumentan conforme es mayor el esfuerzo efectivo, de esta manera es posible definir una correlación entre la relación de vacíos y los valores de MR para cada esfuerzo efectivo promedio evaluado.

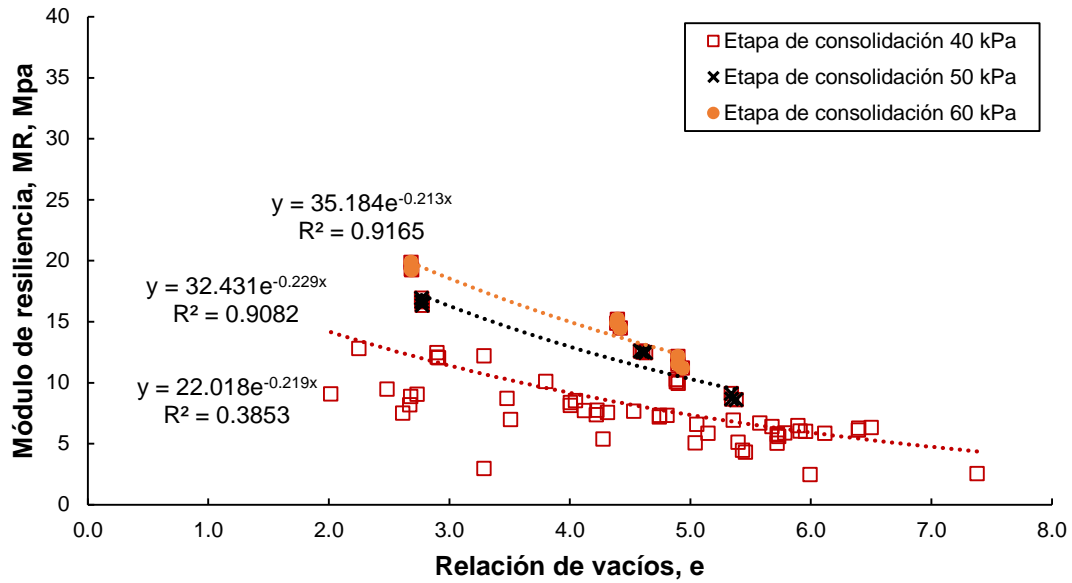


Figura 50: Relación de vacíos vs. Módulo de resiliencia en distintas etapas de consolidación

Influencia del exceso de presión de poro en el MR

En la Figura 51 se muestra el registro del exceso de presión de poro generado durante la ejecución de las pruebas de módulo resiliente realizadas en las muestras 2.1, 2.2 y 2.3, bajo condiciones consolidadas no drenadas (CU). Esta figura indica que en ante el aumento gradual del esfuerzo desviador cíclico durante la prueba, ocurre un incremento de la presión de poro al interior de la probeta, no obstante el exceso de presión de poro generado representa a lo sumo el 40% del esfuerzo efectivo promedio bajo el cual se ejecuta la prueba. Por lo anterior, se descarta la posibilidad que el esfuerzo desviador cíclico induzca excesos en a presión de poro que lleven a la probeta a esta de falla o cercano a la misma y que a su vez afecten su deformabilidad.

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

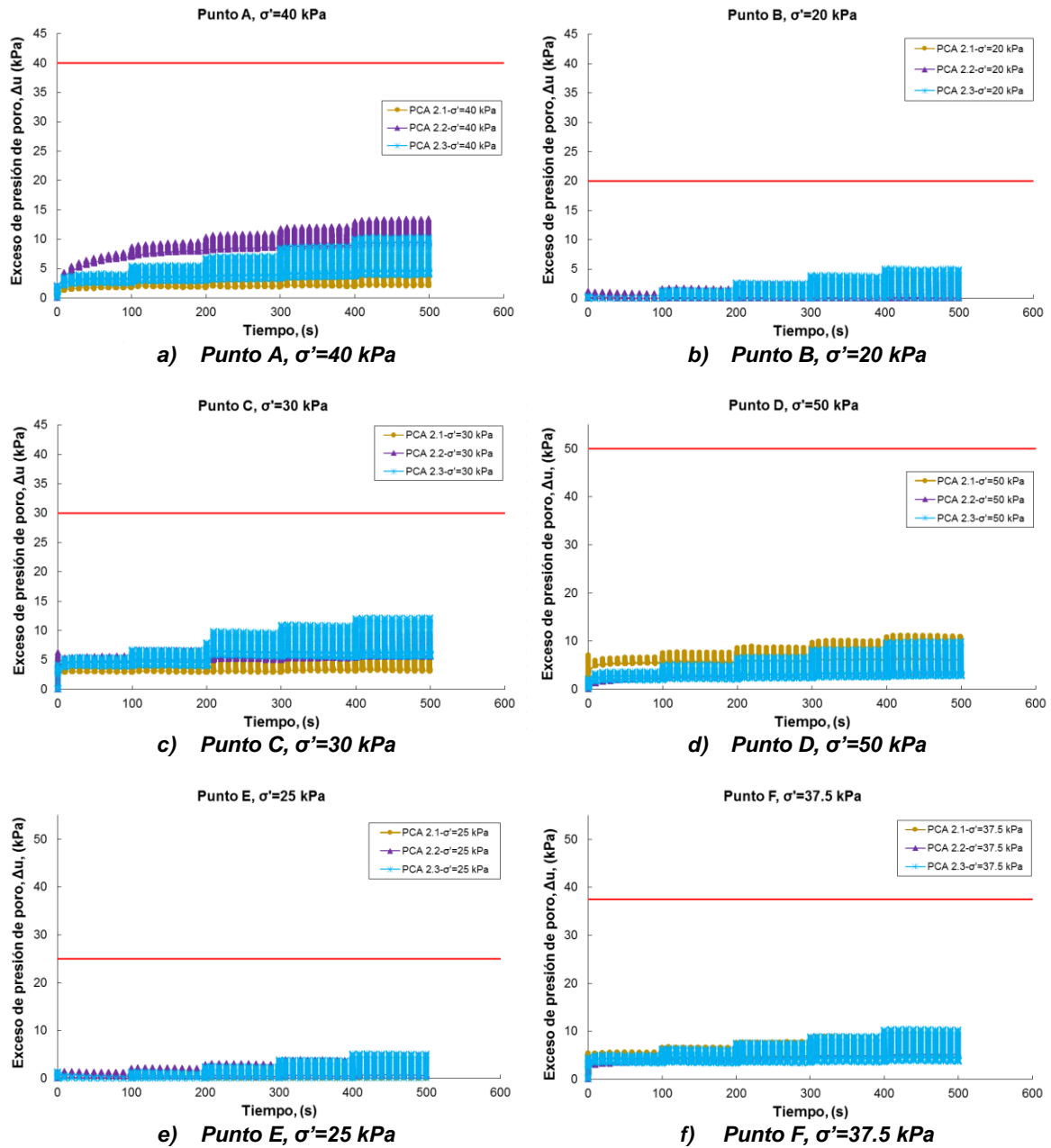


Figura 51: Medición de presión de poro durante ensaye del MR en condiciones CU.

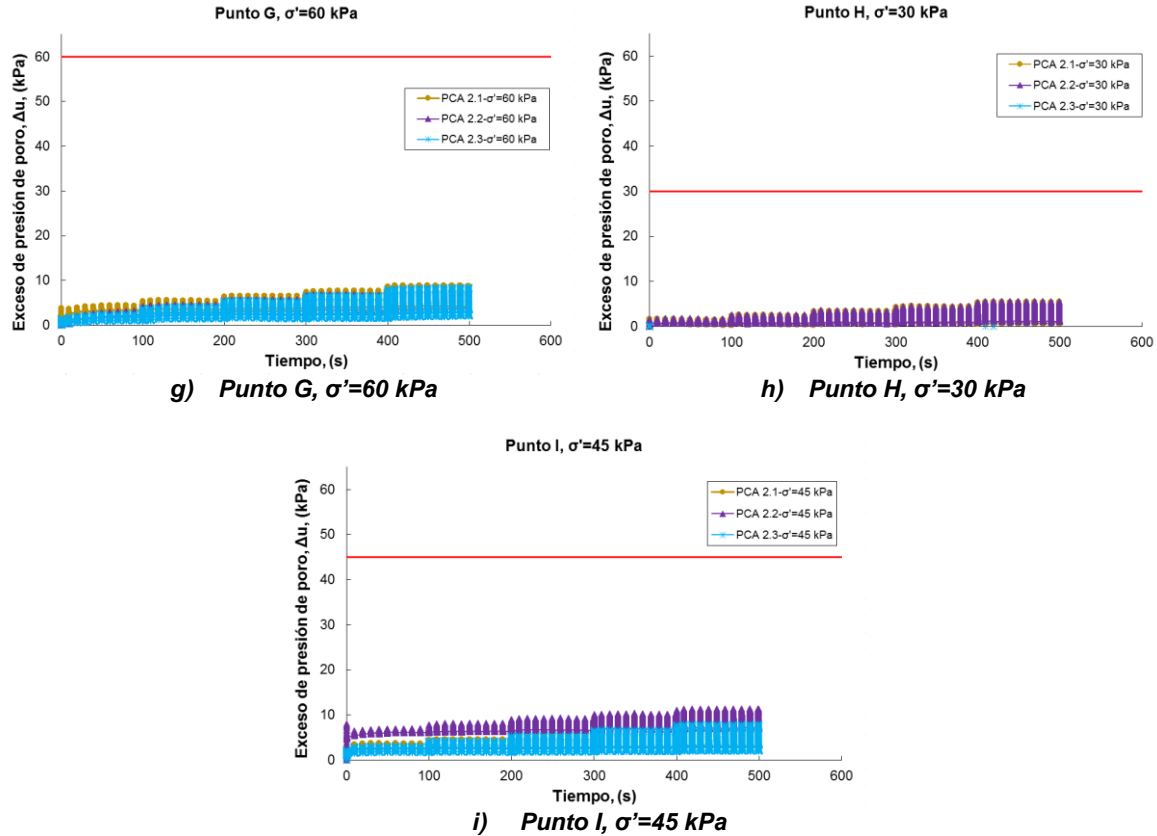


Figura 51: Medición de presión de poro durante ensaye del MR en condiciones CU. (Continuación)

Variación del Módulo de resiliencia en el tramo de descarga

Los resultados de las pruebas de módulo resiliente llevadas a cabo bajo condiciones consolidadas indican que este parámetro no presenta variaciones importantes ante cambios del esfuerzo efectivo promedio que los ubiquen dentro del tramo de descarga de la curva de consolidación. Esto obedece a que si bien este parámetro es sensible a cambios en los valores de la relación de vacíos, en dicho tramo el suelo experimenta pequeños cambios volumétricos.

4. CONCLUSIONES

En esta investigación se determinaron los valores del módulo de resiliencia de muestras de suelo provenientes del ex lago de Texcoco específicamente del sitio donde se planea construir el Nuevo aeropuerto de la Ciudad de México. Los resultados obtenidos permitieron formular las siguientes conclusiones:

- La secuencia de esfuerzos desviadores cíclicos definida por la norma AASHTO T 307-99 (2007) para evaluar los valores del módulo resiliente de suelos cohesivos, no puede ser aplicada a las arcillas del ex lago de Texcoco debido a que resultan cercanos y en algunos casos alcanzan a los esfuerzos en los cuales los suelos del sitio presentan la condición de falla.
- Los valores del módulo de resiliencia bajo condiciones no consolidadas (representativa de condición in situ) son bajos y varían entre 1.9-10.8 MPa y 1.7-7.6 MPa para las muestras extraídas a profundidades promedio de 0.75 m y 1.75 m respectivamente.
- Las muestras extraídas a una profundidad promedio de 0.75 metros y consolidadas a 40 kPa presentaron valores del módulo de resiliencia entre 2.2 y 13.3 MPa. Por otra parte, los resultados de pruebas de módulo resiliente llevadas en muestras extraídas a una profundidades promedio de 1.75 m y consolidadas esfuerzos efectivos de 40 kPa, 50 kPa y 60 kPa exhibieron valores de MR del orden de 4.0 a 12.12 MPa, 8.66 a 16.66 MPa y 11.54 a 19.33 MPa, respectivamente.
- Los resultados de todas las pruebas de módulo resiliente indican que la deformabilidad del suelo depende del grado de saturación del suelo, el esfuerzo de confinamiento (condición no consolidada), esfuerzo efectivo promedio (condición consolidada), relación de vacíos inicial, deformación vertical inducida y la magnitud del esfuerzo desviador cíclico.
- Si bien el incremento del esfuerzo efectivo promedio generó un aumento en el módulo resiliente de los suelos ensayados, los valores obtenidos son significativamente menores que los de otros tipos de suelos cohesivos.

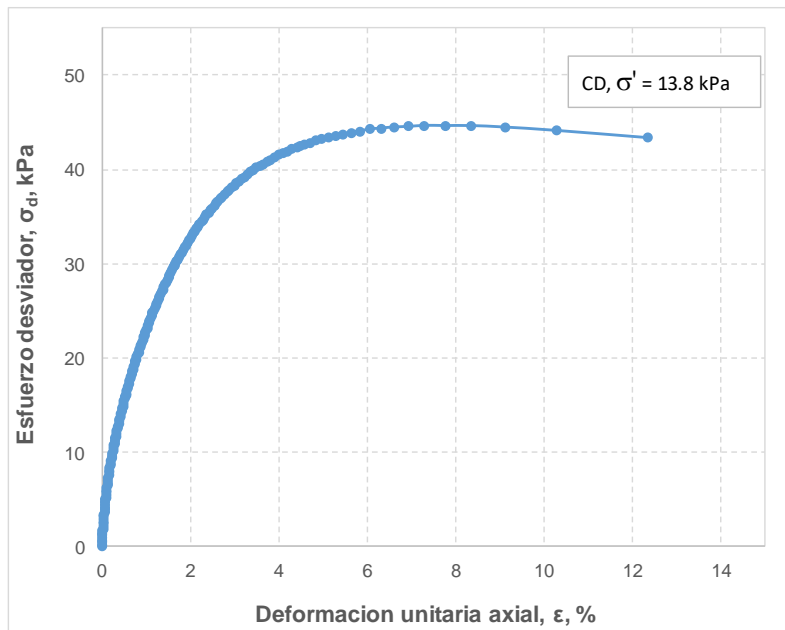
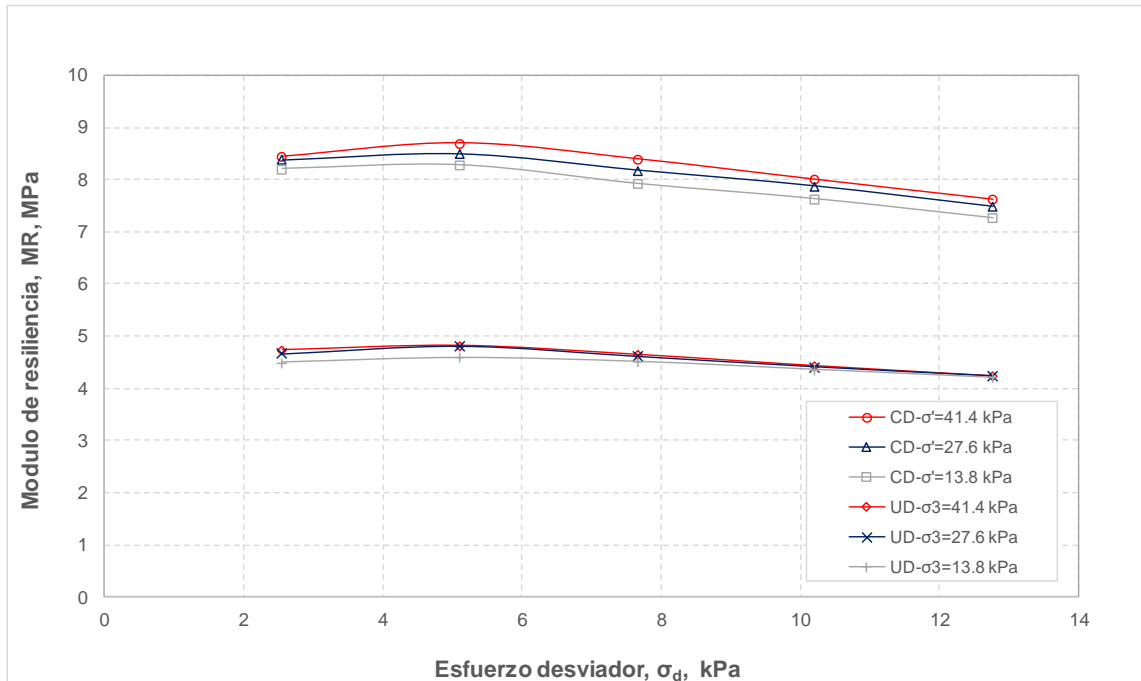
5. REFERENCIAS

- AASHTO. (1993). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*. Washington, D.C.
- AASHTO. (2007). *Standar Method of Test for: Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*.
- ASTM. (2010). *Standar Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2014). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Bandyopadhyay, S. S., & Frantzen, J. A. (1983). Investigation of moisture variation in subgrade modulus by cross-correlation method. *Transp. Res. Record, No. 945*, 10-15.
- Barksdale, R. D. (1975). *Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress-Strain Properties of Pavement Materials*. Special Report 162, Transportation Research Board.
- Brown, S. F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. *Géotechnique*, 383-426.
- Brown, S. F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. *Geotechnique*, 383-426.
- Brown, S. F., & Pappin, J. W. (1981). Analysis of pavements with granular bases, layered pavement systems. *Transp. Res. Record No. 810*, 17-23.
- Choubane, B., & McNamara, R. (2000). *A Practical Approach to Predicting Flexible Pavement Embankment Moduli using Falling Weigh Deflectometer (FWD) Data*. Florida Department of Transportation.
- Chubane, B., & McNamara, R. L. (2000). *A practical approach to predicting flexible pavement embankment moduli using falling weight deflectometer (FWD) data*. Florida: State Materials Office .
- Drumm, E. C., & Moore, A. B. (1988). Pavement desing using rapid methods of collecting and analyzing deflection data: Phase II-Desing procedure development. *Report to Tennessee Department of Transportation*.
- George, K. P., & Uddin, W. (2000). Subgrade Characterization for Highway Pavement Design. *MA-DOT-RD-00-131*.
- Hassan, A. (1996). *The Effect of Material Paraments on Dynamic Cone Penetrometer Results for Fine-grained Soils and Granular Materials*. Stillwater: Oklahoma State University.
- Herath, A. (2001). *A study of the applicability of intrusion technology for evaluating resilient modulus of subgrade soil*. Louisiana: Department of Civil and Enviromental Engineering.
- Heukelom, W., & Klomp, A. J. (1962). Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction. *Proc. 1st Int. Conf. Struc. Design Asphalt Pavements*, (págs. 667-685).
- Hicks, R. G., & Monismith, C. L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. *Highway Reaserch Record 345*, 15-31.
- Huang, Y. H. (1993). *Pavement Analysis and Design*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- Hveem, F. N. (1948). A new approach for pavement design. *Engineering News-Record*, 141(2).
- Hveem, F. N. (1955). Pavement deflections and fatigue failures. *Highway Reaserch Board Bulletin*, 43-87.
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. R. (2000). State of the art. I: Resilient response of unbound agregates. *J. Transp. Eng.*, 66-77.

- Leschnsky, D., & Rawlings, D. L. (1988). Stress path and permanent deformations in sand subjected to repeated load. *Geotech. Testing J.*, 11(1), 36-43.
- Li, D. (1994). *Railway track granular layer thickness design based on subgrade performance under repeated loading*. Amherst, Ma: Univ. of Massachusetts.
- Li, D., & Selig, E. T. (1994). Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. *J. Geotech. Engrg.*, 939-957.
- McVay, M., & Taesiri, Y. (1985). Cyclic behavior of pavement base materials. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 111(1), 1-17.
- Mohammad, L. N., & Herath, A. (2005). *Resilient and permanent deformation properties of untreated and treated unbound pavement materials*. Baton Rouge: Louisiana transportation research center.
- Mohammad, L. N., Gaspard, K., Herath, A., & Nazzal, M. (2007). *Comparative Evaluation of Subgrade Resilient Modulus from Non-destructive, In-situ, and Laboratory Methods*. Baton Rouge, LA: Louisiana Transportation Research Center.
- Mohammad, L. N., Herath, A., & Gudishala, R. (2007). *Development of Models to Estimate the subgrade and subbase Layers Resilient Modulus from In-situ Devices Test Results for Construction Control*. Baton Rouge: Louisiana Transportation Research Center.
- Mohammad, L. N., Huang, B., Puppala, A., & Alen, A. (1999). *A regression model for resilient modulus of subgrade soils*. Washington D.C.: National Research Council.
- Mohammad, L. N., Titi, H. H., & Herath, A. (1998). Intrusion Technology: An Innovative Approach to Evaluate Soil Resilient Characteristics. *ASCE annual convention*, (págs. 39-58). Boston.
- Mohammad, L. N., Titi, H. H., & Herath, A. (1999). Evaluation of resilient modulus of subgrade soil by cone penetration test results. *Seventh International Conference on Low-Volume Roads*, (págs. 236-245). Baton Rouge.
- Mohammad, L. N., Titi, H. H., & Herath, A. (2000). *Investigation of the Applicability of Intrusion Technology to Estimate the Resilient Modulus of Subgrade Soil*. Louisiana Transportation Research Center.
- Mohammad, L. N., Titi, H. H., & Herath, A. (2002). *Effect of Moisture Content and Dry Unit Weight on the Resilient Modulus of Subgrade Soils Predicted by Cone Penetration*. Baton Rouge: Louisiana Transportation Research Center.
- Mohammad, L. N., Titi, H., & Herath, A. (2003). Determination of Resilient Modulus of Cohesive Soils Using the Continuous Intrusion Miniature Cone Penetration Test. *ASTM Special Technical Publication*, 233-251.
- Moosazadeh, J. M., & Witczak, W. (1981). Prediction of subgrade moduli for soil that exhibits nonlinear behavior. *Transp. Res. Record No. 810*.
- Newcomb, D. E., & Birgisson, B. (1999). *Measuring in Situ Mechanical Properties of Pavement Subgrade Soils*. Washington, D.C.: National Academy Press.
- O'Reilly, M. P., & Brown, S. F. (1991). Cyclic loading of soils: From theory to design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1-18.
- Ossa López, A., & Flores Guzmán, M. (2016). La prueba triaxial ciclica como herramienta de diseño en pavimentos. *Geotecnia* 240, 32-34.
- Program, N. C. (2002). *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New & Rehabilitated Pavement Structures*. Champaign, Illinois: ARA, Inc., ERES Consultants Division.
- Rada, G., & Witczak, M. W. (1981). Comprehensive evaluation of laboratory resilient modulus results for granular materials. *Transportation Research Record No. 810*, 23-33.
- Rahim, A. (2005). Subgrade Soil Index Properties to Estimate Resilient Modulus for Pavement Design. *The International Journal of Pavement Engineering*, 163-169.

- Salour, F., Sigurdur, E., & Zapata, C. E. (2014). Modelling resilient modulus seasonal variation of silty sand subgrade soils with matric suction control. *NRC Research Press*, 1413-1422.
- Santoyo Villa, E., Ovando Shelley, E., Mooser, F., & León Plata, E. (2005). *Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México*. Ciudad de México: TGC Geotecnia S.A. de C.V.
- Schmalzer, P. N. (2006). *LTPP Manual for Falling Weight Deflectometer Measurements, Version 4.1*. McLean, Va: Federal Highway Administration.
- SCT, & IMT. (2001). *Modulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares*. Sanfandila, Queretaro.
- Seed, H., Chan, C. K., & Lee, C. E. (1962). Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures. *Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements* (págs. 611-636). Reston, VA: ASCE.
- Soderman, L. G., Kim, Y. D., & Milligan, V. (1968). Field and laboratory studies of modulus of elasticity of a clay till. *Highway Res. Record No. 243*, 1-11.
- Stewart, H. E. (1986). Permanent strains from cycliv variable-Amplitude loadings. *J. Geotech. Engrg.*, 112(6), 646-660.
- Terrel, R. L., & Award, I. S. (1972). Laboratory considerations. *Association of Asphalt Paving Technologist*.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering practice, 3rd Edition*. Wiley.
- Thompson, M. R., & Robnett, Q. L. (1976). Final report, resilient properties of subgrade soils. *Civil engineering Studies Transp. Engrg. Series No. 14*.
- Thompson, M. R., & Robnett, Q. L. (1979). Resilient properties of subgrade soils. *Transp. Engrg. J., ASCE*, 105(1), 71-89.
- Thorton, S. I., & Elliot, R. P. (1986). Resilient modulus---What is it? *Proc., 37th Annual Highway Geology Symp.*, 267-282.
- Tumay, M. T., Kurupp, P. U., & Boggess, R. L. (1998). A continuous intrusion electronic miniature cone penetration test system for site characterization. *Proc. 1st international conference on site characterization-ISC'98* (págs. 1183-1188). Atlanta: Geotechnical Site Characterization.
- Yoder, E. J., & Witczak, M. W. (1975). *Principles of pavement desing, 2nd ed*. New York: John Wiley & Sons.

6. ANEXOS



Propiedades índice

$$w_L = \frac{197.13}{100} \%$$

$$w_p = \frac{100.12}{100} \%$$

$$PI = \frac{97.01}{100} \%$$

$$w = \frac{216.97}{100} \%$$

$$G_s = \frac{2.49}{1} \text{ g/cm}^3$$

Relaciones volumétricas

$$A_0 = \frac{38.36}{1} \text{ cm}^2$$

$$V_m = \frac{576.01}{1} \text{ cm}^3$$

$$W_w = \frac{484.26}{1} \text{ g}$$

$$W_s = \frac{223.19}{1} \text{ g}$$

$$V_s = \frac{89.65}{1} \text{ cm}^3$$

$$V_v = \frac{486.36}{1} \text{ cm}^3$$

$$V_w = \frac{484.26}{1} \text{ cm}^3$$

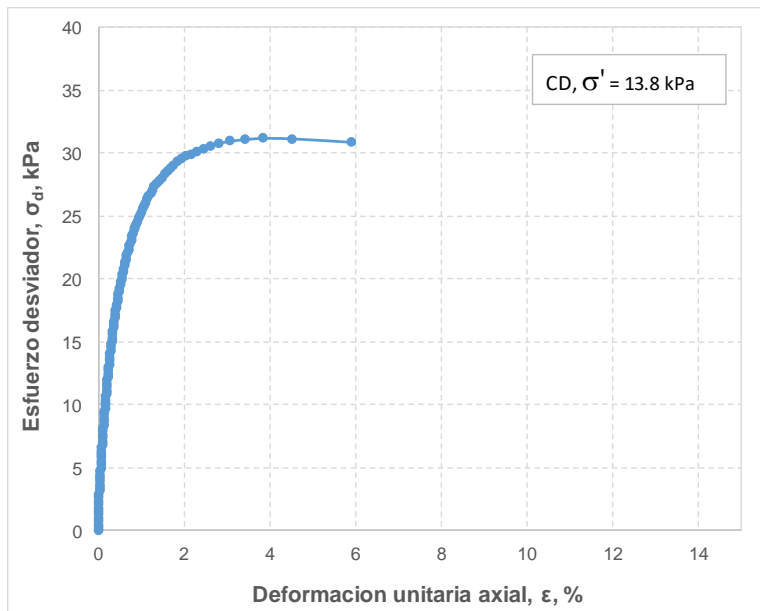
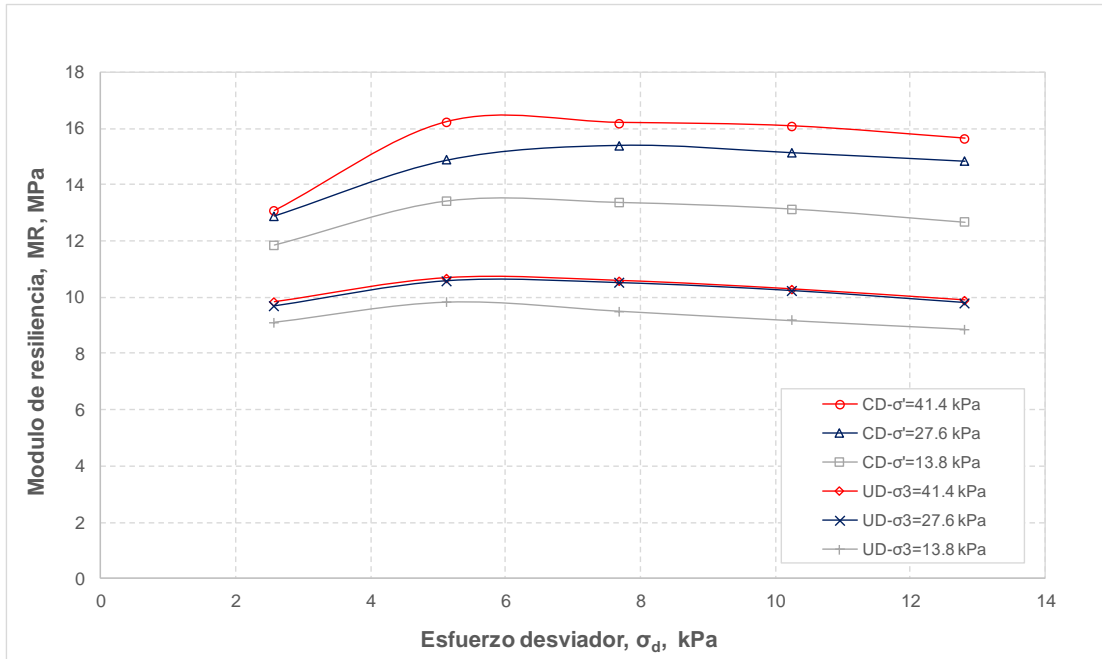
$$V_a = \frac{2.11}{1} \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{5.43}{1}$$

$$Sr = \frac{99.57}{100} \%$$

$$\gamma_m = \frac{1.23}{1} \text{ g/cm}^3$$

Figura 52: Módulo de resiliencia del PCA-61, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.



Propiedades índice

$$w_L = \frac{94.17}{100} \%$$

$$w_p = \frac{47.17}{100} \%$$

$$PI = \frac{47.00}{100} \%$$

$$w = \frac{163.15}{100} \%$$

$$G_s = \frac{2.54}{100}$$

Relaciones volumétricas

$$A_0 = \frac{38.28}{100} \text{ cm}^2$$

$$V_m = \frac{574.19}{100} \text{ cm}^3$$

$$W_w = \frac{462.73}{100} \text{ g}$$

$$W_s = \frac{283.61}{100} \text{ g}$$

$$V_s = \frac{111.46}{100} \text{ cm}^3$$

$$V_v = \frac{462.73}{100} \text{ cm}^3$$

$$V_w = \frac{462.73}{100} \text{ cm}^3$$

$$V_a = \frac{0.00}{100} \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{4.15}{100}$$

$$Sr = \frac{99.999}{100} \%$$

$$\gamma_m = \frac{1.30}{100} \text{ g/cm}^3$$

Figura 53: Módulo de resiliencia del PCA-61, M-5, Prof. 1.50-2.00, pista 2.

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

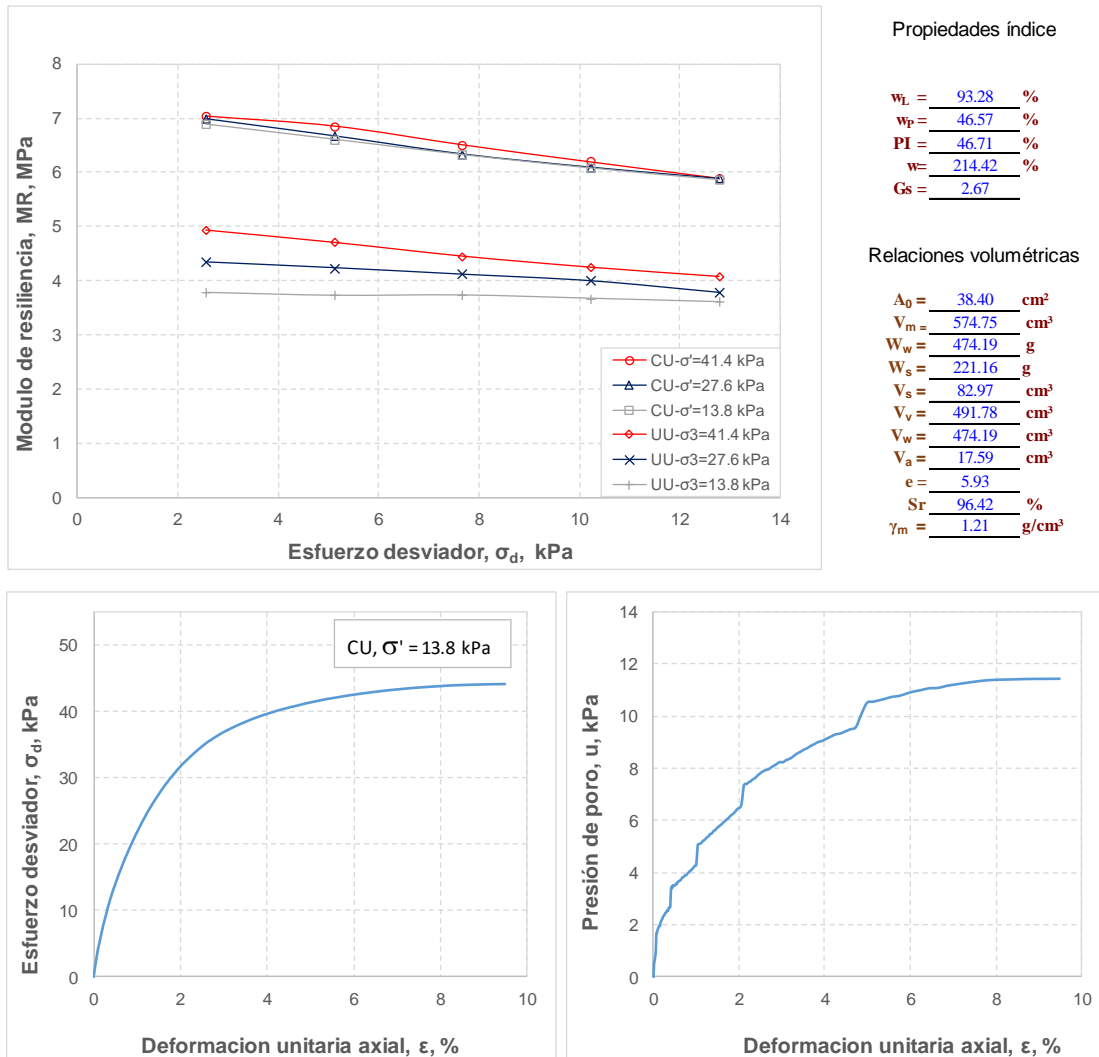


Figura 54: Módulo de resiliencia del PCA-67, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.

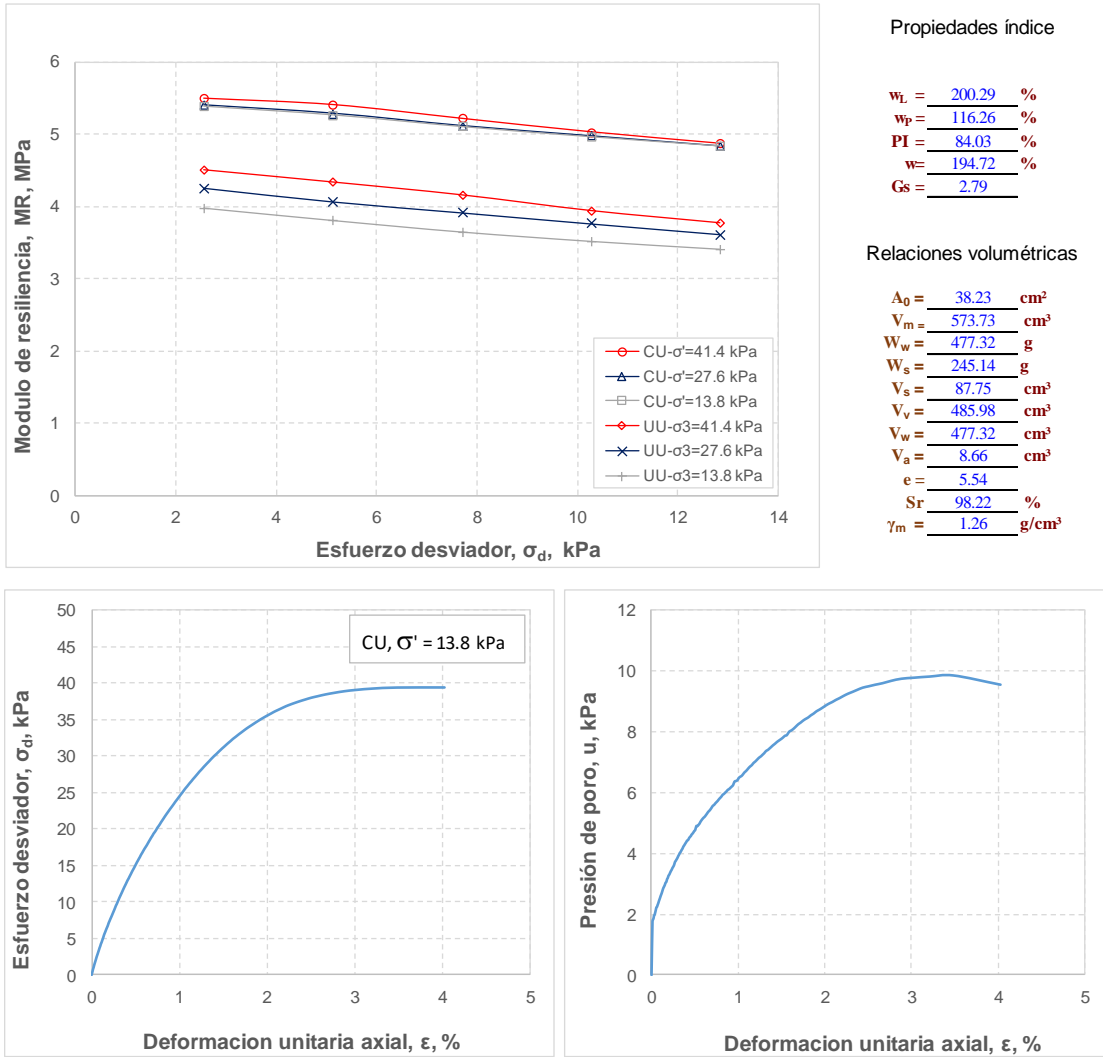


Figura 55: Módulo de resiliencia del PCA-73, M-4, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

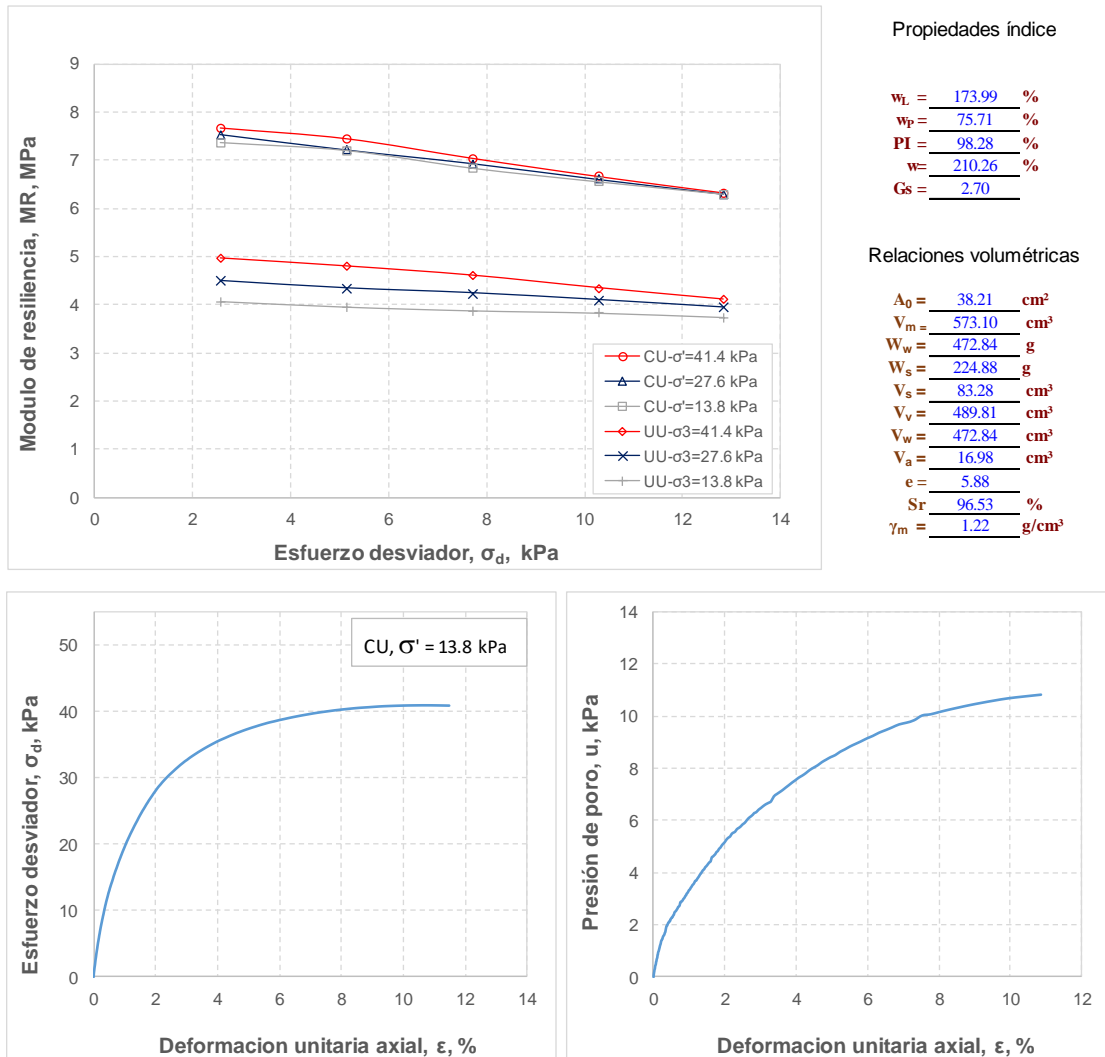


Figura 56: Módulo de resiliencia del PCA-73, M-7, Prof. 1.50-2.00 m, pista 2.

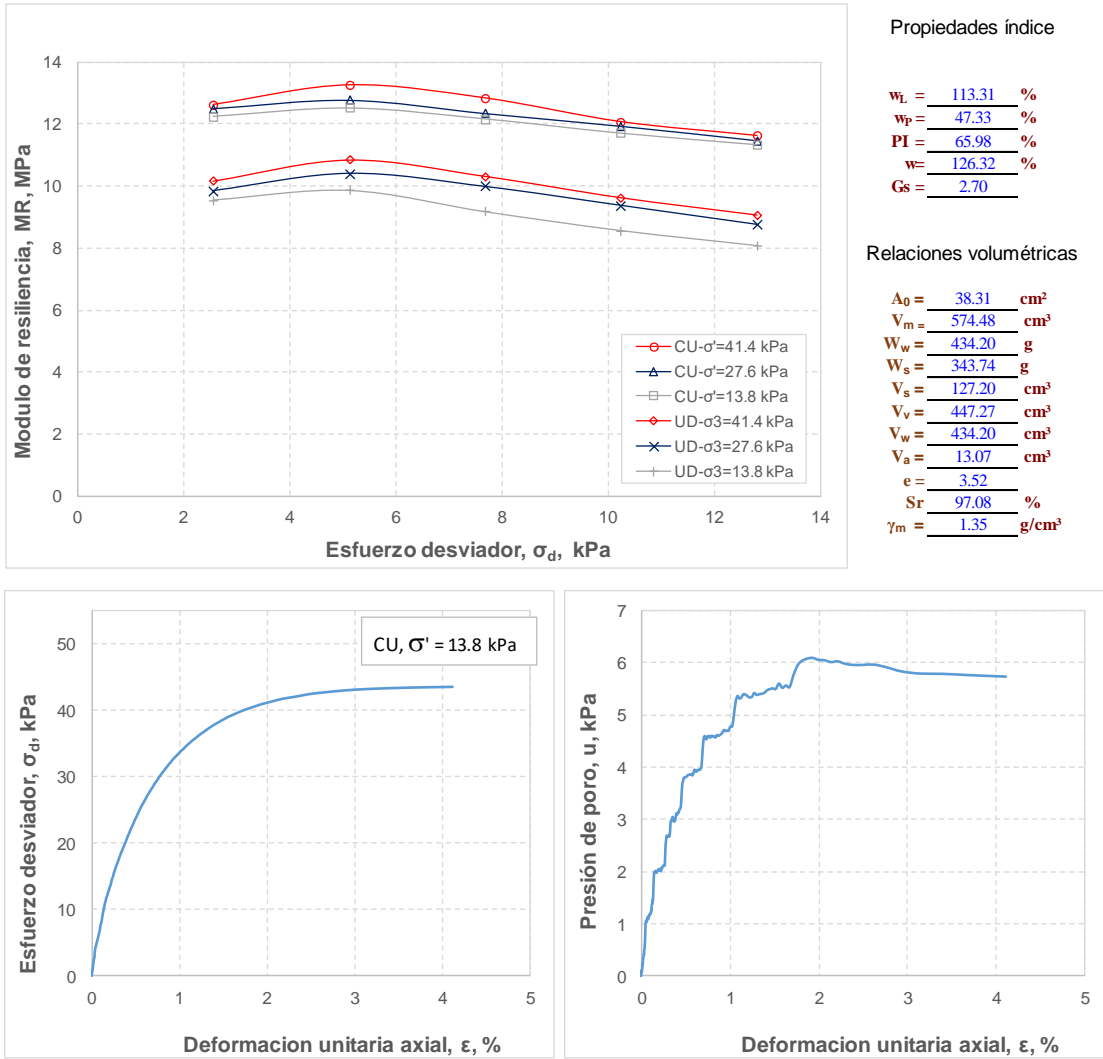
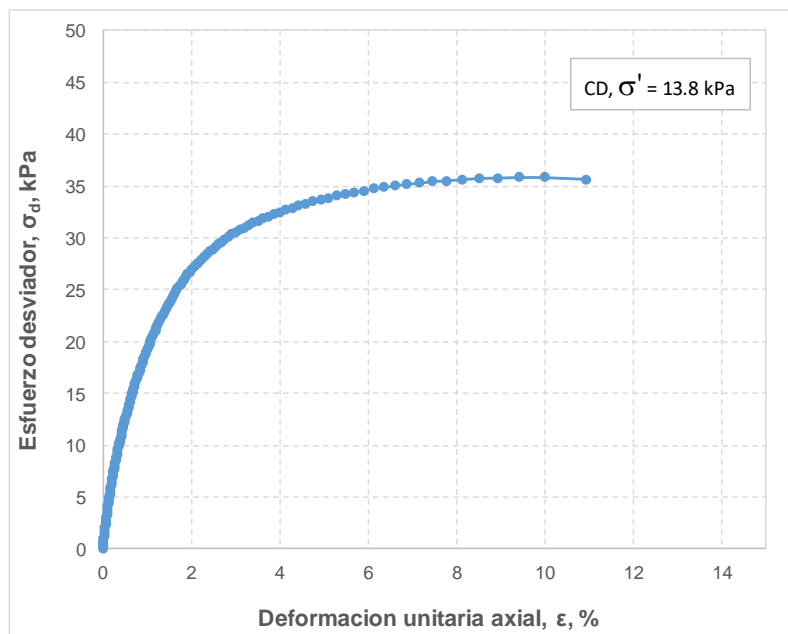
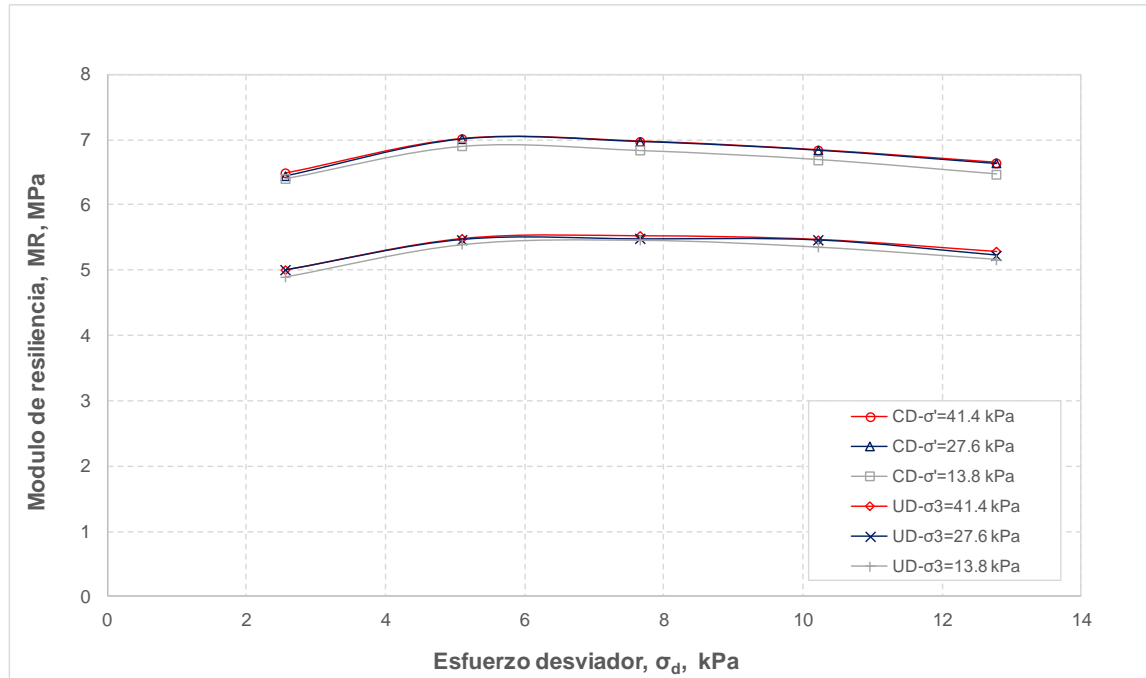


Figura 57: Módulo de resiliencia del PCA-74, M-4, Prof. 0.50-1.00 m, pista 3.



Propiedades índice

$w_L =$	<u>197.13</u>	%
$w_p =$	<u>100.12</u>	%
$PI =$	<u>97.01</u>	%
$w =$	<u>216.97</u>	%
$G_s =$	<u>2.49</u>	

Relaciones volumétricas

$A_0 =$	<u>38.36</u>	cm ²
$V_m =$	<u>576.01</u>	cm ³
$W_w =$	<u>484.26</u>	g
$W_s =$	<u>223.19</u>	g
$V_s =$	<u>89.65</u>	cm ³
$V_v =$	<u>486.36</u>	cm ³
$V_w =$	<u>484.26</u>	cm ³
$V_a =$	<u>2.11</u>	cm ³
$e =$	<u>5.43</u>	
$S_r =$	<u>99.57</u>	%
$\gamma_m =$	<u>1.23</u>	g/cm ³

Figura 58: Módulo de resiliencia del PCA-74, M-6, Prof. 1.50-2.00, pista 3.

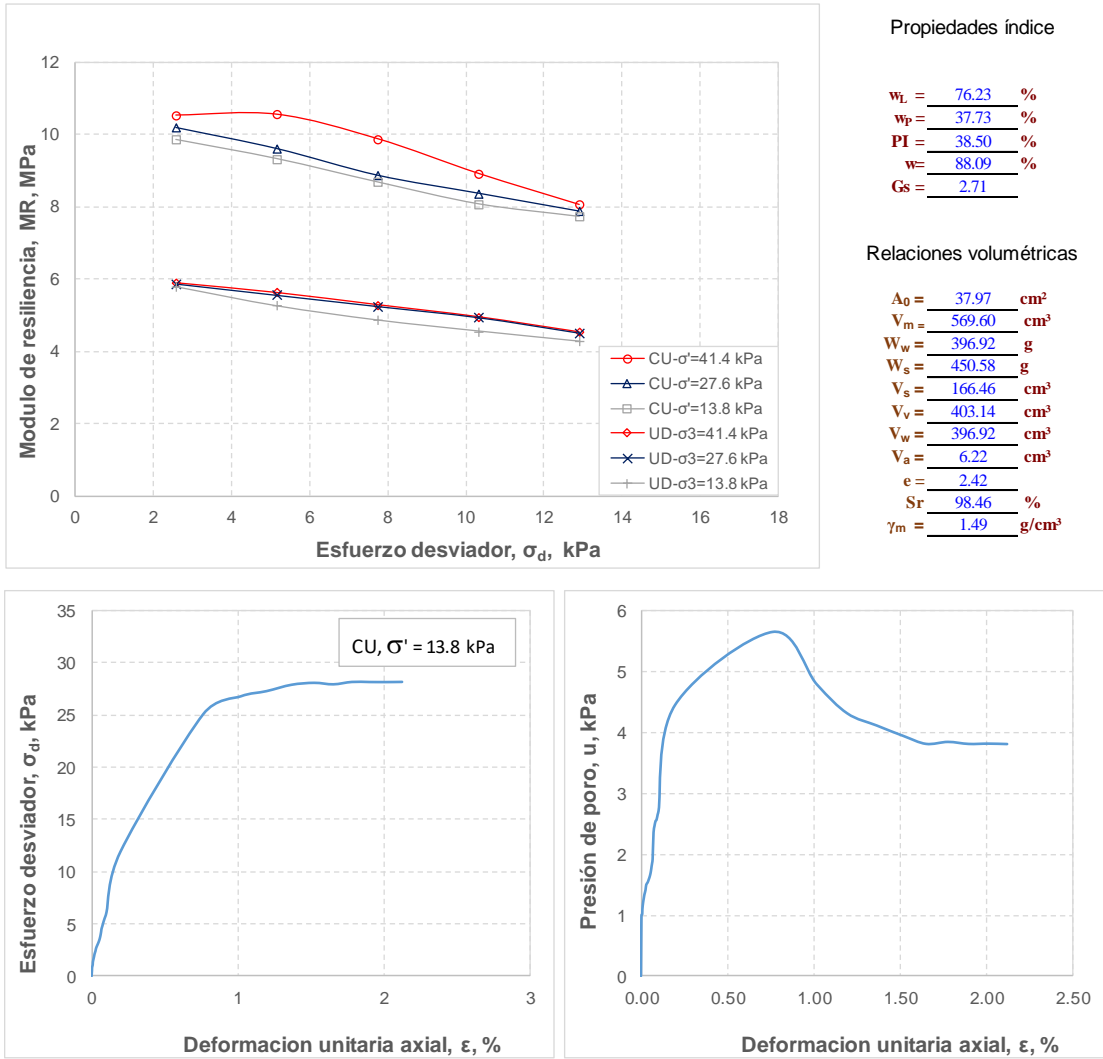
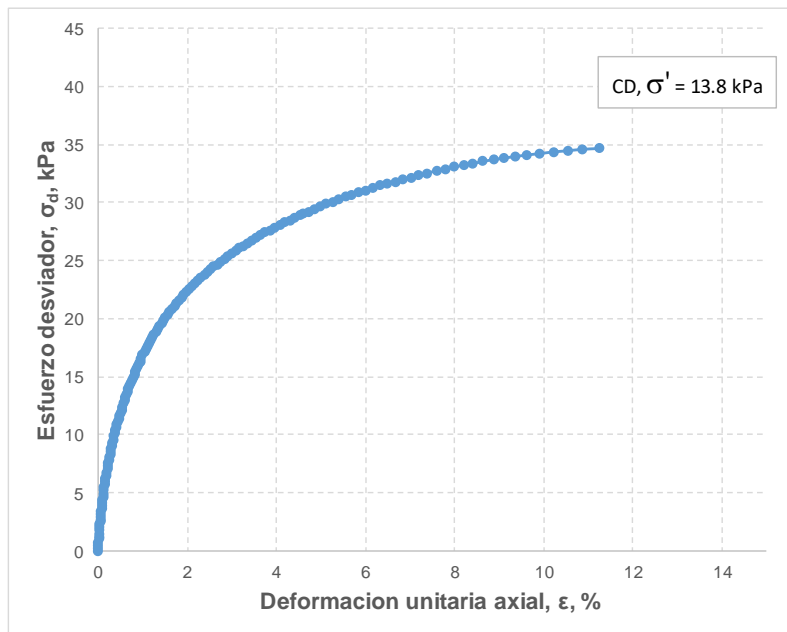
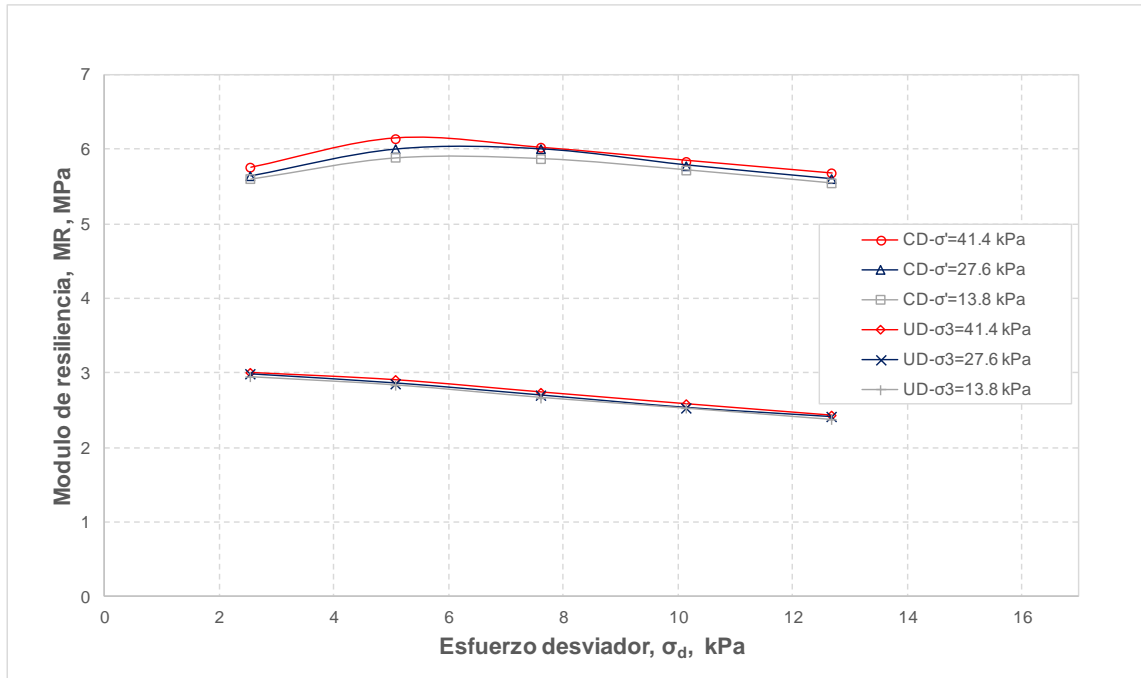


Figura 59: Módulo de resiliencia del PCA-79, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.



Propiedades índice

w_L	=	<u>223.53</u>	%
w_p	=	<u>126.46</u>	%
PI	=	<u>97.08</u>	%
w	=	<u>273.62</u>	%
Gs	=	<u>2.58</u>	

Relaciones volumétricas

A_0	=	<u>38.62</u>	cm ²
V_m	=	<u>578.48</u>	cm ³
W_w	=	<u>496.22</u>	g
W_s	=	<u>181.36</u>	g
V_s	=	<u>70.32</u>	cm ³
V_v	=	<u>508.16</u>	cm ³
V_w	=	<u>496.22</u>	cm ³
V_a	=	<u>11.93</u>	cm ³
e	=	<u>7.23</u>	
Sr	=	<u>97.65</u>	%
γ_m	=	<u>1.17</u>	g/cm ³

Figura 60: Módulo de resiliencia del PCA-79, M-5, Prof. 1.50-2.00, pista 2.

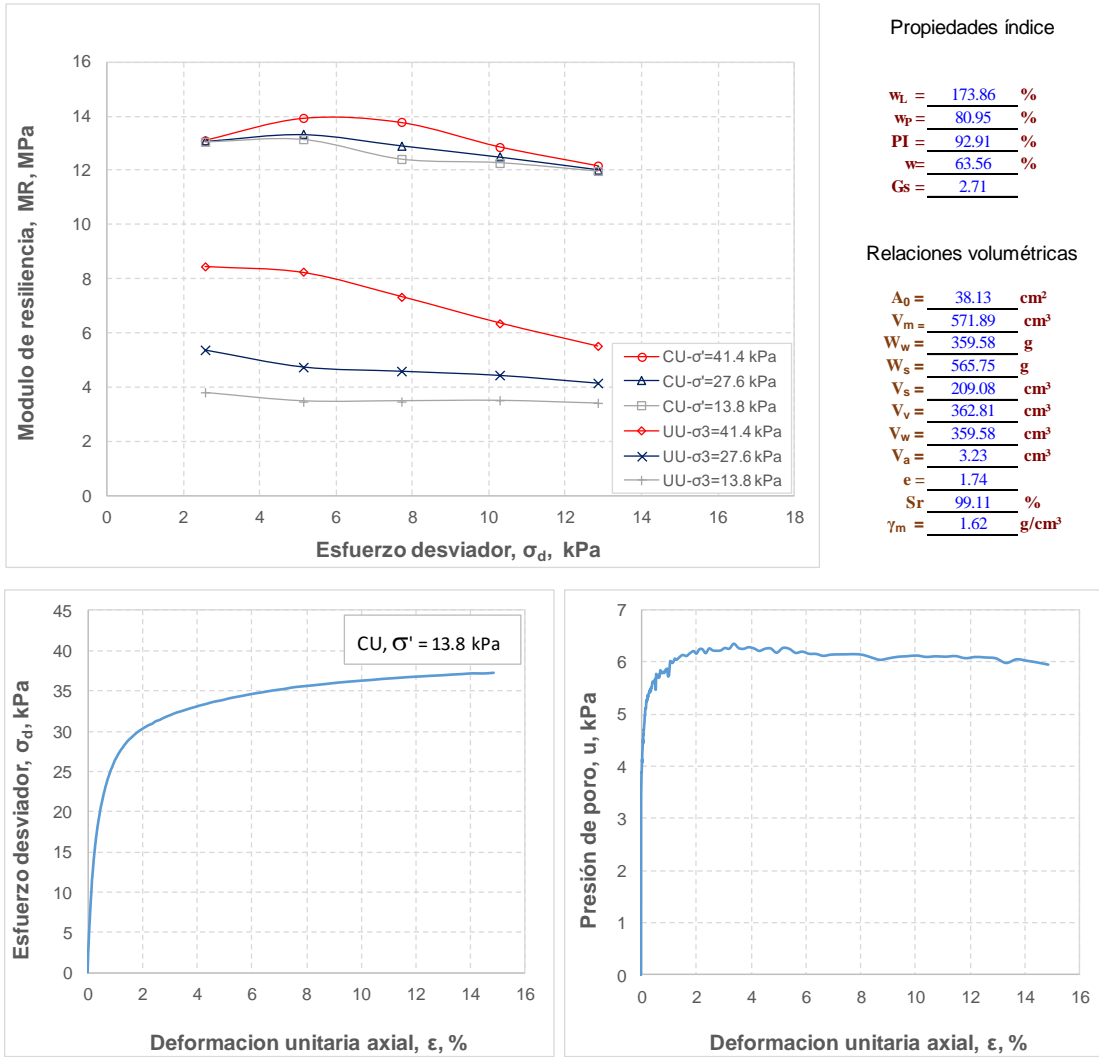


Figura 61: Módulo de resiliencia del PCA-80, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 3.

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

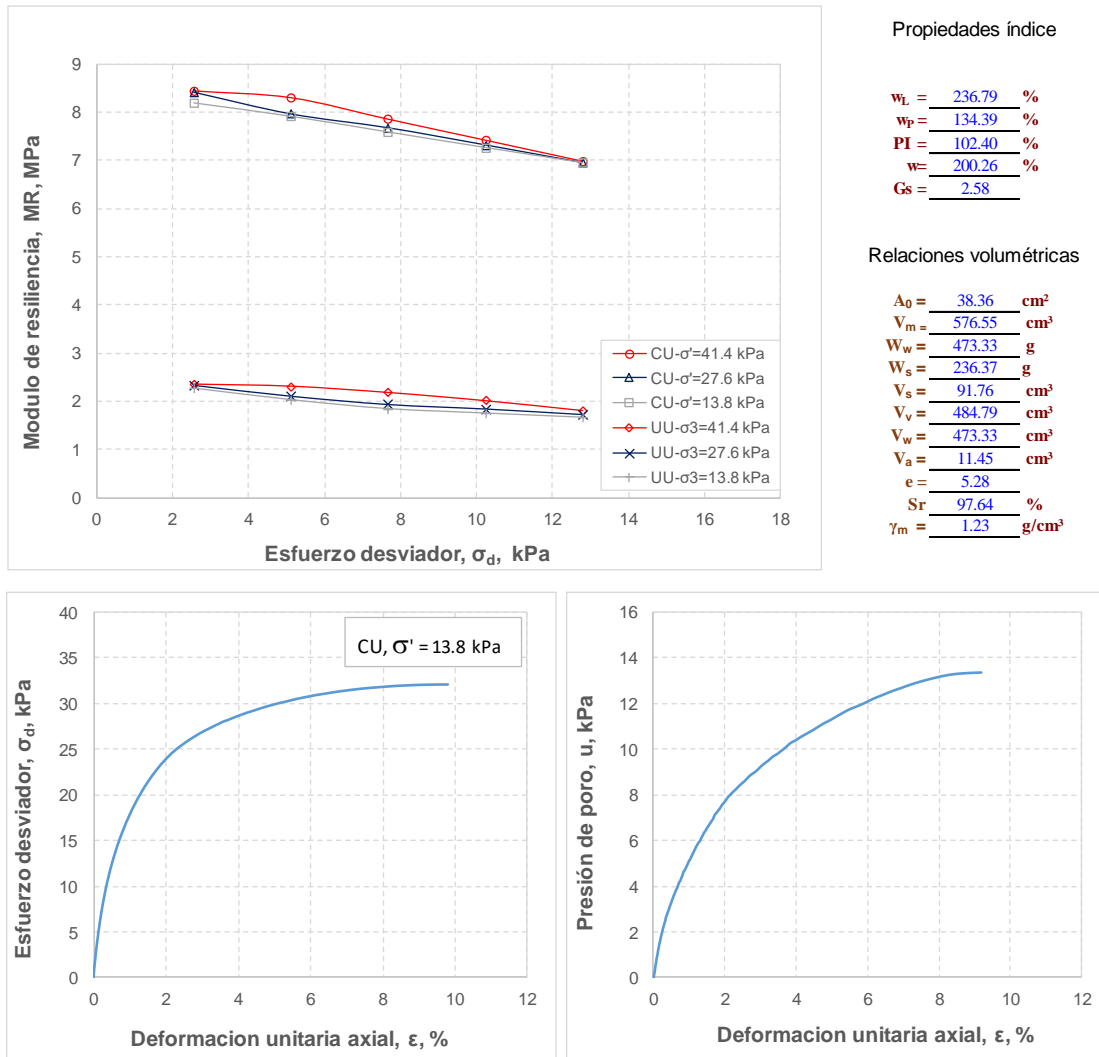
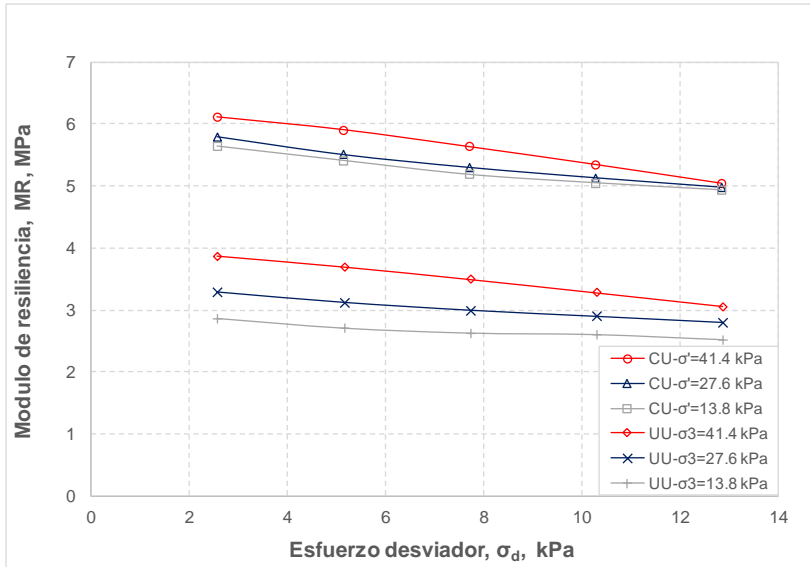


Figura 62: Módulo de resiliencia del PCA-80, M-5, Prof. 1.50-2.00 m, pista 3.



Propiedades índice

$w_L = 164.20$ %
 $w_p = 74.26$ %
 $PI = 89.94$ %
 $w = 157.39$ %
 $G_s = 2.73$

Relaciones volumétricas

$A_0 = 38.12$ cm²
 $V_m = 570.79$ cm³
 $W_w = 446.74$ g
 $W_s = 283.84$ g
 $V_s = 103.89$ cm³
 $V_v = 466.90$ cm³
 $V_w = 446.74$ cm³
 $V_a = 20.16$ cm³
 $e = 4.49$
 $S_r = 95.68$ %
 $\gamma_m = 1.28$ g/cm³

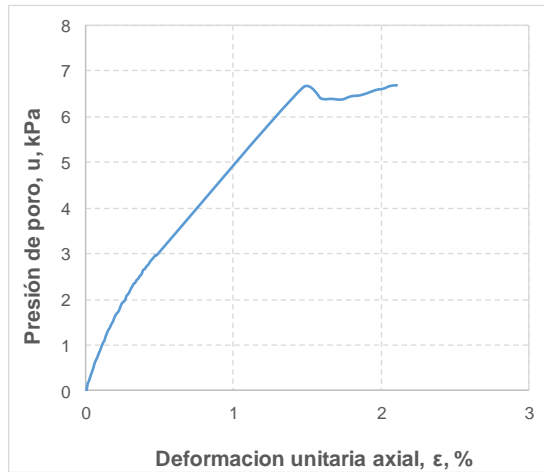
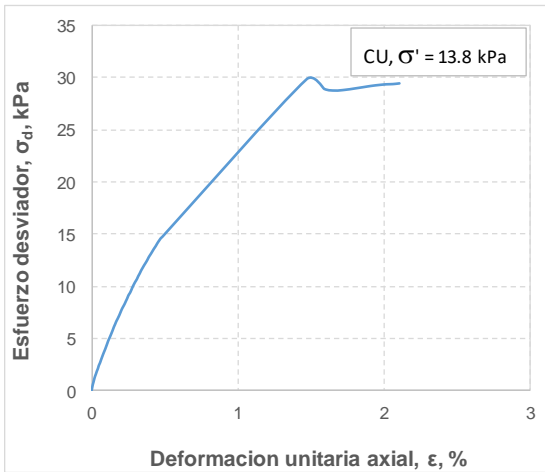


Figura 63: Módulo de resiliencia del PCA-85, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

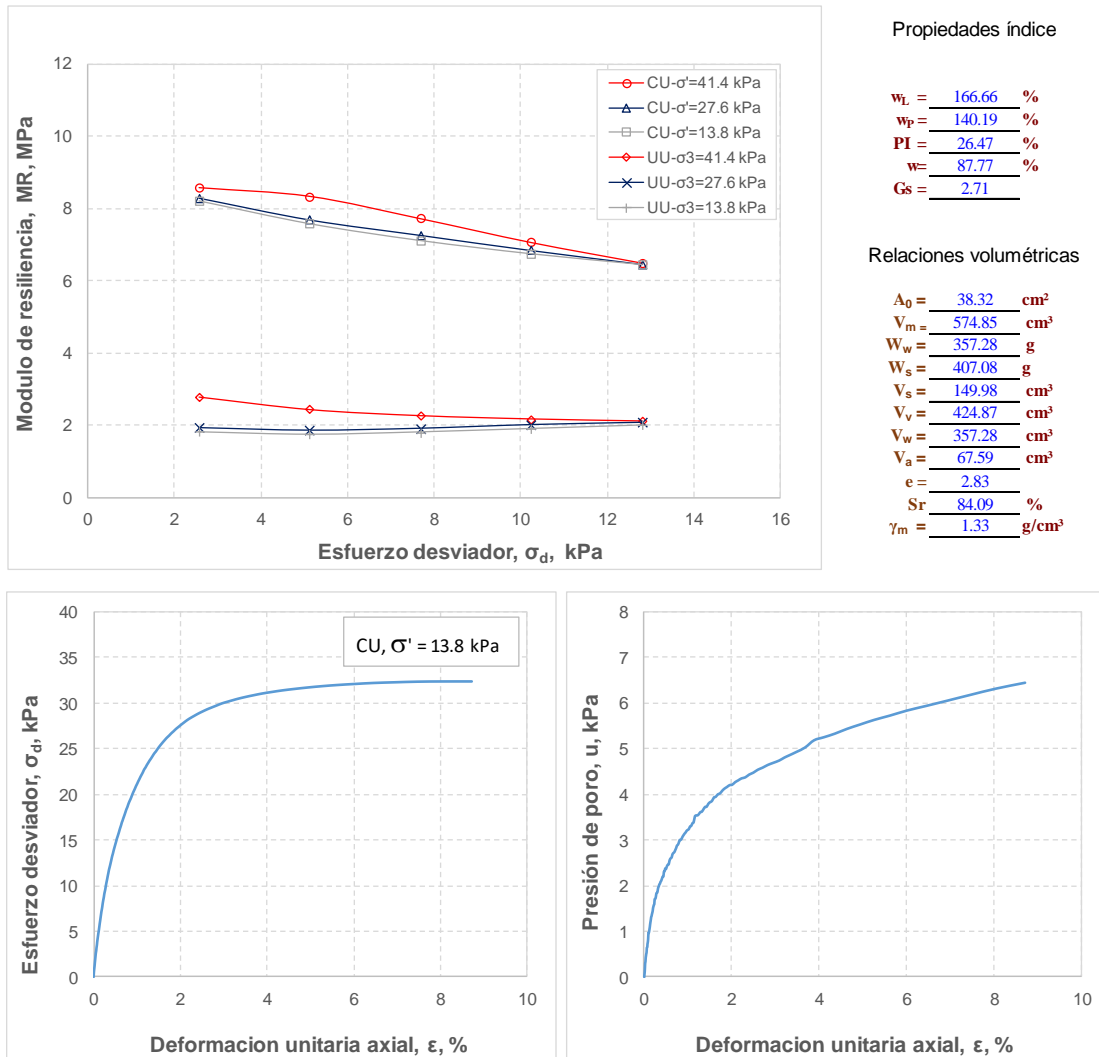


Figura 64: Módulo de resiliencia del PCA-85, M-4, Prof. 1.50-2.00 m, pista 2.

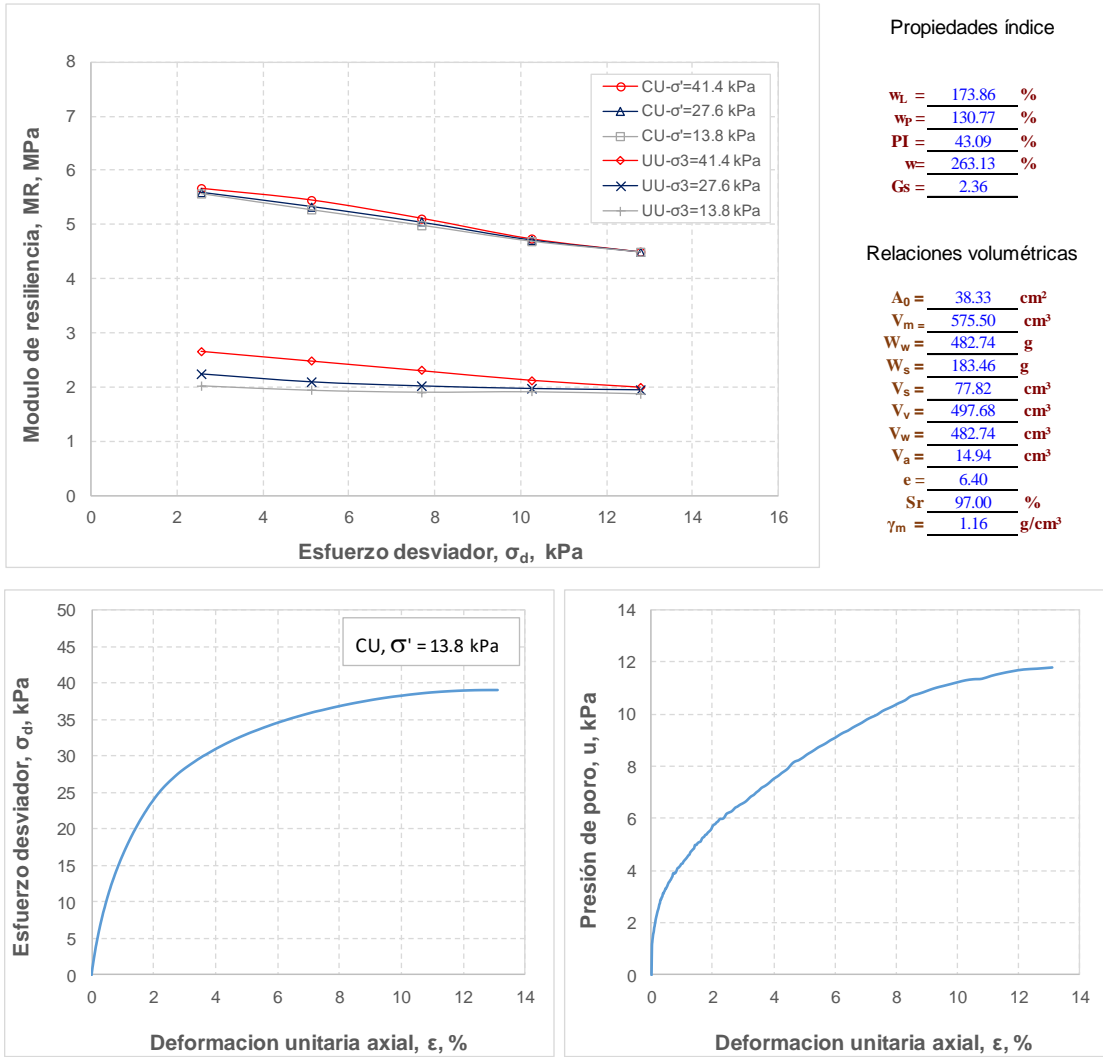


Figura 65: Módulo de resiliencia del PCA-86, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 3.

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

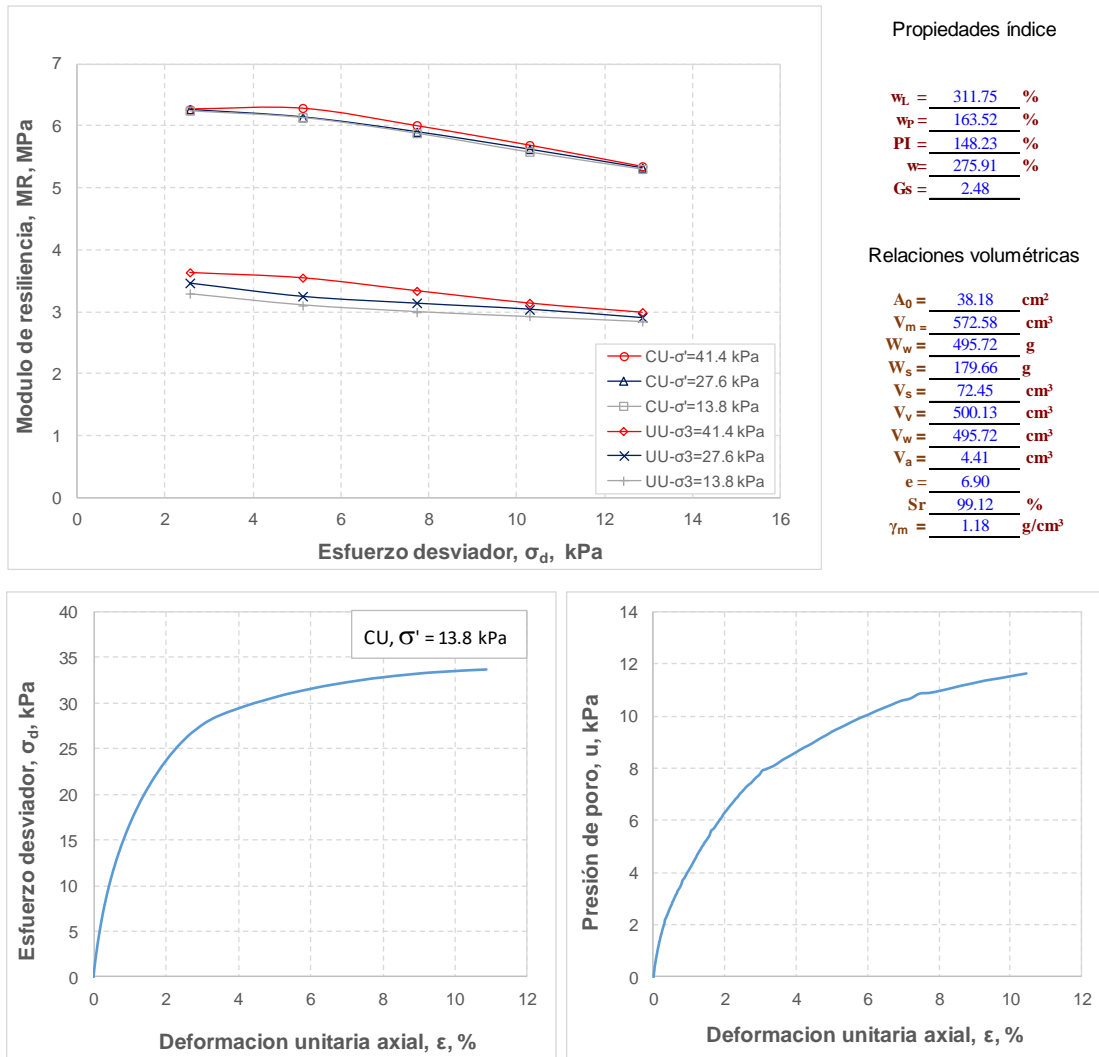


Figura 66: Módulo de resiliencia del PCA-86, M-5, Prof. 1.50-2.00 m, pista 3.

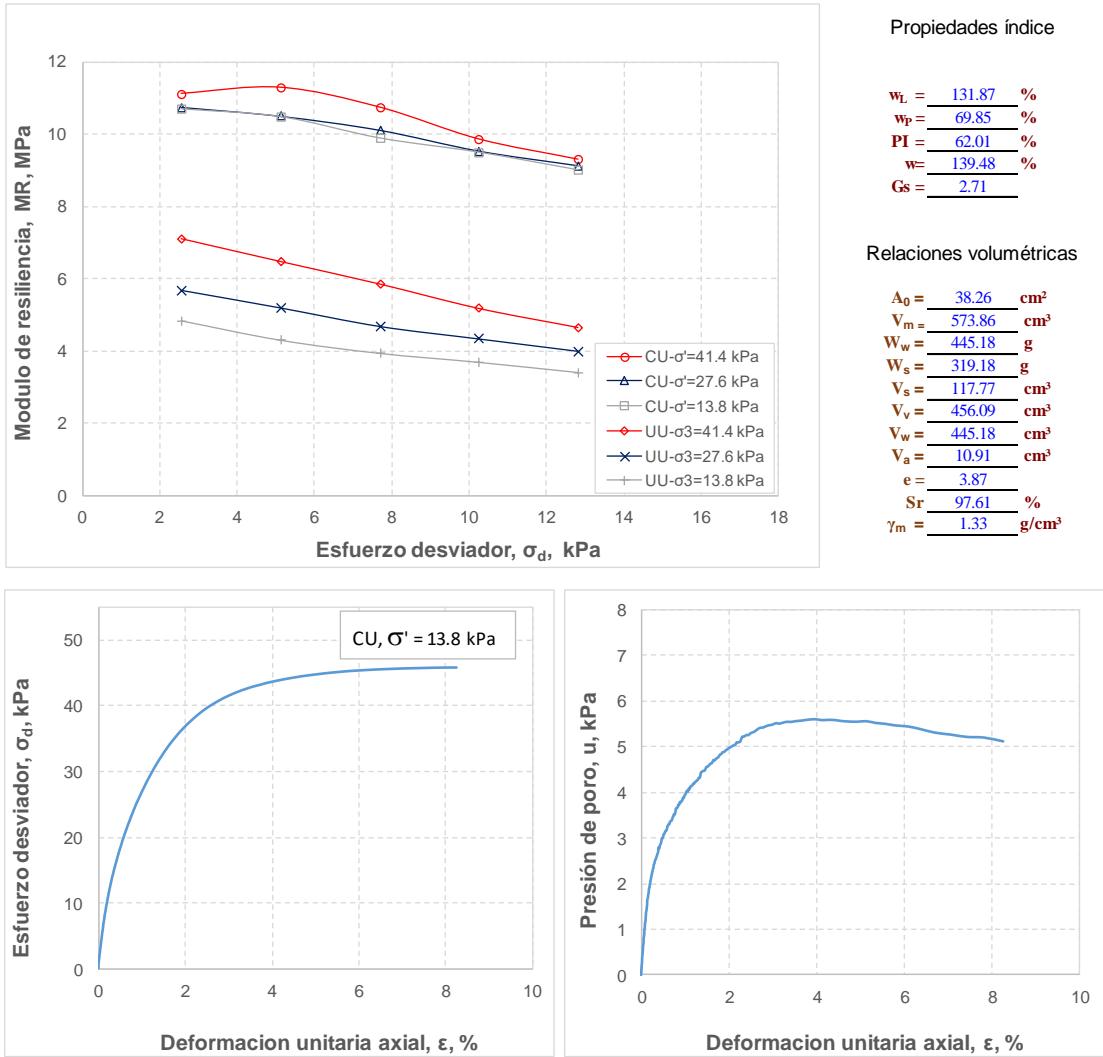


Figura 67: Módulo de resiliencia del PCA-91, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.

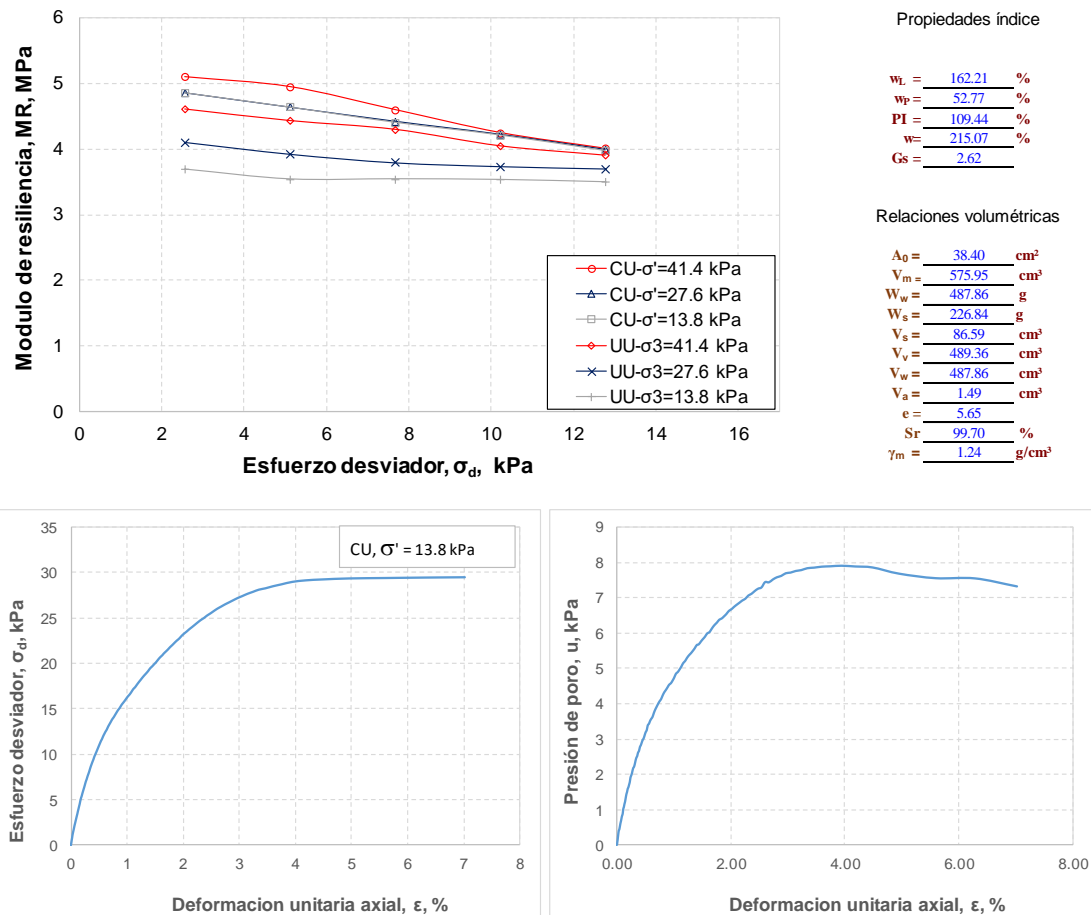


Figura 68: Módulo de resiliencia del PCA-91, M-6, Prof. 1.50-2.00 m, pista 2.

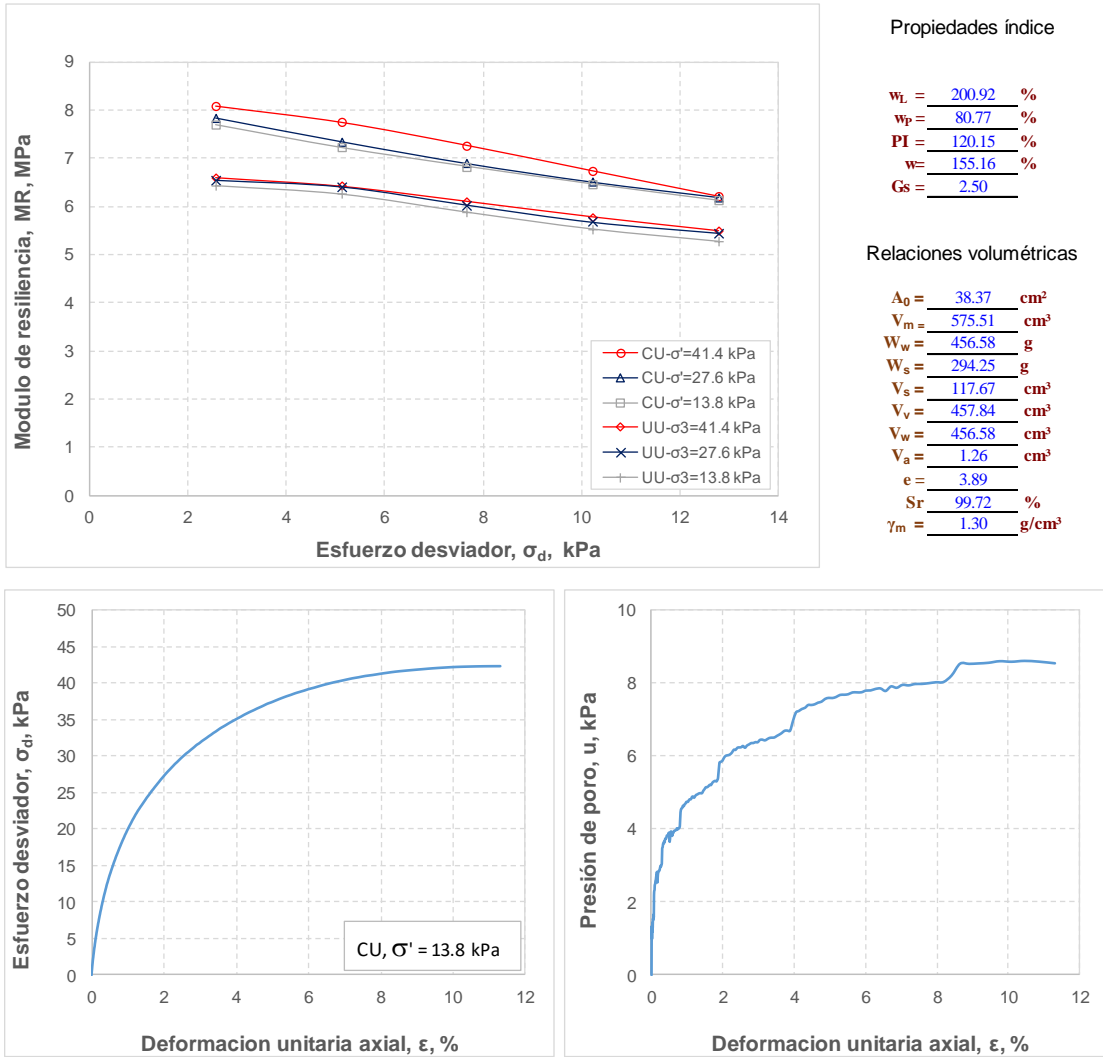
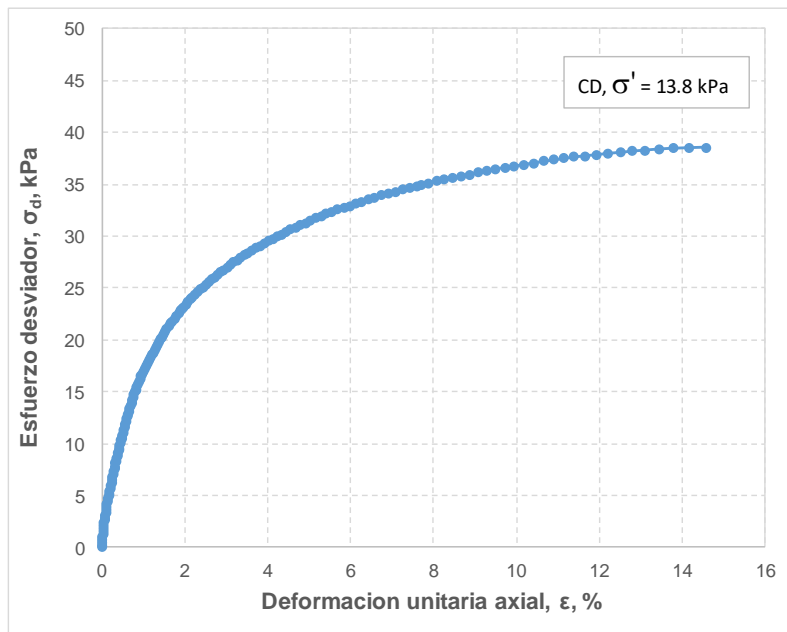
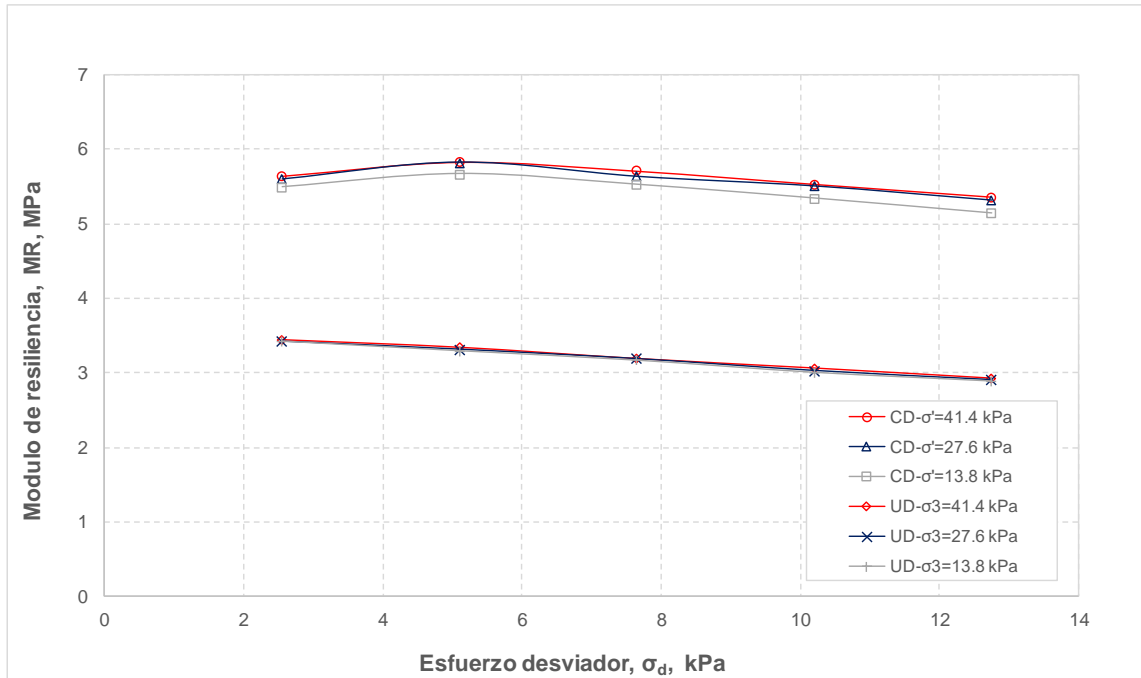


Figura 69: Módulo de resiliencia del PCA-92, M-3, Prof. 0.50-1.00 m, pista 3.



Propiedades índice

$$w_L = \frac{197.13}{181.01} \%$$

$$w_p = \frac{181.01}{16.12} \%$$

$$PI = \frac{16.12}{289.93} \%$$

$$w = \frac{289.93}{2.60} \%$$

$$Gs = \frac{2.60}{1.17} \%$$

Relaciones volumétricas

$$A_0 = \frac{38.47}{576.82} \text{ cm}^2$$

$$V_m = \frac{576.82}{502.49} \text{ cm}^3$$

$$W_w = \frac{502.49}{173.32} \text{ g}$$

$$W_s = \frac{173.32}{66.63} \text{ g}$$

$$V_s = \frac{66.63}{510.19} \text{ cm}^3$$

$$V_v = \frac{510.19}{502.49} \text{ cm}^3$$

$$V_a = \frac{502.49}{7.70} \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{7.70}{7.66}$$

$$Sr = \frac{7.66}{98.49} \%$$

$$\gamma_m = \frac{98.49}{1.17} \text{ g/cm}^3$$

Figura 70: Módulo de resiliencia del PCA-92, M-5, Prof. 1.50-2.00, pista 3.

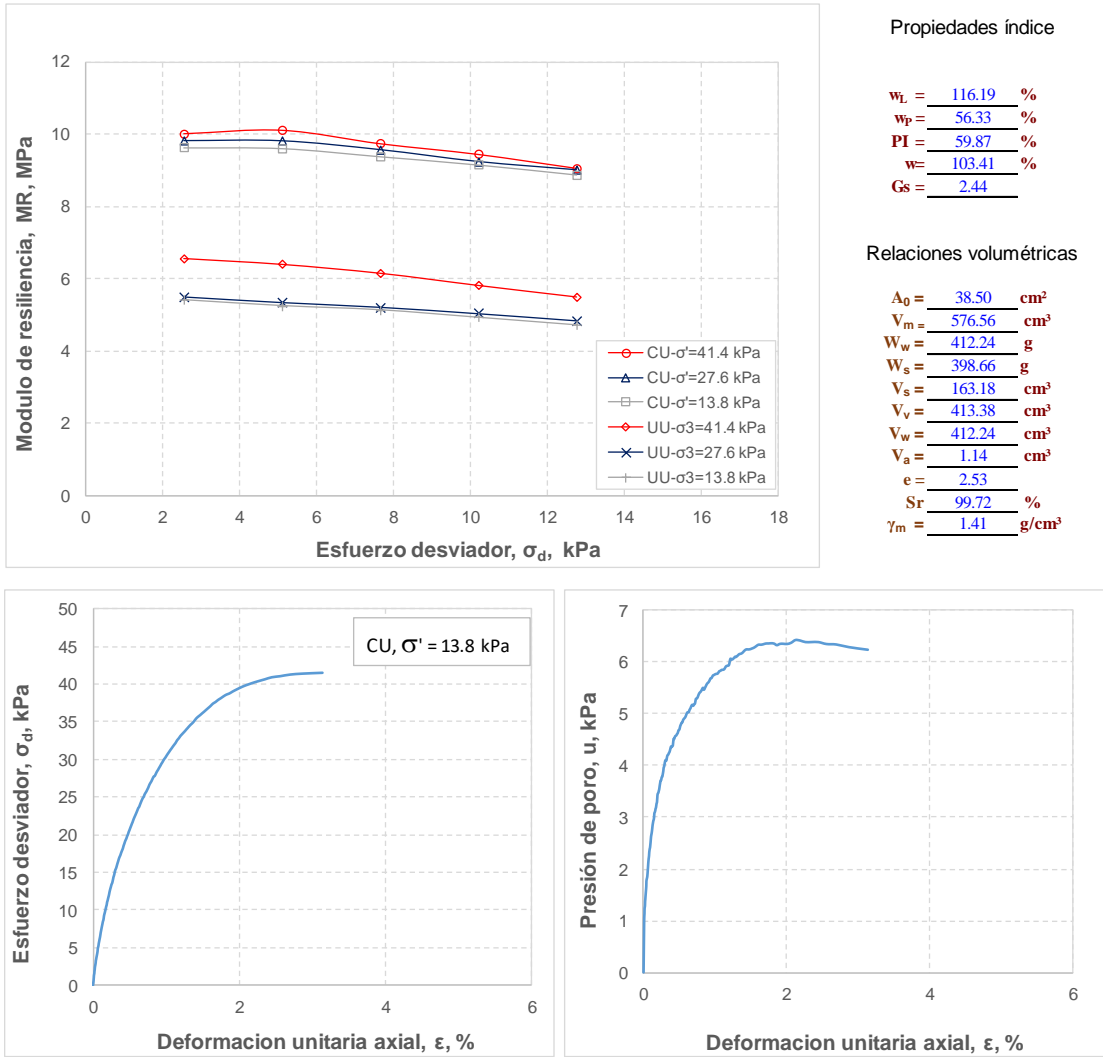
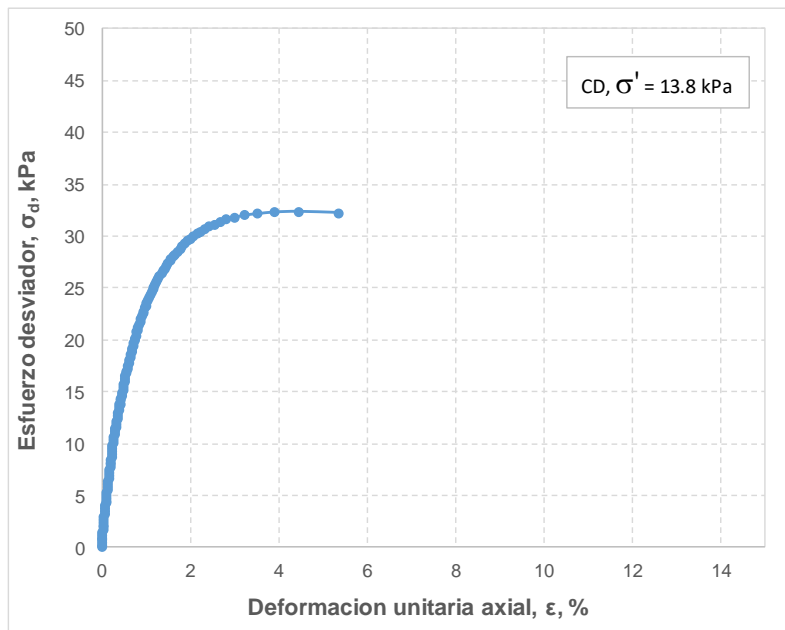
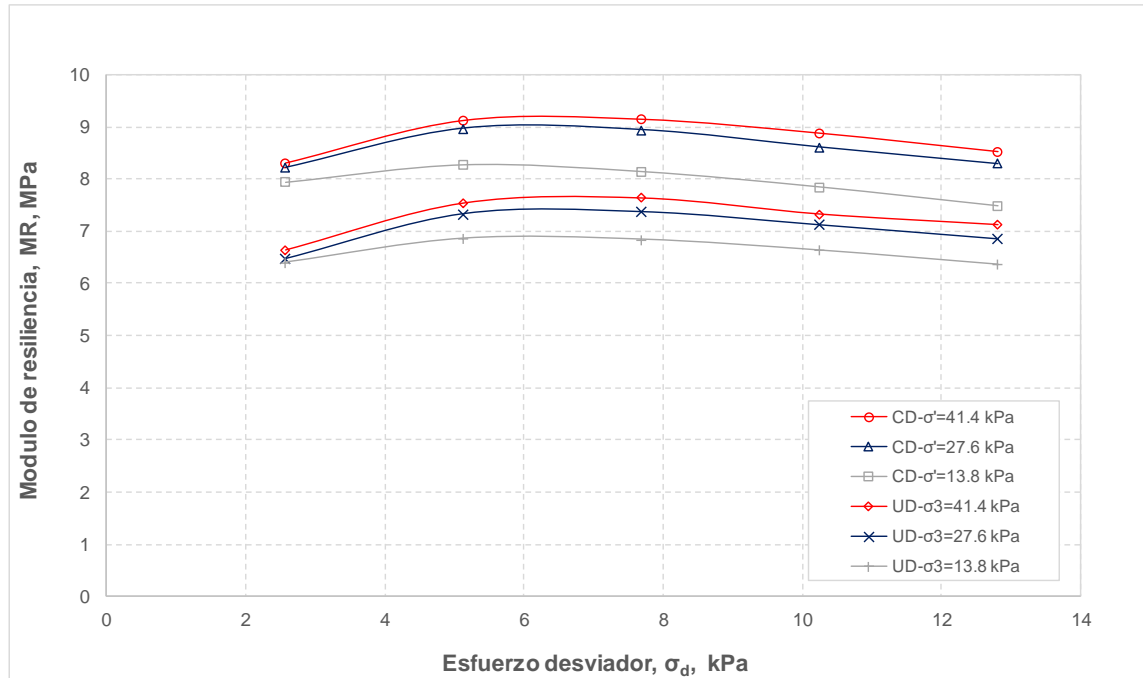


Figura 71: Módulo de resiliencia del PCA-97, M-5, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.



Propiedades índice

$$w_L = \frac{108.08}{47.39} \%$$

$$w_p = \frac{47.39}{60.69} \%$$

$$PI = \frac{60.69}{107.88} \%$$

$$w = \frac{107.88}{2.58} \%$$

$$Gs = \frac{2.58}{1.37} \text{ g/cm}^3$$

Relaciones volumétricas

$$A_0 = \frac{38.31}{575.32} \text{ cm}^2$$

$$V_m = \frac{575.32}{407.67} \text{ cm}^3$$

$$W_w = \frac{407.67}{377.89} \text{ g}$$

$$W_s = \frac{377.89}{146.39} \text{ g}$$

$$V_s = \frac{146.39}{428.93} \text{ cm}^3$$

$$V_v = \frac{428.93}{407.67} \text{ cm}^3$$

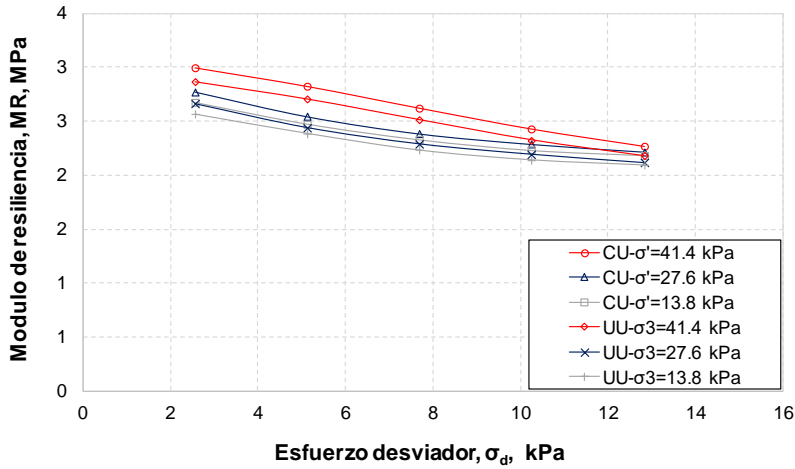
$$V_a = \frac{407.67}{21.27} \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{2.93}{95.04} \text{ cm}^3$$

$$Sr = \frac{95.04}{1.37} \text{ cm}^3$$

$$\gamma_m = \frac{1.37}{1.37} \text{ g/cm}^3$$

Figura 72: Módulo de resiliencia del PCA-97, M-8, Prof. 1.50-2.00, pista 2.



Propiedades índice

w_L	=	171.49	%
w_p	=	113.70	%
PI	=	57.79	%
w	=	242.55	%
G_s	=	2.57	

Relaciones volumétricas

A_0	=	38.25	cm ²
V_m	=	573.45	cm ³
W_w	=	484.16	g
W_s	=	199.62	g
V_s	=	77.68	cm ³
V_v	=	495.77	cm ³
V_w	=	484.16	cm ³
V_a	=	11.60	cm ³
e	=	6.38	
S_r	=	97.66	%
γ_m	=	1.19	g/cm ³

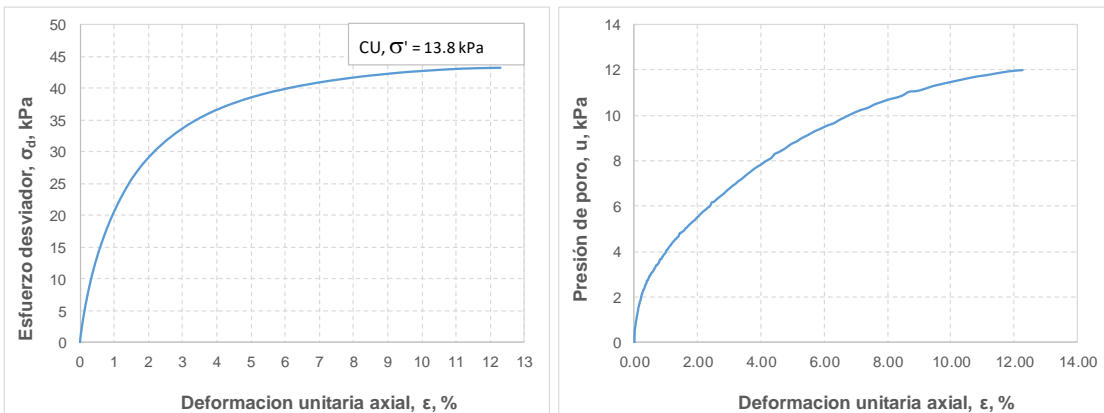


Figura 73: Módulo de resiliencia del PCA-98, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 3.

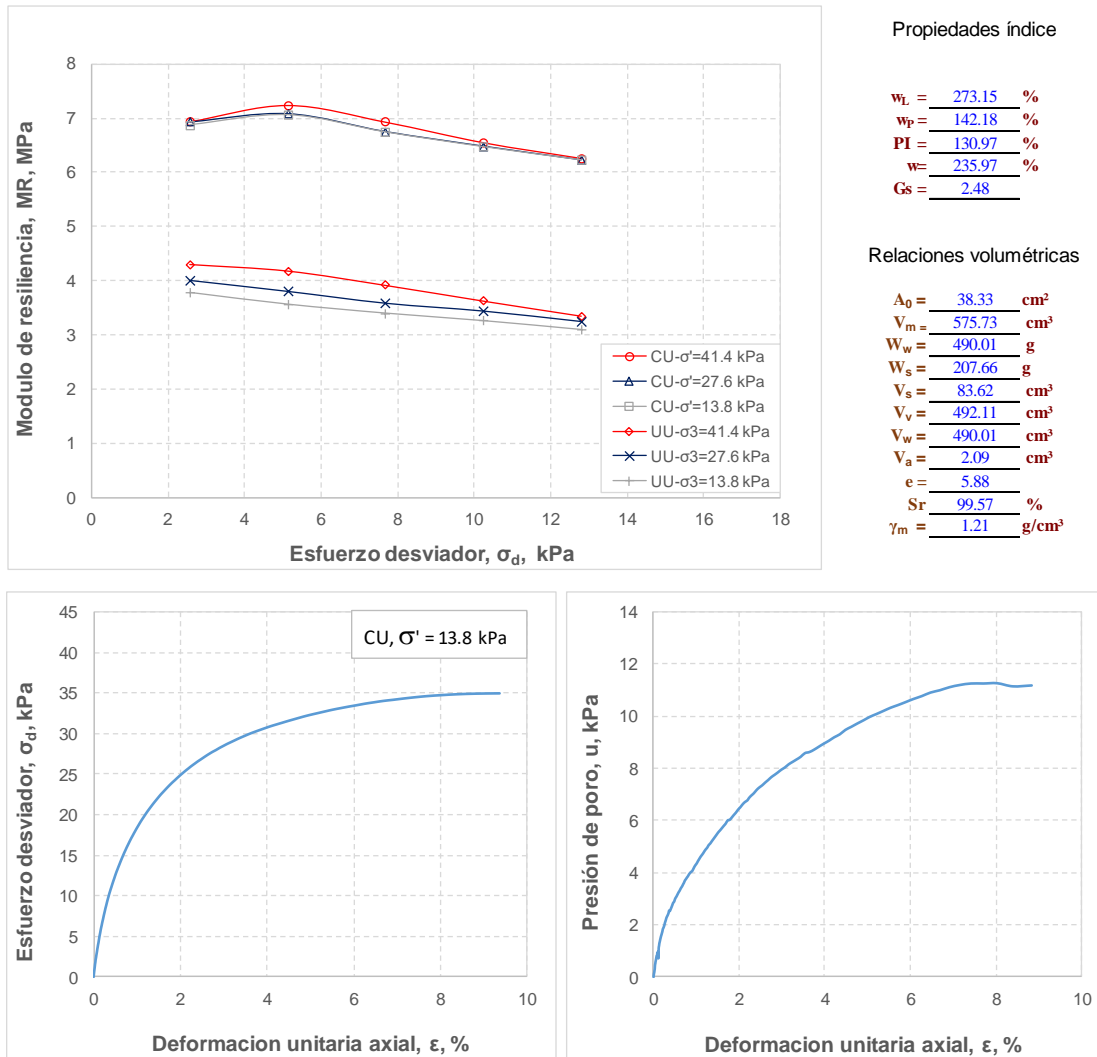


Figura 74: Módulo de resiliencia del PCA-98, M-5, Prof. 1.50-2.00 m, pista 3.

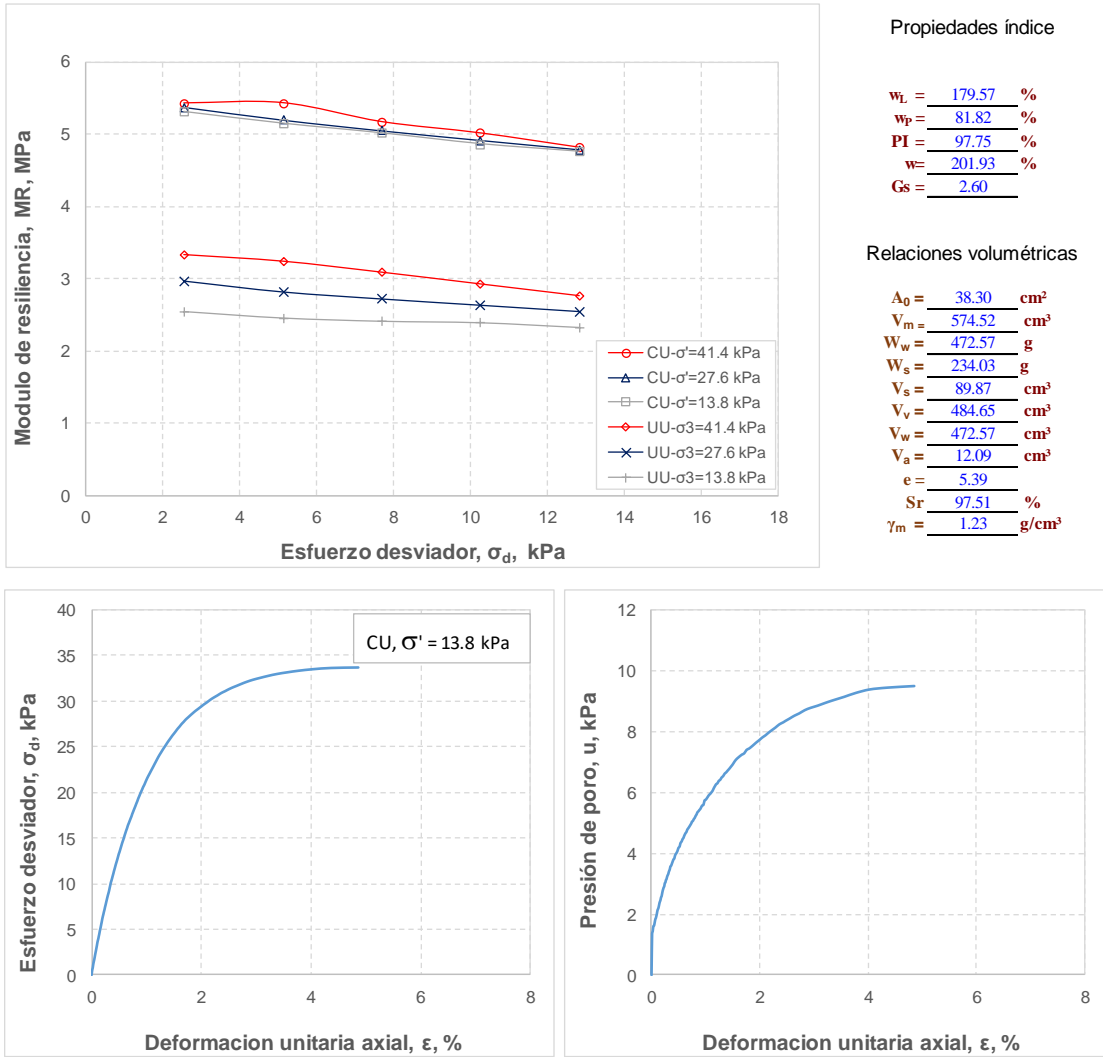


Figura 75: Módulo de resiliencia del PCA-103, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

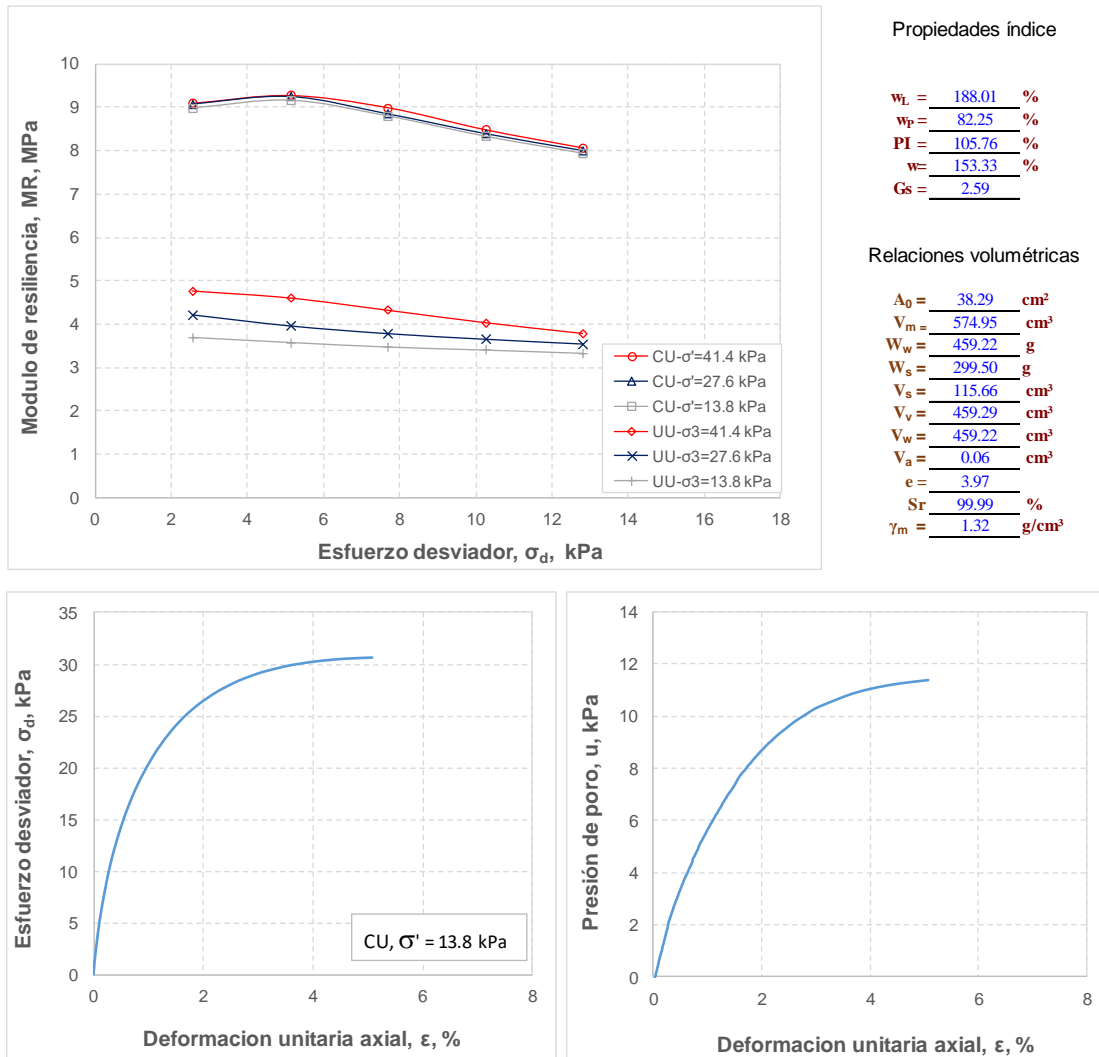
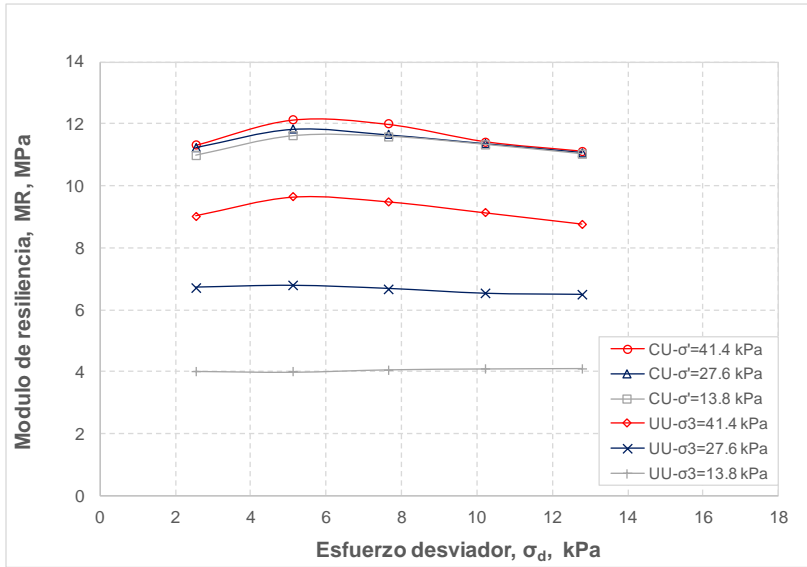


Figura 76: Módulo de resiliencia del PCA-103, M-5, Prof. 1.50-2.00 m, pista 2.



Propiedades índice

w_L	=	141.90	%
w_p	=	61.06	%
PI	=	80.84	%
w	=	113.49	%
Gs	=	2.48	

Relaciones volumétricas

A_0	=	38.41	cm ²
V_m	=	547.44	cm ³
W_w	=	370.88	g
W_s	=	326.79	g
V_s	=	131.86	cm ³
V_v	=	415.58	cm ³
V_w	=	370.88	cm ³
V_a	=	44.69	cm ³
e	=	3.15	
Sr	=	89.25	%
γ_m	=	1.27	g/cm ³

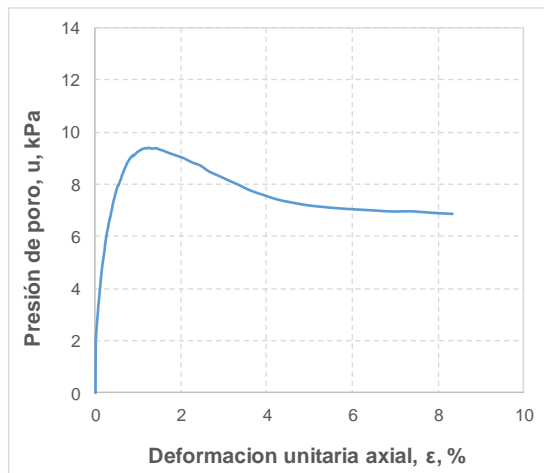
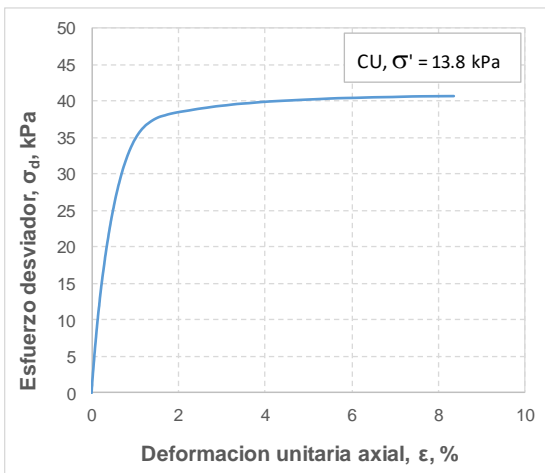


Figura 77: Módulo de resiliencia del PCA-104, M-4, Prof. 0.50-1.00 m, pista 3.

Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex lago de Texcoco

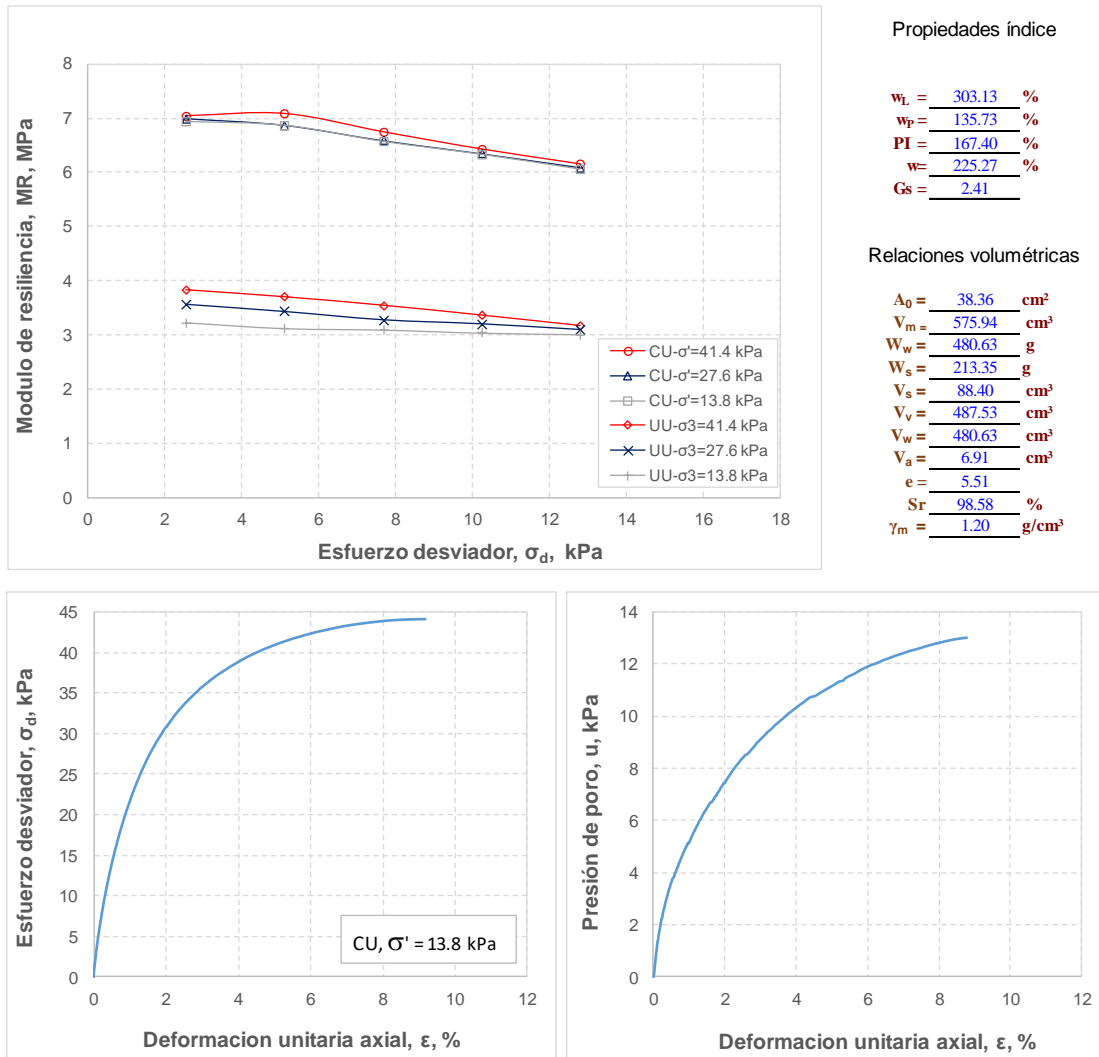
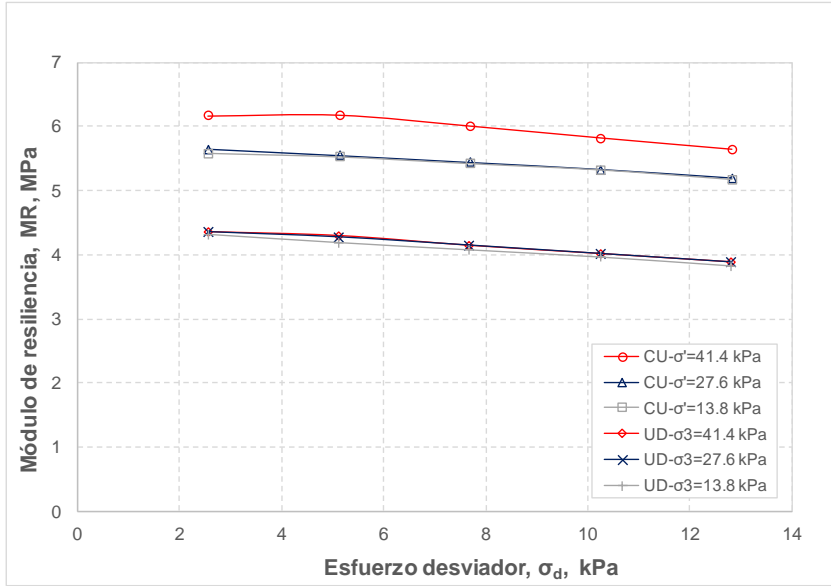


Figura 78: Módulo de resiliencia del PCA-104, M-7, Prof. 1.50-2.00 m, pista 3.



Propiedades índice

w_L	=	243.37	%
w_p	=	76.35	%
PI	=	167.02	%
w	=	229.96	%
Gs	=	2.71	

Relaciones volumétricas

A_0	=	38.28	cm ²
V_m	=	574.81	cm ³
W_w	=	485.14	g
W_s	=	210.97	g
V_s	=	77.86	cm ³
V_v	=	496.95	cm ³
V_w	=	485.14	cm ³
V_a	=	11.81	cm ³
e	=	6.38	
Sr	=	97.62	%
γ_m	=	1.21	g/cm ³

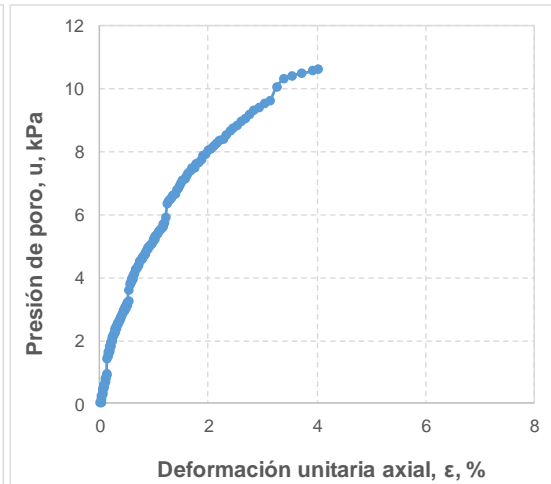
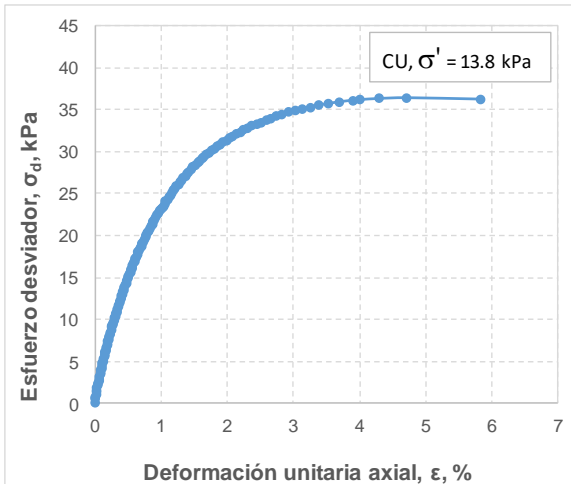


Figura 79: Módulo de resiliencia del PCA-105, M-4, Prof. 0.50-1.00 m, pista 2.

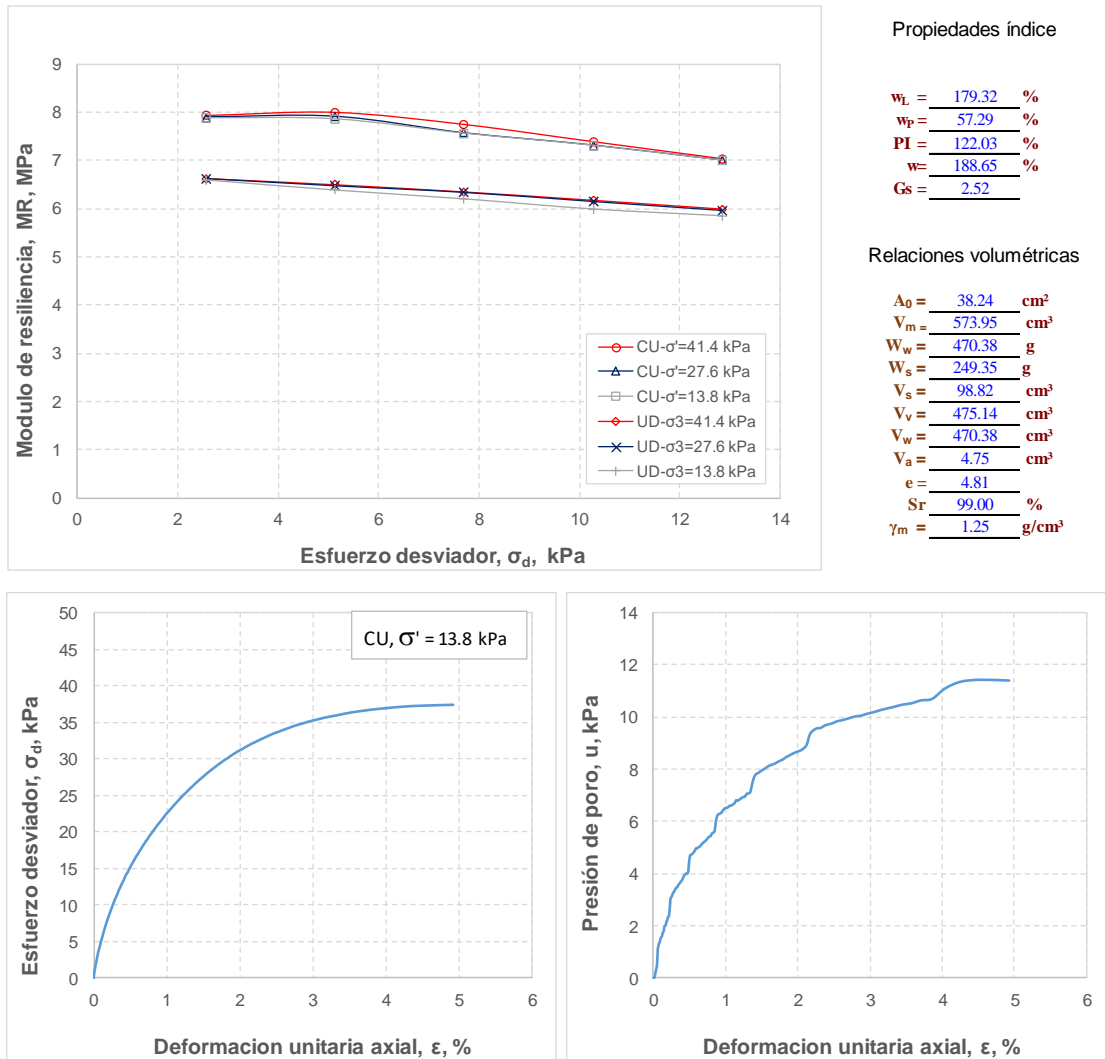


Figura 80: Módulo de resiliencia del PCA-105, M-8, Prof. 1.50-2.00 m, pista 2.

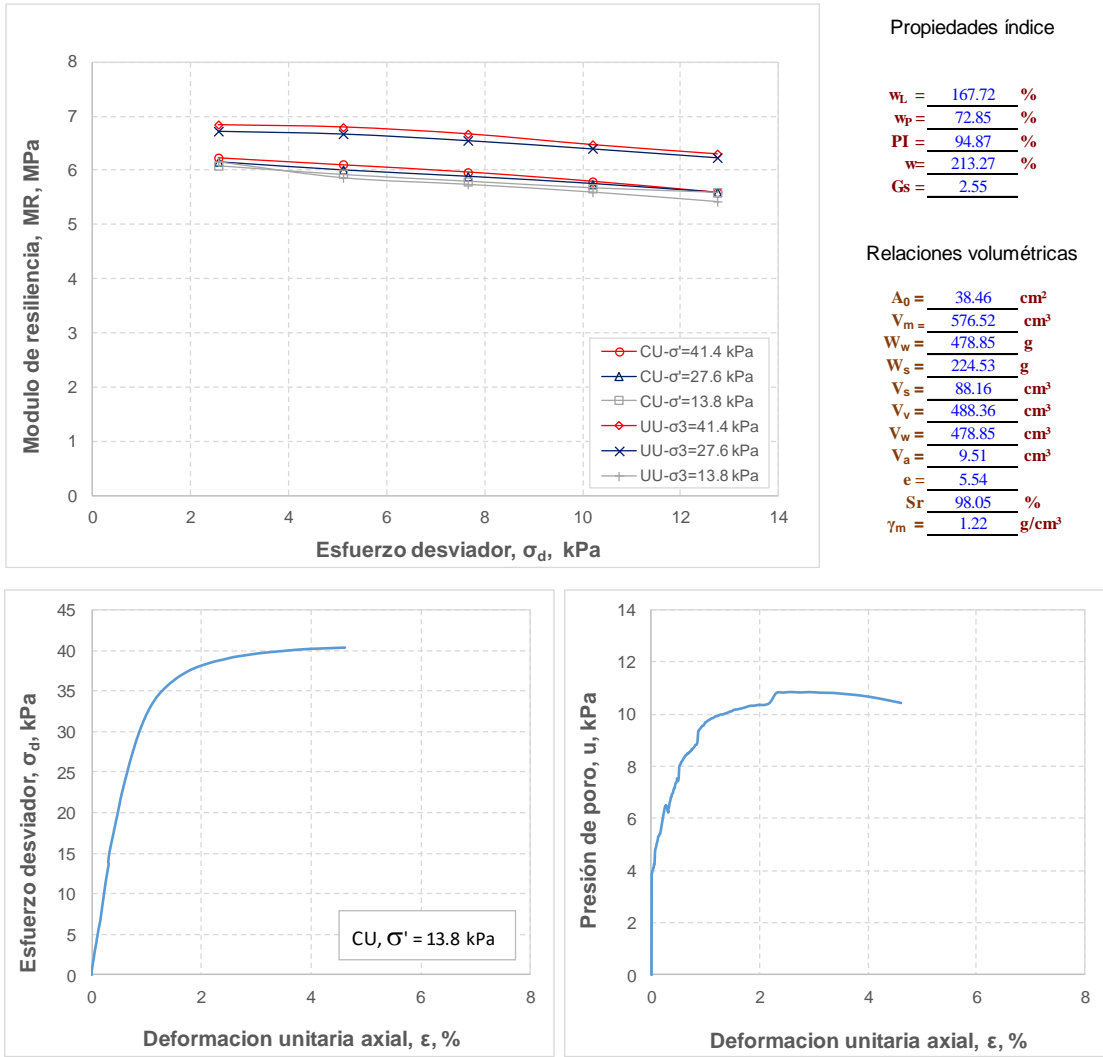
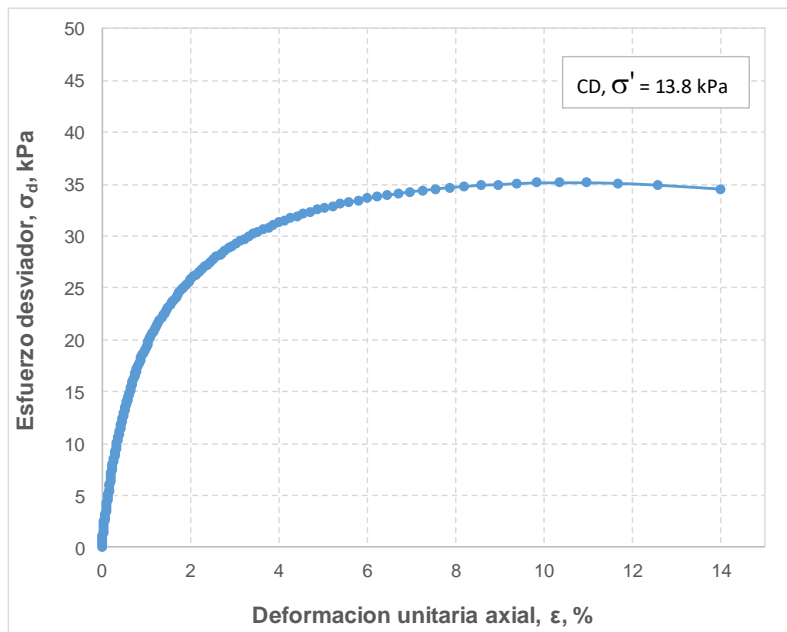
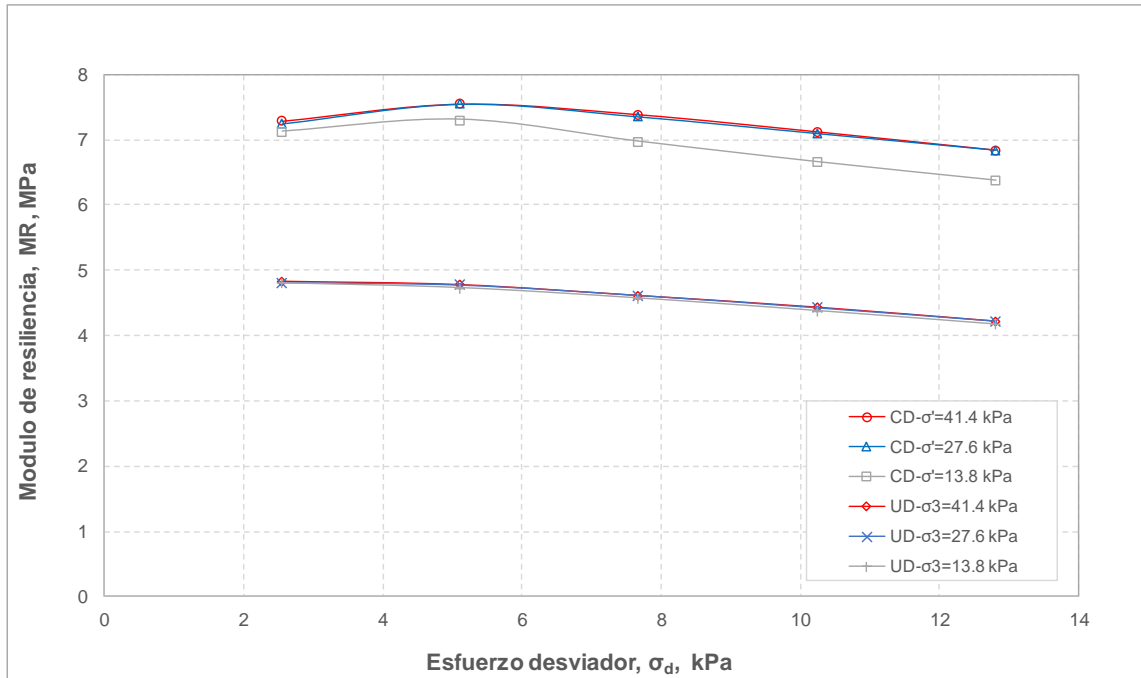


Figura 81: Módulo de resiliencia del PCA-108, M-2, Prof. 0.50-1.00 m, pista 3.



Propiedades índice

$$w_L = \frac{197.13}{64.43} \%$$

$$w_p = \frac{64.43}{132.70} \%$$

$$PI = \frac{132.70}{175.66} \%$$

$$w = \frac{175.66}{2.65} \%$$

$$G_s = \frac{2.65}{1.25} \text{ g/cm}^3$$

Relaciones volumétricas

$$A_0 = \frac{38.32}{574.70} \text{ cm}^2$$

$$V_m = \frac{574.70}{459.17} \text{ cm}^3$$

$$W_w = \frac{459.17}{261.39} \text{ g}$$

$$W_s = \frac{261.39}{98.55} \text{ g}$$

$$V_s = \frac{98.55}{476.15} \text{ cm}^3$$

$$V_v = \frac{476.15}{459.17} \text{ cm}^3$$

$$V_a = \frac{459.17}{16.98} \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{16.98}{4.83}$$

$$Sr = \frac{4.83}{96.43} \%$$

$$\gamma_m = \frac{96.43}{1.25} \text{ g/cm}^3$$

Figura 82: Módulo de resiliencia del PCA-108, M-5, Prof. 1.50-2.00, pista 3.

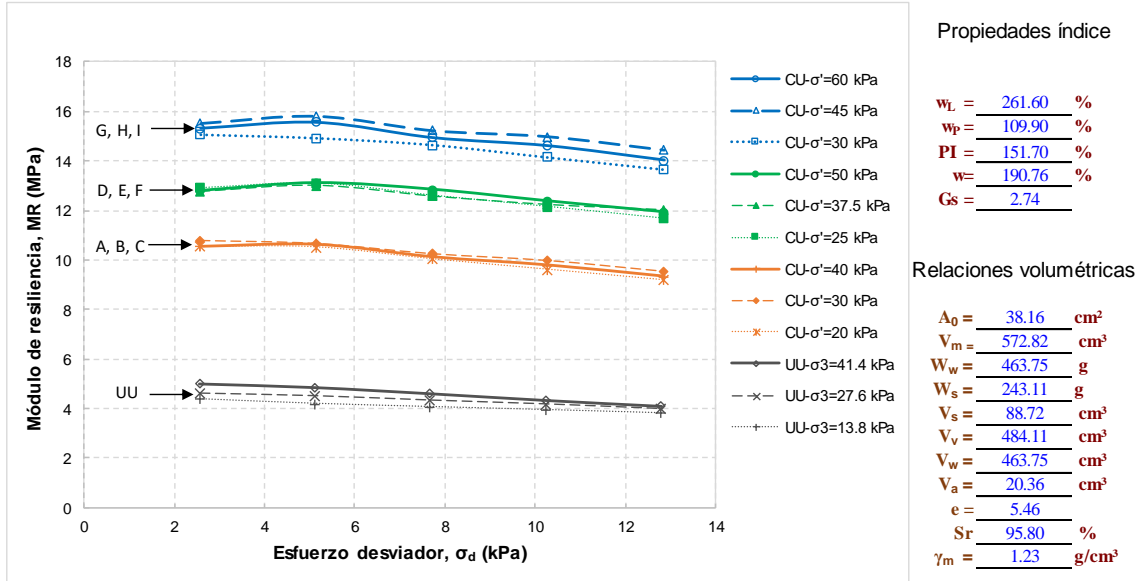


Figura 83: Módulo de resiliencia del PCA-2.1, ubicada en la cabecera norte de la pista 2, M-1, Prof. 1.00-1.50 m.

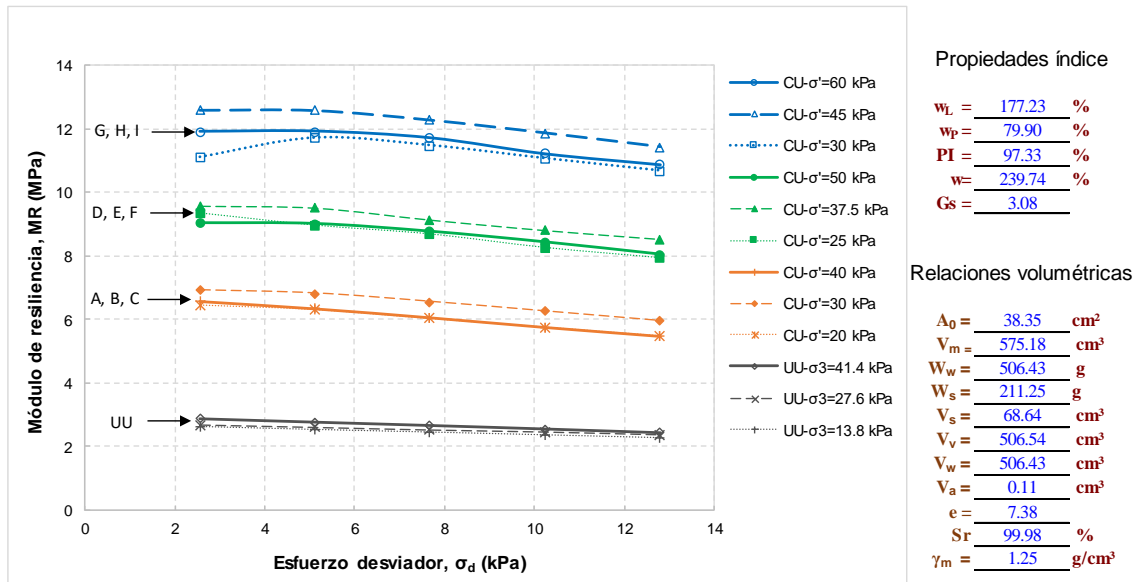


Figura 84: Módulo de resiliencia del PCA-2.2, ubicada en el centro de la pista 2, M-3, Prof. 1.65-1.99 m.

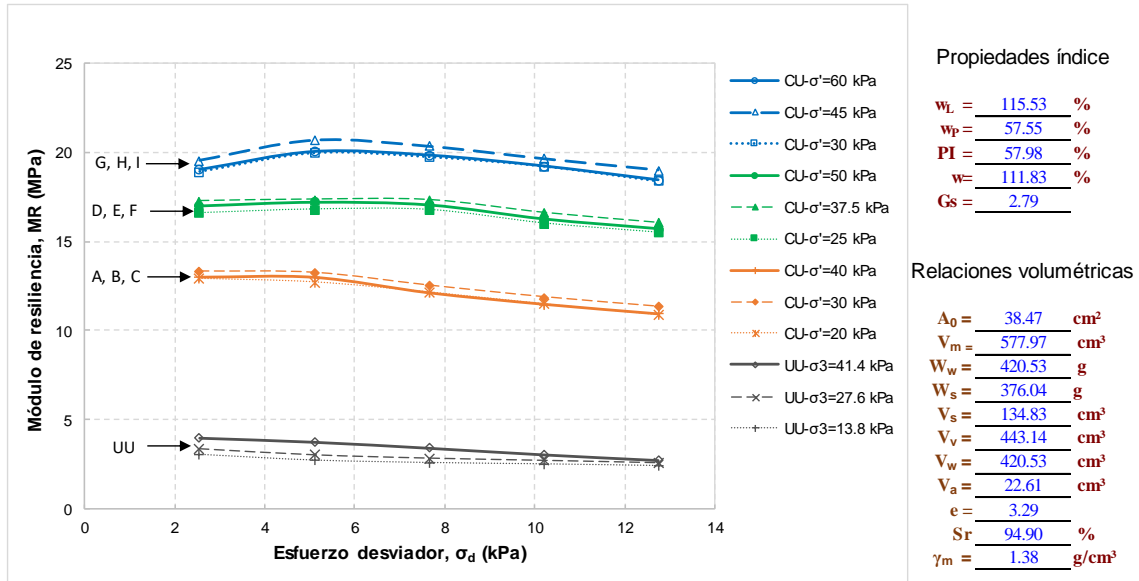


Figura 85: Módulo de resiliencia del PCA-2.3, ubicada en la cabecera sur de la pista 2, M-4, Prof. 1.91-2.39 m.