

01163

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

RESPUESTA DE LOS SEDIMENTOS LACUSTRES DE LA
CIUDAD DE MÉXICO SOMETIDOS A CARGA CÍCLICA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECANICA DE SUELOS)
P R E S E N T A :
OZIEL LAURO ZÁRATE CRUZ

DIRECTOR DE TESIS: DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRIGUEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA,

JUNIO DE 2005



m345134



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA**

**RESPUESTA DE LOS SEDIMENTOS
LACUSTRES DE LA CIUDAD DE
MÉXICO SOMETIDOS A CARGA
CÍCLICA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

PRESENTA:

OZIEL LAURO ZÁRATE CRUZ

DIRECTOR DE TESIS

Dr. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ



CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 2005

RECONOCIMIENTOS

Al

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

Mi gratitud y reconocimiento por el importante apoyo institucional que me brindó en la realización de este trabajo de Tesis.

Al

Dr. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

Mi sincero agradecimiento y mi alto reconocimiento por la dirección acertada, seria y rigurosa de mi trabajo de tesis. La agudeza de sus observaciones en los resultados experimentales, así como su gran sensibilidad para "ver" lo esencial del comportamiento de los suelos, fueron y serán ejemplos fundamentales en mi formación para el trabajo científico.

Al

Ing. LUIS LÓPEZ FLORES

Mi reconocimiento y gratitud por su valioso apoyo técnico y sus esmerados consejos en los cuidados para la preparación de los especímenes, en el arreglo del equipo e instrumentos de medición, así como en el montaje de los ensayos en el laboratorio de Dinámica de Suelos de la Facultad de Ingeniería.

Al

Ing. PEDRO MORENO CARRIZALES

Mi agradecimiento por su asistencia técnica y recomendaciones en la aplicación de los instrumentos de medición durante la realización de los ensayos experimentales, en la captura y procesamiento de datos, así como por su apoyo en la edición de mi documento de tesis.

A la

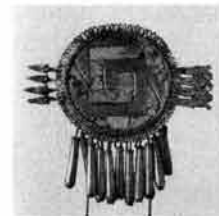
Lic. GUADALUPE CASTRO DÍAZ

Por su cuidadosa revisión y valiosas recomendaciones de redacción y estilo de mi documento de tesis, mi reconocimiento.

A los integrantes de mi jurado calificador:

Dr. EULALIO JUÁREZ BADILLO
M. en I. JAIME ANTONIO MARTÍNEZ MIER
Dr. JOAQUÍN EDUARDO AGUAYO CAMARGO
Dr. SALVADOR MARÍN CÓRDOVA

Mi reconocimiento por sus observaciones acertadas y valiosas recomendaciones a mi trabajo de tesis.



ÍNDICE GENERAL

	ÍNDICE GENERAL.....	i
	LISTA DE SÍMBOLOS.....	iii
	ÍNDICE DE TABLAS.....	v
	ÍNDICE DE FIGURAS.....	v
	RESUMEN.....	xiii
1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Objetivo	4
1.2	Alcance	4
2	ANTECEDENTES	6
2.1	Respuesta de los suelos ante carga cíclica.....	7
2.2	Efectos de los niveles de deformación en los suelos debidos a carga cíclica.....	9
2.3	Aspectos generales del comportamiento de las arcillas ante carga cíclica.....	11
2.4	Algunas experiencias sobre el comportamiento dinámico de los sedimentos lacustres de la ciudad de México.....	19
3	EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO	50
3.1	Formación del subsuelo de la ciudad de México	50
3.2	Zonificación y estratigrafía del subsuelo de la ciudad de México.....	51
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	65
4.1	Descripción de loa suelos ensayados.....	65
4.2	Equipo e instrumentos utilizados.....	66
4.3	Programa y procedimiento de ensayes.....	68

5	RESULTADOS EXPERIMENTALES, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN.....	81
5.1	Comportamiento cíclico.....	81
5.1.1	Historia de esfuerzos-deformaciones-presiones de poro cíclicos.....	81
5.1.2	Evolución de las deformaciones permanentes y recuperables.....	87
5.1.3	Evolución del módulo E equivalente, de la energía disipada W_L y de la relación de amortiguamiento λ	89
5.2	Comportamiento poscíclico.....	93
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	141
6.1	Comportamiento cíclico.....	141
6.2	Comportamiento poscíclico.....	142
6.3	Recomendaciones	143
7	REFERENCIAS	144

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
B	Coefficiente de Skempton
δ	Índice de degradación
E	Módulo de elasticidad o módulo de Young
E_{eq}	Módulo E equivalente
$(E_s)_N$	Módulo E secante en el ciclo N
$(E_s)_1$	Módulo E secante en el ciclo 1
e	Relación de vacíos
e_i	Relación de vacíos antes de la consolidación
e_c	Relación de vacíos después de la consolidación
ϵ_{sf}	Deformación axial en la falla estática precíclica
ϵ_{cf}	Deformación axial en la falla estática poscíclica
ϵ_{cy}	Deformación axial cíclica
$\epsilon_{cym\acute{a}x}$	Deformación axial cíclica máxima
$\Delta\epsilon_{cym\acute{a}x}$	Incremento de la deformación axial cíclica máxima
ϵ_{cyp}	Deformación axial cíclica permanente
ϵ_{cyr}	Deformación axial cíclica recuperable
ϵ	Deformación axial
ϵ_{td}	Deformación axial cíclica de degradación umbral
f	Frecuencia
G	Módulo de rigidez al cortante
$G_{m\acute{a}x}, G_o$	Módulo de rigidez al corte máximo
G_s	Módulo de rigidez al corte, secante
G_{sN}	Módulo de rigidez al corte secante, en el ciclo N
γ	Deformación angular
γ_m	Peso volumétrico
γ_{tl}	Deformación angular lineal umbral
γ_{td}	Deformación angular de degradación umbral
γ_c	Deformación angular cíclica
IP, I_p	Índice de plasticidad
$K = (\sigma'_3/\sigma'_1)$	Relación de esfuerzos efectivos
λ	Relación de amortiguamiento
N	Número de ciclos
N	Resistencia a la penetración estándar
OCR	Relación de preconsolidación
p_y	Esfuerzo efectivo medio de fluencia (Esfuerzo de preconsolidación)
p'	Esfuerzo efectivo medio
q_{cy}	Semiampplitud del esfuerzo cíclico

q_{sf}	Esfuerzo de falla estática precíclica
q_{cf}	Esfuerzo de falla estática poscíclica
q_s	Esfuerzo desviador estático
R	Relación de esfuerzos cíclicos
R_f	Relación de esfuerzos de falla
R_u, R_D	Relación de esfuerzos cíclicos frontera
s	Semisuma de esfuerzos efectivos principales
s	Pendiente de la envolvente de relación $\varepsilon_{cy\text{máx}}$ vs N
σ_r	Esfuerzo desviador repetido
σ_{rc}	Esfuerzo desviador repetido crítico
σ_s	Esfuerzo desviador de falla estática
σ'_1	Esfuerzo efectivo principal mayor
σ'_3	Esfuerzo efectivo principal menor
σ'_{1c}	Esfuerzo vertical de consolidación
σ'_{3c}	Esfuerzo horizontal de consolidación
σ_1	Esfuerzo total principal mayor
σ_3	Esfuerzo total principal menor
σ'_y	Esfuerzo de fluencia (de preconsolidación)
σ'_c	Presión de confinamiento
$\Delta\sigma_c$	Cambio de la presión de confinamiento
$(\sigma'_1/\sigma'_3)_c$	Cociente de los incrementos de esfuerzos cíclicos en la rama de carga.
S_s	Densidad de sólidos
t	Semidiferencia de los esfuerzos efectivos principales
t	Parámetro de degradación
t	Tiempo
τ_c	Esfuerzo cortante cíclico
u	Presión de poro
u_s	Presión de poro estática
u_{sf}	Presión de poro en la falla estática precíclica
u_{cf}	Presión de poro en la falla estática poscíclica
u_{cy}	Presión de poro cíclica
$u_{cymáx}$	Presión de poro cíclica máxima
Δu	Cambio de presión de poro
ΔV	Cambio de volumen
w	Contenido de agua
w_i	Contenido de agua antes de la consolidación
w_c	Contenido de agua después de la consolidación
$W_L, W, \Delta W$	Energía absorbida o trabajo histerético por ciclo
W_N	Energía absorbida en el ciclo N
W_1	Energía absorbida en el ciclo 1
w_L	Límite Líquido
z	Profundidad

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla No.	Descripción	Pág.
4.1	Propiedades índice de los sedimentos lacustres ensayados	80
4.2	Programa de ensayos.....	80
5.1	Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro precíclica, poscíclica y cíclica.....	140

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura No.	Descripción	Pág.
2.1	Lazo esfuerzo-deformación típico de un suelo, como efecto de carga cíclica, y definición de los parámetros dinámicos E y λ	26
2.2	Rango de amplitudes de deformación angular disponible en los equipos de laboratorio (Woods, 1978).....	26
2.3	Elemento de suelo bajo una superficie horizontal, sometido a deformaciones angulares durante un sismo (Seed y Lee, 1966)...	27
2.4	Variación del esfuerzo normal y cortante en un plano inclinado 45° , respecto a la horizontal debido a la variación de los esfuerzos principales en cámara triaxial (Seed y Lee, 1966).....	27
2.5	Evolución del esfuerzo normal σ y cortante τ sobre un plano inclinado 45° , respecto a la horizontal de un elemento de suelo debido a la variación cíclica de los esfuerzos principales (Seed y Lee, 1966).....	28
2.6	Reproducción de las condiciones de esfuerzos de corte simple cíclico por torsión en un elemento de suelo bajo una superficie horizontal, con un cilindro hueco en compresión triaxial (Hardin y Drnevich, 1972).....	28
2.7	Deformaciones angulares umbral y efectos en la rigidez, volumen y presión de poro en diferentes tipos de suelo (arreglo de datos de Vucetic, 1994).....	29
2.8	Descripción de las regiones de deformación y los umbrales desde un enfoque de microescala (Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001).....	29
2.9	Relaciones hipotéticas deformación-logaritmo del número de repeticiones de esfuerzo en un suelo (Larew y Leonards, 1962)....	30

2.10	Curva hipotética esfuerzo-número de repeticiones de un suelo (Larew y Leonards, 1962).....	30
2.11	Curvas hipotéticas deformación-número de repeticiones en un suelo (Larew y Leonards, 1962).....	31
2.12	Respuesta experimental deformación-número de repeticiones de una arcilla residual (Larew y Leonards, 1962).....	31
2.13	Respuesta experimental deformación-número de repeticiones de una arena limo arcillosa (Larew y Leonards, 1962.....	32
2.14	Condiciones de esfuerzos sobre un elemento de suelo debido a carga sísmica (Seed y Chan,1966).....	32
2.15	Trayectoria de esfuerzos efectivos en condiciones de carga cíclica: a) esfuerzo cíclico de falla y b) esfuerzos cíclicos de equilibrio de no falla (Sangrey et al., 1969).....	33
2.16	Línea de equilibrio que contiene a los esfuerzos cíclicos máximos en estado de equilibrio de no falla (Sangrey et al.,1969).....	33
2.17	Relaciones entre el cociente de esfuerzos efectivos y la deformación: a) curva del primer ciclo de carga y puntos de la línea de equilibrio b) extremos de los ciclos de carga de equilibrio de no falla (Sangrey et al., 1969).....	34
2.18	Características de la relación esfuerzo-deformación histerética típica generada por un ciclo de carga (Idriss, Dobry y Sing, 1978).....	34
2.19	Relación entre la curva esqueleto y el módulo secante (Idriss et l.,1978).....	35
2.20	Determinación de la relación de amortiguamiento a partir del lazo de histéresis y su variación con la deformación angular (Idriss et al., 1978).....	35
2.21	Relación de esfuerzos cíclicos <i>versus</i> deformación axial cíclica (Díaz-Rodríguez, 1988).....	36
2.22	Relación de falla <i>versus</i> relación de esfuerzos cíclicos (Díaz-Rodríguez, 1988).....	36
2.23	Definiciones y esquema del programa de pruebas (Díaz-Rodríguez, 1989a).....	37
2.24	Módulo de Young equivalente <i>versus</i> deformación cíclica. (Díaz-Rodríguez, 1989a).....	37
2.25	Relación de amortiguamiento equivalente <i>versus</i> deformación axial cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989a).....	38
2.26	Relación de falla <i>versus</i> relación de esfuerzo cíclico (Díaz-Rodríguez, 1989a).....	38
2.27	Relación de esfuerzo cíclico <i>versus</i> deformación axial cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989b).....	39

2.28	Módulo de Young normalizado <i>versus</i> deformación cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989b).....	39
2.29	Relación de amortiguamiento equivalente <i>versus</i> deformación axial cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989b).....	40
2.30	Presión de poro normalizada <i>versus</i> relación de esfuerzo cíclico (Díaz-Rodríguez, 1989b).....	40
2.31	Curvas de disminución del módulo al cortante (Díaz-Rodríguez, 1992).....	41
2.32	Variación de la relación de amortiguamiento con el tiempo de consolidación (Díaz-Rodríguez, 1992).....	41
2.33	Relación de amortiguamiento en función de la deformación (Díaz-Rodríguez, 1992).....	42
2.34	Evolución del módulo al cortante (Díaz-Rodríguez, 1993a).....	42
2.35	Evolución del trabajo histerético (Díaz-Rodríguez, 1993a).....	43
2.36	Evolución del amortiguamiento. (Díaz-Rodríguez, 1993a).....	43
2.37	Comportamiento monotónico post-cíclico (Díaz-Rodríguez, 1993a).....	44
2.38	Efecto del tipo de consolidación y esfuerzo octahédrico en el módulo de rigidez (Romo, 1990).....	44
2.39	Curva de atenuación $G/G_{\text{máx}}$ <i>versus</i> γ (Romo, 1990).....	45
2.40	Efecto del índice de plasticidad. (Romo, 1990).....	45
2.41	Degradación del módulo de rigidez al corte, caso isotrópico (Romo, 1990).....	46
2.42	Degradación del módulo de rigidez al corte, caso anisotrópico (Romo, 1990).....	46
2.43	Parámetro de degradación para la arcilla de la ciudad de México (Romo, 1990).....	47
2.44	Relación de amortiguamiento; consolidación isotrópica (Romo, 1990).....	47
2.45	Efecto del tipo de consolidación en el amortiguamiento (Romo, 1990).....	48
2.46	Efecto del índice de plasticidad en el amortiguamiento (Romo, 1990).....	48
2.47	Relación entre la deformación permanente y la deformación cíclica (Romo, 1990).....	49
2.48	Presión de poro dinámica (Romo, 1990).....	49
3.1	Mapa orográfico e hidrográfico del valle de México. (Marsal y Mazari, 1959).....	58
3.2	La cuenca de México y el antiguo lago de 2000km ² . (Díaz-Rodríguez, 1998).....	59
3.3	Antiguos lagos de la cuenca de México (Díaz-Rodríguez, 1998).....	59
3.4	Zonificación de la ciudad de México desde el punto de vista estratigráfico (Marsal y Mazari, 1959).....	60

3.5	Cortes estratigráficos del subsuelo de la ciudad de México. (Marsal y Mazari, 1959).....	61
3.6	Zonificación del subsuelo de la ciudad de México, (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1995).....	62
3.7	Perfil del subsuelo del centro de la ciudad de México, (Zeevaert, 1991).....	63
3.8	Áreas urbanas de la ciudad de México, con estructuras colapsadas o con graves daños durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 (Líneas discontinuas) (Romo, 1987).....	63
3.9	Estratigrafía y respuesta de sitio durante el sismo de 1985 en dos estaciones de monitoreo en la ciudad de México; depósitos profundos y en la superficie de la zona del lago (datos de Romo, 1987).....	64
3.10	Columna estratigráfica bajo el parque "Ramón López Velarde" de la ciudad de México que muestra los principales horizontes (S1 a S4) y algunas características físicas; Z1-Z6, zonas identificadas en la secuencia (Díaz Rodríguez <i>et al.</i> , 1998).....	64
4.1	Localización del parque de la Alameda Central y del sitio de extracción de las muestras de ensaye, en la ciudad de México.....	70
4.2	Parque de la Alameda Central de la ciudad de México; sitio de extracción de las muestras de ensaye.....	70
4.3	Perfil estratigráfico del subsuelo del parque de la Alameda Central de la ciudad de México. Muestras de ensaye: 15.80m -17.50m.....	71
4.4	Equipo e instrumentos del sistema triaxial cíclico automatizado.....	72
4.5	Acoplamiento de equipo e instrumentos del sistema triaxial cíclico.....	72
4.6	Esquema de referencia para el programa de pruebas.....	73
4.7	Labrado de especímenes de ensaye.....	73
4.8	Montaje de un espécimen de prueba en la base de la cámara triaxial.....	74
4.9	Especímen de los sedimentos lacustres de la ciudad de México, sujetado a la base y al cabezal de la cámara triaxial cíclica.....	75
4.10	Curva de compresibilidad típicas de los especímenes ensayados.....	75
4.11	Arreglo para la compresión triaxial de carga monotónica con velocidad de deformación controlada.....	76
4.12	Arreglo para la aplicación de carga cíclica.....	76

4.13	Estado de esfuerzos sostenidos y cíclicos, simulado en el programa de pruebas.....	77
4.14	Esfuerzos normal y cortante cíclicos sobre un plano inclinado 45°, con respecto a la horizontal, para relaciones de esfuerzos cíclicos axiales R de 0.58, 0.85 y 1.11	78
4.15	Espécimen fallado en compresión triaxial monotónica poscíclica.....	79
5.1	Historia de esfuerzos, evolución de las presiones de poro y deformaciones de los ciclos iniciales y finales típicas (ejemplificadas para las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.40 y 1.01).....	96
5.2	Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para R = 0.40.....	97
5.3	Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para R = 0.58.....	98
5.4	Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para R = 0.72.....	99
5.5	Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para R = 0.77.....	100
5.6	Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para R = 0.81.....	101
5.7	Respuesta esfuerzo-deformación presión de poro cíclica para R = 0.85.....	102
5.8	Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para R = 1.0.....	103
5.9	Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para R = 1.11.....	104
5.10	Evolución de las envolventes de las deformaciones cíclicas máximas para relaciones de esfuerzos cíclicos R específicas en el intervalo de 0.40 a 1.11.....	105
5.11	Evolución de las envolventes de la presión de poro máxima para cada relación de esfuerzos cíclicos R específica en el intervalo de 0.40 a 1.11.....	106
5.12	Evolución de las envolventes de los esfuerzos y deformaciones cíclicos máximos y mínimos, para cada R en el intervalo de 0.40 a 1.11	107
5.13	Evolución de las envolventes de los esfuerzos y de las presiones de poro cíclicos máximos y mínimos para cada R en el intervalo de 0.40 a 1.11	108
5.14	Degradación de los especímenes ensayados debido a la carga cíclica	109

5.15	Logaritmo de la deformación máxima en el ciclo 30 <i>versus</i> (a) esfuerzo desviador, (b) esfuerzo axial efectivo y (c) presión de poro normalizado respecto al esfuerzo de confinamiento efectivo, para cada R en el intervalo de 0.40 a 1.11	110
5.16	Relación entre el incremento del cociente de esfuerzos efectivos cíclicos y el incremento de la deformación para el ciclo 30, en la frontera de los esfuerzos de equilibrio de no falla de acuerdo con el criterio de Sangrey <i>et al.</i> , (1969): (a) lazos de esfuerzo-deformación y (b) relación de (b) esfuerzo-deformación en la rama de recarga.....	111
5.17	Relaciones esfuerzo-deformación y línea de equilibrio de Sangrey <i>et al.</i> , (1969), en el ciclo 30.....	112
5.18	Definiciones de las deformaciones cíclicas máxima $\epsilon_{cym\acute{a}x}$, permanente ϵ_{cyp} y recuperable ϵ_{cyr}	113
5.19	Evolución de la deformación cíclica máxima y de la deformación permanente para cada relación de esfuerzos cíclicos especificada. R, en el rango de 0.40 a 1.11.....	114
5.20	Evolución de las envolventes de las deformaciones cíclicas de los especímenes ensayados para cada relación de esfuerzos cíclicos especificada R en el rango de 0.40 a 1.11: (a) deformación máxima, (b) deformación permanente, (b) deformación recuperable.....	115
5.21	Evolución de las envolventes de las deformaciones cíclicas en escala semilogarítmica para cada R especificada en el intervalo de 0.40 a 1.11: (a) máxima, (b) permanente y (c) recuperable	116
5.22	Deformaciones cíclicas (a) máxima, (b) permanente y (c) recuperable, generadas en los ciclos 1, 2, 5, 15 y 30 por la relación de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.40 a 1.11.....	117
5.23	Relación de la deformación permanente <i>versus</i> (a) la deformación cíclica máxima, (b) la relación de esfuerzos cíclicos y (c) deformación recuperable <i>versus</i> la deformación cíclica máxima.....	118
5.24	Presión de poro generada en los ciclos 1,2, 5, 15 y 30: a) presión de poro <i>versus</i> relación de esfuerzos cíclicos R, a) presión de poro <i>versus</i> deformación cíclica máxima $\epsilon_{cym\acute{a}x}$ y c) presión de poro <i>versus</i> deformación permanente ϵ_{cyp}	119
5.25	Presiones de poro y deformaciones máximas, permanentes y recuperables en el ciclo 30 generadas por las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.40 a 1.11.....	120

5.26	Respuesta para $R = 0.40$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 270\%$, $e_c = 9.0$, $w_L = 358\%$, $I_p = 283\%$	121
5.27	Respuesta para $R = 0.58$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; (b) evolución del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (c) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 363\%$, $e_c = 8.79$, $w_L = 358\%$, $I_p = 283\%$	122
5.28	Respuesta para $R = 0.72$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; (b) evolución del módulo E equivalente, (d) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 359\%$, $e_c = 8.9$; $w_L = 358\%$, $I_p = 283\%$	123
5.29	Respuesta para $R = 0.77$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; (b) evolución del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 368\%$, $e_c = 9.38$, $w_L = 382\%$, $I_p = 292\%$	124
5.30	Respuesta para $R = 0.81$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; (b) evolución del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 311\%$, $e_c = 7.48$; $w_L = 365\%$, $I_p = 193\%$	125
5.31	Respuesta para $R = 0.85$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones, (b) evolución del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 330\%$, $e_c = 8.21$, $w_L = 365\%$, $I_p = 285\%$	126
5.32	Respuesta para $R = 1.0$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 309\%$, $e_c = 7.56$; $w_L = 365\%$, $I_p = 193\%$	127

5.33	Respuesta para $R = 1.11$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 355\%$, $e_c = 8.57$, $w_L = 365\%$, $I_p = 285$	128
5.34	Respuesta de los suelos ensayados ante las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.4 a 1.11; (a) envolventes de los valores cíclicos máximos y mínimos de los esfuerzos y de las deformaciones, (b) evolución del módulo E equivalente y (c) evolución de la relación de amortiguamiento λ	129
5.35	Evolución de la energía disipada debido a las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.4 a 1.11; (a) trabajo histerético por ciclo, (b) trabajo histerético acumulado, (c) relación de amortiguamiento.....	130
5.36	Evolución de la energía disipada en 30 y 100 ciclos debido a las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.4 a 1.11; (a) trabajo histerético por ciclo, (b) trabajo histerético y (c) relación de amortiguamiento.....	131
5.37	Evolución de los lazos esfuerzo-deformación para las relaciones de esfuerzos cíclicos R especificada, en el intervalo de 0.4 a 1.11.....	132
5.38	Lazos esfuerzo-deformación de los ciclos 1 y 30 para las Relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.40, 0.58, 0.72 y 0.77.....	133
5.39	Lazos esfuerzo-deformación de los ciclos 1 y 30 para las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.81, 0.85, 1.0 y 1.11.....	134
5.40	Lazos esfuerzo-deformación del ciclo 30 en especímenes de la misma profundidad debidos a las relaciones de esfuerzos cíclicos R indicadas en cada gráfica	135
5.41	Relación esfuerzo-deformación-presión de poro poscíclicas con sus correspondientes referencias precíclicas.....	136
5.42	Relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro poscíclicas con sus correspondientes referencias precíclicas.....	137
5.43	Relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro poscíclicas y sus correspondientes referencias precíclicas, para valores de R de 0.81 y 1.11 después de 100 ciclos de esfuerzo.....	138
5.44	Efectos de la carga cíclica en la resistencia a la falla poscíclica relación de esfuerzos cíclicos <i>versus</i> relación de esfuerzos de falla y (b) relación de deformaciones cíclicas <i>versus</i> relación de esfuerzos de falla.....	139

RESUMEN

Se realizó un estudio experimental para caracterizar el comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro de los sedimentos lacustres de la ciudad de México ante carga cíclica. Los especímenes de prueba se prepararon de una columna de suelo de 12.7 cm de diámetro localizada entre 15.80 m y 17.50 m de profundidad del subsuelo del parque de la Alameda Central de la ciudad de México, dentro de la zona urbana que sufrió graves daños durante los sismos de 1985. En cámara triaxial se estudió la influencia del nivel de esfuerzos cíclicos en la evolución del módulo E equivalente y en la relación de amortiguamiento λ , así como su efecto en las características esfuerzo-deformación y resistencia no drenadas poscíclicas. En una cámara triaxial y con una relación de esfuerzos $K = (\sigma'_3/\sigma'_1) = 0.3$ se definió el esfuerzo de fluencia (carga de preconsolidación) σ'_y . Los 21 especímenes ensayados se consolidaron con la misma relación $K = 0.3$ y con una relación de preconsolidación $OCR = 1.41$; 19 especímenes se sometieron a 30 ciclos y dos a 100 ciclos de esfuerzo; la carga aplicada fue senoidal de esfuerzo controlado en condiciones no drenadas y con una frecuencia $f = 0.5$ Hz. Los esfuerzos cíclicos q_{cy} fueron proporcionales al esfuerzo de falla estática precíclica q_{sf} obtenida de especímenes, con las mismas condiciones de consolidación, sometidos a carga monotónica en compresión triaxial no drenada, con velocidad de deformación de 1%/hora, aproximadamente. El valor de cada relación de esfuerzos cíclicos $R = q_{cy}/q_{sf}$ aplicada se ubicó en el intervalo de 0.4 y 1.11. Después de la aplicación de la carga cíclica los especímenes se llevaron a la falla estática no drenada, con carga monotónica, con velocidad de deformación de 1%/hora.

Los especímenes ensayados exhibieron dos patrones de comportamiento; para valores de $R < 0.77$ el comportamiento fue estacionario, caracterizado por deformaciones máximas constantes con el número de ciclos. Para $R > 0.77$, el comportamiento fue no estacionario; las deformaciones máximas se caracterizaron por incrementarse en cada ciclo y el incremento fue cada vez mayor al aumentar el valor de R . Ambos patrones de comportamiento exhibieron una primera etapa de ajuste caracterizada por crecimientos notorios de la deformación cíclica hasta los 10 ciclos, aproximadamente. Los resultados experimentales definieron una relación de esfuerzos cíclicos umbral $R_u = 0.77$. Ninguno de los especímenes ensayados falló durante la aplicación de la carga cíclica.

El efecto de la carga cíclica en la resistencia se caracterizó por un ligero incremento de la resistencia a la falla poscíclica, hasta de 7%, para $R < 0.77$. Una reducción de 13% a 24% para valores de $R > 0.77$; en general no hubo efecto importante en las relaciones esfuerzo-deformación; excepto una tendencia al aumento de la rigidez cerca de la falla.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El estudio del comportamiento de los suelos sometidos a cargas dinámicas es fundamental para la ingeniería geotécnica ya que muchos de los problemas de seguridad de las cimentaciones, obras subterráneas y terraplenes tiene que ver con los efectos de fuerzas variables en el tiempo, en intensidad y en dirección.

En este trabajo se aborda el tema de la respuesta de los sedimentos lacustres del subsuelo de la ciudad de México ante carga cíclica, fundamental en la ingeniería de cimentaciones debido a que sobre ellos se asienta gran parte del área urbana; un tema complejo, pues a las características físicas muy singulares de estos sedimentos se agregan las condiciones de hundimiento y alta sismicidad regionales.

Los efectos sísmicos en las propiedades mecánicas del subsuelo de la ciudad de México son muy singulares; las condiciones locales estratigráficas y de microestructura de los sedimentos lacustres amplifican considerablemente los movimientos sísmicos en la superficie. Zeevaert (1991) señala que la arcilla limosa típica del subsuelo de la ciudad de México se comporta elásticamente durante la acción sísmica; las ondas sísmicas encuentran un medio apropiado para transmitirse eficientemente y producen importantes movimientos en la superficie que afectan a las cimentaciones de los edificios. Las consecuencias de este singular comportamiento ante carga sísmica se han manifestado en los graves daños a las construcciones en algunas áreas urbanas de la ciudad de México.

La región sobre la que se asienta la ciudad de México es de alta sismicidad; al igual que gran parte del territorio nacional esta región se somete a severos sismos y como consecuencia uno de los problemas urbanos de mayor importancia tiene que ver con los efectos sísmicos en los depósitos naturales del subsuelo de la ciudad de México y sus consecuencias en las construcciones superficiales (estructuras de edificios y estructuras subterráneas). Díaz-Rodríguez (1993) señala que el sismo que afectó a la ciudad de México en 1957 dejó un antecedente de lo que podría ocurrirle a esta urbe si se presentaba un sismo de mayor magnitud. El intenso sismo de septiembre de 1985 (8.1 de magnitud de onda de superficie e intensidad IX en algunas partes de la ciudad) provocó que muchas cimentaciones de edificios sufrieran asentamientos excesivos e inclinaciones tales que las superestructuras se colapsaron o

dañaron sustancialmente. Por otra parte, Díaz-Rodríguez (2001) advierte que en la ciudad de México existe una fuerte correlación entre la distribución espacial de los daños asociados con los eventos sísmicos y la localización de los depósitos del excepcional material de origen lacustre del subsuelo, por lo que su participación en el comportamiento de las construcciones superficiales es indiscutible.

De acuerdo con Díaz-Rodríguez (1993), los depósitos lacustres, principalmente los de la llamada formación arcillosa superior (FAS), están constituidos por materiales cuyo contenido de agua frecuentemente excede el 500%, su índice de plasticidad excede de 300% y su porosidad es de 90%, lo que significa que el 90% de su volumen es agua; estas propiedades poco comunes han dado origen a complejos problemas de cimentación, lo cual ha requerido de estudios detallados de su comportamiento mecánico. El comportamiento estático de la arcilla de la ciudad de México lo explica de la siguiente manera: cuando este suelo se somete a esfuerzos inferiores a un cierto esfuerzo crítico, el esqueleto del suelo tiene un comportamiento de tipo elástico; cuando se supera dicho esfuerzo, las ligas entre partículas se rompen y el suelo muestra una excesiva deformación y cambio de volumen con predominante consolidación secundaria.

El comportamiento o respuesta de los suelos está referida a las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro y de su resistencia al esfuerzo cortante debido a las excitaciones mecánicas que recibe. Ante fuerzas repetidas sus propiedades mecánicas se modifican de manera especial como efecto de la intensidad de la carga, de la velocidad de aplicación y del número de ciclos; la evolución de las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro (sus propiedades mecánicas) de los suelos ante tales circunstancias define su comportamiento y es competencia de la dinámica de suelos.

En cuanto a la respuesta de los suelos ante carga sísmica, Seed y Chan (1966) advierten que el efecto acumulado de una serie de pulsos de esfuerzo inducidos por un sismo sobre un elemento de suelo con esfuerzos estáticos sostenidos, debido a una estructura o por peso propio, puede ser la falla o una importante deformación y que las deformaciones de un suelo en condiciones de carga cíclica o repetida pueden ser mayores que las resultantes en condiciones de carga transitoria o de carga estática, lo que depende de la magnitud, frecuencia, número de ciclos y forma de la carga. Además sugieren que para investigar el comportamiento de un suelo bajo condiciones de carga sísmica, los esfuerzos inducidos por un sismo, variables en magnitud con el tiempo, se representen mediante una serie de esfuerzos de magnitud constante. Al respecto y debido a la irregularidad de las fuerzas sísmicas de complicada reproducción en el laboratorio Annaki y Lee (1977) proponen el concepto de

ciclo uniforme equivalente, que convierte los efectos de una carga irregular a un número equivalente de ciclos uniformes de un esfuerzo constante.

De acuerdo con Seed y Lee (1966) en muchos sismos una gran parte de las deformaciones del subsuelo se atribuyen a la propagación de ondas de corte hacia la superficie desde los estratos subyacentes, por lo que consideran que un elemento del subsuelo se somete a una serie de deformaciones angulares cíclicas en dos direcciones que se repiten varias veces durante el sismo. En el laboratorio, el equipo de corte simple es el que mejor reproduce tales condiciones, sin embargo también se pueden reproducir de manera aproximada con el equipo de compresión triaxial cíclica.

Al utilizar el equipo de corte simple cíclico o la cámara triaxial cíclica, los ensayos se pueden realizar de dos modalidades: aplicando carga cíclica de amplitud constante con una frecuencia especificada y registrar las deformaciones consecuentes o aplicando una deformación cíclica de amplitud constante y registrar las cargas consecuentes. En el primer caso, se tiene una condición de esfuerzo controlado y en el segundo, la condición de deformación controlada.

La evidente vulnerabilidad sísmica de la ciudad de México plantea la necesidad de realizar estudios rigurosos y sostenidos sobre el comportamiento sismo-dinámico del subsuelo de la ciudad de México

El grupo de investigación en Dinámica de Suelos de la ex División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería (DEPFI) de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), contribuye a la solución de un conjunto importante de problemas en el que se incluye el estudio del comportamiento dinámico de los suelos, especialmente de los sedimentos lacustres de la ciudad de México; este estudio cubre básicamente tres aspectos: a) la determinación de las deformaciones inducidas por las cargas dinámicas, b) la cuantificación de los efectos de la aplicación de un número preestablecido de ciclos de carga sobre las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante y c) la determinación de las propiedades dinámicas (módulo G y la relación de amortiguamiento λ) en un amplio rango de deformaciones. Los programas de investigación correspondientes tienen el propósito de estudiar, explicar y predecir el comportamiento dinámico de los suelos.

En este trabajo se presentan los resultados de un estudio experimental sobre la respuesta de los sedimentos lacustres de la ciudad de México ante carga cíclica que se incluyen en los aspectos a), b) y c) antes mencionados. Los trabajos experimentales correspondientes se realizaron en el Laboratorio de Dinámica de Suelos del Posgrado de Ingeniería.

1.1 Objetivo

El objetivo de este trabajo es caracterizar el desarrollo de las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro, la evolución del módulo E equivalente (E_{eq}) y de la relación de amortiguamiento λ , así como los efectos en las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro-resistencia poscíclicas en muestras inalteradas de los sedimentos lacustres de la ciudad de México, debido a la aplicación de diferentes niveles de esfuerzo cíclico controlado, no drenado, bajo condiciones de consolidación anisotrópica en compresión triaxial.

1.2 Alcance

Se estudió el comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro de un grupo de especímenes de sedimentos lacustres inalterados extraídos de 15.80m a 17.50m de profundidad de la "Formación Arcillosa Superior" bajo el parque de la Alameda Central de la ciudad de México. Todos los especímenes de prueba se llevaron a un mismo estado inicial de esfuerzos de consolidación anisotrópica en la rama estructurada (preconsolidada).

Los efectos de la carga cíclica se determinaron con base en los cambios de las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro-resistencia, así como en la evolución del módulo E equivalente (E_{eq}) y de la relación de amortiguamiento λ de los especímenes de prueba. Los niveles o relación de esfuerzos cíclicos R aplicados, se determinaron con base en la resistencia a la falla de especímenes sometidos a compresión triaxial estática convencional, en condiciones no drenadas y con velocidad de deformación controlada.

El programa experimental de laboratorio consistió en las siguientes etapas:

En la primera etapa todos los especímenes de prueba se llevaron a un estado inicial de esfuerzos de consolidación anisotrópica en la rama estructurada (preconsolidada), con una relación de esfuerzos $K = \sigma'_3/\sigma'_1 = 0.3$; el esfuerzo medio efectivo inicial o sostenido p' correspondió al 71% del esfuerzo efectivo de fluencia p'_y (carga de preconsolidación). A partir de estas condiciones se determinaron las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro-resistencia precíclicas, cíclicas y poscíclicas.

En la segunda etapa se incluyen los especímenes testigo llevados a la falla precíclica y los especímenes sometidos a carga cíclica.

Los especímenes testigo después de consolidados se llevaron a la falla en compresión triaxial con carga monotónica mediante velocidad de deformación

controlada de 0.012mm/minuto (aproximadamente 1%/h) en condiciones no drenadas, que proporcionaron la información precíclica.

Los especímenes de ensaye cíclico se sometieron a un determinado nivel o relación de esfuerzos cíclicos R que se determinó con el cociente de la semiamplitud del esfuerzo cíclico q_{cy} , dividida entre la magnitud del esfuerzo de falla precíclica q_{sf} , obtenido en compresión triaxial convencional consolidada no drenada (CU), $R [=q_{cy} / q_{sf}]$. Estos especímenes se sometieron a 30 ciclos de esfuerzo desviador q_{cy} , excepto dos de ellos que se sometieron a 100 ciclos, en condiciones no drenadas, con una frecuencia $f = 0.5 \text{ Hz}$ que caracterizó al sismo que afectó a la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985. La historia esfuerzo-tiempo utilizada corresponde a una onda senoidal de amplitud constante; condiciones de esfuerzo controlado.

En la tercera etapa los especímenes que no fallaron durante la aplicación de la carga cíclica, se llevaron a la falla con carga monotónica en condiciones no drenadas con velocidad de deformación controlada (0.012 mm/minuto).

En todos los casos la presión de confinamiento después de la etapa de consolidación de los especímenes, se mantuvo constante para las siguientes etapas de los ensayos.

Este trabajo comprende una breve descripción de los conceptos básicos del comportamiento dinámico de los suelos, particularmente de las arcillas y se mencionan algunos de los resultados de los estudios del comportamiento de los sedimentos lacustres que constituyen la formación arcillosa superior de la ciudad de México que se incluyen en el capítulo 2. En el capítulo 3 se describen de manera general la estratigrafía y las características geotécnicas del subsuelo de la zona del lago sobre la que se asienta una gran parte de la ciudad de México. En el capítulo 4, se describen las características físicas de los suelos ensayados, el programa experimental, el equipo e instrumentos utilizados y los procedimientos aplicados. En el capítulo 5, se describen las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro-resistencia precíclicos, cíclicos y poscíclicos observados en los especímenes ensayados; asimismo se analizan e interpretan los efectos que las diferentes relaciones de esfuerzos cíclicos indujeron en el módulo E equivalente, en el trabajo histerético W_L y en la relación de amortiguamiento λ , así como en la resistencia poscíclica q_{cf} y en las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro. Finalmente, en el capítulo 6 se formulan las conclusiones y las recomendaciones pertinentes.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

Las obras de ingeniería civil como las estructuras de tierra, estructuras subterráneas y estructuras de cimentación pueden someterse a fuerzas dinámicas, naturales o inducidas, por lo que es importante estudiar su comportamiento en tales circunstancias. El comportamiento dinámico de estas obras está muy ligado a las características de la respuesta del suelo ante carga dinámica pues es uno de sus componentes fundamentales. El suelo es un complejo conjunto de partículas sólidas asociadas con fluidos como el agua y el aire; la caracterización de su respuesta dinámica es el tema central de la dinámica de suelos.

Cuando un elemento de cualquier material se somete a una fuerza se observa inmediatamente una deformación; si la fuerza supera su resistencia el elemento falla; estas propiedades de deformación y de falla son parte de sus propiedades mecánicas.

Las fuerzas dinámicas son provocadas por fenómenos naturales o por la actividad humana; en la primera categoría se encuentran las fuerzas producidas por los sismos, erupciones volcánicas, viento y oleaje; en la segunda, se incluyen las fuerzas producidas por explosiones (como explosiones nucleares), por el tránsito de vehículos y por vibraciones de maquinaria, principalmente. Las fuerzas dinámicas que se producen pueden ser de tipo unidireccional (monotónica) de alta velocidad o repetida (cíclica). La característica esencial de una carga cíclica es la variación con el tiempo de su magnitud y dirección.

Los parámetros más importantes que caracterizan los efectos dinámicos en las relaciones esfuerzo-deformación o el comportamiento cíclico de los suelos son el módulo E equivalente, o módulo E_{eq} , y la relación de amortiguamiento λ . La evolución de estos parámetros en función del nivel de esfuerzos, del nivel de las deformaciones inducidas, de la frecuencia y del número de ciclos, entre los más importantes, definen el comportamiento dinámico de los suelos.

En este capítulo se presentan los conceptos básicos de la dinámica de suelos para el estudio y comprensión del comportamiento de los suelos sometidos a cargas cíclicas.

2.1 Respuesta de los suelos ante carga cíclica

La naturaleza de la respuesta del suelo ante carga cíclica depende de la magnitud de las deformaciones inducidas y del tipo de suelo.

Hardin y Black (1968) categorizan en dos grupos los problemas de ingeniería civil relacionados con fuerzas dinámicas, y lo hacen en términos del tipo de carga y de la respuesta del suelo. En cuanto a las fuerzas dinámicas, el primer grupo incluye a los suelos sometidos a una sola aplicación de carga y descarga producidas por la propagación de un frente de onda en el que el esfuerzo máximo es relativamente grande; este grupo se relaciona, por ejemplo, con los efectos de explosiones nucleares. El segundo grupo incluye los suelos sometidos a carga y descarga de amplitudes relativamente pequeñas y un gran número de ciclos, es decir sometidos a vibración; las vibraciones del suelo pueden ser inducidas por las cimentaciones de maquinaria, torres de radar, sismos, tráfico vehicular o explosiones convencionales. Asimismo, explican que cuando un elemento de suelo es sometido a carga, generalmente sufre deformaciones irreversibles de manera tal que las relaciones esfuerzo-deformación en descarga y recarga son totalmente diferentes a las de la carga inicial lo cual da origen a una gráfica de un lazo alargado típicamente cerrado llamado lazo de histéresis. Esta relación esfuerzo-deformación (lazo de histéresis) se caracteriza mediante el módulo E_{eq} o el módulo de rigidez y el área del lazo; el módulo E_{eq} se define con la pendiente de la línea recta que une los extremos del lazo y es considerada una medida de la resistencia a la deformación, en tanto que el área del lazo es considerada una medida de la capacidad de amortiguamiento del suelo; en la figura 2.1 se muestran las definiciones de estos parámetros.

Según O'Reilly (1991), el término "carga cíclica" sugiere un grado de regularidad de la carga tanto en su magnitud como en frecuencia. Por ejemplo, las vibraciones de maquinarias y las vibraciones de las estructuras fuera de costa (debidas al oleaje) inducen ciclos de esfuerzo a los suelos a través de sus cimentaciones que se acercan mucho a esta definición. En el concepto de "respuesta cíclica de los suelos" se implican los efectos de la inversión de los esfuerzos, de la velocidad de aplicación y del nivel de la amplitud de la deformación, así como de los patrones de variación de las presiones del agua de poro en los suelos saturados.

Richart Jr (1975) hace una clasificación de los efectos de las cargas dinámicas en términos de las deformaciones que inducen en los suelos; en el extremo superior de este rango se encuentran las deformaciones que producen las explosiones (nucleares o convencionales) en el rango intermedio, las deformaciones de los suelos varían desde las de pequeña amplitud, casi elásticas, a las plásticas que producen los sismos, el oleaje o fuerzas intensas desarrolladas por maquinaria pesada. El autor hace especial énfasis en los

efectos de la amplitud de la deformación, del número de repeticiones a diferentes amplitudes de deformación y de las velocidades de aplicación de la carga, que identifica como efectos de la historia de esfuerzos.

Según Silver y Seed (1971) la mayoría de los suelos muestran propiedades esfuerzo-deformación no lineales y la forma de los lazos de histéresis es distinta si se trata de pequeñas deformaciones o de grandes deformaciones. Para bajos niveles de deformación, el suelo muestra altos módulos de rigidez y bajo amortiguamiento; deduce que en este caso no se presentan movimientos relativos entre las partículas del suelo y su comportamiento es semielástico. Para grandes deformaciones, el comportamiento no lineal del suelo es más pronunciado y se obtienen valores bajos del módulo de rigidez y valores altos de amortiguamiento.

Woods (1978) por su parte, clasifica los desplazamientos en pequeños y grandes que asocia con sus efectos en las cimentaciones. En un extremo de la escala ubica a los movimientos pequeños como los mínimos que deben tolerar las cimentaciones de instrumentos muy sensibles como los microscopios electrónicos o maquinaria industrial sensible a cualquier desalineación; en el otro extremo, ubica los grandes desplazamientos generados por sismos o explosiones que deben resistir las cimentaciones de estructuras, las estructuras de retención y las obras de tierra. Durante la aplicación de carga cíclica los efectos en el suelo se manifiestan en los cambios del módulo de rigidez G y de la relación de amortiguamiento λ ; las magnitudes de estas variaciones dependen del tipo de suelo y de la magnitud de la deformación que induce la carga cíclica. En la figura 2.2 muestra las técnicas de laboratorio aplicables para los rangos de magnitud de la deformación que interesan.

Ishihara (1996) señala que cuando el suelo se somete a carga cíclica que induce pequeñas deformaciones angulares, del orden de 10^{-6} , el módulo de rigidez es el más importante; en estas condiciones el suelo muestra una respuesta elástica. Cuando el comportamiento del suelo se asocia a deformaciones en el rango medio, en el nivel de 10^{-3} , el módulo de rigidez al corte empieza a disminuir (se degrada) y se presenta determinada disipación de energía conforme se aplican los ciclos de carga; en este caso el módulo de rigidez y el amortiguamiento no cambian con el número de ciclos de carga y muestran una respuesta viscoelástica lineal; este comportamiento se tipifica como de no degradación histerética. Para niveles de deformación mayores que 10^{-2} , el módulo de rigidez y el amortiguamiento tienden a disminuir de manera importante al aumentar la deformación angular y el número de ciclos; este comportamiento se tipifica como de degradación histerética.

Para la evaluación de los efectos de la carga cíclica en la resistencia y las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos, se han desarrollado equipos e

instrumentos especiales para reproducir en el laboratorio las condiciones de carga cíclica sobre un elemento representativo del suelo en estudio (Díaz-Rodríguez, 2000)

Seed y Lee (1966) ilustran en la figura 2.3 un elemento de suelo bajo una superficie horizontal sometido a una serie de deformaciones angulares cíclicas en dos sentidos que se repiten determinado número de veces durante un sismo. Para este caso de superficie horizontal, en el plano superior del elemento de suelo considerado el esfuerzo cortante inicial es cero y el esfuerzo normal se mantiene constante durante el sismo. En la figura 2.4 se ilustran los estados de esfuerzo inducidos en una prueba de compresión triaxial cíclica, son efectos de la inversión alternada de los esfuerzos principales; en la figura 2.5 se muestra la variación cíclica del esfuerzo cortante sobre un plano inclinado 45° , respecto a la horizontal con el esfuerzo normal constante.

Hardin y Drnevich (1972) ilustran en la figura 2.6 la reproducción del estado de esfuerzos iniciales que tiene un elemento de suelo bajo una superficie horizontal antes de un sismo mediante un cilindro hueco en compresión triaxial; los esfuerzos principales horizontal y vertical iniciales se reproducen con la aplicación de presión confinante y presión vertical. El esfuerzo cortante horizontal inducido por un sismo se reproduce con la aplicación de torsión a través de un par de fuerzas con respecto al eje del cilindro, con la posibilidad de invertir y repetir el esfuerzo cortante debido a un sismo. También se tiene la posibilidad de aplicar un par inicial y reproducir cualquier combinación de esfuerzos iniciales en el espécimen.

2.2 Efectos de los niveles de deformación en los suelos debidos a la carga cíclica

Dobry y Vucetic (1987) al referirse específicamente a las arcillas blandas y saturadas describen la naturaleza de los efectos de la deformación cíclica en las relaciones esfuerzo-deformación y las asocian con los efectos en los suelos a nivel microescala. Las deformaciones angulares cíclicas las clasifican en pequeñas y grandes. En el caso de pequeñas deformaciones, la respuesta esfuerzo-deformación del suelo es relativamente lineal; la estructura del suelo no disipa mucha energía por ciclo (bajo amortiguamiento) y no hay degradación o es muy pequeña como efecto del número de ciclos. Para grandes deformaciones, la respuesta esfuerzo-deformación angular, se caracteriza por ser considerablemente no lineal, con mucha más disipación de energía por ciclo (alto amortiguamiento) y una considerable degradación de la rigidez y de la resistencia debido a la carga cíclica. Los valores de la deformación de transición de pequeñas a grandes, dependen del tipo de suelo; esta transición típicamente sucede en el rango de 0.01% a 0.1%. Las arcillas más plásticas o más sensitivas

tienden a ubicarse en el extremo alto de 0.1%, y las arcillas de baja plasticidad o suelos no plásticos como los limos y las arenas, tienden a ubicarse en el extremo bajo, de 0.01%.

Vucetic (1994) también señala los efectos de la carga dinámica en las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos, precisando cualitativamente las consecuentes variaciones del módulo de rigidez secante G_s y del volumen del suelo. Hace una interpretación de los efectos a nivel microestructura de los suelos en función del número de repeticiones de la deformación angular; cuando un suelo totalmente saturado se somete a cargas cíclicas, en condiciones no drenadas su módulo cortante secante G_{SN} se degrada y la presión del agua de poro u se incrementa con el número de ciclos N . De la revisión y análisis de los resultados de las pruebas de laboratorio disponibles en la literatura técnica especializada, descubre variaciones perceptibles del módulo de rigidez G_{SN} , cambios permanentes de la presión del agua de poro Δu y cambios de volumen ΔV , sólo cuando la amplitud de la deformación cíclica γ_c aplicada supera un determinado valor umbral; esta respuesta la asocia a las alteraciones irreversibles del suelo como efecto de la deformación angular cíclica. Hace una descripción e interpretación de las diferentes propuestas de valores de la deformación angular umbral y de los efectos que se manifiestan en los parámetros de rigidez, volumen y presión de poro para distintos suelos, según se sintetiza en la figura 2.7.

Díaz-Rodríguez y Santamarina (2001), en la reinterpretación de la respuesta de los suelos de la ciudad de México en términos de los niveles de deformación, estudian los mecanismos que activa la carga cíclica a nivel microestructura; advierten que el módulo de corte y la relación de amortiguamiento son dependientes de los niveles de deformación cíclica y que tienen una importante participación en la evaluación de la respuesta de las estructuras de ingeniería sometidas a cargas sísmicas. Señalan que el nivel de deformación en un suelo y en otros materiales constituidos de partículas, determina el tipo de procesos activados a nivel microescala; consecuentemente el comportamiento y los parámetros de los suelos pueden variar de manera importante con el nivel de deformación como lo sintetizan en la figura 2.8. Para los suelos de la ciudad de México, los autores han identificado tres regiones de deformación; en la región de pequeña deformación, la respuesta de los sedimentos es esencialmente elástica lineal, no se presentan cambios en la microestructura; en la región de deformación media, la respuesta del suelo empieza a manifestar un comportamiento no lineal, con poca degradación de la resistencia debido a carga cíclica y en la región de grandes deformaciones la respuesta se caracteriza por la microdesestructuración que conduce a la falla.

Entre estas tres regiones de deformación los autores definen dos fronteras; la frontera de deformación angular lineal, γ_{fl} y la frontera de deformación angular

de degradación γ_{td} . La primera frontera separa las regiones entre pequeña y mediana deformación; en particular para los sedimentos lacustres de la ciudad de México γ_{td} tiende a un valor en torno a 10^{-3} , datos que obtuvieron de las curvas experimentales de degradación del módulo G en columna resonante.

La segunda frontera que separa las regiones entre mediana y alta deformación la definen a través de los efectos de generación de presión de poro, degradación de la rigidez y degradación de la resistencia inducidos por la deformación cíclica. De acuerdo con los autores Vucetic (1994) seleccionó la frontera de deformación de degradación como el momento en el que la presión de poro empieza a acumularse y la llamó "frontera de deformación volumétrica"; de acuerdo con este criterio y con base en datos de pruebas triaxiales cíclicas para los suelos de la ciudad de México, la frontera de deformación de degradación γ_{td} se encuentra entre 0.006 y 0.008. Siguiendo a los autores, señalan que Kokusho (1982) consideró la degradación de la rigidez como una función de la amplitud de la deformación angular cíclica y según Ishihara (1996) el valor de esta frontera de degradación se obtiene de la presión de poro asociada a una reducción del módulo de rigidez entre 0.6 y 0.85; de acuerdo con este enfoque, la frontera de deformación volumétrica para los sedimentos lacustres de la ciudad de México se encuentra entre 0.004 y 0.008.

Otra alternativa para la determinación de la frontera de deformación volumétrica se basa en la degradación de la resistencia debido a la carga cíclica; los autores señalan que Díaz-Rodríguez (1989a) demostró que la degradación se presenta cuando la relación de esfuerzo cíclico $R [= q_{cy}/q_{sf}]$, llega a un valor crítico; con este criterio la deformación umbral de degradación es el nivel de deformación cíclica que separa la región de no pérdida de resistencia con la región de pérdida de resistencia y alcanza un valor de aproximadamente 0.03.

2.3 Aspectos generales del comportamiento de las arcillas ante carga cíclica

Se mencionan algunos de los estudios del comportamiento de las arcillas ante carga cíclica y se resaltan aquellos aspectos que han dado forma al marco conceptual para explicar este fenómeno.

Uno de los primeros motivos que impulsaron la investigación del comportamiento de los suelos sometidos a carga repetida, fue la necesidad de conocer los efectos de las cargas rodantes sobre los pavimentos de carreteras y aeropuertos. Los espesores de las diferentes capas del pavimento dependen de la resistencia del suelo de apoyo (subrasante) y tienen la función de disminuir la intensidad de los esfuerzos de las cargas rodantes de los vehículos, de

manera que la subrasante reciba un esfuerzo menor al de su resistencia a la falla. Se sabía que la repetición de esfuerzos debido a las cargas rodantes de los vehículos afectan las características de resistencia y deformación de los suelos de apoyo y en algunas ocasiones provocaban daños a la capa de rodamiento

Seed *et al.* (1958) estudiaron en compresión triaxial el efecto de la historia de esfuerzos en forma de una serie de repeticiones de esfuerzos constantes en la resistencia a la deformación de especímenes no saturados de arcilla limosa compactados. La magnitud de la carga repetida que aplicaron fue menor que la resistencia de falla determinada en condiciones estáticas convencionales; los especímenes sometidos a más de 10,000 repeticiones de carga constante, con una frecuencia de 20 ciclos / minuto, mostraron un aumento en la rigidez y en la resistencia poscíclica estáticas al compararlas con las de especímenes similares no sometidos a carga repetida. En general se presentaron mayores incrementos de resistencia al aumentar las intensidades de los esfuerzos repetidos. Los especímenes se sometieron a carga repetida durante 4 días aproximadamente después de estar confinados con una presión de 1kg/cm^2 durante 10 días.

El aumento de la rigidez y en la resistencia poscíclicas la atribuyeron a los cambios internos de los especímenes ensayados, asociados a la redistribución del contenido de agua o al reacomodo de los granos de suelos o por efectos tixotrópicos, provocados por la repetición de esfuerzos por largo tiempo, 4 días aproximadamente. El aumento de rigidez y resistencia poscíclica se presentaba con deformaciones axiales menores que 2%; al superar esta deformación se alcanzaban la resistencia residual con 2% o 3%, resistencia aproximadamente igual a la de los especímenes no sometidos a carga repetida.

Larew y Leonards (1962) enfrentaron el problema de la predicción del comportamiento de los suelos bajo los pavimentos de carreteras y aeropuertos ante carga repetida; según los autores los efectos de las repeticiones de esfuerzo en las características de resistencia y deformación de los suelos no se pueden predecir satisfactoriamente a través de las pruebas de resistencia convencionales. Por tal motivo desarrollaron un criterio de resistencia basados en el concepto de "límite de endurecimiento" de los metales ferrosos y no ferrosos sometidos a esfuerzos repetidos. Tal concepto se define como el esfuerzo reversible límite que puede aplicarse a un metal en un número muy grande o infinito de repeticiones que no provocan la falla del metal, el nivel crítico de esfuerzos.

Al revisar los resultados experimentales de investigaciones previas sobre carga repetida en arcillas limosas compactadas (de Seed y colaboradores, citados por los autores), advierten que las deformaciones acumuladas producidas por las repeticiones de esfuerzos desviadores sucesivos y crecientes

a una serie de especímenes de suelos compactados, no son comparables con las deformaciones que se producen debido a las aplicaciones de los esfuerzos desviadores cada vez mayores a una serie de especímenes individuales similares; consideraron entonces que no era sencillo evaluar los efectos acumulados de una serie de aplicaciones de esfuerzo desviador de diferentes magnitudes a partir de los efectos individuales de cada nivel de esfuerzo desviador aplicado. La complejidad de las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos ante carga repetida, sugirieron, podía simplificarse con la adopción de un criterio de esfuerzo límite más que de una deformación límite.

También de los resultados reportados por Seed y colaboradores, observaron que un suelo puede resistir una considerable cantidad de aplicaciones de un esfuerzo desviador determinado, sin señal clara de deformación excesiva y fallar repentinamente con un pequeño número de aplicaciones adicionales del mismo esfuerzo desviador. Dedujeron entonces que necesariamente existía una resistencia por endurecimiento del suelo en cuestión y que esta resistencia se podía determinar a través de pruebas triaxiales en una serie de especímenes idénticos de suelo sometidos a niveles de esfuerzo desviador repetido hasta la falla, en incrementos cada vez mayores. Las figuras 2.9 y 2.10 representan gráficamente el procedimiento que propusieron para verificar su hipótesis de la resistencia por endurecimiento.

Los autores también observaron que en los materiales asfálticos sometidos a carga repetida con niveles de esfuerzo axial igual al 25% de la resistencia estática en compresión, la relación entre la deformación permanente de la muestra y el número de repeticiones en escala logarítmica era una relación lineal y para niveles de esfuerzo repetido igual al 50% de la resistencia estática en compresión, la relación resultaba lineal durante los primeros ciclos y después se hace no lineal con rápidos incrementos en la deformación con la aplicación de sólo unas cuantas repeticiones adicionales.

Postularon entonces la existencia de un nivel de esfuerzo ante el cual no ocurrirían incrementos repentinos en la deformación, sin importar el número aplicado de repeticiones de esfuerzos y que conforme la intensidad del nivel de esfuerzos aumentara, se alcanzaría una condición para la cual después de los primeros ciclos la curva deformación-número de repeticiones se inclinaría con una pendiente constante a la que le llamaron condición crítica, esfuerzo crítico σ_{rc} ; para niveles de esfuerzo menores que esta condición crítica, la curva se inclinaría hacia abajo y la pendiente se aproximaría a cero; un esfuerzo en exceso del valor crítico ocasionaría curvas cóncavas hacia arriba y fallarían. En la figura 2.11 muestran su predicción de la respuesta.

En las figuras 2.12 y 2.13 los autores muestran las relaciones deformación-número de repeticiones de carga experimentales de una arcilla residual, suelo

B y una arena limo arcillosa, suelo C. Para el análisis de los resultados, definieron el concepto de nivel de esfuerzo como el cociente del esfuerzo repetido σ_r dividido entre el esfuerzo estático que provoca la falla en una prueba de compresión triaxial convencional σ_s . Para los suelos ensayados el nivel de esfuerzo crítico σ_{rc} / σ_s , que representa el criterio de falla postulado, lo estimaron entre 0.84 y 0.91; al esfuerzo σ_{rc} lo denominaron la resistencia de la arcilla compactada y a la relación σ_{rc} / σ_s la consideraron una medida de la reducción de la resistencia como efecto de la carga repetida.

Seed y Chan (1966) abordaron el problema de la respuesta de los suelos ante carga sísmica y particularmente el tema de la resistencia de las arcillas en condiciones de carga sísmica. En sus estudios propusieron una regularización de las fuerzas sísmicas mediante una serie de pulsos de esfuerzo de magnitud constante.

Para estudiar los efectos de las cargas sísmicas en el suelo bajo la cimentación de una estructura, consideraron que las oscilaciones de la estructura debidas a un sismo inducen en el suelo una serie de pulsos de esfuerzo vertical que se agregan a los esfuerzos iniciales o sostenidos. Las diferentes combinaciones de esfuerzos sostenidos y esfuerzos de pulso o sísmicos, dependen del valor del esfuerzo de pulso respecto al esfuerzo sostenido y de la capacidad del suelo para soportar esfuerzos cortantes en una o en dos direcciones. Las combinaciones se definen en términos de las condiciones de simetría y dirección de la carga. La simetría relaciona la variación del valor del esfuerzo de pulso respecto al valor del esfuerzo sostenido y la dirección se relaciona con los cambios de signo del esfuerzo cortante.

En las figuras 2.14 (a), (b) y (c) los autores ilustran las combinaciones de esfuerzos para el caso de una cimentación superficial. Se pueden tener las condiciones de esfuerzo unidireccional y esfuerzos de pulso simétricos o esfuerzo unidireccional y esfuerzos de pulso asimétricos; el primer caso se presenta cuando el esfuerzo de pulso es menor que el esfuerzo sostenido y el segundo caso se presenta cuando el esfuerzo de pulso es mayor que el esfuerzo sostenido. La condición de una sola dirección en ambas combinaciones se debe a que el cimiento no puede aplicar tensión al suelo de apoyo.

En el caso de un elemento de suelo dentro de un terraplén que puede resistir esfuerzo cortante en dos direcciones, se presentan las condiciones de esfuerzo en dos direcciones y simétricos, como lo ilustran en las figuras 2.14 (d) y (e).

En un elemento de suelo bajo una superficie horizontal de gran extensión, en su cara horizontal no existe esfuerzo cortante inicial y la superposición de los esfuerzos de pulso producen una condición de esfuerzo bidireccional y esfuerzo de pulso simétrico, como se ilustra en la figura 2.14(f).

En los suelos bajo condiciones de carga sísmica son relevantes los efectos acumulados que pueden conducir a la falla o a deformaciones importantes, efectos distintos de los que produce un solo pulso de alta velocidad o de una carga gradualmente aplicada, como en las pruebas de compresión convencionales.

Con base en las concepciones anteriores, los autores realizaron estudios de los efectos de varias combinaciones de esfuerzos sostenidos y esfuerzos de pulso sobre las características de resistencia y deformación en arcillas.

Los temas que investigaron fueron:

- a) Resistencia del suelo sometido a esfuerzos sostenidos y esfuerzos de pulso, con carga unidireccional
- b) Resistencia del suelo sometido a esfuerzos sostenidos y esfuerzos de pulso, con carga bidireccional.
- c) Influencia de la forma de los esfuerzos de pulso
- d) Deformaciones bajo la combinación de esfuerzos sostenidos y esfuerzos de pulso.
- e) Presión del agua de poro desarrollada durante la carga de pulso.

Algunas de sus conclusiones fueron: la resistencia de un suelo sometido a una secuencia de esfuerzos de pulso agregados a los esfuerzos sostenidos iniciales, difiere de aquellas determinadas mediante pruebas de carga transitoria o de una prueba de compresión convencional. La resistencia en condiciones de esfuerzo sostenido y esfuerzos de pulso es considerablemente menor que la resistencia a carga transitoria, pero para muchos casos prácticos puede ser razonablemente aproximada a la que se determina en pruebas no drenadas, con una velocidad de carga convencional. Asimismo, las relaciones entre las combinaciones de nivel de esfuerzos sostenidos y el nivel de esfuerzo de pulso que producen la falla para diferentes números de aplicaciones de esfuerzo, dependen de la naturaleza de las condiciones de carga, unidireccional o bidireccional, del tipo de suelo, la frecuencia y la duración de los pulsos de esfuerzo, el número y la forma del pulso esfuerzo. Hacen la observación de que la frecuencia y duración del pulso de esfuerzo no son muy importantes en el rango de las variaciones que se presentan en la práctica; sin embargo la forma del pulso de esfuerzo puede tener un notable efecto en el número de pulsos de esfuerzo requeridos para producir la falla con ciertos niveles de esfuerzo. Cuando los esfuerzos sostenidos y de pulso se expresan como una proporción de la resistencia no drenada en compresión convencional del suelo, las combinaciones de esfuerzo que provocan la falla parecen ser relativamente independientes de la presión de confinamiento y de la relación de los esfuerzos principales durante la consolidación. En arcillas sensitivas, una serie de vibraciones, o serie de pulsos de esfuerzo puede inducir incrementos de presión

del agua de poro e inician un movimiento por flujo que conduce a la falla después de un cierto tiempo de haber terminado la vibración.

Hardin y Black (1968) en sus estudios de variación del módulo al esfuerzo cortante G en arcillas para amplitudes γ menores que 10^{-4} , con el equipo de columna resonante, establecieron la siguiente expresión general:

$$G = f(\sigma_0, e, H, S, \tau_0, C, a, F, T, \theta, K) \dots \dots \dots 2.1$$

en la que:

σ_0 = componente isotrópica del esfuerzo efectivo del sitio, esfuerzo normal octahédrico; e = relación de vacíos; H = esfuerzos en el sitio y la historia de vibraciones; S = Grado de saturación; τ_0 = componente del esfuerzo desviador del sitio, esfuerzo cortante octahédrico; C = características de las partículas, forma y tamaño de la partícula, granulometría y mineralogía; A = amplitud de la vibración; F = frecuencia de la vibración; T = efectos secundarios que son funciones del tiempo y de la magnitud del incremento de carga; θ = estructura del suelo; y K = temperatura.

Entre otros resultados de sus estudios, los autores encontraron que en arcillas normalmente consolidadas el módulo al cortante en vibración es independiente del componente desviador del estado inicial de esfuerzos estáticos y disminuye con el aumento de la relación de vacíos; para deformaciones angulares menores que 10^{-4} % el módulo es independiente tanto de la amplitud de la deformación en vibración, como de la frecuencia.

Sangrey *et al.* (1969) estudiaron el cambio de los esfuerzos efectivos asociados a la carga repetida mediante una serie de pruebas triaxiales no drenadas con carga repetida y medición de presión de poro. Ensayaron muestras inalteradas de un suelo arcilloso normalmente consolidadas, isotrópica y anisotrópicamente, y preconsolidadas isotrópicamente. Los ciclos de carga y descarga se aplicaron mediante deformación controlada, con una velocidad de deformación de 0.02% /minuto; cada ciclo de carga y descarga duró aproximadamente 10 horas. La carga repetida se mantuvo hasta que las muestras fallaron o alcanzaron el equilibrio que identificaron por los lazos esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación cerrados.

En las figuras 2.15, los autores muestran las trayectorias de los esfuerzos efectivos cíclicos de los especímenes ensayados en el espacio de esfuerzos efectivos de simetría axial σ'_1 ; $\sqrt{2} \sigma'_3$; incluyeron la trayectoria de esfuerzos efectivos de la consolidación isotrópica inicial y la trayectoria del esfuerzo de falla.

En la muestra sometida a un esfuerzo desviador cíclico máximo del 87% de la resistencia a la falla, figura 2.15(a), observaron importantes deformaciones y presiones de poro residuales desde el primer ciclo que se incrementaban en cada ciclo; estos incrementos de presión de poro se reflejaron en el desplazamiento de los lazos de esfuerzos efectivos hacia el origen del espacio de esfuerzos efectivos y, en este caso, el segundo ciclo el esfuerzo efectivo máximo se hace tangente a la línea de falla; este comportamiento se asocia a los incrementos de las deformaciones no recuperables y de presiones de poro residuales en cada ciclo adicional, condición considerada de falla. Para un esfuerzo desviador del 49% de la resistencia a la falla, la muestra ensayada mostró incrementos de las presiones de poro y de las deformaciones residuales hasta alcanzar sus valores máximos en seis ciclos, sin tocar la línea de falla, después de los cuales no hubo más cambios; a este estado último lo definieron como "estado de equilibrio de no falla". A las muestras que lograron este estado les aplicaron 100 ciclos de carga adicionales sin que mostraran cambios importantes en la deformación o en la presión de poro.

En la figura 2.16, los autores muestran la línea de equilibrio trazada en el espacio de esfuerzos efectivos de simetría radial; contiene los puntos que representan los esfuerzos efectivos cíclicos máximos de los lazos de esfuerzo de no falla. Esta línea de equilibrio pasa por el punto que representa la condición de consolidación inicial y corta a la envolvente de falla en el punto P que representa el límite superior del esfuerzo aplicado que no conduce a la falla en carga repetida. Cualquier carga cíclica mayor a este nivel de esfuerzo conducirá a la falla; en cada ciclo la trayectoria de esfuerzos se acercará gradualmente a la envolvente de falla y se producirán deformaciones no recuperables adicionales. Los autores advierten que el nivel de esfuerzo representado por el punto P es muy similar al que describe Larew y Leonards (1962) como el "nivel crítico de esfuerzo repetido".

En cuanto a las deformaciones en la figura 2.17, los autores muestran la relación entre el cociente de los esfuerzos efectivos principales σ_1/σ_3 y las deformaciones axiales del primer ciclo llevado a la falla. En la gráfica de la figura 2.17(a) las deformaciones asociadas con el cociente de esfuerzos efectivos principales máximos σ_1/σ_3 de los lazos de equilibrio están desplazadas a la izquierda de la curva correspondiente al primer ciclo llevado a la falla; para bajos niveles de esfuerzos cíclicos, los puntos son muy similares en las dos curvas. La relación entre los incrementos de la deformación y el cociente de los esfuerzos efectivos principales en la rama de carga de los lazos de histéresis de equilibrio, corresponden a una relación lineal, como lo muestran en la figura 2.17 (b).

Idriss, Dobry y Singh (1978) desarrollaron un modelo para medir la degradación de las arcillas blandas debido a carga cíclica, con base en las

modificaciones de la curva esqueleto como característica del comportamiento esfuerzo-deformación no lineal e histerético.

La curva esqueleto la definen como la línea que une los puntos extremos de los lazos de histéresis del primer ciclo, asociados con los diferentes niveles de deformación angular γ_c aplicadas, como lo muestran en la figura 2.18. Los parámetros característicos asociados a la curva esqueleto y el proceso de degradación los muestran en las figuras 2.18, 2.19 y 2.20.

Esta curva esqueleto tiene una pendiente máxima en el origen y es el máximo módulo de corte $G_{m\acute{a}x}$ del suelo, así como un módulo secante de corte G_s que es la pendiente de la línea que une el origen con el punto extremo del lazo asociado con la deformación γ_c , como se muestra en las figuras 2.18 y 2.19(a), que expresan como:

$$G_s = \tau_c / \gamma_c \quad (2.1)$$

El área interna de un lazo de histéresis que se asocia a la curva esqueleto para una deformación cíclica determinada γ_c , como se muestra en la figura 2.20a, corresponde a la relación de amortiguamiento equivalente λ , que la expresan como:

$$\lambda = (\Delta W) / (2\pi G_s \gamma_c^2) \quad (2.2)$$

en la que ΔW es el área interna del lazo y representa la energía total absorbida por el suelo durante el ciclo correspondiente.

La modificación de la curva esqueleto debido a la carga cíclica implica la disminución del módulo secante que los autores definen como degradación del módulo secante y el cociente del módulo secante en el ciclo N, $(E_s)_N$ dividido entre el módulo del primer ciclo $(E_s)_1$, curva esqueleto o módulo no degradado, es una medida de la degradación de la relación esfuerzo-deformación del suelo. Este cociente que designan por δ , lo definen como el índice de degradación:

$$(E_s)_N / (E_s)_1 = \delta \quad (2.3)$$

donde δ es una función del número de ciclos N y la grafica $\log \delta$ vs. $\log N$, es una línea recta con una pendiente

$$\log \delta / \log N = -t \quad (2.4)$$

consecuentemente

$$\delta = N^{-t} \quad (2.5)$$

en la que t lo definen como el parámetro de degradación.

2.4 Algunas experiencias sobre el comportamiento dinámico de los sedimentos lacustres de la ciudad de México

Se describen brevemente algunos de los estudios de comportamiento dinámico de los suelos de la formación arcillosa superior de la ciudad de México.

Díaz-Rodríguez y Casales Galván (1983), citados por Díaz-Rodríguez (1993b), estudiaron en una mesa vibratoria miniatura los efectos de la carga cíclica en las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo en muestras inalteradas de las arcillas típicas de la ciudad de México. Particularmente estudiaron la evolución de la deformación volumétrica de una masa de suelo debido a la disipación de la presión de poro inducida por una carga cíclica. En este estudio observaron que: para esfuerzos sostenidos menores que el esfuerzo de fluencia σ'_v (carga de preconsolidación) el incremento de carga cíclica (del 2% del esfuerzo sostenido) induce asentamientos equivalentes a los que produce el mismo esfuerzo en forma estática; para esfuerzos sostenidos mayores que el esfuerzo de fluencia, el incremento de la carga cíclica induce deformaciones mayores que las debidas a la aplicación del incremento de esfuerzo en forma estática. En otro estudio similar de Díaz-Rodríguez y Leyte Guerrero (1989), también citado por Díaz-Rodríguez (1993), usando un consolidómetro dinámico, encontraron una tendencia de reducción del esfuerzo de fluencia σ'_v por efecto de la carga repetida, que podía deberse a la reorientación de las partículas del suelo, equivalente a un remoldeo parcial provocado por la aplicación del esfuerzo cíclico.

Díaz-Rodríguez (1988, 1989a, 1989b y 1992) estudió el comportamiento dinámico de la formación arcillosa superior de la ciudad de México con el interés de conocer la influencia de sus características en los daños que los sismos del 19 de septiembre de 1985 causaron en muchas edificaciones; hundimientos excesivos e inclinaciones tales que produjeron el colapso o daños sustanciales en las superestructuras. Determinó las características de las relaciones esfuerzo-deformación ante carga cíclica y de resistencia poscíclica en condiciones no drenadas de muestras normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas ($OCR = 2$) isotrópica y anisotrópicamente, enfatizando la posible pérdida de resistencia no drenada debida a las cargas cíclicas; incluyó estudios de las variaciones de las propiedades dinámicas G y λ en función de la deformación angular, asociadas a los movimientos superficiales durante un sismo. Los especímenes ensayados fueron sometidos a 100 ciclos de esfuerzo de variación senoidal en condiciones no drenadas, con una frecuencia de 0.5 Hz. Los esfuerzos cíclicos fueron proporcionales al esfuerzo de falla en compresión triaxial convencional de esfuerzo controlado.

En este estudio los especímenes preconsolidados y normalmente consolidados isotrópicamente, con niveles de esfuerzos cíclicos de 50% y 35% mostraron el estado de equilibrio de no falla caracterizado por lazo esfuerzo-deformación cerrados definidos por Sangrey *et al.* (1969), así como una menor deformabilidad de los especímenes normalmente consolidados, figura 2.21; la presión de poro residual fue positiva en los especímenes normalmente consolidados y negativa en los especímenes preconsolidados.

Los efectos de la carga cíclica en la resistencia a la falla de los suelos ensayados los muestra mediante una gráfica adimensional R_f versus R , en la que R_f es la relación de falla que define como el cociente del esfuerzo desviador de falla después de la carga cíclica q_{cf} dividida entre la resistencia estática q_{sf} , previo a la carga cíclica; R es el nivel o relación de esfuerzos cíclicos, que define como el cociente del esfuerzo cíclico q_{cy} , dividido entre la resistencia estática q_{sf} . En esta gráfica observa que la pérdida de resistencia es prácticamente cero para las relaciones de esfuerzos cíclicos R menores que 50%, como lo ilustra en la gráfica de la figura 2.22.

Comportamiento similar observó en especímenes consolidados isotrópicamente con un esfuerzo axial adicional precíclico en condiciones drenadas para simular el esfuerzo cortante que puede existir en el suelo bajo una cimentación. Esta condición la representa en la figura 2.23, y los resultados los muestra en la figura 2.24 y 2.25. En este caso el autor advierte que a pesar del gran contenido de agua del subsuelo de la ciudad de México, éste muestra un comportamiento elástico ante carga cíclica ya que la deformación permanente ϵ_p observada es nula en algunos especímenes después de 100 ciclos de carga. La resistencia poscíclica q_{cf} , representada en su gráfica adimensional R_f versus R que muestra en la figura 2.26, disminuye aproximadamente el 8% para una relación de esfuerzos cíclicos R hasta de 83%; efecto de cierta reorientación de las partículas del suelo, equivalente a un remoldeo parcial debido a la aplicación del esfuerzo dinámico. A lo largo de la línea AC de la figura 2.26, no se presentan cambios de presión de poro o deformación adicionales con la repetición de la carga. Después del punto C, los efectos de deterioro se vuelven predominantes y se observa una notable reducción en la resistencia poscíclica. El autor considera que esta disminución se debe al desarrollo de presión de poro.

Para el caso de muestras de sedimentos lacustres de la ciudad de México consolidadas anisotrópicamente con una relación de esfuerzos $K = (\sigma_3/\sigma_1) = 0.71$, normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas ($OCR = 2$) en condiciones isotrópicas, Díaz-Rodríguez (1989b) encontró que las muestras consolidadas anisotrópicamente son menos deformables que las consolidadas isotrópicamente y que para cualquier nivel de deformación la relación de

esfuerzos cíclicos R disminuye conforme la relación de preconsolidación aumenta, como lo muestra en la figura 2.27.

La respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro de los especímenes ensayados durante la carga cíclica, la ilustra en las figuras 2.28 a 2.30 en las que presenta la variación de los parámetros dinámicos con la deformación axial.

El módulo de Young equivalente normalizado respecto a la resistencia estática E/q_{sf} , disminuye al aumentar la deformación axial y la relación de preconsolidación, figura 2.28.

La variación de la relación de amortiguamiento con la deformación axial no es afectada de manera importante por la condiciones de consolidación isotrópica y anisotrópica y los especímenes preconsolidados muestran un mayor amortiguamiento que los normalmente consolidados, figura 2.29.

La presión del agua de poro normalizada respecto a la presión de confinamiento u/σ_c , muestra dos patrones de comportamiento en función de la relación de esfuerzos cíclicos R ; para $R < 83\%$ la variación de la presión de poro normalizada es aproximadamente lineal, los lazos de histéresis asociados son cerrados y no se genera presión de poro residual; para $R > 83\%$ la presión de poro se incrementa rápidamente y se produce un gran deterioro de la estructura de las arcillas, efectos que ilustra en la figura 2.30.

El comportamiento elástico de la arcilla de la ciudad de México para niveles de esfuerzo cíclico hasta de 83%, explica el autor, se debe a su estructura abierta que lo hace un suelo flexible. Se presume que las arcillas con un alto índice plástico I_p tienen una estructura más abierta y flexible, lo que implica que se necesita una importante deformación para iniciar el comportamiento no lineal y de degradación de la rigidez cíclica que define el rango de grandes deformaciones. Consecuentemente, es de esperarse que el comportamiento de los sedimentos lacustres de la ciudad de México ante carga cíclica esté gobernado por las respuestas de la estructura y la presión de poro.

Díaz-Rodríguez (1992) en columna resonante y en corte simple cíclico, estimó las variaciones del módulo al cortante G y de la relación de amortiguamiento λ , con la deformación angular γ de los sedimentos lacustres de la ciudad de México, asociadas con los valores de los máximos movimientos del subsuelo que podrían observarse en la superficie durante un sismo. Determinó las propiedades dinámicas G y λ para pequeñas deformaciones con la columna resonante de Drnevich y para grandes deformaciones las determinó con el aparato de corte simple del tipo NGI.

En la figura 2.31, el autor muestra las curvas de reducción del módulo con la deformación angular para los sedimentos lacustres de la ciudad de México. Hace la observación de que el módulo de corte es casi constante para niveles de deformaciones menores que 0.1%, lo que sugiere un comportamiento elástico lineal en ese rango. Para deformaciones angulares superiores a 0.1%, la rigidez del material muestra un comportamiento de ablandamiento a la deformación. Propone como deformación de frontera γ_c entre el comportamiento a pequeñas y grandes deformaciones el valor que corresponde a la relación $G/G_0 = 0.8$; a partir de este valor el comportamiento no lineal es importante; los sedimentos lacustres de la ciudad de México tienen el comportamiento esfuerzo-deformación más lineal de todas las arcillas, con $G/G_0 = 0.8$ y $\gamma_c = 0.3\%$.

En la figura 2.32, Díaz-Rodríguez (1992) muestra la variación de la relación de amortiguamiento con el tiempo de consolidación y el esfuerzo de confinamiento; aprecia una ligera disminución de la relación de amortiguamiento al aumentar el esfuerzo de confinamiento y en escala semilogarítmica la variación se aproxima a una recta en la que no se aprecia inflexión alguna al completarse la consolidación primaria. La disminución de la relación de amortiguamiento con el tiempo indica que la arcilla presentará valores mucho más bajos de amortiguamiento interno en el campo, que el valor medido en el laboratorio.

La relación de amortiguamiento de los sedimentos lacustres de la ciudad de México se incrementa continuamente con la amplitud de la deformación y no encontró una dependencia consistente con la presión de confinamiento, figura 2.33; tiene un bajo valor de relación de amortiguamiento y para una deformación $\gamma_c = 0.1\%$ le corresponde una relación de amortiguamiento $\lambda_{0.1\%} = 4$ a 5%. De una comparación de las curvas $\lambda-\gamma_c$ obtenidas en este estudio con las reportadas para otras arcillas diferentes, los sedimentos lacustres de la ciudad de México quedan ubicados ligeramente por debajo del rango de las otras arcillas.

El nivel umbral de los efectos por deformación es cercano a 0.1%; cuando la amplitud de la deformación es menor que este valor, el módulo al corte es independiente de la amplitud de la deformación; si se excede, este módulo disminuye rápidamente.

El módulo al corte se incrementa casi linealmente con el logaritmo del tiempo cuando la duración del confinamiento varía entre 5 y 1000 minutos. El cambio de la relación de módulos G/G_0 como función de la deformación no es sensible a la presión de confinamiento.

En las figuras 2.34, 2.35, 2.36 y 2.37, Díaz-Rodríguez (1993a) muestra la evolución del módulo G normalizado con respecto a la presión de consolidación,

del trabajo histerético W , de la relación de amortiguamiento y los efectos en la resistencia poscíclica, respectivamente, obtenida de ensaye de corte simple cíclico en muestras de la formación arcillosa superior de la ciudad de México. Las muestras fueron normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas, $OCR = 1.26$.

En la evolución del módulo G normalizado respecto a la presión de consolidación, figura 2.34, observa que el valor inicial de G (ciclo $N = 1$) decrece rápidamente en los primeros 15 ciclos y después continúa decreciendo pero con una pendiente menor; las curvas de evolución para las muestras normalmente consolidadas están bien definidas y se ordenan en forma decreciente al aumentar R ; en el caso de las muestras preconsolidadas las curvas muestran un poco de erradicidad. El autor supone que durante el corte cíclico, a medida que R aumenta, las deformaciones también aumentan y ocurren movimientos entre partículas que producen un desequilibrio interno, originando un comportamiento complejo.

Del parámetro de degradación t , encontró que para las muestras normalmente consolidadas t es muy dependiente del nivel o relación de esfuerzos cíclicos aplicados; para una relación de esfuerzos cíclicos hasta 74% el parámetro t tiene un valor pequeño y para valores mayores que 90%, el parámetro t se incrementa fuera de proporción. Para las muestras preconsolidadas, el parámetro t permanece pequeño pero varía erráticamente; supone el autor que este comportamiento es el resultado de los cambios de la estructura de la arcilla, incluyendo mecanismos tales como reorientación y flexión de partículas, cambios de las distancias entre partículas y generación de fuerzas repulsivas.

Encontró que la evolución del trabajo histerético acumulado con el número de ciclos, figura 2.35, es casi lineal si la relación de esfuerzos cíclicos es menor que $R_D = 0.83$; el suelo no disipa mucha energía y se degrada muy poco con el número de ciclos. A mayores niveles que R_D la curva de trabajo acumulado tiende a no ser lineal con mucha mayor energía disipada por ciclo y con una considerable degradación del suelo.

De la evolución de la relación de amortiguamiento, figura 2.36, encontró que para las muestras normalmente consolidadas este parámetro alcanza su máximo valor en el ciclo 1, para después decrecer rápidamente en los primeros 10 a 15 ciclos y luego permanecer casi constante; también observó un consistente aumento de la relación de amortiguamiento con el incremento del nivel de esfuerzos. Para el caso de las muestras preconsolidadas a partir del ciclo 1, en el que alcanza su valor máximo, decrece rápidamente en los primeros 10 a 15 ciclos y luego permanece casi constante. Para valores de R hasta de

84% la relación de amortiguamiento parece ser independiente de la relación de esfuerzos cíclicos.

En la figura 2.37 el autor muestra los resultados de los ensayos post-cíclicos monotónicos; observa que la reducción en la resistencia debido a la carga cíclica es menor que 2.4% para relaciones de esfuerzos cíclicos tan altos como 91%. Las curvas con una R menor que $R_D = 0.83$, mostraron un aumento de rigidez de la curva esfuerzo-deformación y para R mayor que R_D , los especímenes mostraron un ablandamiento en la curva esfuerzo-deformación.

Romo (1990) describe el comportamiento dinámico de las arcillas de la ciudad de México y advierte que el comportamiento dinámico de las arcillas se puede caracterizar completamente con las cuatro propiedades siguientes: la variación de la rigidez al corte con la deformación angular, el cambio del amortiguamiento histerético con la deformación angular, la relación esfuerzo-deformación-presión de poro, y la resistencia a la falla dinámica.

El autor señala la influencia del tipo de consolidación en la variación de G con γ , que muestra en la figura 2.38. En la figura 2.39 muestra el efecto de la normalización de G con respecto a $G_{m\acute{a}x}$.

Para los sedimentos lacustres de la ciudad de México es importante el efecto del tipo de consolidación en la variación del módulo de rigidez G con la deformación angular γ como lo muestra en la figura 2.38, pero cuando se normaliza con $G_{m\acute{a}x}$ las curvas $G / G_{m\acute{a}x}$ versus γ se aproximan a una sola banda, figura 2.39, y se observa un valor crítico de la deformación angular a partir del cual la degradación de G se acelera; este valor crítico o umbral es de 0.1%. Para las arcillas en general la deformación crítica varía entre 0.01 y 0.5%; su valor aumenta con el índice de plasticidad IP que muestra en la figura 2.40 para diferentes arcillas con diversos IP ; al crecer el IP la inflexión de la curva ocurre a deformaciones más altas y el límite superior mostrado en la gráfica 2.40 parece corresponder a las arcillas plásticas de la ciudad de México con $IP > 150\%$. El intervalo de comportamiento lineal de los sedimentos lacustres de la ciudad de México es el más amplio comparado con otras arcillas.

La degradación de la rigidez de los sedimentos lacustres de la ciudad de México aumenta con el número de ciclos y depende del tipo de consolidación; es menor para el caso de consolidación isotrópica comparado con la degradación en condiciones anisotrópicas, como lo muestra en las figuras 2.41 y 2.42. La variación del parámetro de degradación t para los sedimentos lacustres de la ciudad de México normalmente consolidados en función de la deformación y del tipo de consolidación la muestra la figura 2.43.

En las figuras 2.44 y 2.45, el autor muestra la relación entre el amortiguamiento y la deformación angular, así como los efectos de la presión de confinamiento y el tipo de consolidación. Señala que la tendencia general es que al aumentar la deformación angular, el amortiguamiento se incrementa y el efecto de la presión de confinamiento no es tan importante como el efecto del tipo de consolidación, que es más notorio para deformaciones angulares mayores que 0.9%. Los estudios experimentales indican que la plasticidad influye en la capacidad de las arcillas para disipar energía. Existe la tendencia de que al aumentar el valor de IP, el amortiguamiento disminuye para igual deformación angular, efecto que muestra en la figura 2.46.

En cuanto a la respuesta esfuerzo-deformación, el autor señala que los resultados experimentales indican que la deformación permanente depende del tipo de consolidación; es mayor en condiciones de consolidación isotrópica que en consolidación anisotrópica. Existe un valor umbral de la deformación cíclica que al superarlo la deformación permanente adquiere valores importantes; los resultados experimentales en los sedimentos lacustres de la ciudad de México indican que para el caso de consolidación isotrópica la deformación cíclica umbral es de 1% y de 0.6% aproximadamente para el caso anisotrópico, como lo muestra en la figura 2.47.

Respecto a la presión de poro dinámica, el autor hace la observación de que cuando el esfuerzo total (cíclico más sostenido) excede un valor crítico, se generan distorsiones que inducen presiones de poro permanentes que se acumulan con la aplicación continua de los esfuerzos cíclicos. La presión de poro permanente depende del índice de plasticidad de los sedimentos lacustres de la ciudad de México y del nivel de las deformaciones angulares inducidas. Los resultados experimentales indican que las muestras consolidadas isotrópicamente tienden a acumular más presión de poro durante la aplicación de carga cíclica, como lo muestra en la figura 2.48.

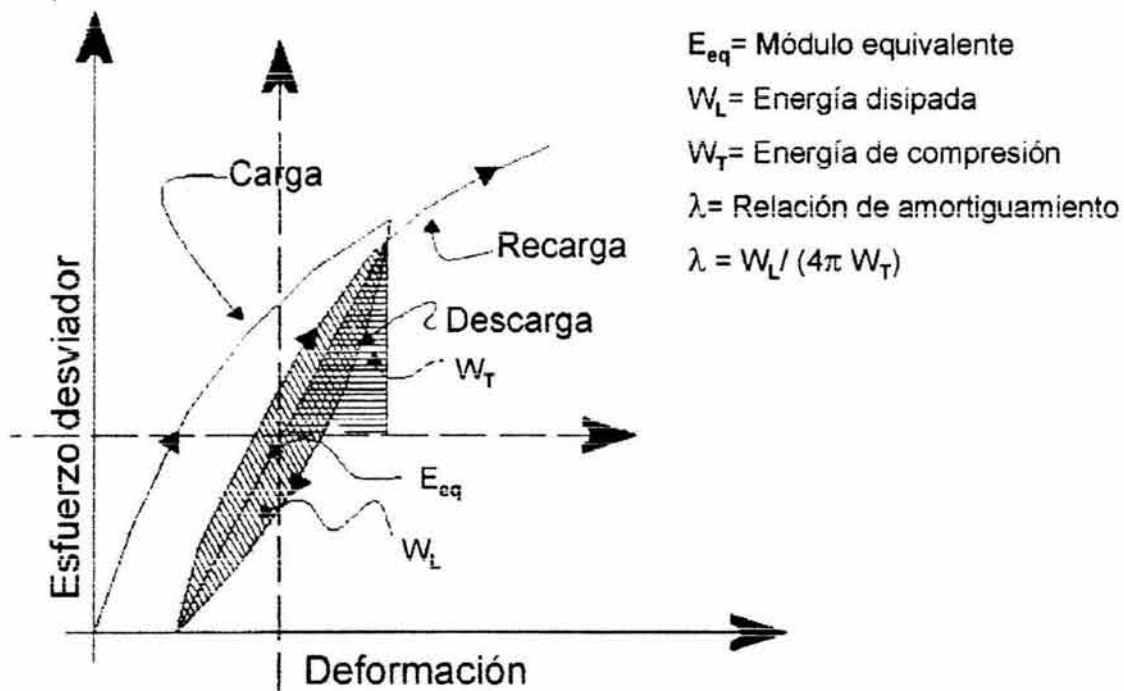


Figura 2.1 Lazo esfuerzo-deformación típico de un suelo, como efecto de la carga cíclica, y definición de los parámetros dinámicos E y λ

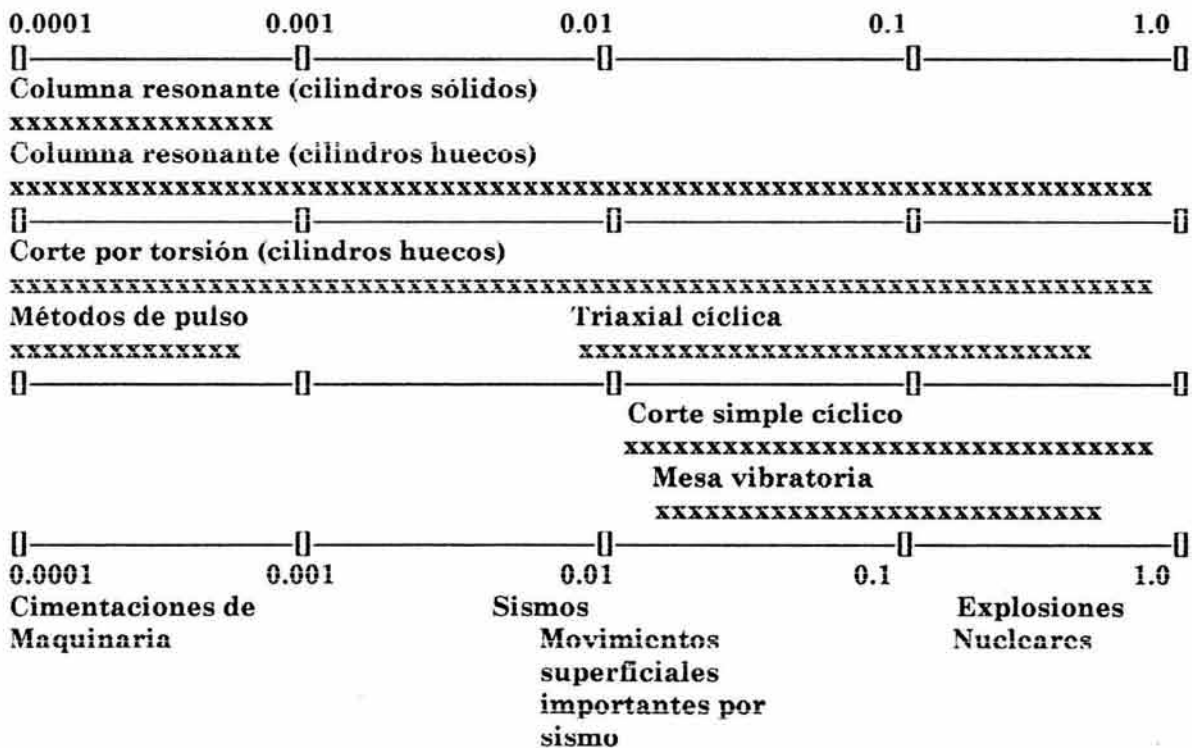


Figura 2.2 Equipo de laboratorio y sus capacidades de amplitudes de deformación angular cíclica (Woods, 1978)

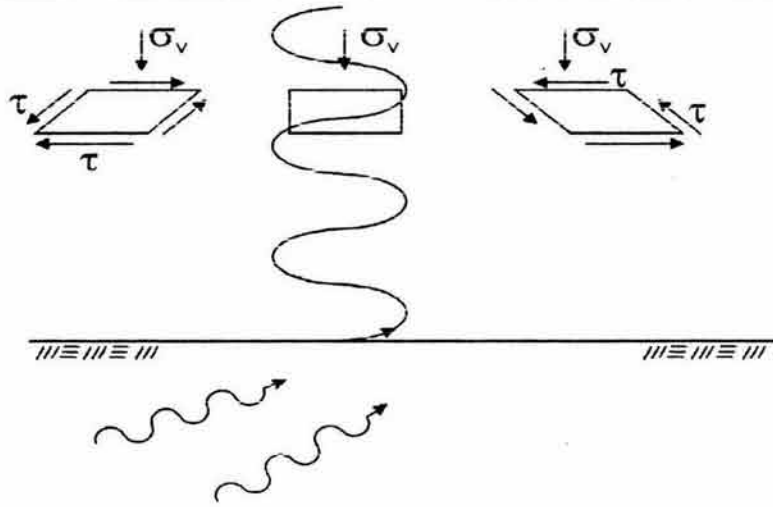


Figura 2.3 Elemento de suelo bajo una superficie horizontal sometido a deformaciones angulares durante un sismo (Seed y Lee, 1966)

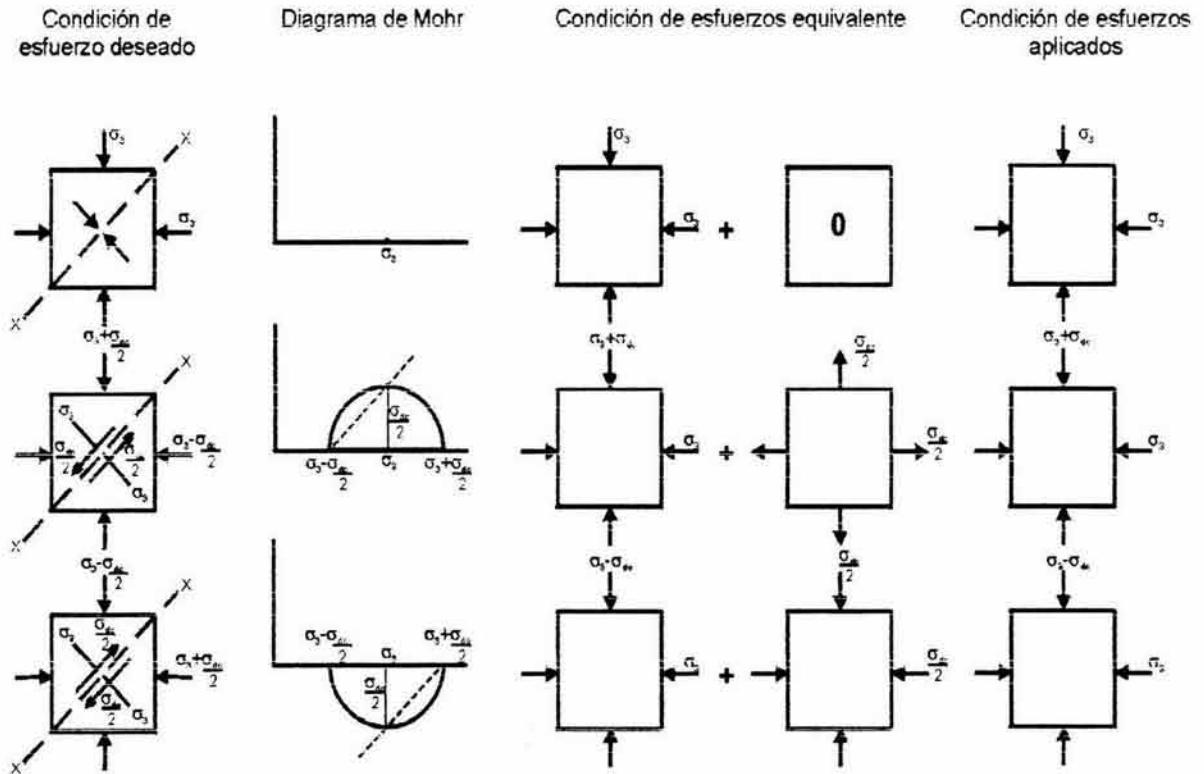


Figura 2.4 Variación del esfuerzo normal y cortante en un plano de 45° respecto a la horizontal, debido a la variación de los esfuerzos principales en una cámara triaxial (Seed y Lee, 1966).

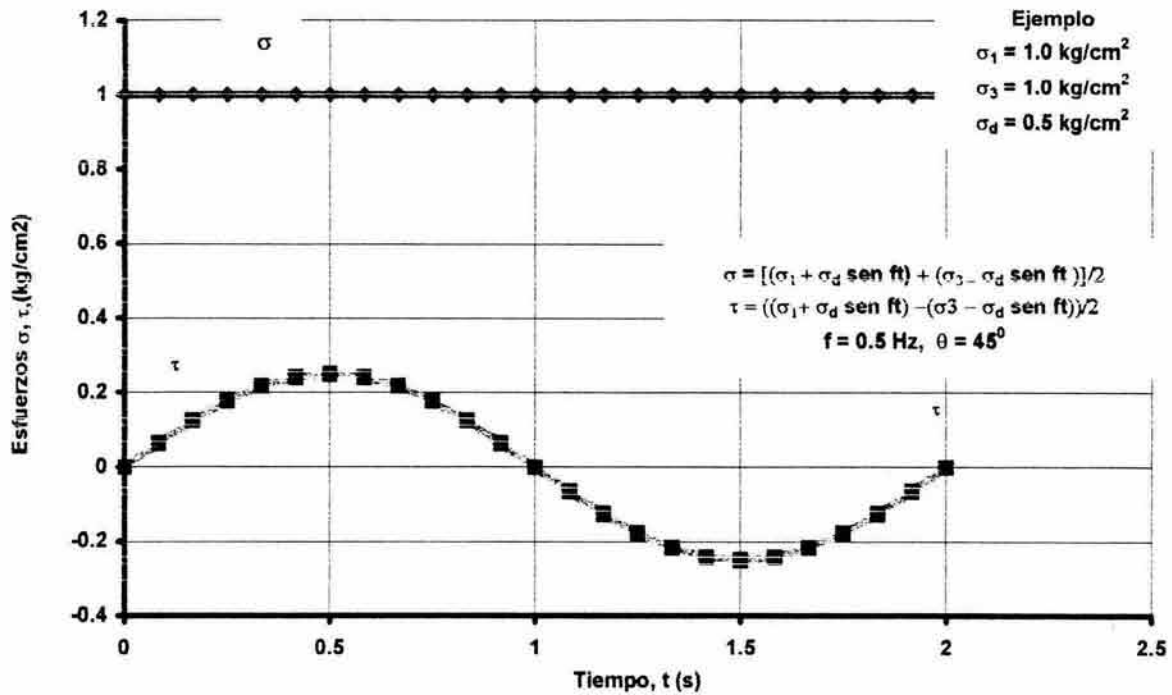


Figura 2.5 Evolución de los esfuerzos normal σ y cortante τ sobre un plano inclinado 45° respecto a la horizontal en un elemento de suelo, debido a la variación cíclica de los esfuerzos principales en una cantidad σ_d (Seed y Lee, 1966)

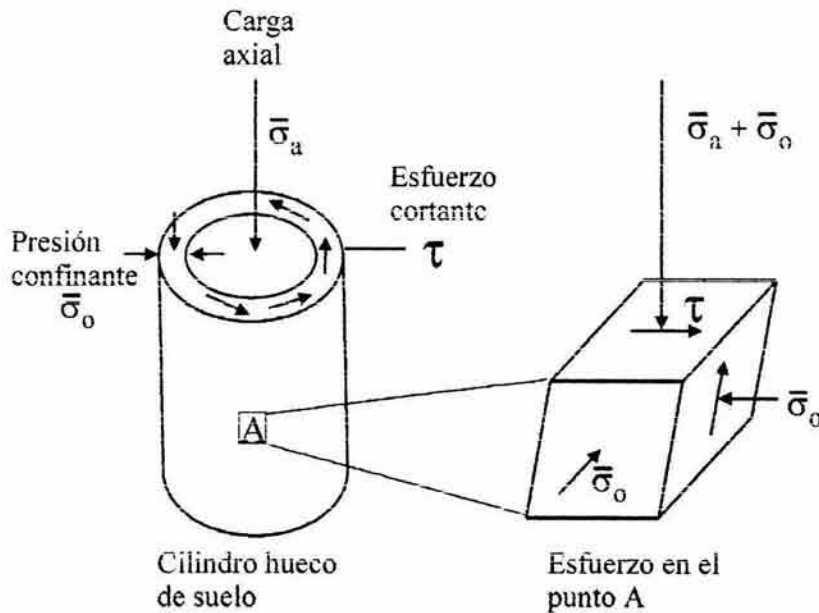


Figura 2.6 Reproducción de las condiciones de esfuerzos de corte simple cíclico por torsión en un elemento de suelo bajo una superficie horizontal, con un cilindro hueco en compresión triaxial (Hardin y Drnevich, 1972)

FUENTE	TIPO DE SUELO	DEFINICIÓN	γ_c (%)	PARÁMETRO
Hardin and Black (1998)	No especificado	Módulo de corte en vibración independiente de la amplitud de la deformación angular, siempre que sea menor que 0.01(%)		G
Drnevich y Richart (1970)	Arenas	Vibración de arenas por varios ciclos con deformaciones angulares menores que 0.01%, sin afectar apreciablemente su densidad y su módulo de corte	< 0.01	G, Densidad
Anderson y Richart (1976)	Arcillas saturadas	En arcillas saturadas aceptan implícitamente que si se excede el nivel de deformación cíclica de 0.01%, se provocará una disminución progresiva de $G_{máxN}$	< 0.01	G
Stokoe and Lodde (1978)	No especificado	Deformación umbral de degradación, la amplitud de la deformación angular que aplicada 1000 ciclos o menos en columna resonante, no tiene efecto en el módulo de corte.	No especificado	G
Stall and Kald (1977)	Arenas y limos no plásticos	Deformación umbral; nivel de deformación sin tendencia a la dilatación permanente y sin cambio permanente de la presión del agua de poro.	$0.005 < \gamma_c < 0.006$	$\Delta u, \Delta V$
Ishihara (1981)	No especificado	Implica un nivel de deformación arriba del cual los suelos tienen una tendencia a dilatarse o contraerse durante el corte cíclico drenado y a mostrar presiones de agua de poro sostenido durante corte cíclico no drenado.	0.01	$\Delta u, \Delta V$
Kim et al (1991)	No especificado	Deformación cíclica umbral; amplitud de la deformación angular cíclica arriba de la cual el módulo de corte es afectado por el número de ciclos de carga	No especificado	G
Dobry (1991) Vucetic (1992) Matasovic y Vucetic (1992)		Deformación angular volumétrica umbral, relacionada con el cambio de volumen o a la tendencia de cambio de volumen que se traduce en la generación de presión de poro.		$\Delta u, \Delta V$
Vucetic (1994)	No especificado	Deformación angular cíclica umbral; aquella arriba de la cual el suelo muestra importantes cambios permanentes de volumen o de presión del agua de poro, para valores menores que aquella, la microestructura del suelo no se altera y los cambios de volumen y presión del agua de poro son imperceptibles o de poca importancia	No especificado	$\Delta u, \Delta V$

Figura 2.7 Valores de las deformaciones angulares umbral y sus efectos en la rigidez, volumen y presión de poro en diferentes tipos de suelo (datos de Vucetic, 1994)

	Región de pequeñas deformaciones	Región de altas deformaciones
Mecanismos de deformación	Deformaciones de contacto ("entramado" constante)	Alteraciones del "entramado" (giros y desplazamientos)
Rigidez	Máxima	Disminuye (de tipo hiperbólico)
Disipación de energía	Muy baja, Viscosa, termoelástica ("tipo friccionante": difícil de justificar)	Alta Importante pérdida por fricción
Relación de Poisson (condiciones drenadas)	$0 < \nu < 0.1$	$0.2 - 0.4$
Cambios de volumen (carga con drenaje)	Mínimo	Potencialmente altos (contracción o dilatación)
Generación de presión de poro (carga en condiciones no drenadas)	Mínimo	Potencialmente altos (positiva o negativa)
Efectos diagenéticos ("aging", cementación, tixotropía)	Efecto potencialmente alto	Pequeños en cortante drenado Potencialmente importante en cortante drenado, cortante drenado.
"Entramado"	Constante	Cambios que conducen al estado crítico (las partículas excéntricas se alinean gradualmente)
Micro a micro efectos potencialmente opuestos Ejemplo:	Disminución de la angulosidad con la rigidez a pequeñas deformaciones (baja rigidez de contacto)	Incremento de la angulosidad con la rigidez a altas deformaciones (importantes ligas entre partículas)

Figura 2.8 Descripción de las regiones de deformación angular y los umbrales, desde un enfoque de microescala (Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001).

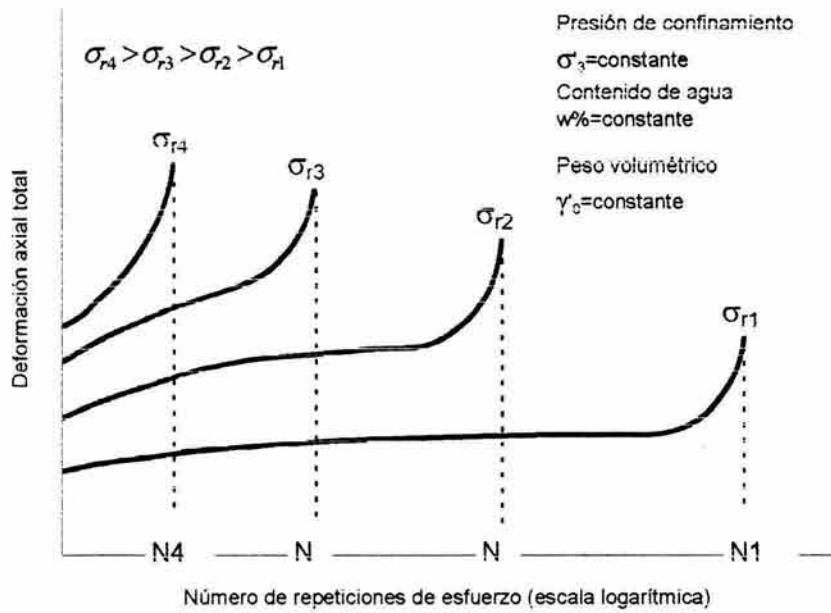


Figura 2.9 Relaciones deformación-logaritmo del número de repeticiones de esfuerzo hipotéticas (Larew y Leonards, 1962)

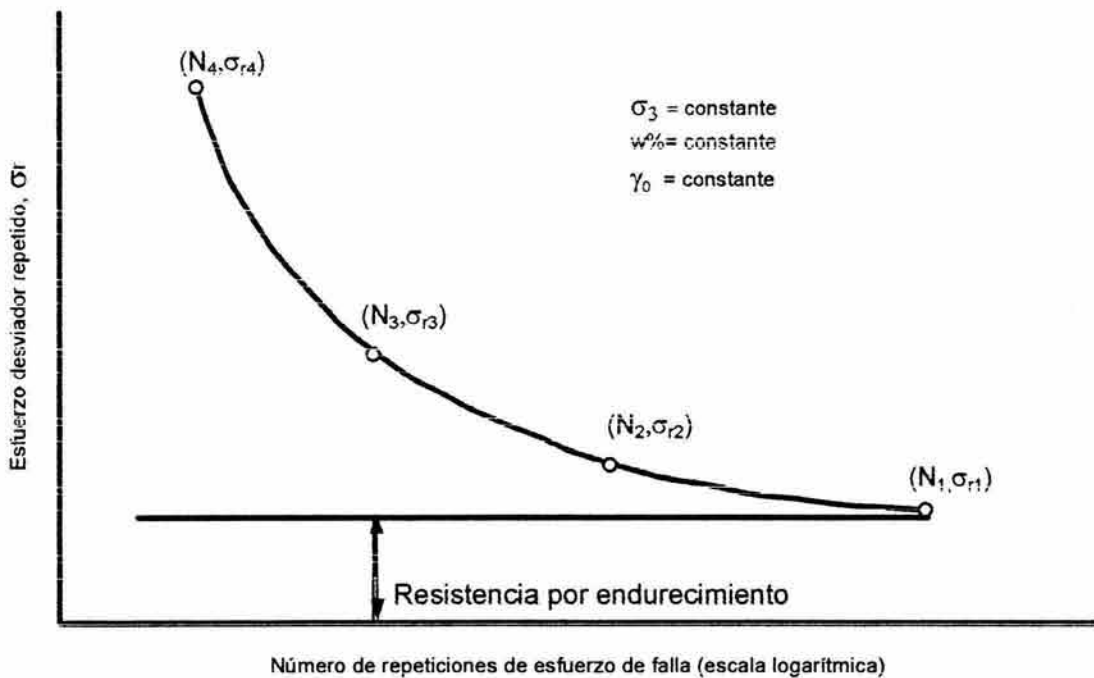


Figura 2.10 Curva hipotética esfuerzo-número de repeticiones en la falla de un suelo (Larew y Leonards, 1962)

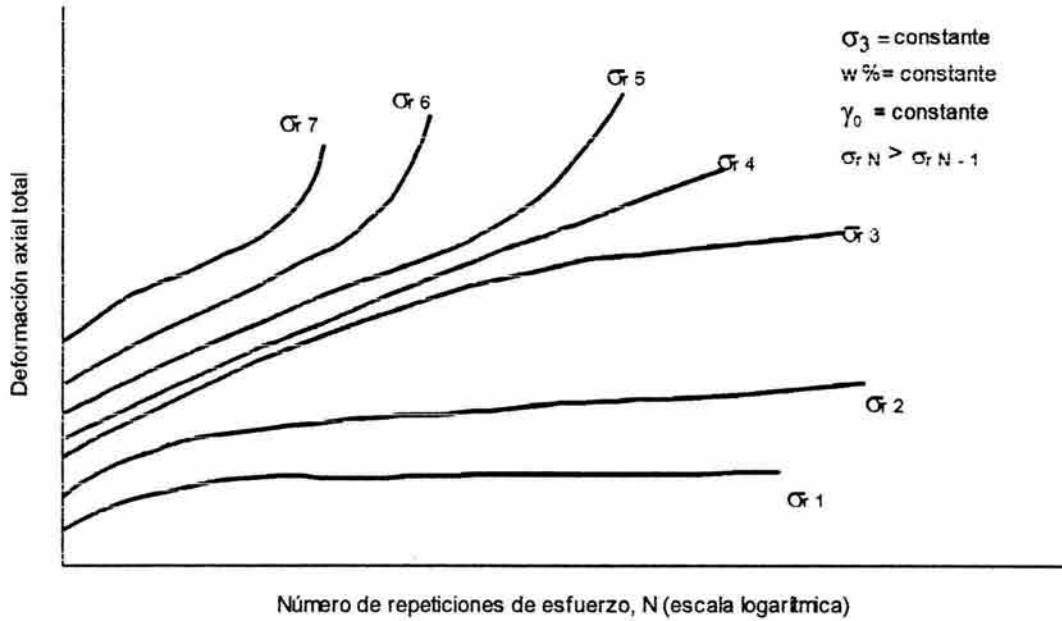


Figura 2.11 Curva hipotética deformación-número de repeticiones (Larew y Leonards, 1962)

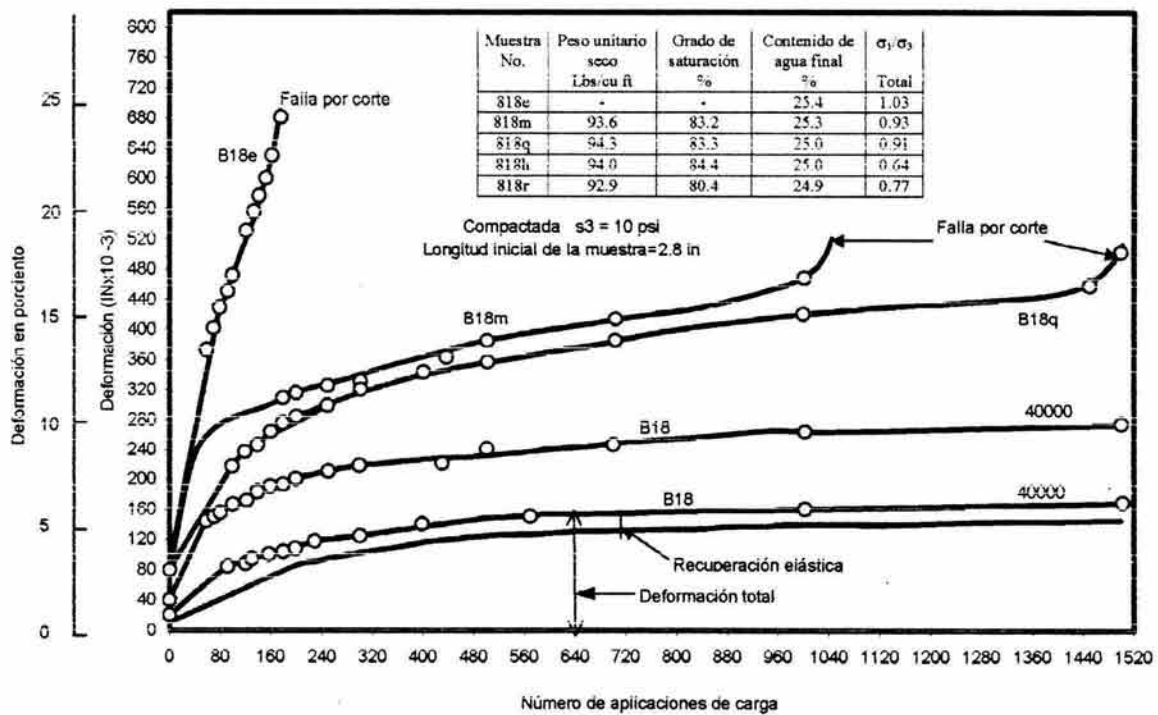


Figura 2.12 Respuesta experimental deformación-número de repeticiones de una arcilla residual (Larew y Leonards, 1962)

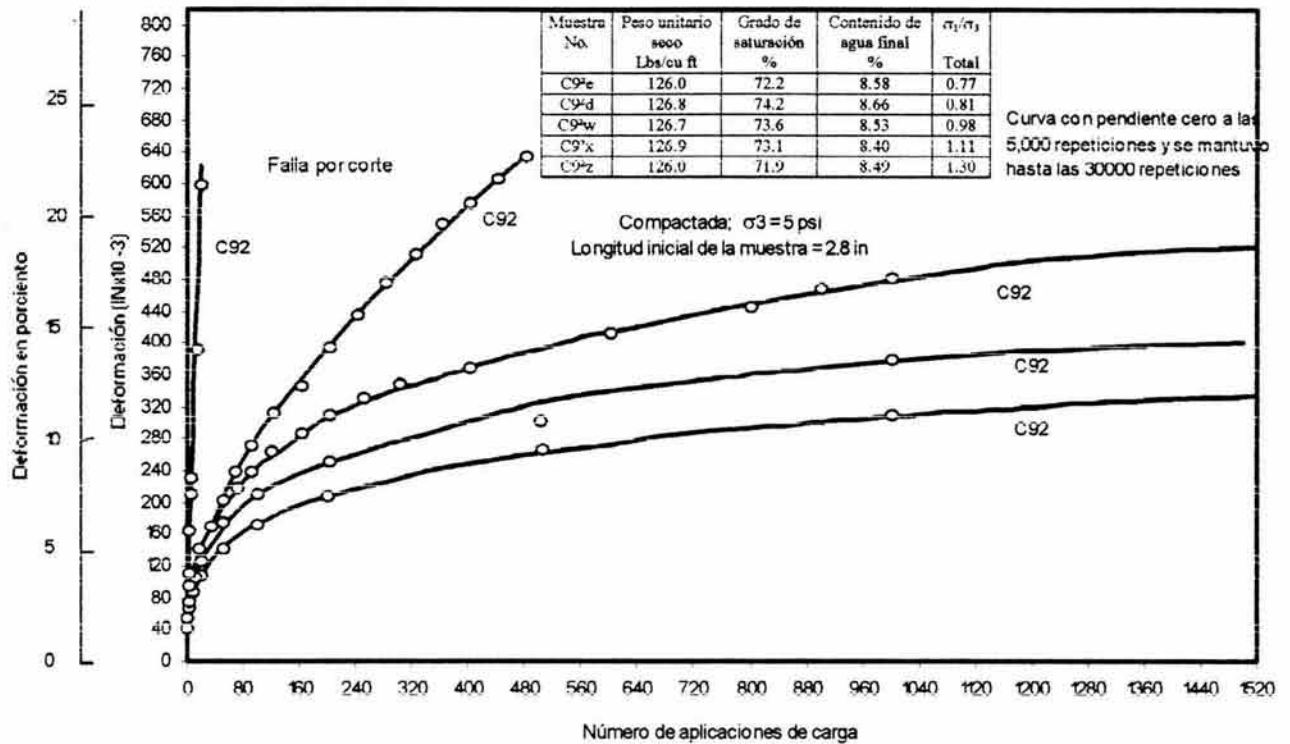


Figura 2.13 Respuesta experimental deformación-número de repeticiones de una arena limo arcillosa (Larew y Leonards, 1962)

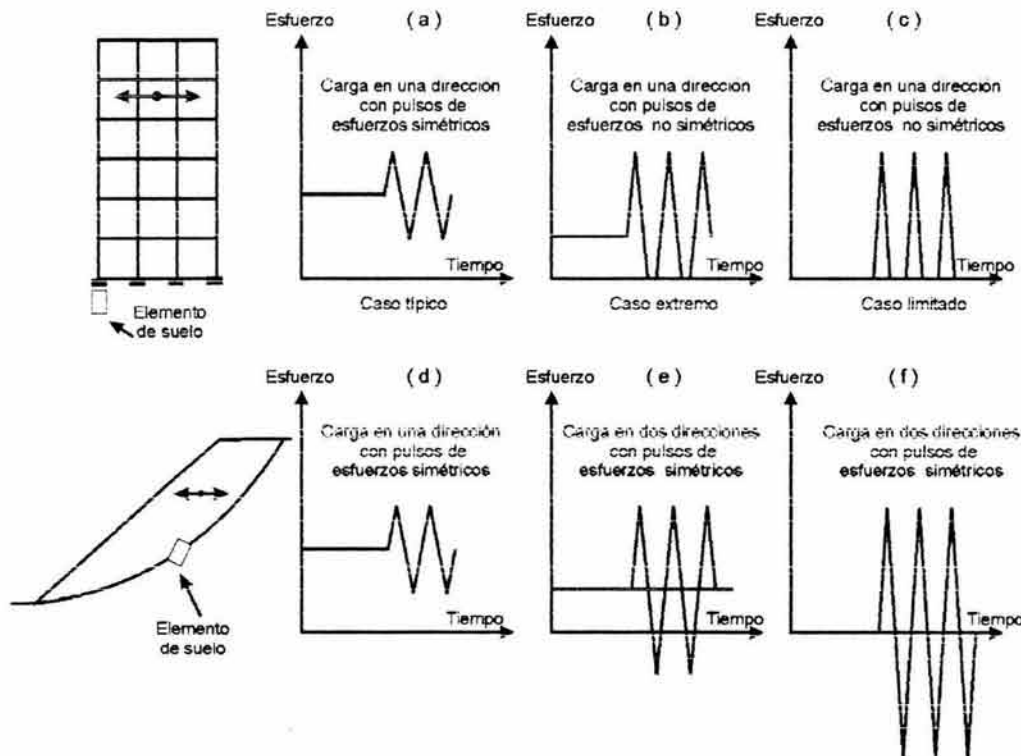


Figura 2.14 Condiciones de esfuerzos sobre un elemento de suelo debido a carga sísmica (Seed y Chan, 1966)

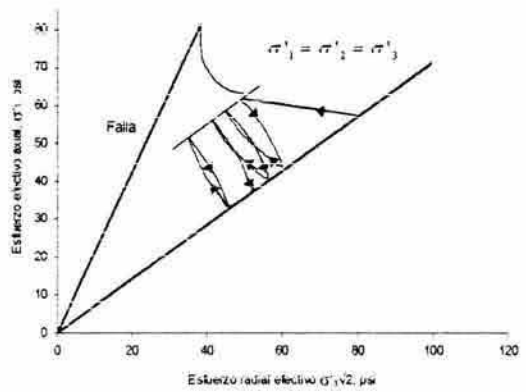
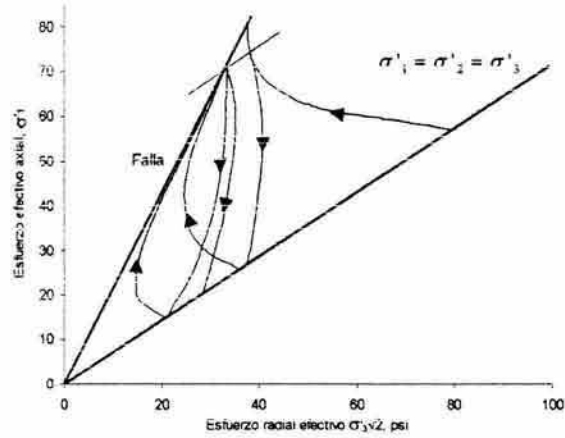


Figura 2.15 Trayectoria de esfuerzos efectivos en condiciones de carga cíclica a) esfuerzo cíclico de falla y b) esfuerzos cíclicos de equilibrio de no falla (Sangrey *et al.*, 1969)

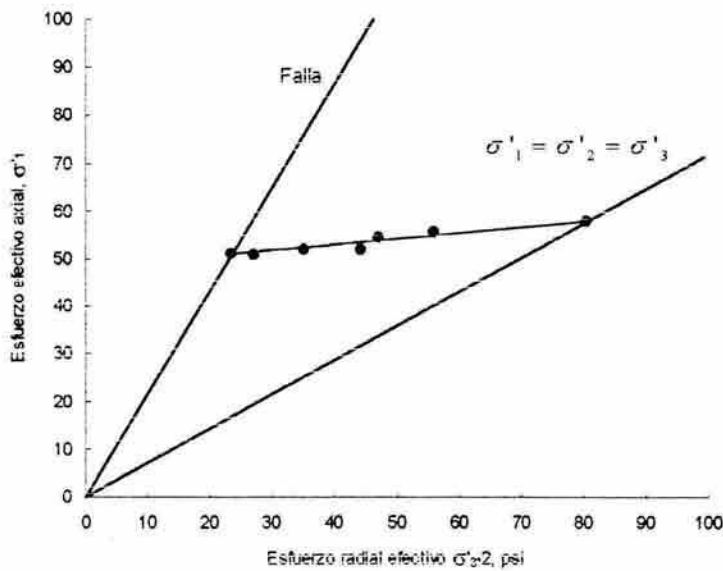


Figura 2.16 Línea de equilibrio que contiene los esfuerzos cíclicos máximos en estado de equilibrio de no falla (Sangrey *et al.*, 1969)

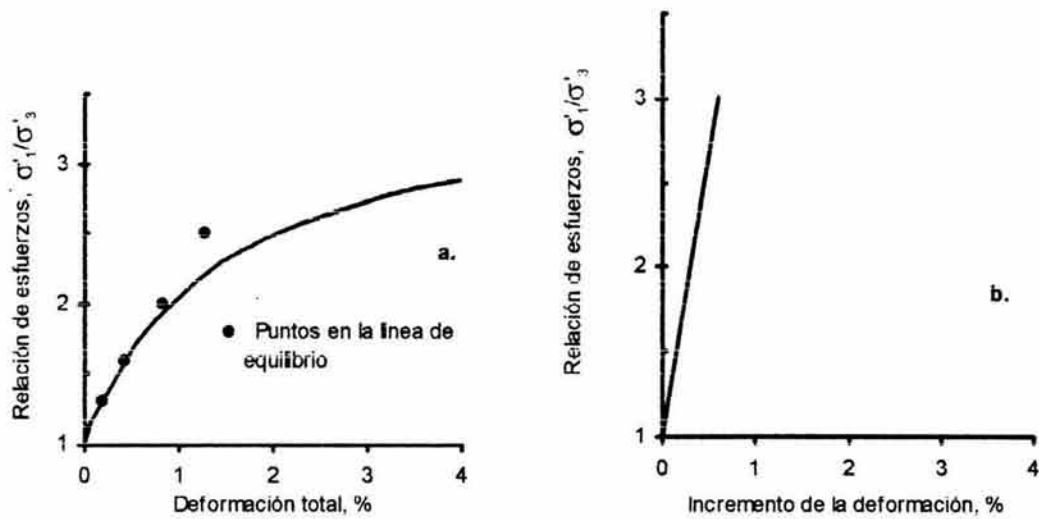


Figura 2.17 Relaciones entre el cociente de esfuerzos efectivos y la deformación a) curva del primer ciclo de carga y puntos de la línea de equilibrio b) esfuerzos extremos de los ciclos de carga de equilibrio de no falla (Sangrey *et al.*, 1969)

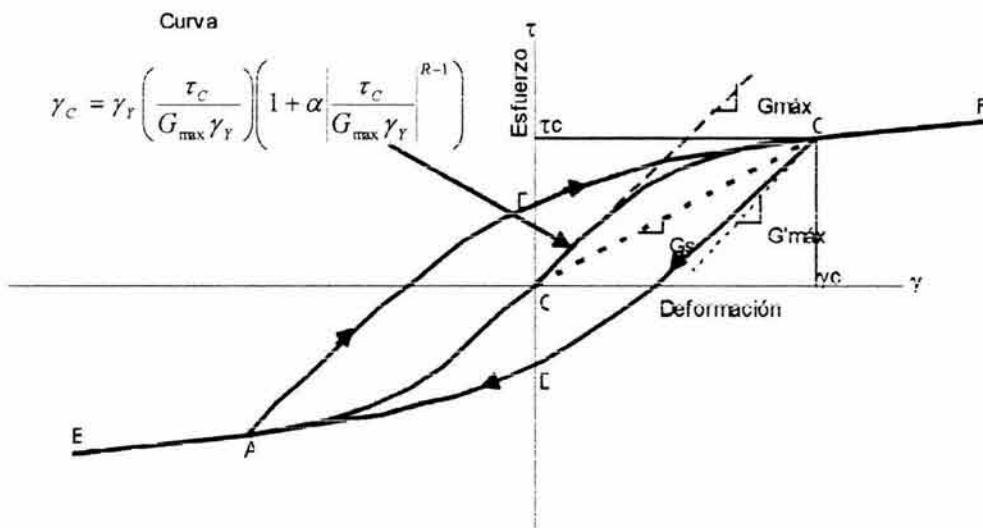


Figura 2.18 Características de la relación esfuerzo-deformación histerética típica generada por un ciclo de carga (Idriss, Dobry y Singh, 1978)

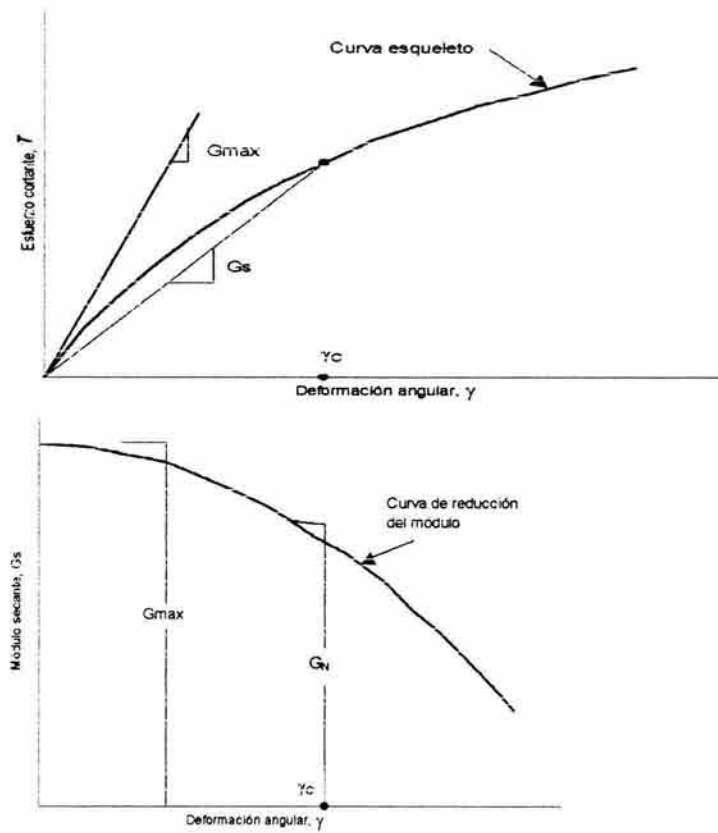


Figura 2.19 Relación entre la curva esqueleto y el módulo secante (Idriss *et al.*, 1978)

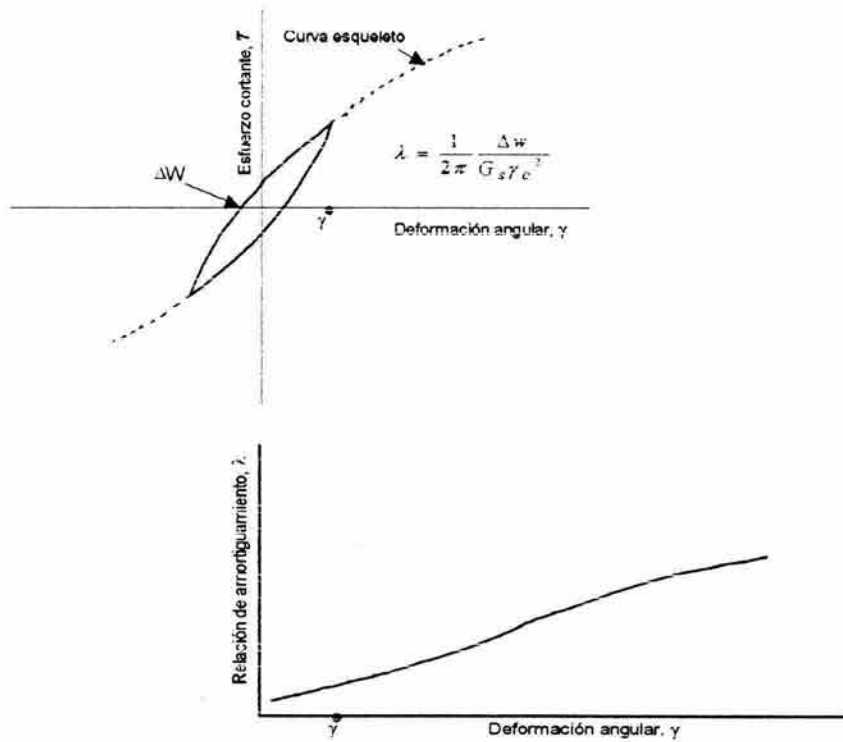


Figura 2.20 Determinación de la relación de amortiguamiento a partir del lazo de histéresis y su variación con la deformación angular (Idriss *et al.*, 1978)

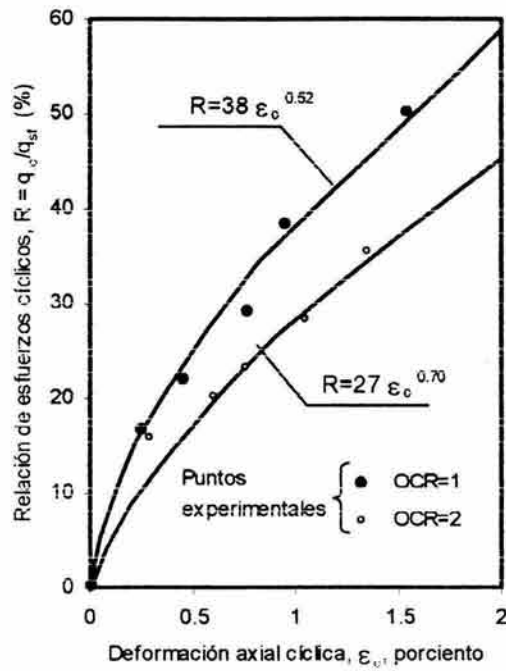


Figura 2.21 Relación de esfuerzos cíclicos versus deformación axial cíclica (Díaz-Rodríguez, 1988)

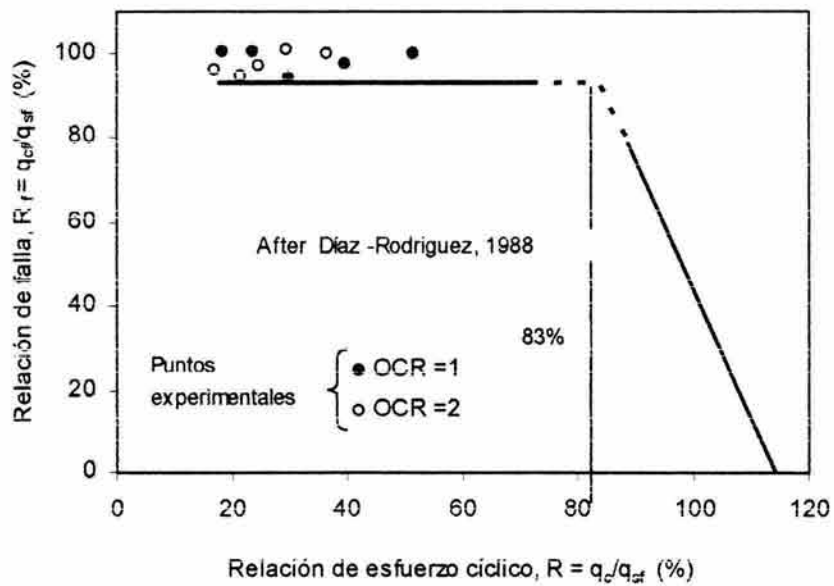


Figura 2.22 Relación de falla versus relación de esfuerzos cíclicos (Díaz-Rodríguez, 1988)

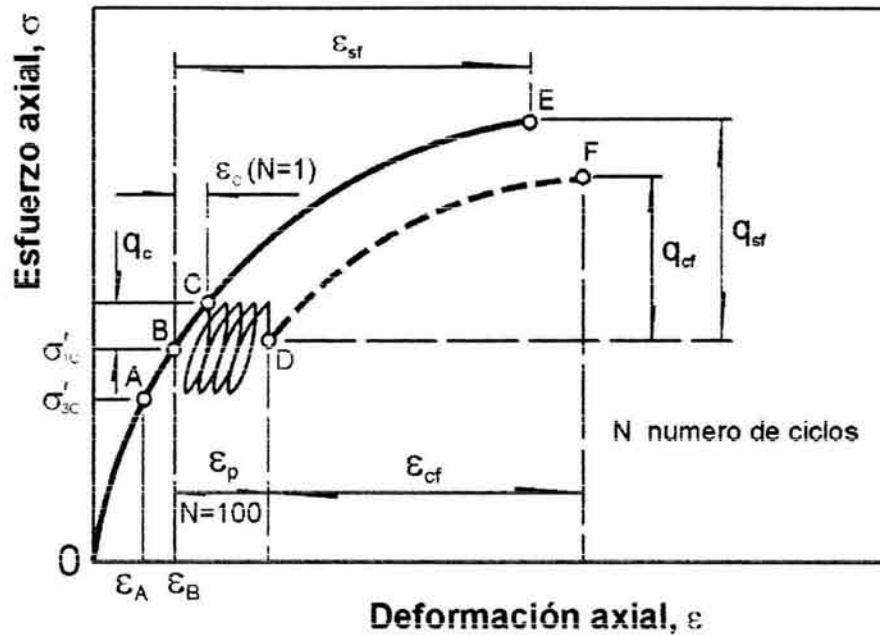


Figura 2.23 Definiciones y esquema del programa de pruebas (Díaz-Rodríguez, 1989a)

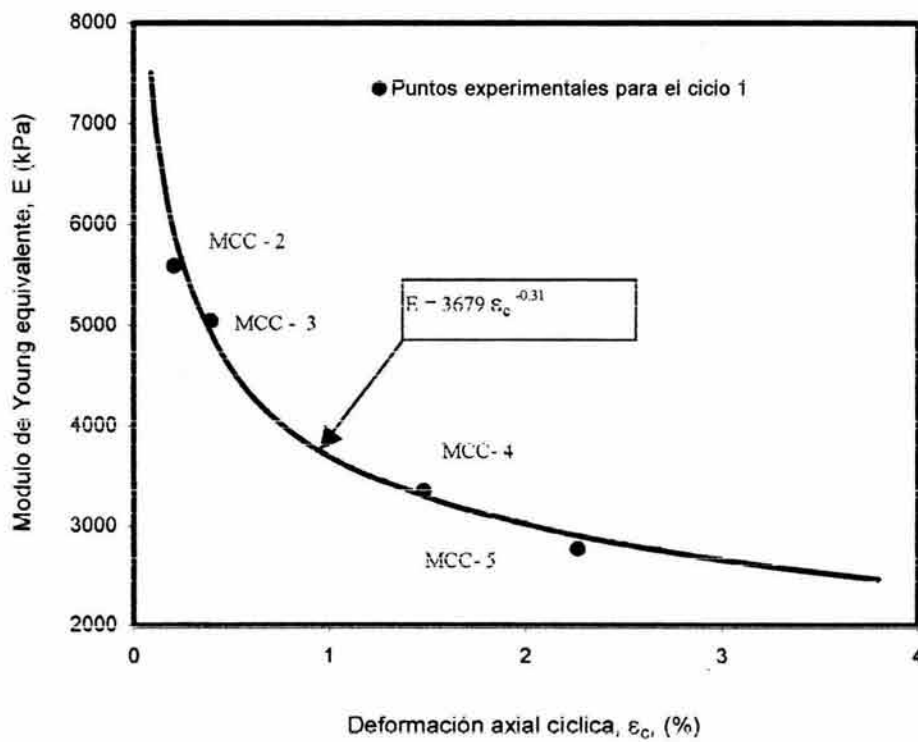


Figura 2.24 Módulo de Young equivalente versus deformación cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989a)

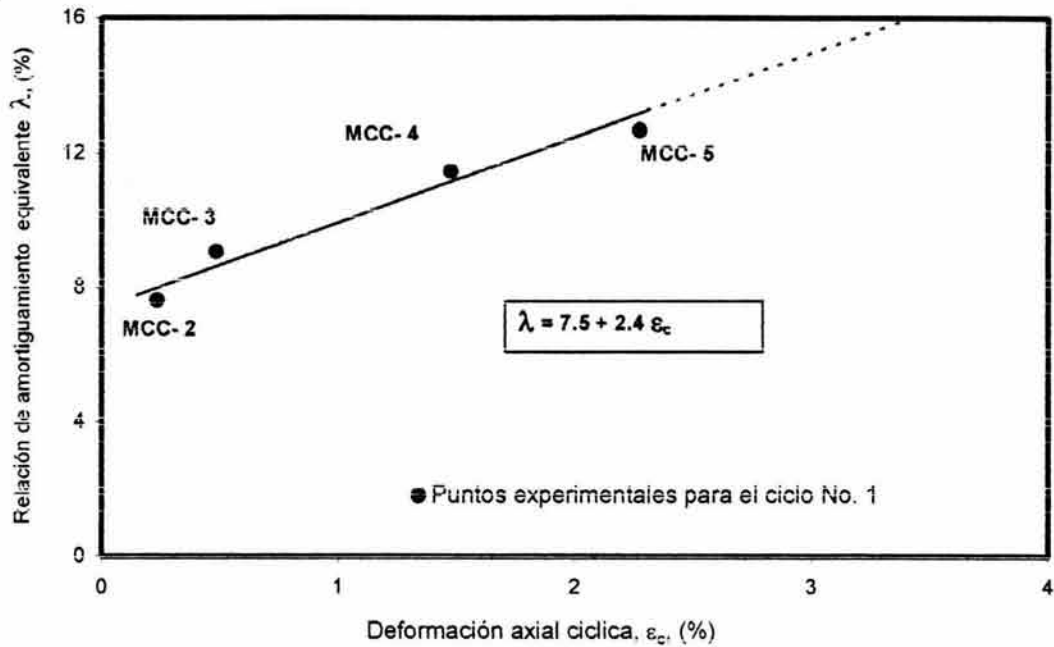


Figura 2.25 Relación de amortiguamiento equivalente versus deformación axial cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989a)

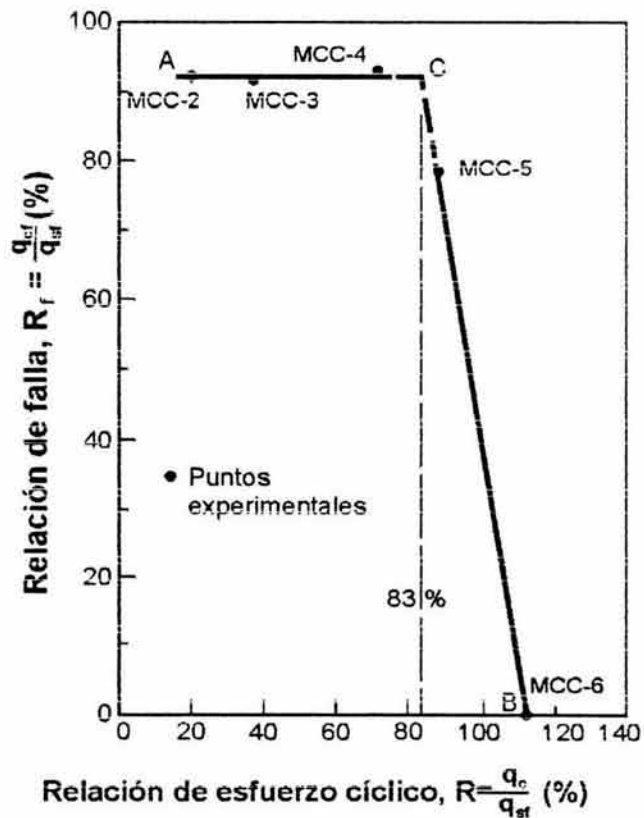


Figura 2.26 Relación de falla versus relación de esfuerzo cíclico (Díaz-Rodríguez, 1989a)

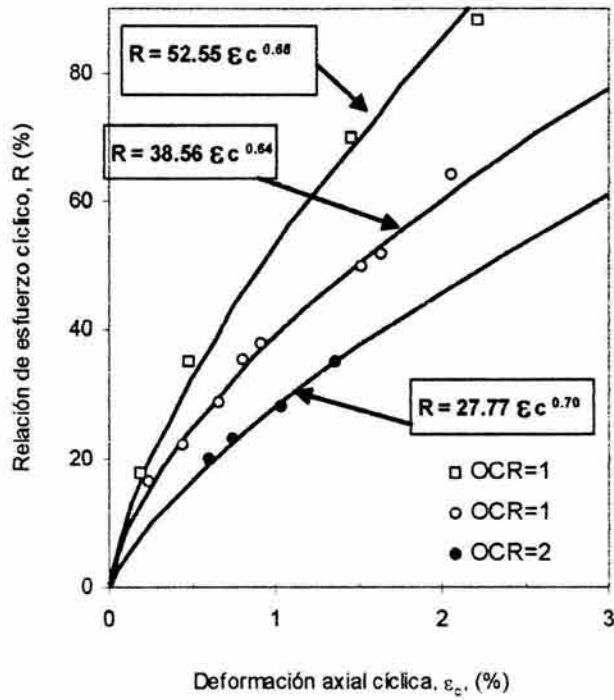


Figura 2.27 Relación de esfuerzo cíclico *versus* deformación axial cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989b)

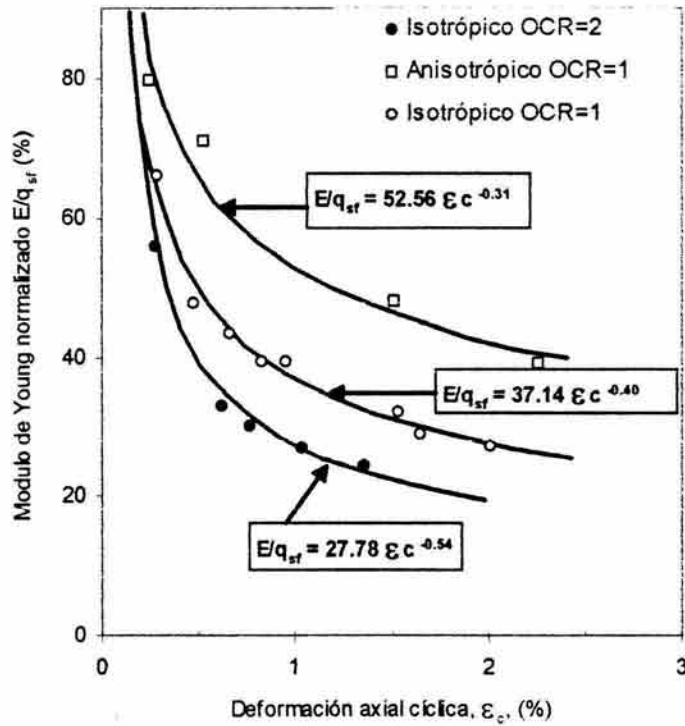


Figura 2.28 Módulo de Young normalizado *versus* deformación cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989b).

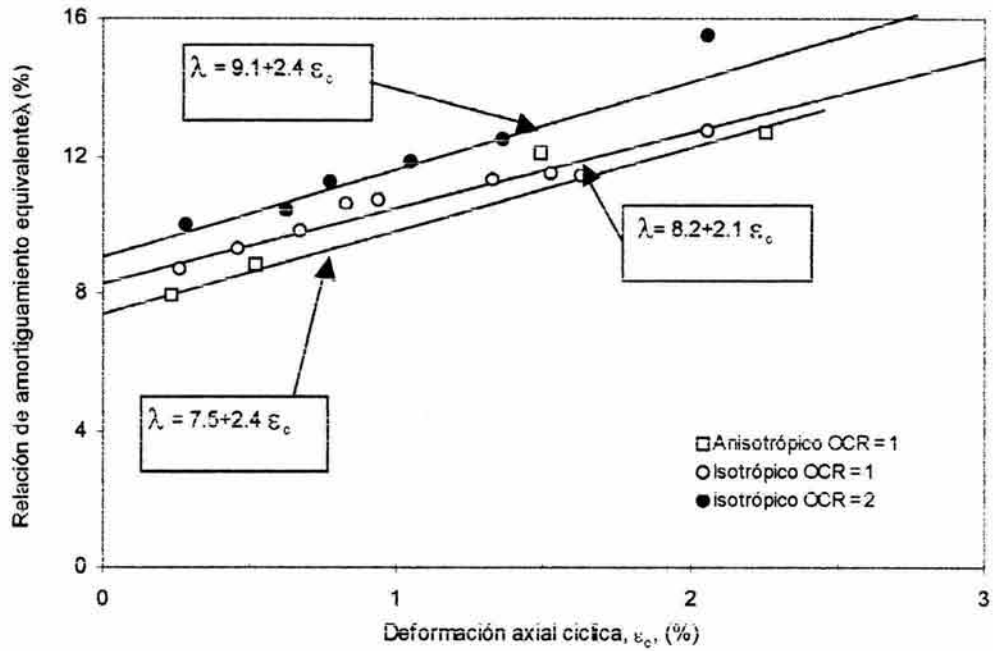


Figura 2.29 Relación de amortiguamiento equivalente *versus* deformación axial cíclica (Díaz-Rodríguez, 1989b).

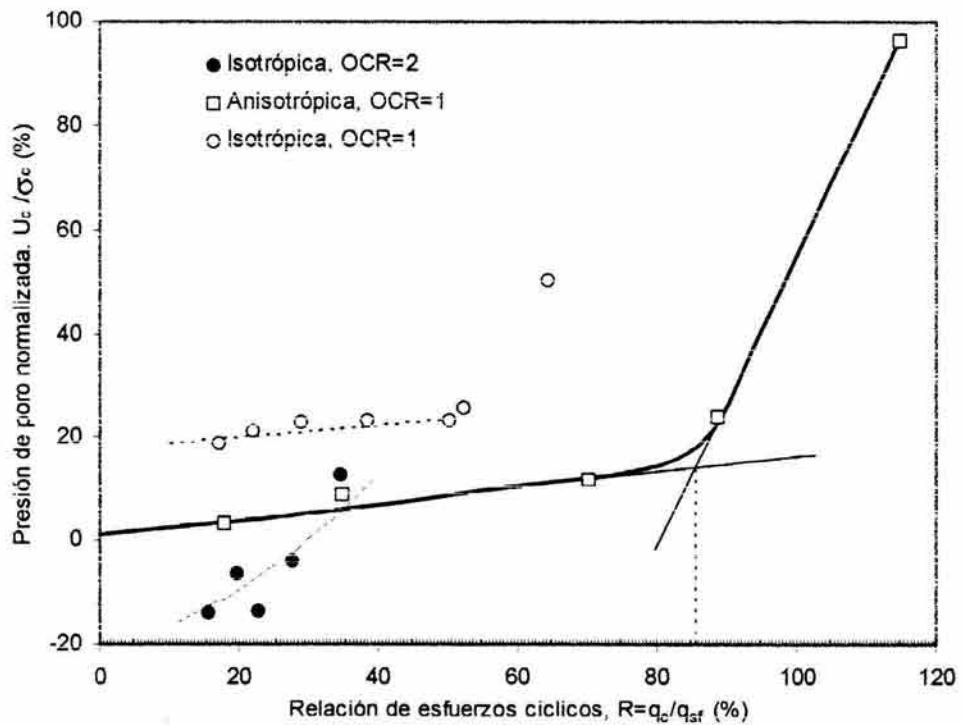


Figura 2.30 Presión de poro normalizada *versus* relación de esfuerzo cíclico (Díaz-Rodríguez, 1989b).

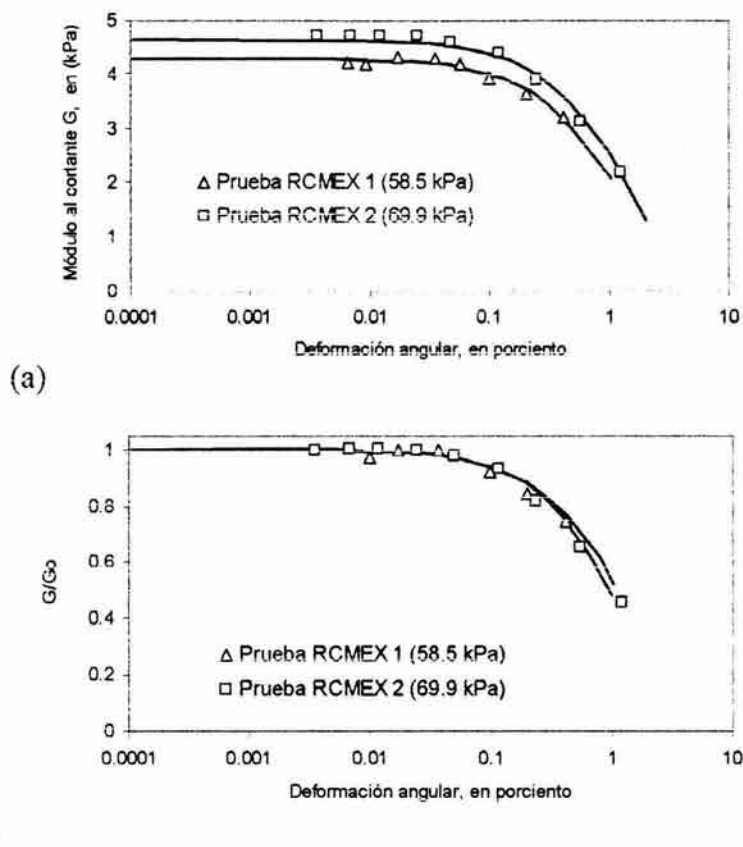


Figura 2.31 Curvas de disminución de módulo cortante con el aumento de la deformación angular; (a) Módulo al cortante *versus* deformación angular; (b) Módulo al cortante normalizado *versus* deformación angular (Díaz-Rodríguez, 1992)

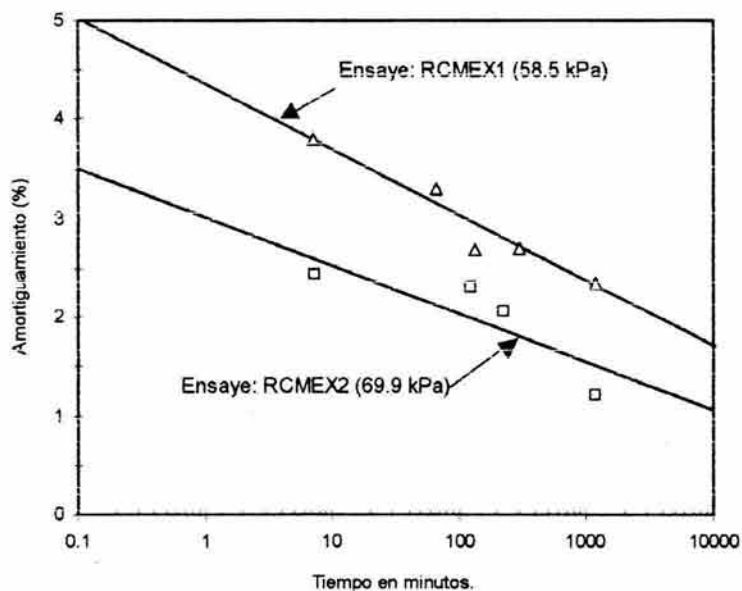


Figura 2.32 Variación de la relación de amortiguamiento con el tiempo de consolidación (Díaz-Rodríguez, 1992)

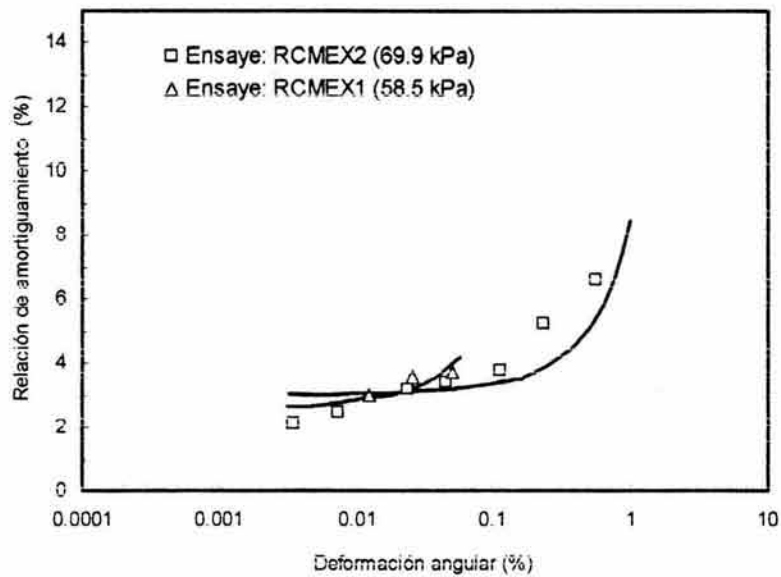


Figura 2.33 Relación de amortiguamiento en función de la deformación (Díaz-Rodríguez, 1992)

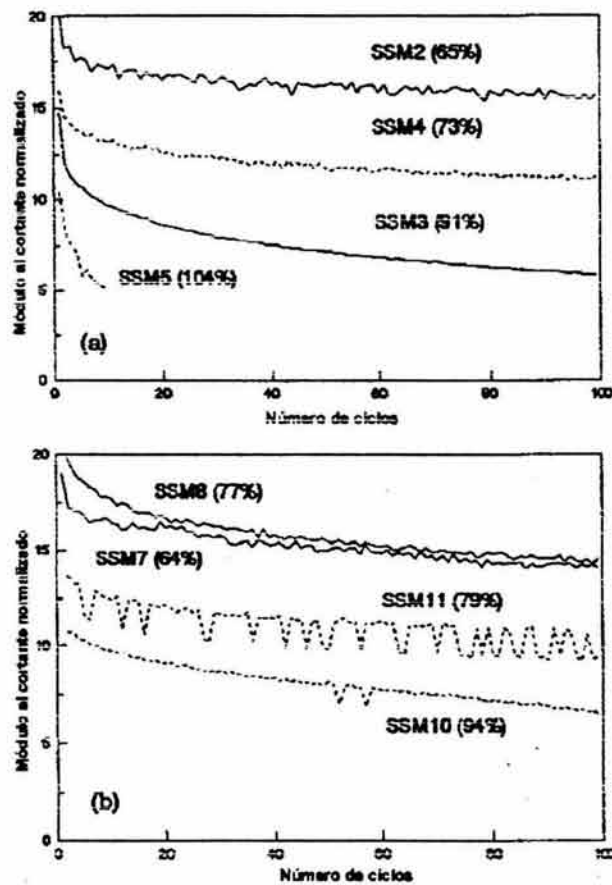


Figura 2.34 Evolución del módulo al cortante (Díaz-Rodríguez, 1993a)

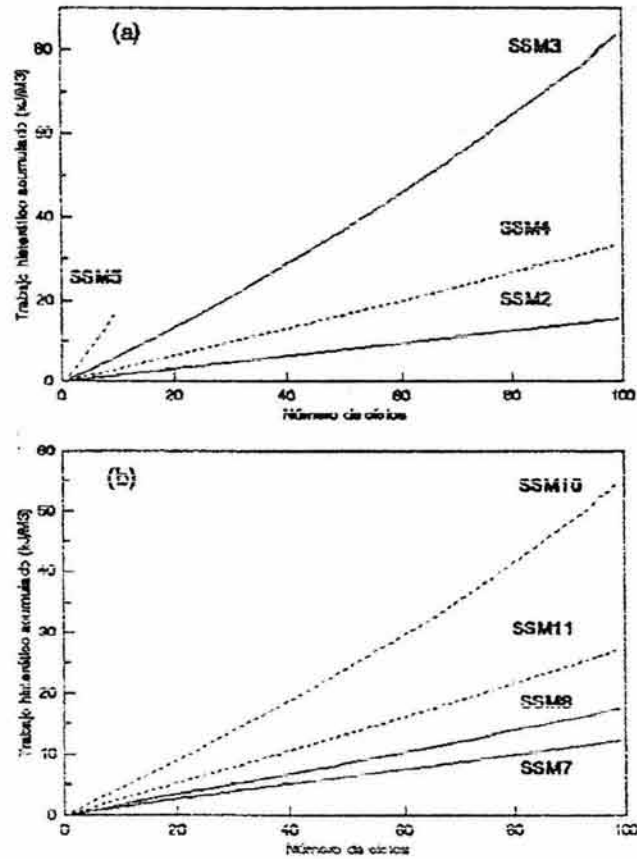


Figura 2.35 Evolución del trabajo histerético (Díaz-Rodríguez, 1993a)

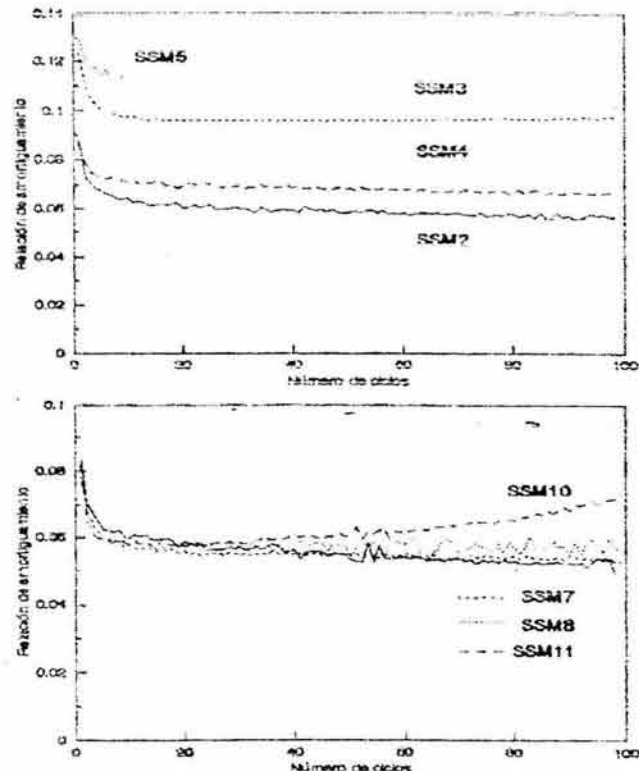


Figura 2.36 Evolución del amortiguamiento (Díaz-Rodríguez, 1993a)

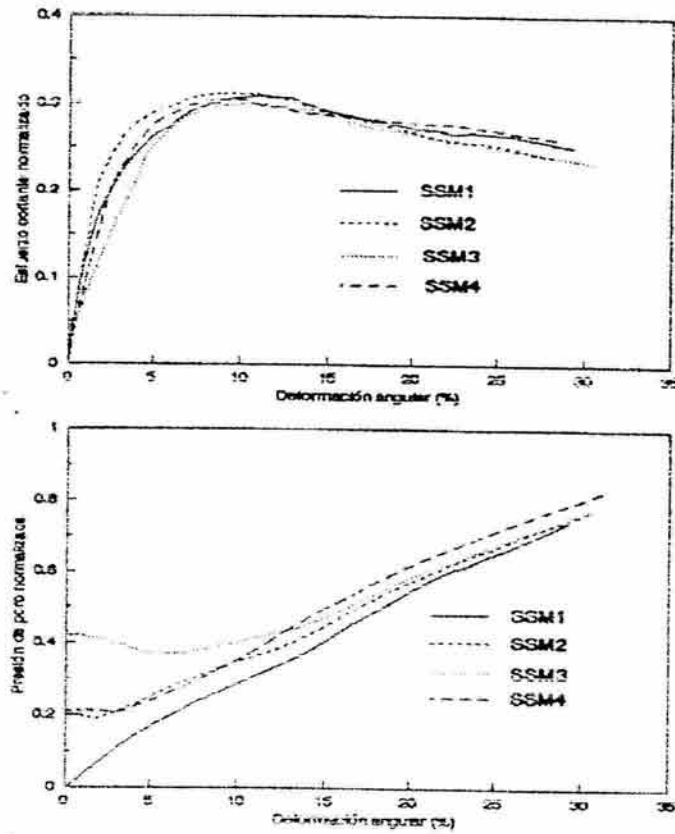


Figura 2.37 Comportamiento monotónico post-cíclico (Díaz-Rodríguez, 1993a)

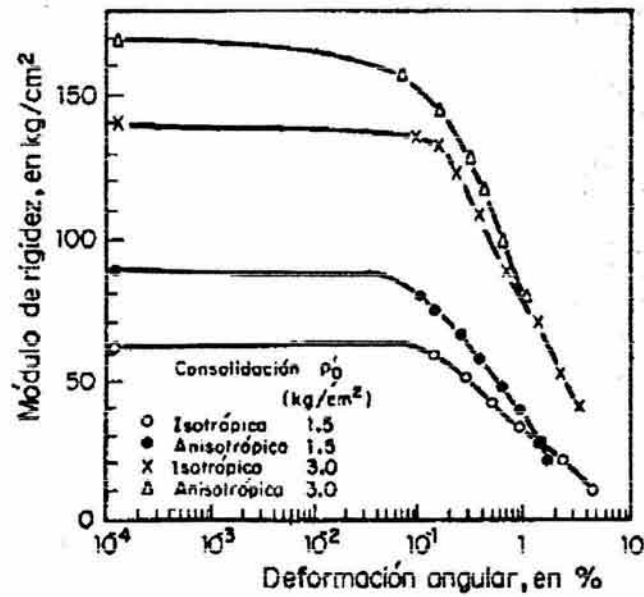


Figura 2.38 Efecto del tipo de consolidación y esfuerzo octahédrico en el módulo de rigidez (Romo, 1990)

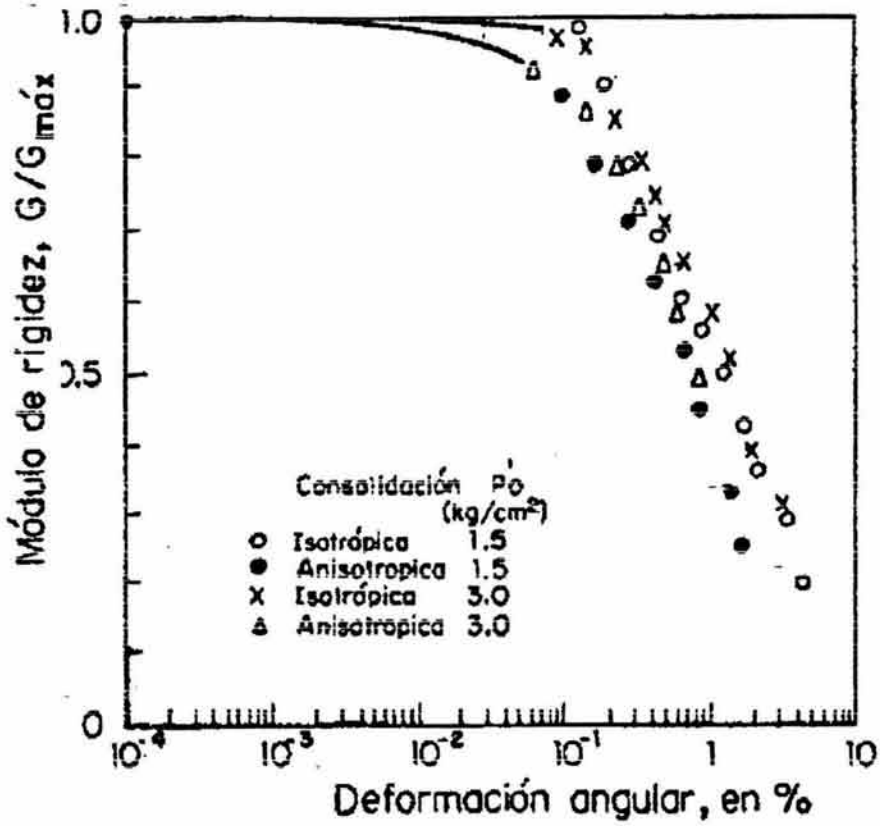


Figura 2.39 Curva de atenuación $G/G_{m\acute{a}x}$ versus γ (Romo, 1990)

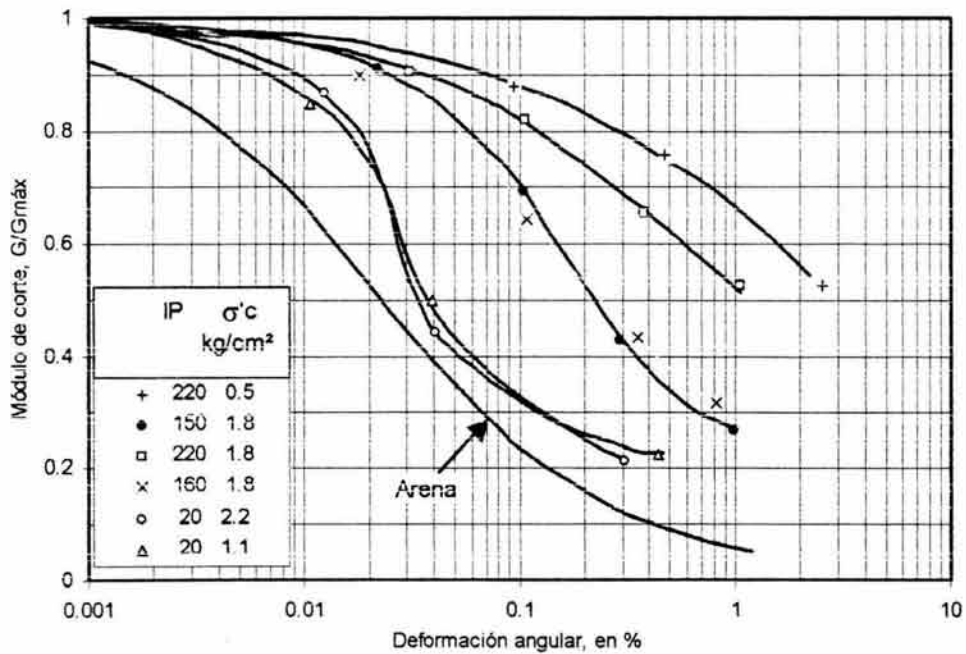


Figura 2.40 Efecto del índice de plasticidad (Romo, 1990)

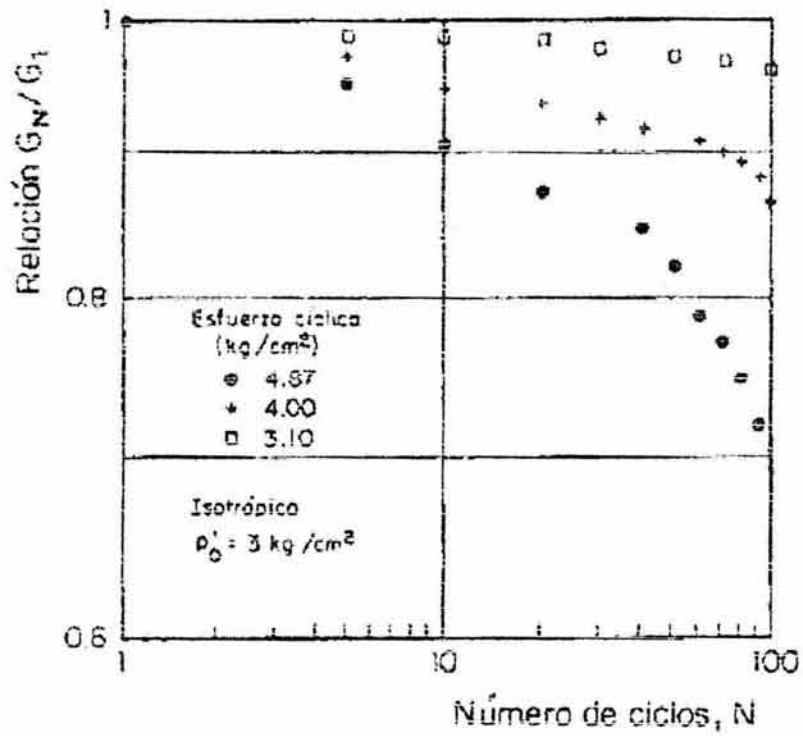


Figura 2.41 Degradación del módulo de rigidez al corte (Romo, 1990)

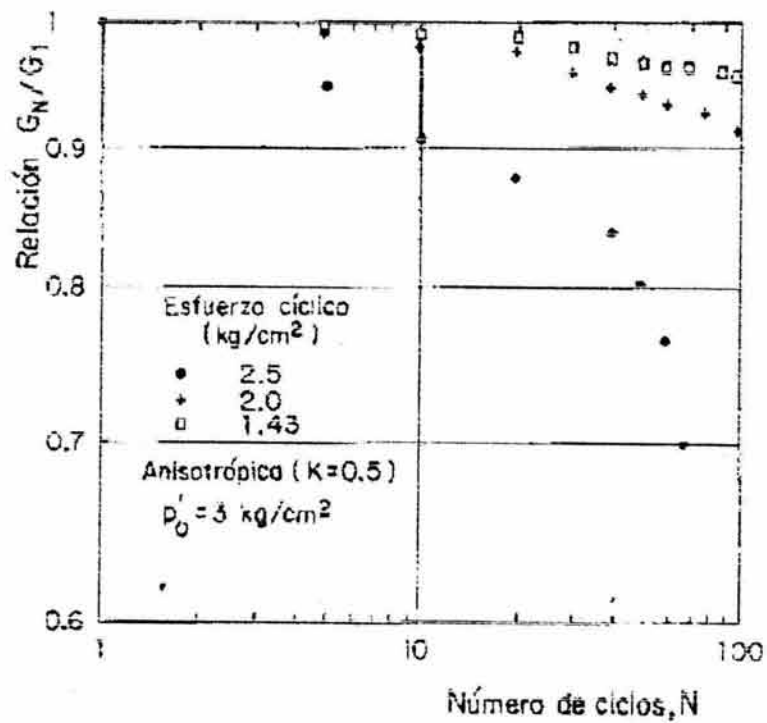


Figura 2.42 Degradación del módulo de rigidez al corte (Romo, 1990)

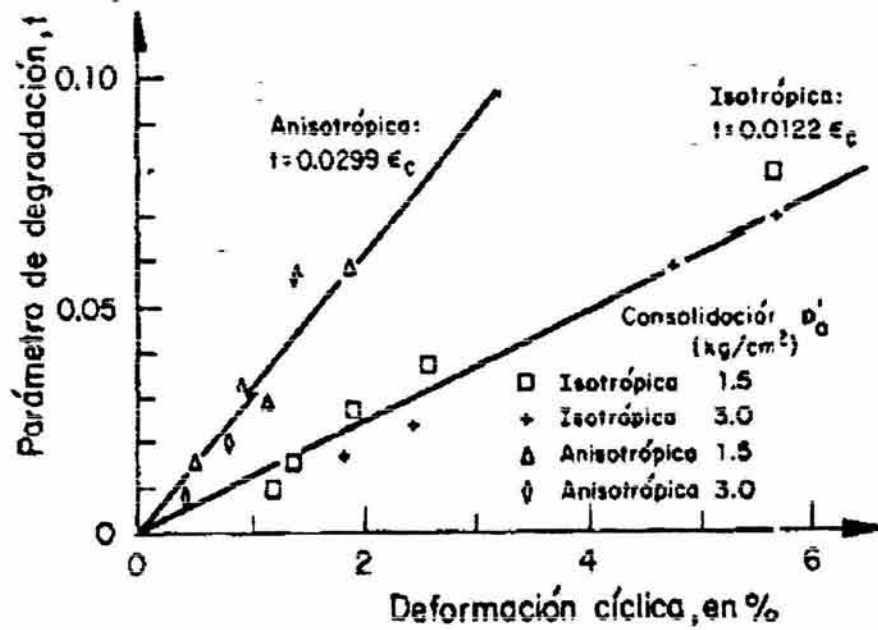


Figura 2.43 Parámetro de degradación para la arcilla de la ciudad de la ciudad de México (Romo, 1990)

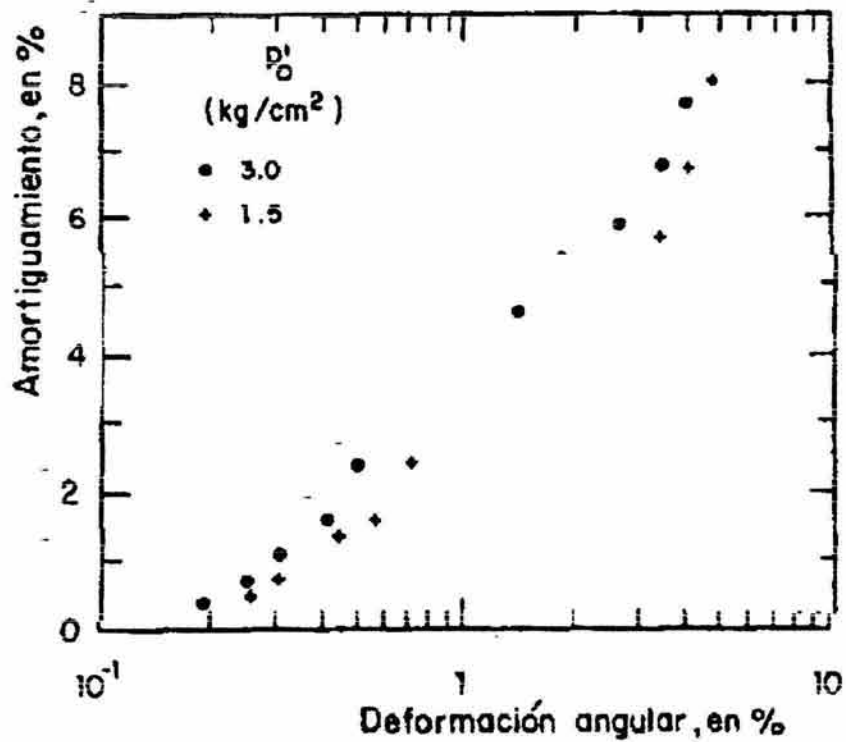


Figura 2.44 Relación de amortiguamiento; consolidación isotrópica (Romo, 1990).

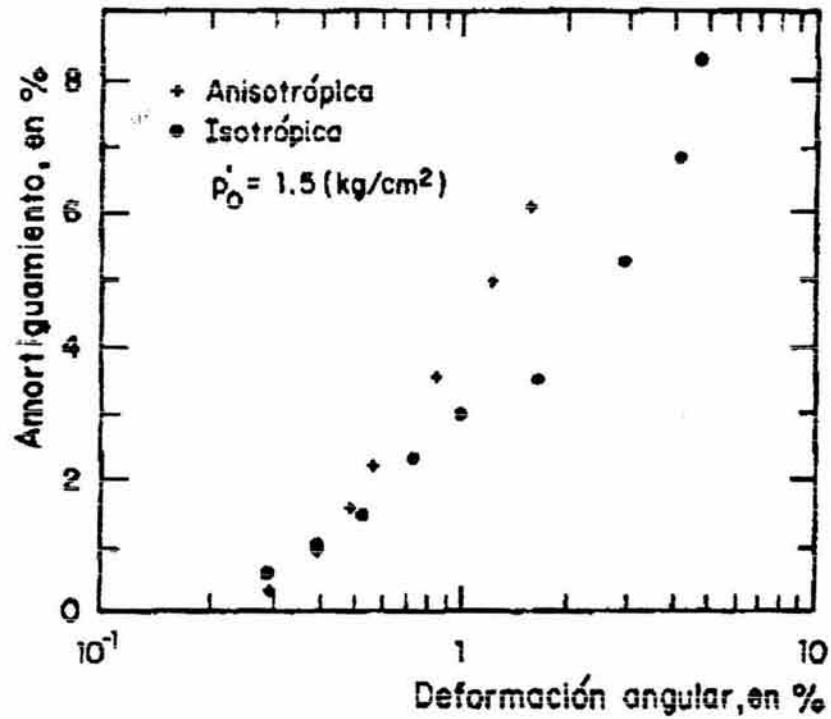


Figura 2.45 Efecto del tipo de consolidación en el amortiguamiento (Romo, 1990).

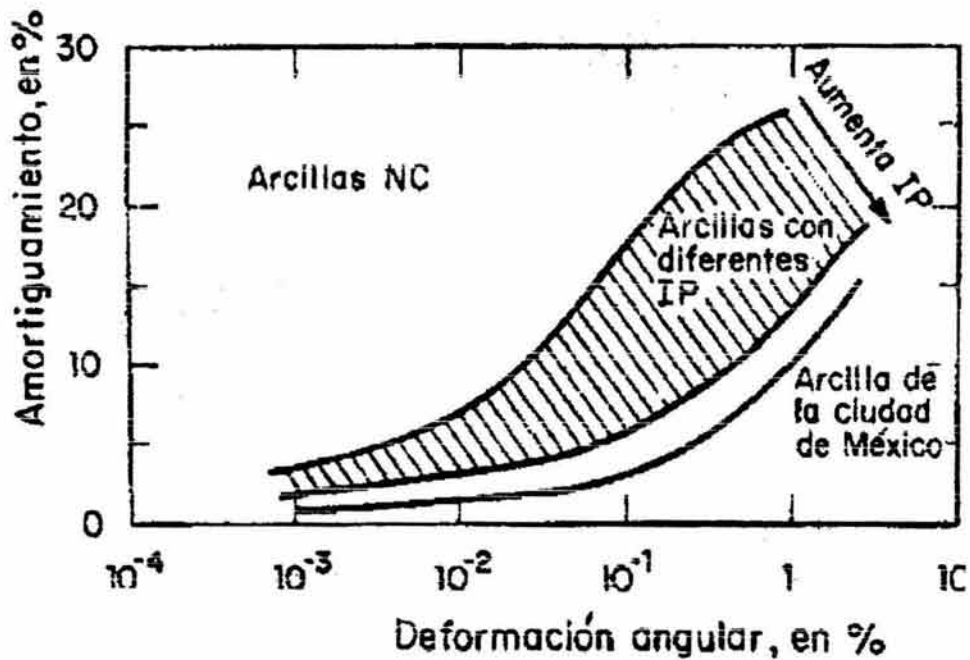
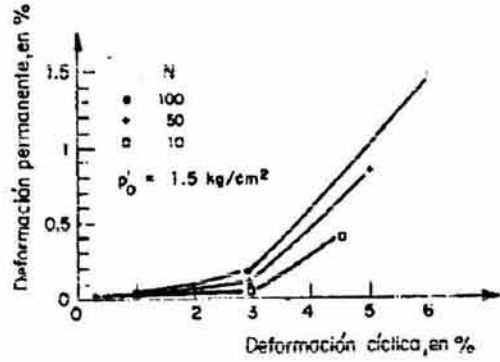
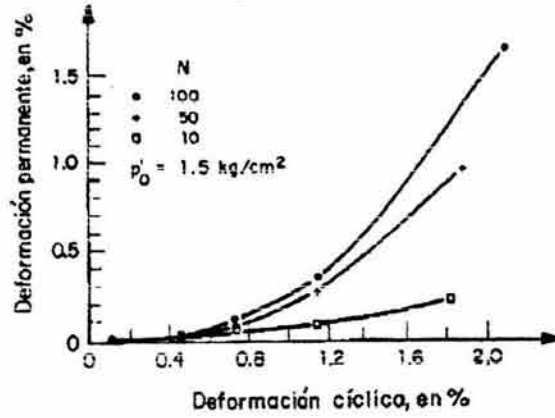


Figura 2.46 Efecto del índice de plasticidad en el amortiguamiento (Romo, 990)



a) Consolidación isotrópica



b) Consolidación anisotrópica

Figura 2.47 Relación entre la deformación permanente y la deformación cíclica (Romo, 1990).

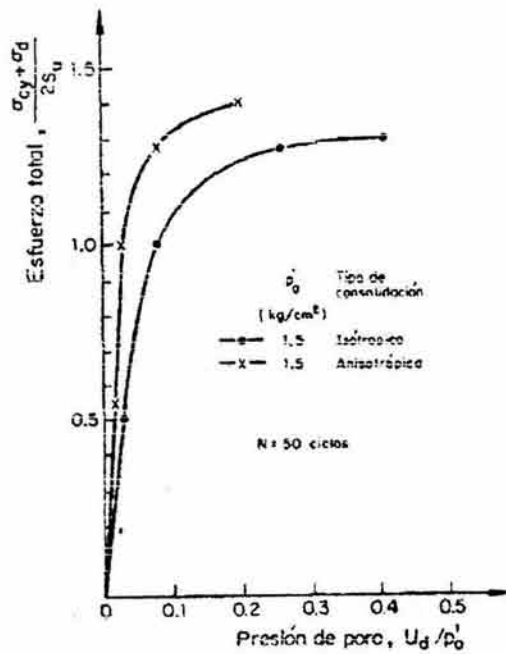


Figura 2.48 Presión de poro dinámica (Romo, 1990)

CAPÍTULO 3

EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Gran parte del área urbana de la ciudad de México se asienta sobre un suelo de origen volcánico lacustre de baja resistencia y de alta compresibilidad; a ello se le agrega un ambiente de importante hundimiento regional del subsuelo y de fuertes sismos. Por otra parte, los potentes estratos de suelo blando bajo la ciudad de México, muestran un gran potencial de amplificación de las ondas sísmicas que recibe de los depósitos profundos rígidos.

En este capítulo se presentan de una manera muy general las interpretaciones de la formación de los sedimentos del subsuelo de la ciudad de México.

3.1 Formación del subsuelo de la ciudad de México

De acuerdo con Marsal y Mazari (1959) " ...el Valle de México fue una cuenca cerrada hasta 1789, año en el que se abrió el tajo de Nochistongo. Hacia el Norte está limitado por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Este por los Llanos de Apan y la sierra Nevada; al Sur por las sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al Oeste por las sierras de Las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo". "Tiene... una superficie de 7160 km² de los cuales 3080 corresponden a las áreas montañosas y 2050 a las partes bajas, las primeras con altitudes superiores a 200m sobre el fondo del Valle y las segundas, comprendidas entre los 0 y los 50m. La altura sobre el nivel del mar de la zona más baja es de 2240m". "El Distrito Federal ocupa una superficie de 1480km² en la región suroeste del Valle y en ella se levanta la ciudad de México, y parte del área urbanizada se desplanta en las estribaciones de la sierra de las Cruces y la restante sobre el fondo del lago de Texcoco". Figura 3.1

Posteriormente Mooser (1990), citado por Díaz Rodríguez (1998), señala que la cuenca de México en la que se localiza la ciudad de México tiene un área de 9,600 km² y es predominantemente una planicie lacustre con una elevación promedio sobre el nivel del mar de 2250 m, rodeada por cordilleras montañosas que incluye la sierra de Guadalupe, la sierra Nevada, la sierra Chichinautzin, la sierra Ajusco y la sierra Las Cruces, figura 3.2. Como resultado de la actividad volcánica de hace 600,000 años en la época cuaternaria, la cuenca de

México se cerró y se formaron seis lagos en las partes bajas: Zumpango, Xaltocan, Texcoco, México, Xochimilco y Chalco, figura 3.3. En la época prehispánica un sólo cuerpo de agua, que los Aztecas llamaron Lago de la Luna, cubría una cuarta parte de la cuenca de México durante períodos de precipitación pluvial excepcionales, figura 3.2.

En cuanto a la formación de los depósitos del subsuelo de la ciudad de México, Zeevaert (1953), citado por Díaz-Rodríguez (1998), señala que a la cuenca de México se arrastraron las partículas más finas producto de la erosión gradual de las rocas intemperizadas, de las arcillas residuales, de materiales piroclásticos, gravas y arenas como resultado de la desintegración de las rocas andesíticas de los cerros circundantes. Otros elementos de los sedimentos finos y blandos del lago son producto de la ceniza volcánica fina y ultrafina. Las erupciones volcánicas se acompañaron de explosiones de vapor que formaron densas nubes y otros materiales piroclásticos que fueron depositados como una lluvia sobre la superficie del lago; parte de esta ceniza fina volcánica cristalizada en minerales de arcilla. Estos sedimentos contienen gran cantidad de residuos de ostrácodos y diatomeas, que le proporcionan al suelo una estructura porosa y una relación de vacíos muy alta.

De acuerdo con Zeevaert (1953), citado por Díaz-Rodríguez (1989b), las propiedades del subsuelo de la ciudad de México se pueden describir de la siguiente manera: depósito arcillo limoso volcánico lacustre, con intercalaciones de delgados estratos de materiales piroclásticos del tamaño de la arena y del limo. La relación de vacíos de esta arcilla es alta y varía de 2 a 12. La ceniza fina volcánica en el valle de México se ha descompuesto en arcilla bentonítica tixotrópica que contiene 20% del mineral montmorillonita; 50% de cenizas, diatomeas y pequeños crustáceos marinos; 10% de coloides orgánicos y 20% de otras sustancias.

3.2 Zonificación y estratigrafía del subsuelo de la ciudad de México

Marsal y Mazari (1959) zonificaron el área urbana de la ciudad de México como lo muestran en la figura 3.4; dichos autores la describen de la siguiente manera: "...parte de la ciudad está asentada en las faldas de la serranía de las Cruces, formada por terrenos compactos, arenolimosos, con alto contenido de grava unas veces, y otras, por tobas pumíticas bien cementadas; al Sur la urbe invade el derrame basáltico de El Pedregal. Esta zona que por su altitud relativa se denominará las lomas, presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava muchos predios están cruzados por galerías a diferentes

profundidades, las cuales suelen tener un desarrollo caprichoso". "... El Pedregal, pues si bien el basalto es una roca de alta capacidad portante, en el contacto de los distintos derrames se presentan cuevas o material fragmentado suelto...".

"Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, se presenta una zona de transición, en donde las condiciones estratigráficas varían en forma extraordinaria de un punto a otro del área urbanizada. En general se tienen superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos de la formación Becerra, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta y arena limpia, los cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena".

En particular, de la zona del lago mencionan lo siguiente: "Las fronteras interiores de la zona de transición, se han fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construida sobre el fondo del lago de Texcoco, que para distinguirla de las anteriores, se llamará zona del lago. Un sondeo en ella, exhibe los siguientes estratos principales, descritos a partir de la superficie del terreno. 1) Depósitos areno arcillosos o limosos, con abundancia de restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales que en algunos puntos de la ciudad llegan hasta 10m de profundidad. 2) Arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles, de variados colores y consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas o lentes de arena; su potencia total oscila de 15 a 32 m. 3) La primera capa dura, de unos 3m de espesor, constituida por suelos arcillo o limo-arenosos, compactos y rígidos, se encuentra a 33 m bajo la superficie aproximadamente. 4) Arcillas volcánicas de características semejantes a las de la formación superior, aunque más comprimidas y resistentes; este manto tiene una potencia comprendida entre 4 y 14m. 5) Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa. En algunos lugares se ha encontrado una tercera formación compresible integrada por arcillas volcánicas, a 65m de profundidad".

En la figura 3.5 Marsal y Mazari (1959) muestran los cortes estratigráficos del subsuelo de la ciudad de México que describen de la siguiente manera. "Los cortes estratigráficos bajo el área urbanizada, según dos ejes normales con direcciones N-S y W-E que se cruzan en el monumento a Colón, dan una idea aproximada de la disposición de los estratos principales ya descritos. Al Oeste, afloran los depósitos clásticos aluviales de la formación Tarango, los que con una pronunciada pendiente penetran profundamente hacia el centro de la Ciudad y quedan fuera del alcance de los sondeos realizados en el fondo del lago de Texcoco. Estos restos de los abanicos aluviales están cubiertos por las gravas y arenas del Pleistoceno superior y los estratos compresibles

constituidos por las cenizas volcánicas sedimentarias en agua tranquila, cuyo espesor aumenta apreciablemente hacia el oriente del Valle. Tanto al norte como al sur del área urbana, los mantos de arcilla blanda y extraordinariamente plástica se reducen de espesor, descubriéndose en la zona de El Pedregal los depósitos arenosos del Pleistoceno Superior y los derrames de lava basáltica que arrojó el Xitli, 500 años antes de la era cristiana, aproximadamente".

En la figura 3.6 se muestra la zonificación del subsuelo de la ciudad de México actual definida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (1995) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal que agrega a la zona del lago, de Marsal y Mazari (1959), los depósitos compresibles de los lagos de Xochimilco y Chalco.

Zeevaert (1991) señala que durante la época del Pleistoceno la gran cuenca cerrada del Valle de México se llenó de agua y de materiales transportados por el viento. A la parte central de la cuenca gradualmente se arrastraron rocas desintegradas, arcillas residuales, material piroclástico, gravas y arenas producto de la desintegración de las rocas andesíticas circundantes para formar una serie de depósitos de grava, limo y arcillas limosas de varios cientos de metros de espesor.

En la parte central de la ciudad de México, la formación superior de estos depósitos contiene arcillas limosas volcánicas muy compresibles producto de las cenizas volcánicas que se transformaron en suelos similares a la bentonita que contienen el mineral montmorilonita, un alto porcentaje de diatomeas, conchas microscópicas y un pequeño porcentaje de materia orgánica coloidal. La fracción de arcilla puede estar en el orden de 40%.

Zeevaert (1991) describe la estratigrafía del subsuelo de la ciudad de México en su parte central, de la siguiente manera, figura 3.7:

Después de los 4 a 6m hasta los 33 m de profundidad aproximadamente, se encuentran depósitos de arcilla limosa altamente compresible llamados depósitos de Tacubaya, con numerosas intercalaciones de limo y arenas finas en su mayor parte producto de la lluvia de materiales piroclásticos. La arcilla limosa típica localmente conocida como Jaboncillo desarrolló fuertes ligas entre las partículas minerales de arcilla a pesar de su alto contenido de agua, una parte de sólidos por siete o más partes de agua. A una profundidad del orden de 33 a 38m, este típico depósito altamente compresible está subyacido por un estrato de origen aluvial de arena andesítica, con cementación variable debido en gran parte a carbonatos de calcio, denominado arena de Tarango I conocido también como primer estrato firme. El segundo estrato típico de arcilla limosa, denominado arcilla de Tarango II, con un espesor del orden de 10m, también es

considerado de alta a mediana compresibilidad; bajo este estrato de arcilla limosa se encuentra un estrato del orden de 18m de espesor de suelos gruesos compactos denominado arenas de Tarango II. A mayor profundidad se pueden encontrar sedimentos compactos de origen aluvial y fluvial.

Díaz-Rodríguez (1993a) señala que la formación arcillosa superior del subsuelo de la ciudad de México está compuesta por un material excepcional, altamente compresible, que además exhibe un comportamiento dinámico altamente elástico sorprendente y baja relación de amortiguamiento. Los suelos de la ciudad de México son mezclas complejas de minerales arcillosos y no arcillosos que desafían una nomenclatura sencilla; son arcillas heterogéneas, volcánicas lacustres, con una proporción y variedad de microorganismos que forman parte de la estructura, con sales disueltas de origen animal y materia orgánica.

Romo (1987) señala la relación entre las condiciones locales del subsuelo y los daños que produjeron los sismos de 1985 en el Valle de México. En las zonas de mayor daño, los espesores de los depósitos de arcilla varían de 25 a 46m aproximadamente. Esto implica que las condiciones de espesor y suavidad de las arcillas de estas zonas, tienen un importante efecto en la amplificación de los movimientos sísmicos registrados en los depósitos firmes. En la Fig. 3.8, Romo (1987) señala las áreas de mayores daños y las profundidades de la base de suelo compacto.

Romo (1987) describe la estratigrafía y propiedades del subsuelo bajo la estación de monitoreo de los movimientos del sismo de 1985, localizada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de la ciudad de México. Un estrato de 4 m de espesor formado de una mezcla de arenas, limos y arcillas, con una velocidad de onda de corte de 100m/s aproximadamente; le sigue un estrato de arcilla de 27 m de espesor, con lentes intercalados de arena limosa, vidrio volcánico, ceniza volcánica, arenas y limos, las velocidades de onda de corte varían de 40 a 90 m/s y su contenido natural de agua cubre un rango de 120% a 450% con una resistencia al corte no drenado de 0.25 kg/cm² a 0.8 kg/cm². Continúa un estrato muy rígido de 3m de espesor de arena limosa ligeramente cementada, con velocidad de onda de corte de 300m/s. Más abajo se encuentra un segundo estrato de arcilla más rígida que la anterior y más competente, con velocidad de onda de 120m/s aproximadamente. Al final de estos estratos blandos se encuentran los llamados depósitos profundos formados por estratos rígidos y muy rígidos de arenas limosas cementadas, con velocidades de onda de corte que exceden los 600 m/s. Para la mayoría de los problemas de ingeniería de cimentaciones, estos depósitos profundos se consideran como el material de apoyo del perfil de suelos superiores. En la figura 3.9, el autor señala las características del subsuelo sobre el que se monitorearon los movimientos inducidos por el sismo de 1985.

Díaz-Rodríguez *et al.* (1998) investigaron las propiedades físicas, químicas y mineralógicas de los sedimentos lacustres de la ciudad de México en una de las áreas más dañadas por el sismo de 1985, con la perspectiva de evaluar la microestructura y su influencia en el comportamiento tan singular ante cargas sísmicas. Sus estudios incluyeron nueva información de los suelos de la ciudad de México para la interpretación de la evolución de los depósitos que le dieron la actual microestructura y las propiedades de ingeniería incluyendo su respuesta dinámica.

El perfil del subsuelo estudiado con tal enfoque, figura 3.10, se localiza en el parque Ramón López Velarde de la ciudad de México, que los autores describen de la siguiente manera:

“Se trata de una columna estratigráfica de 40m, caracterizada principalmente por sedimentos limo arcillosos con intercalaciones de lentes de arena que varían de unos cuantos milímetros a 20cm de espesor aproximadamente. La distribución de los tamaños de las partículas a lo largo de la columna estratigráfica muestra un porcentaje entre 2% y 10% de tamaños de las arenas, excepto en ciertos estratos intercalados que alcanza hasta el 85%; el porcentaje de partículas del tamaño de limo varía entre 40% y 70%, y el porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla, varía entre 20% y 55%”.

Los resultados de sus estudios les sugieren que las excepcionales propiedades de los sedimentos de la ciudad de México están asociados con la presencia de material amorfo que cubre las partículas, responsable del desarrollo de débiles fuerzas de ligadura entre ellos; estas características le permite al suelo lograr una forma reestructurada después de haberse alterado durante un evento sísmico, como el que sufrió la ciudad de México en 1985. Infieren cinco aspectos importantes que caracterizan a los sedimentos de la ciudad de México: i) la naturaleza alcalina del agua inter-partícula permite la disolución de los caparzones de silicio de las diatomeas, ii) la precipitación de los materiales amorfos se inicia cuando el agua alcanza el punto de sobresaturación sílica, iii) el material amorfo cubre las partículas de suelo y sus agregados, y su actividad química hace que el suelo se comporte de manera similar al mineral de arcilla, iv) las partículas de suelo y sus aglomerados cubiertos por material amorfo desarrollan fuerzas de ligadura debido a la actividad de superficie similar a la de la arcilla y v) estas fuerzas de ligadura son las responsables de las propiedades muy especiales de los sedimentos estudiados.

Los autores identifican seis zonas en la secuencia de los sedimentos de la ciudad de México y las revisan en orden ascendente, desde los 40m de profundidad a la superficie, figura 3.10.

Zona 1: arenas con grava (40 m - 38 m)

Debido a la abundancia de fragmentos de roca volcánica en esta zona, los minerales predominantes son feldespatos (50%) y hornblenda (24%). La ausencia de calcita y de materia orgánica es notoria. Esta zona está constituida por arena con gravas con una matriz limosa, en la que los tamaños de los fragmentos llegan hasta 1.5 cm. En comparación con el resto de la columna estratigráfica, esta zona tiene una granulometría gruesa. El contenido de agua no es mayor que 25%, resistencia a la penetración de cono eléctrico de 40 kg/cm² y una velocidad de onda de corte de 110m/s, todo corresponde a un material granular compacto.

Zona 2: arenas con grava a arenas limosas (38 m - 36 m)

Los feldespatos tienen una relación inversa con la hornblenda. La cristobalita se incrementa rápidamente (42%); sin embargo, la calcita y la materia orgánica es casi nula. Los minerales de arcilla no varían apreciablemente (7%) y la capacidad de intercambio catiónico presenta su menor valor (20 meq/100g). Esta zona se caracteriza por una rápida transición de sedimentos gruesos a arenas limosas. Por esta razón el contenido de agua se incrementa a 100%, con una resistencia a la penetración de cono eléctrico de 40 kg/cm² y una velocidad de onda de corte de 100m/s. En esta zona se inicia una clara disminución del pH, de 8 a 6.3. La descripción anterior se interpreta como la representación de condiciones ambientales subaéreas, en donde la energía del agente de transporte fue competente sólo para remover minerales ligeros como la plagioclasa y la pómez. Sin embargo no fue capaz de transportar minerales pesados del tamaño de la arena. En esta zona no existen conchas de ostrácodos. La imperceptible materia orgánica y los bajos valores de la capacidad de intercambio de cationes reflejan la baja concentración de minerales de arcilla y material amorfo. En la parte superior de esta zona existe un horizonte tobáceo blanco de sedimentos de grano muy fino; este horizonte corresponde posiblemente a un evento piroclástico.

Zona 3: limo arcilloso con arena (36 m - 30 m)

Los minerales predominantes en esta zona incluyen la cristobalita y los feldespatos. La hornblenda es escasa y la calcita inicia su aparición hacia la parte superior de la zona. En la parte inferior se infiere la existencia de dos paleosuelos por la presencia de residuos de raíces que se reflejan en su contenido orgánico. Esta zona se caracteriza como limo arcilloso con bajo contenido de arena, que excepcionalmente la arena puede llegar hasta un 20%. El contenido natural de agua promedio es de 50%, con una resistencia de cono eléctrico de 15 kg/cm² a 22 kg/cm² y una velocidad de onda de corte de 75 m/s.

El pH varía de 4 a 6.2. Esta zona se interpreta como la transición entre las condiciones subaérea y lacustre incipiente.

Zona 4: limo arcilloso o arcilla limosa (30 m - 7 m)

Esta es la zona más importante desde el punto de vista geotécnico, debido principalmente a la alta compresibilidad (coeficiente de cambio volumétrico $m_v = 0.1 \text{ cm}^2 / \text{Kg}$), espesor y profundidad. Existen sólo pequeñas variaciones en la composición mineralógica, excepto por la calcita que alcanza su concentración máxima (30%) a 27m de profundidad aproximadamente. Esta zona se caracteriza como limo arcilloso o arcilla limosa con poca arena y tiene intercalados varios lentes de arena. El contenido de agua tiende a crecer con la disminución de la profundidad, con valores cerca de 220% a 30m y llega a un máximo de 420% en la parte superior. Los promedios de límite líquido, límite plástico e índice plástico son 338%, 80% y 308%, respectivamente; el comportamiento de resistencia al cono es casi de incremento lineal con la profundidad y la velocidad de onda de corte es aproximadamente constante, con un valor promedio de 81m/seg. La zona 4 representa un período de tiempo en el que las condiciones lacustres se establecieron claramente, que se deduce por la notable proliferación de diatomeas y ostrácodos en los sedimentos finos.

Zona 5: limo arcillosos con arena (7 m - 3 m)

La base de esta zona está marcada por un horizonte arenoso entre 6m y 7m de profundidad aproximadamente, que tiene el máximo contenido de arena (65%) en la columna. Las concentraciones de hornblenda, feldspatos y cristobalita son similares a los de la parte superior de la zona 4. La calcita y la materia orgánica, muestran una tendencia a disminuir, mientras que los minerales de arcilla incrementan su concentración de 1% a 14%. La capacidad de intercambio catiónico disminuye bruscamente desde la base de la zona y alcanza un valor estacionario de entre 40 meq/100g y 50 meq/100g. La caracterización granulométrica de la zona es arenosa, con graduación a un limo arenoso y un limo arcilloso en la parte superior. Las propiedades geotécnicas son consistentes con las tendencias siguientes: la resistencia al cono eléctrico muestra una tendencia a valores hasta de 24 kg/cm² y el contenido de agua muestra una tendencia a disminuir. Sin embargo, la velocidad de onda de corte se incrementa opuestamente al patrón que muestran las zonas 2 y 4.

Zona 6: relleno artificial (3 m - 0 m)

La zona en la superficie de 0 a 3 m está compuesta de relleno artificial.

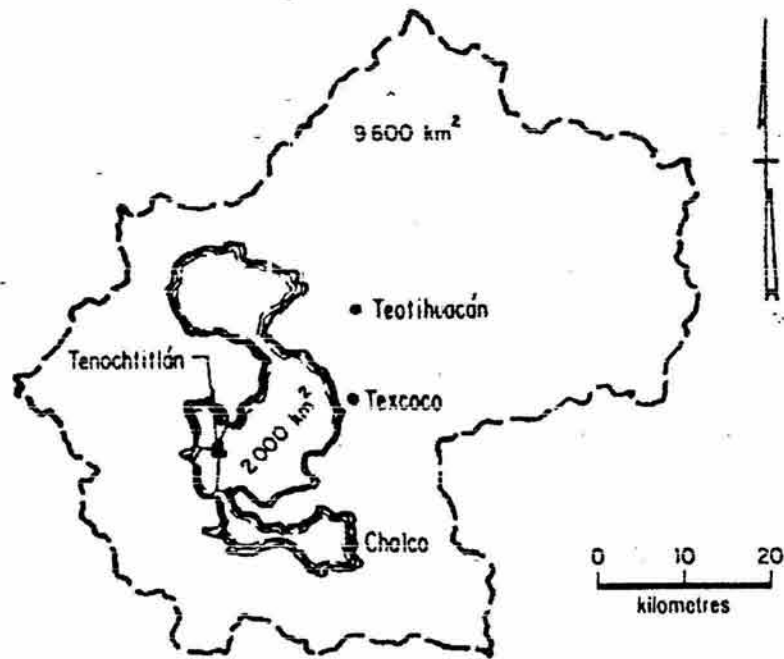


Figura 3.2 La cuenca de México y el antiguo lago de 2000km².
(Díaz-Rodríguez, 1998)



Figura 3.3 Antiguos lagos de la cuenca de México
(Díaz-Rodríguez, 1998)

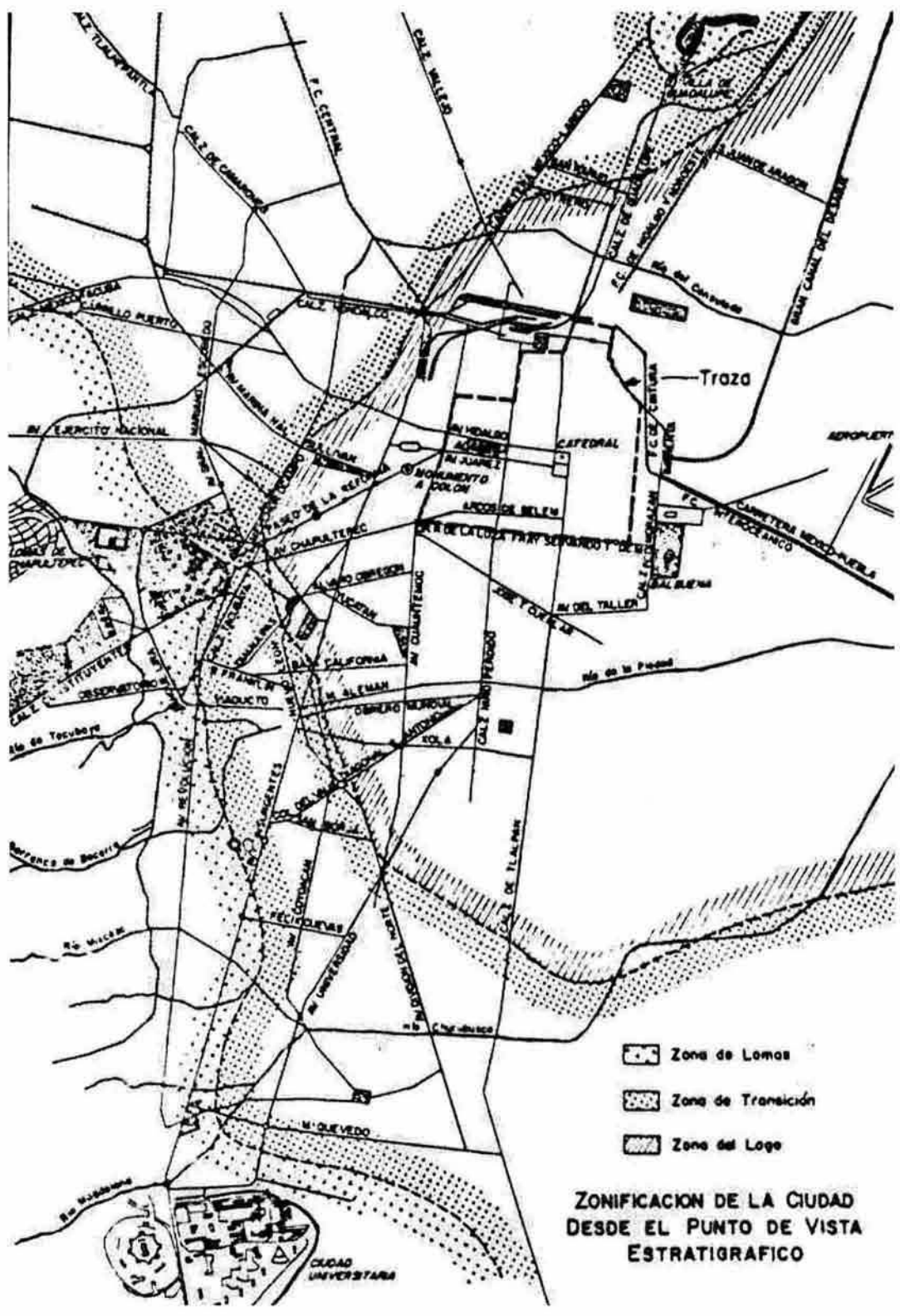


Figura 3.4 Zonificación de la ciudad de México desde el punto de vista estratigráfico (Marsal y Mazari, 1959)

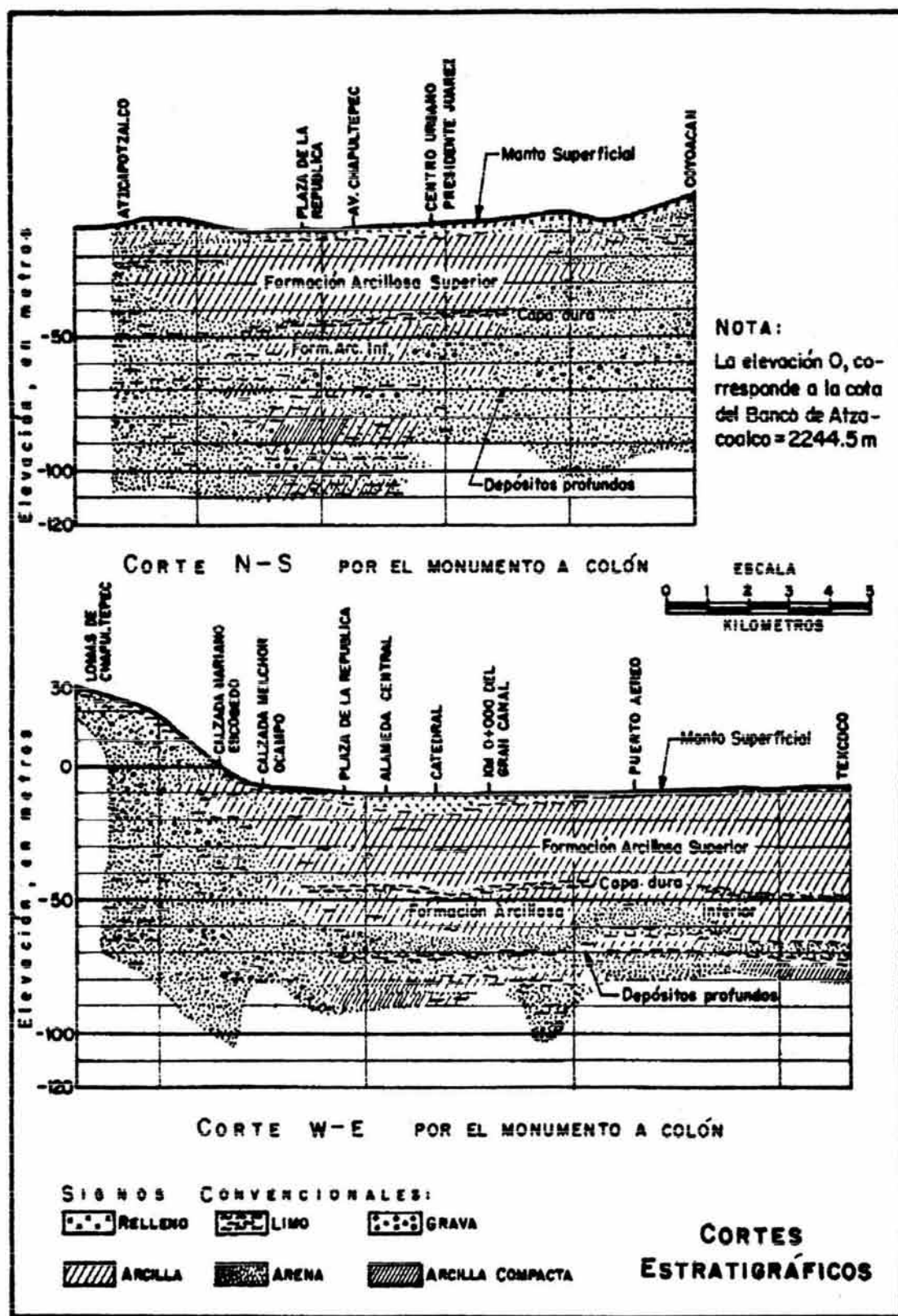


Figura 3.5 Cortes estratigráficos del subsuelo de la ciudad de México. (Marsal y Mazari, 1959)

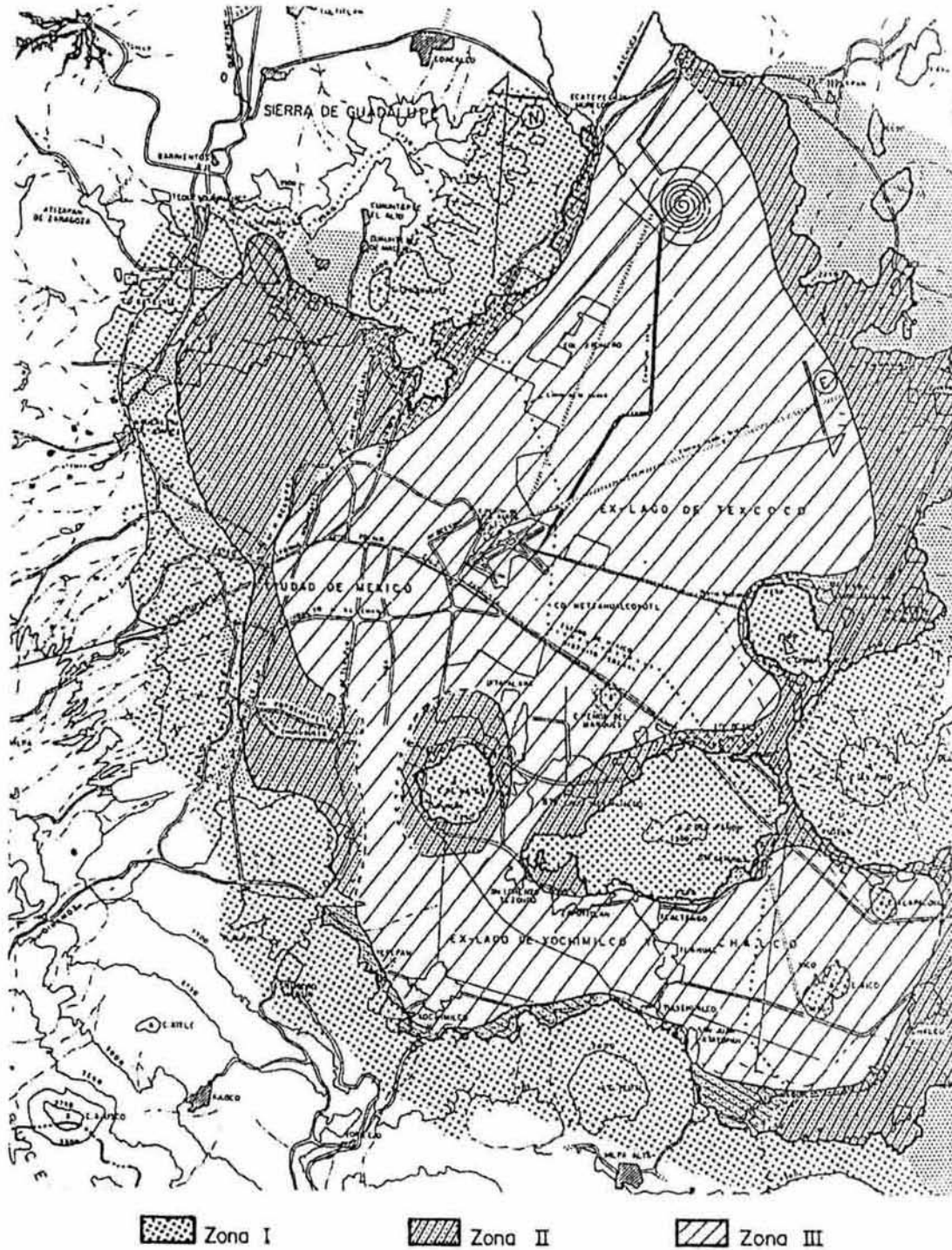


Fig 1 Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Figura 3.6 Zonificación del subsuelo de la ciudad de México, (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1995)

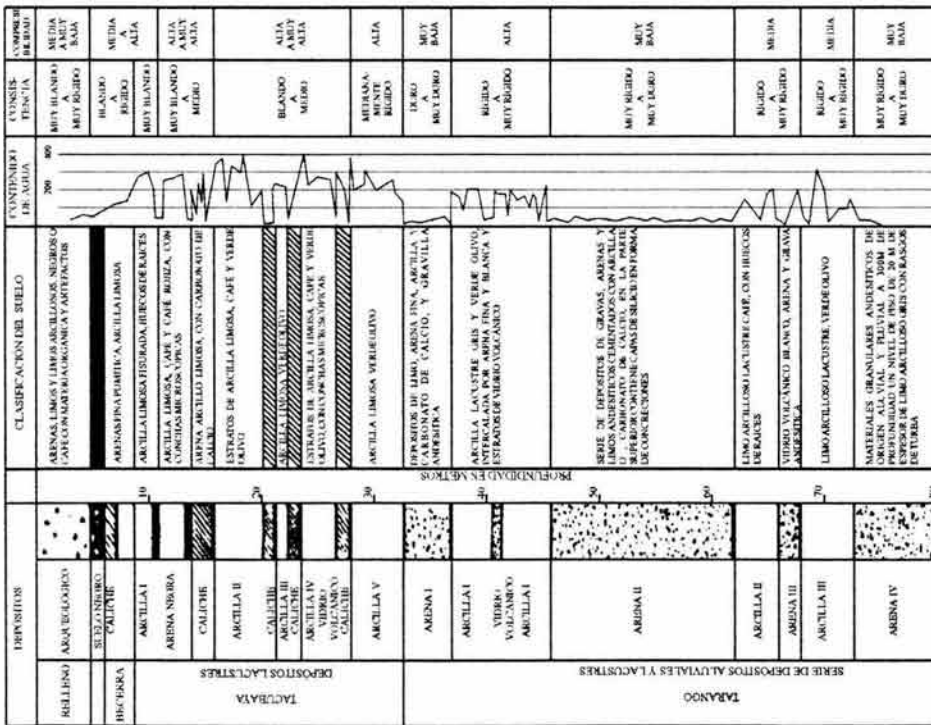


Figura 3.7 Perfil del subsuelo del centro de la ciudad de México (Zeevaert, 1991)

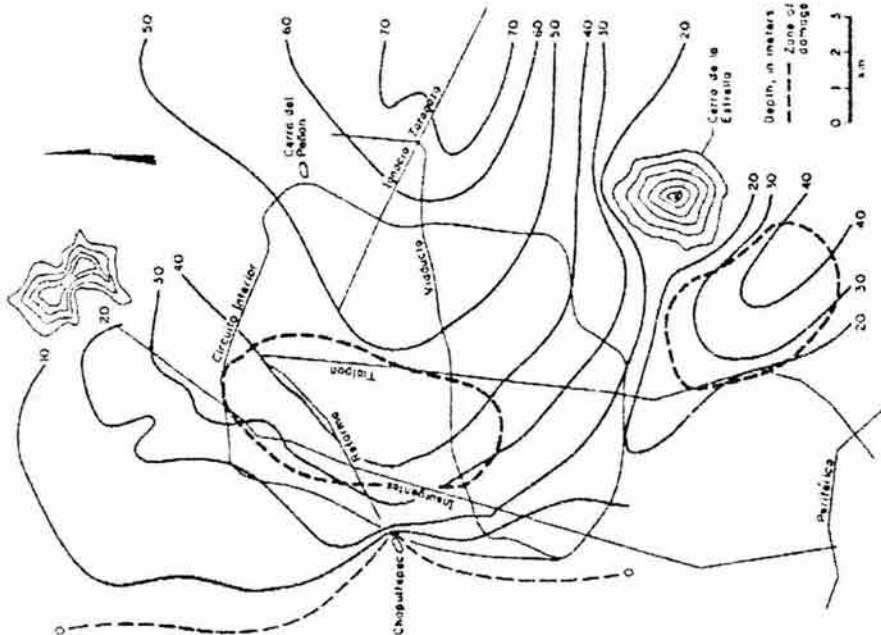


Figura 3.8 Áreas urbanas de la ciudad de México, con estructuras colapsadas o con graves daños durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 (áreas encerradas en líneas discontinuas Romo, 1987)

ESTACIÓN DE MONITOREO	ESTRATIGRAFIA	VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (m/s)	ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA SUPERFICIE (cm/s ²)
Ciudad Universitaria (C. U) (Referencia)	Estrato de 12m de espesor lava fracturada	215	0.038
	Depósitos profundos localizados a 12m aproximadamente, bajo la lava fracturada	450-600	
Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)	Un estrato de 4m de espesor de arena, limo y arcilla.	100	0.18
	Un estrato de 27 m de espesor de arcilla con intercalaciones de lentes de arena limosa, vidrio volcánico, ceniza volcánica, arenas y limos. Variación del contenido de agua de 120% a 450%. Resistencia al corte no drenado 0.25kg/cm ² a 0.8kg/cm ²	40 – 90	
	Estrato muy rígido de 3m de espesor de arena limosa ligeramente cementada.	300	
	Segundo estrato de arcilla más rígido y más competente que el primero.	120	
	Depósitos profundos formados por estratos muy rígidos a rígidos de arenas limosas cementadas; para la ingeniería de cimentaciones considerados como el material que soporta el perfil superior del suelo.	600	

Figura 3.9 Estratigrafía y respuesta de sitio durante el sismo de 1985 en dos estaciones de monitoreo en la ciudad de México; depósitos profundos y en la superficie de la zona del Lago (datos de Romo, 1987)

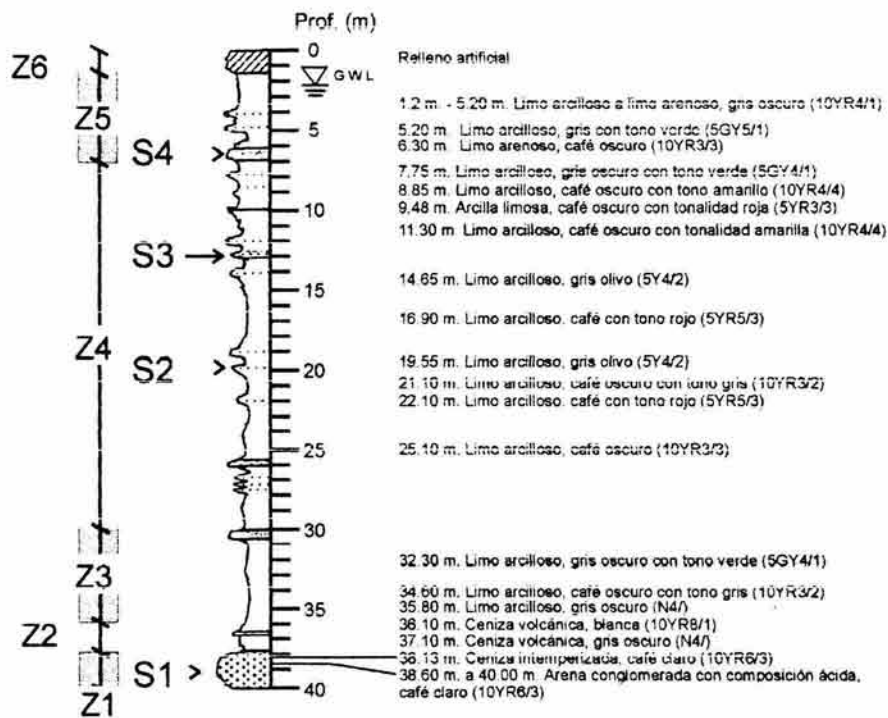


Figura 3.10 Columna estratigráfica bajo el parque "Ramón López Velarde" de la ciudad de México con los principales horizontes (S1 a S4) y algunas características físicas; Z1-Z6, zonas identificadas en la secuencia (Díaz Rodríguez *et al.*, 1998)

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

En este capítulo se presenta el programa experimental de carga cíclica aplicado a los sedimentos lacustres de la ciudad de México; se describen las muestras de los suelos ensayados, así como el equipo e instrumentos utilizados y el procedimiento seguido en los ensayos.

Todo el trabajo experimental se realizó en el laboratorio de Dinámica de Suelos del Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

4.1 Descripción de los suelos ensayados

Las muestras estudiadas corresponden a una columna de suelo de 1.70m de longitud que se extrajo de 15.80m a 17.50m de profundidad bajo la superficie de la esquina noroeste del parque de la Alameda Central de la ciudad de México; estas muestras de suelo corresponden a la formación arcillosa superior de la zona del lago según la zonificación de Marsal y Mazari (1959). Las figuras 4.1 y 4.2 muestran el sitio de extracción de los suelos localizado en una de las zonas más afectadas por los sismos del 19 de septiembre de 1985 y en la que se encuentra instalada una estación acelerográfica. En la figura 4.3, se muestra la columna estratigráfica correspondiente. Las muestras de suelo se extrajeron con tubo de pared delgada tipo Shelby de 12.7 cm de diámetro; éstas tienen un color verde olivo con tonalidades grises, son de consistencia blanda; tienen un contenido natural de agua de 290% a 380%, una relación de vacíos de 7.5 a 9.85; su contenido de agua en el límite líquido se ubica entre 358% a 382%, su índice de plasticidad en el intervalo de 193% a 292% y su densidad de sólidos entre 2.5 y 2.6. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), este suelo se identifica como una arcilla de alta plasticidad, CH. Según Díaz-Rodríguez *et al.* (1998) se trata de sedimentos volcánicos y lacustres heterogéneos, con microfósiles (diatomeas y ostrácodos) y materia orgánica; los minerales de la fracción arcillosa incluyen la montmorilonita, la illita y la cristobalita; la distribución granulométrica de estos sedimentos corresponde a limos arcillosos o arcillas limosas. En este trabajo se aplica el término de "Sedimentos Lacustres de la ciudad de México" (SLCM) a los suelos ensayados.

En la tabla 4.1 se muestran las propiedades índice de los especímenes de los suelos ensayados.

4.2 Equipo e instrumentos utilizados

El equipo y los instrumentos utilizados en el programa experimental están integrados a un sistema que en este trabajo se denomina "Sistema Triaxial Cíclico" (STXC). Este sistema es una versión automatizada de captura digital de datos que ofrece mayor rapidez en la captura y procesamiento digital de datos que la versión analógica; permite el manejo de una mayor cantidad de datos con la ayuda de una computadora y los programas que incluye.

A continuación se describen brevemente el equipo y los instrumentos que se integran en el Sistema TXC; figura 4.4:

a) Una cámara triaxial convencional y un marco de carga que tiene acoplado un pistón neumático de doble acción, un transductor piezoeléctrico para medir la fuerza y un transformador diferencial de variación lineal (Linear Variation Differential Transformer, LVDT) para medir desplazamientos longitudinales,

b) Un tablero de control de los procesos de saturación y consolidación, con válvulas de control y reguladores de presión neumática, transductores eléctricos para medir la presión confinante y la contrapresión, la presión del agua de poro, y un transductor de presión diferencial para medir la variación de la altura de la columna de agua en la bureta durante el proceso de consolidación,

c) Una consola electroneumática con amplificadores de presión y sus reguladores de alimentación al pistón neumático, un transductor de señal eléctrica a presión neumática y un generador de función senoidal acoplado a una computadora personal para el control de las señales eléctricas que, transformadas en presión neumática, llegan al pistón de doble acción,

d) Los acondicionadores de señales que amplifican y filtran las señales eléctricas producidas por los transductores de desplazamiento, fuerza, presión hidráulica (presión de poro) y presión neumática (presión confinante y contrapresión); la función de los transductores es la de transformar cantidades físicas en señales eléctricas,

e) Una computadora para el procesamiento, despliegue y almacenamiento de datos que incluye un paquete de programación y una tarjeta de adquisición de datos LabView, versión 3; también incluye programas específicos para la configuración de las características de los procesos (o etapas) de saturación, consolidación y excitación dinámica de los especímenes de suelo en ensaye. La tarjeta de adquisición de datos es la interfase entre los acondicionadores y el generador de funciones con la computadora; esta tarjeta tiene como función transformar las señales analógicas en digitales.

Los instrumentos de medición de fuerza, de desplazamiento, de volumen y de presión integrados al Sistema TXC, tienen las siguientes características:

Un transductor de fuerza con un rango de +20kg a -20kg y una precisión de 100g. Un transductor de volumen con un rango de 0 cm^3 a 8 cm^3 y una precisión de 0.02 cm^3 . Un transductor de desplazamiento (LVDT) que tiene un rango de $+15000 \text{ }\mu\text{m}$ a $-15000 \text{ }\mu\text{m}$ y una precisión de $10 \text{ }\mu\text{m}$. Dos transductores de presión; uno de presión hidráulica (presión de poro) y otro de presión neumática (presión confinante y contrapresión), ambos tienen un rango de 0 kg/cm^2 a 7 kg/cm^2 y una precisión de 0.01 kg/cm^2 . Para la etapa dinámica de los ensayos el sistema dispone de la función senoidal con un rango de frecuencias de 0.1Hz a 5Hz. La frecuencia, la amplitud de la fuerza y el número de ciclos de carga se especifican desde la computadora.

Los componentes del sistema están acoplados para operar sucesivamente los procesos de saturación, consolidación y carga cíclica. En la figura 4.4, se muestran los componentes del sistema y en la figura 4.5 se presenta el esquema de acoplamiento del equipo e instrumentos del sistema, así como el flujo de las señales de entrada y de salida durante la etapa cíclica del ensayo.

Este sistema TXC automatizado se usó para los procesos de saturación y de carga cíclica; para el proceso de consolidación el sistema se usó para la captura de los datos del volumen de agua drenada y las deformaciones axiales del espécimen; la carga se aplicó con pesas metálicas de peso conocido.

En el caso de la aplicación de la carga cíclica, el sistema opera de la siguiente manera: después de la etapa de consolidación del espécimen se fija el vástago de la cámara triaxial y por medio de la computadora se ajusta la semiamplitud de la carga cíclica sobre los esfuerzos sostenidos; se fija la frecuencia y el número de ciclos y el generador de la función senoidal envía la señal eléctrica al transductor electro-neumático que la transforma en señal neumática y la transfiere a los amplificadores conectados a la cámara inferior del pistón de doble acción acoplado al yugo del marco; este pistón aplica la carga cíclica al espécimen de suelo a través del vástago de la cámara triaxial. Una vez hechos los ajustes de la semiamplitud de la carga cíclica, frecuencia y número de ciclos, se libera el vástago de la cámara triaxial y se aplica la carga cíclica al espécimen; la carga se mide con el transductor eléctrico de fuerza acoplado al vástago de la cámara; el desplazamiento del espécimen se mide con el transductor eléctrico LVDT, a través de una placa acoplada también al vástago de la cámara; la presión del agua de poro inducida por la carga cíclica se mide con el transductor eléctrico correspondiente, localizado en el tablero de control. La computadora, a través de sus dispositivos de captura de datos recibe, despliega y graba los valores de la fuerza, el desplazamiento y la presión de poro cíclicos, figura 4.5.

En el programa de ensayos cíclicos, se aplicó una frecuencia de 0.5 Hz, y se capturaron 100 datos por ciclo, lo que significa una lectura cada 20 milisegundos.

Para las etapas de falla precíclica y poscíclica, se utilizó un marco de carga acoplado a un motor síncrono Wykefarrance, con un sistema de engranes que ofrecen un determinado rango de velocidades de desplazamiento, que en este caso fue de 0.012 mm/minuto; la fuerza se midió con un anillo metálico de 400 kg de capacidad y un micrómetro de 0.001 pulgada de resolución que proporciona una precisión de 460 g. El desplazamiento, la presión de poro y la presión de confinamiento se midieron con los transductores localizados en el tablero de control.

4.3 Programa y procedimientos de ensayos

El programa de ensayos se representa esquemáticamente en la figura 4.6; se consideran las etapas de consolidación, compresión monotónica precíclica a la falla, carga cíclica y compresión monotónica poscíclica a la falla. En la tabla 4.2, se muestra la nomenclatura de los especímenes de suelo y los ensayos a los que fueron sometidos.

Los ensayos se realizaron en especímenes cilíndricos labrados en un torno metálico; la forma cilíndrica se dio con un alambre fino apoyado sobre las barras-guía metálicas acopladas a dos placas circulares; la placa de base tiene un disco de lucita y balero concéntricos y la placa superior es atravesada en el centro por un tornillo con un disco de lucita y su balero en su extremo inferior, este disco de lucita define el diámetro del cilindro del espécimen y es el soporte superior del cilindro durante el proceso de labrado. El diámetro de los especímenes fue de 3.8cm y la altura entre 8.5 y 8.8cm, con una relación altura/diámetro entre 2.23 y 2.32. En la figura 4.7, se muestra el proceso de labrado de los especímenes.

Previo a la colocación del espécimen en la cámara triaxial, las líneas de flujo de agua localizadas en el tablero de control, conectadas al cabezal y a la base de la cámara triaxial con sus respectivos discos porosos, entre los que se coloca el espécimen, se saturaron con agua destilada y desaereada inyectada a presión. Para acelerar el proceso de consolidación el 25% de la superficie lateral de los especímenes de prueba se cubrieron con franjas longitudinales de papel filtro interconectadas con los discos porosos superior e inferior. Los especímenes se protegieron del agua de confinamiento con doble membrana de látex comercial de 0.025 mm de espesor sujetas con tres arosellos tanto en la base como en el cabezal; entre las dos membranas se colocó una capa de aceite de silicón. En la figura 4.8 se muestra un espécimen colocado en la base de la cámara triaxial

utilizada antes y después de protegerse con las membranas de latex y en la figura 4.9 se muestra el espécimen sujeto a la base y al cabezal con los arosellos.

Todos los especímenes se saturaron mediante la aplicación de incrementos de presión confinante y contrapresión, conservando siempre mayor la presión confinante en cuando menos 0.1 kg/cm^2 . La saturación se consideró satisfactoria al alcanzar un valor del coeficiente de Skempton $B = (\Delta u / \Delta \sigma_c) = 0.96$; en los ensayos realizados la contrapresión aplicada varió entre 1.50 y 2.20 kg/cm^2 para lograr el valor de B anterior.

Después de la saturación todos los especímenes se consolidaron anisotrópicamente con una relación de esfuerzos efectivos $K = (\sigma'_3 / \sigma'_1) = 0.3$, y se sometieron a un esfuerzo efectivo medio $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$ de 0.213 kg/cm^2 , que representa el 71% del esfuerzo de fluencia p'_y (carga de preconsolidación) de los suelos estudiados. En la figura 4.10, se muestra la gráfica de compresibilidad obtenida en una prueba de consolidación llevada a un esfuerzo medio efectivo máximo $p' = 0.587 \text{ kg/cm}^2$, el valor del esfuerzo de fluencia p'_y , fue de 0.30 kg/cm^2 . En estas condiciones todos los ensayos se realizaron en la rama estructurada (preconsolidada) de la curva de compresibilidad, con esfuerzos principales efectivos de $\sigma'_1 = 0.40 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma'_3 = 0.12 \text{ kg/cm}^2$.

Los especímenes SLCM1, 5, 9, 13, 16 y 19 inmediatamente después de ser consolidados se sometieron a carga axial monotónica hasta la falla, con deformación controlada a una velocidad de 0.012 mm/minuto , aproximadamente 1% por hora. La resistencia a la falla q_{sf} así determinada fue la referencia para definir las relaciones de esfuerzos cíclicos $R [= q_{cy} / q_{sf}]$ aplicados, figura 4.11.

Los especímenes SLCM 2, 3, 4, 6, 7, 8, 10, 11, 12, 14, 15, 17 y 18 después de consolidados se sometieron a 30 ciclos de carga, y los especímenes SLCM20 y SLCM 21 a 100 ciclos; la carga cíclica se aplicó con una frecuencia de 0.5 Hz . En la tabla 4.2, se muestran las relaciones de esfuerzos cíclicos aplicados. En la figura 4.12, se muestra un espécimen confinado en la cámara triaxial cíclica; en la figura 4.13, se muestran los círculos de Mohr que representan los estados de esfuerzos cíclicos y en la figura 4.14, se muestran los esfuerzos normal y cortante cíclicos en un plano inclinado de 45° para las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.58 , 0.85 y 1.11 aplicados a los especímenes SLCM3, SLCM8 y SLCM21, respectivamente. Al terminar la aplicación de la carga cíclica, los especímenes reposaron 12 horas antes de someterlos a carga monotónica (poscíclica) hasta la falla, q_{sf} , con igual velocidad de deformación que los especímenes precíclicos. En la figura 4.15, se muestra un espécimen fallado en carga poscíclica.



Figura 4.1 Localización del parque de la Alameda Central y el sitio de extracción de las muestras de ensaye, en la ciudad de México



Figura 4.2 Parque de la Alameda Central de la ciudad de México; sitio de extracción de las muestras de ensaye

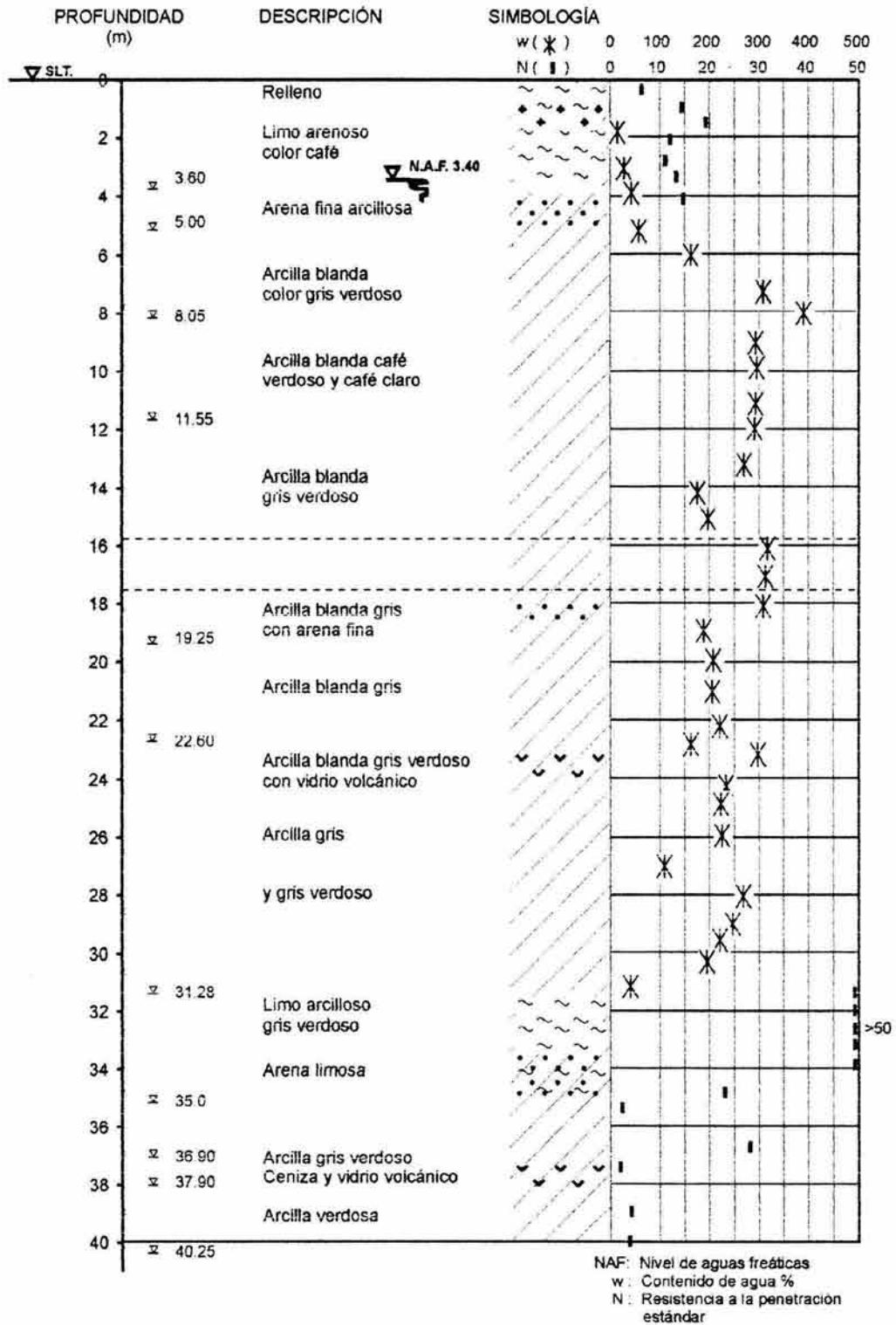


Figura 4.3 Perfil estratigráfico del subsuelo del parque de la Alameda Central de la ciudad de México. Localización de las muestras de ensaye: 15.80m - 17.50m

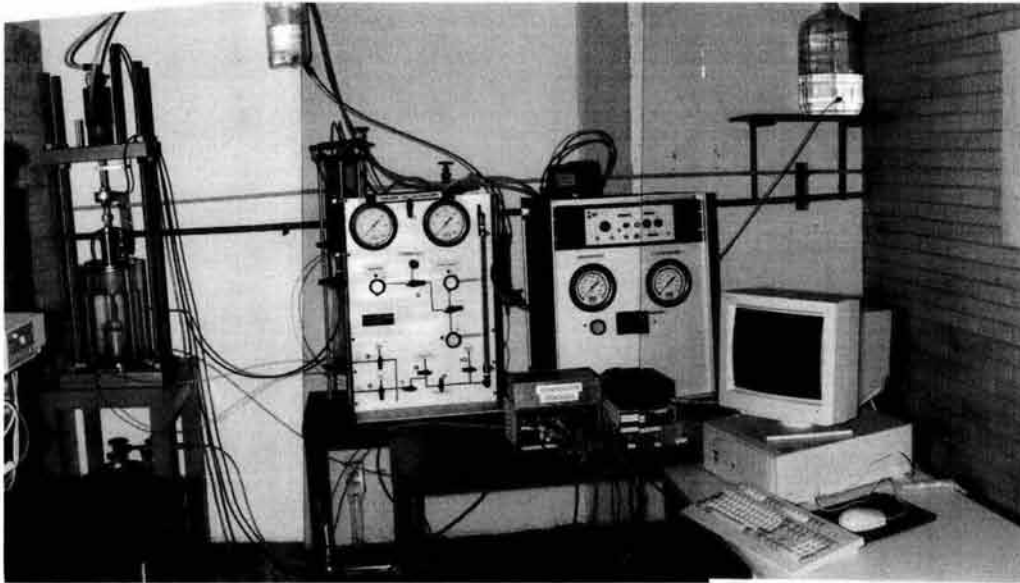


Figura 4.4 Equipo e instrumentos del sistema triaxial cíclico automatizado

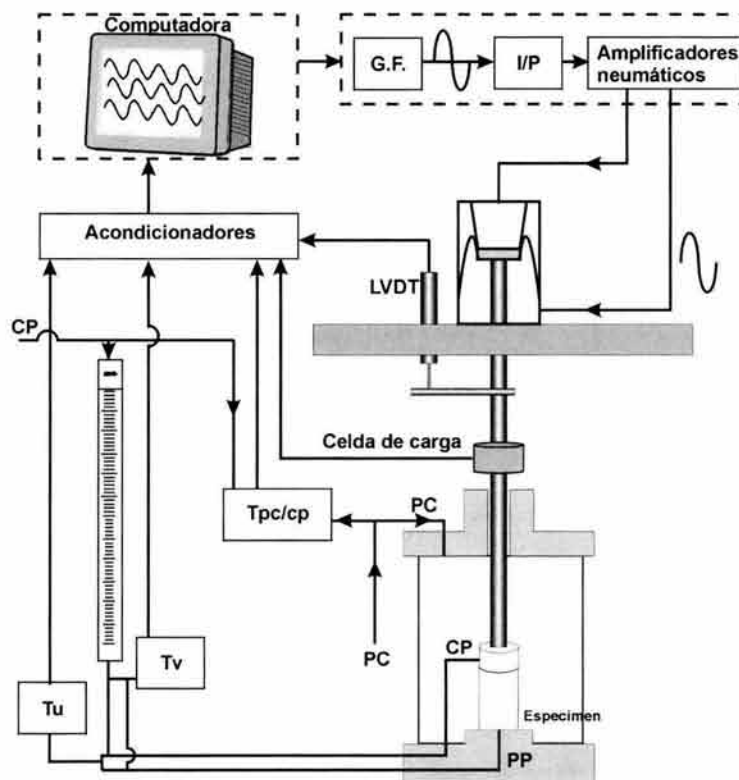


Figura 4.5 Acoplamiento de equipo e instrumentos del sistema triaxial cíclico. T_u : Transductor de presión de poro; T_v : Transductor de volumen; $T_{pc/cp}$: Transductor de presión de confinamiento/contrapresión; I/P: Transductor electro-neumático; LVDT: Transductor de desplazamiento; PP: presión de poro

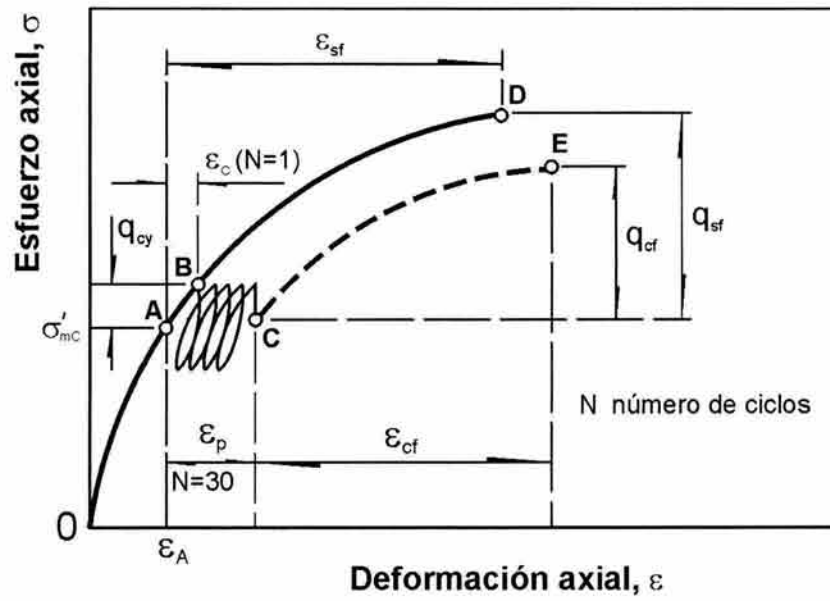


Figura 4.6 Esquema de referencia para el programa de pruebas

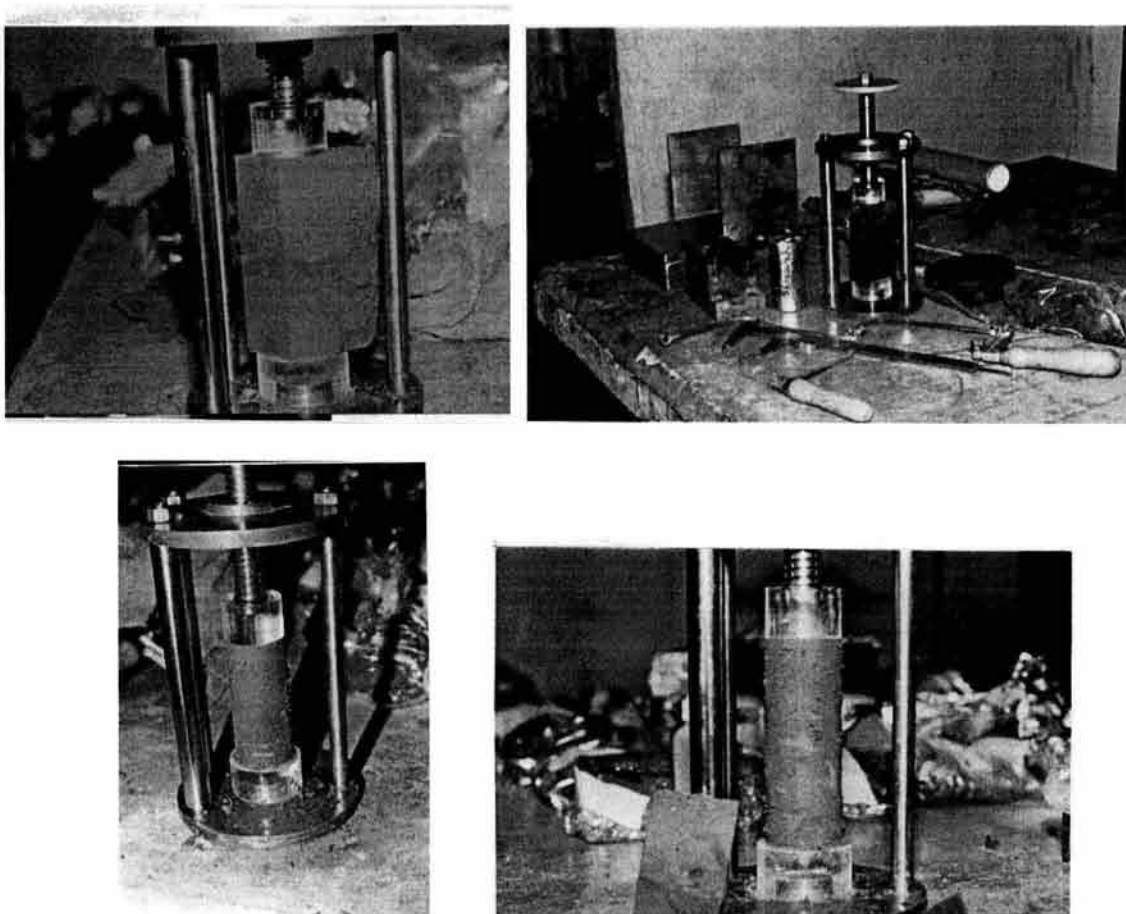
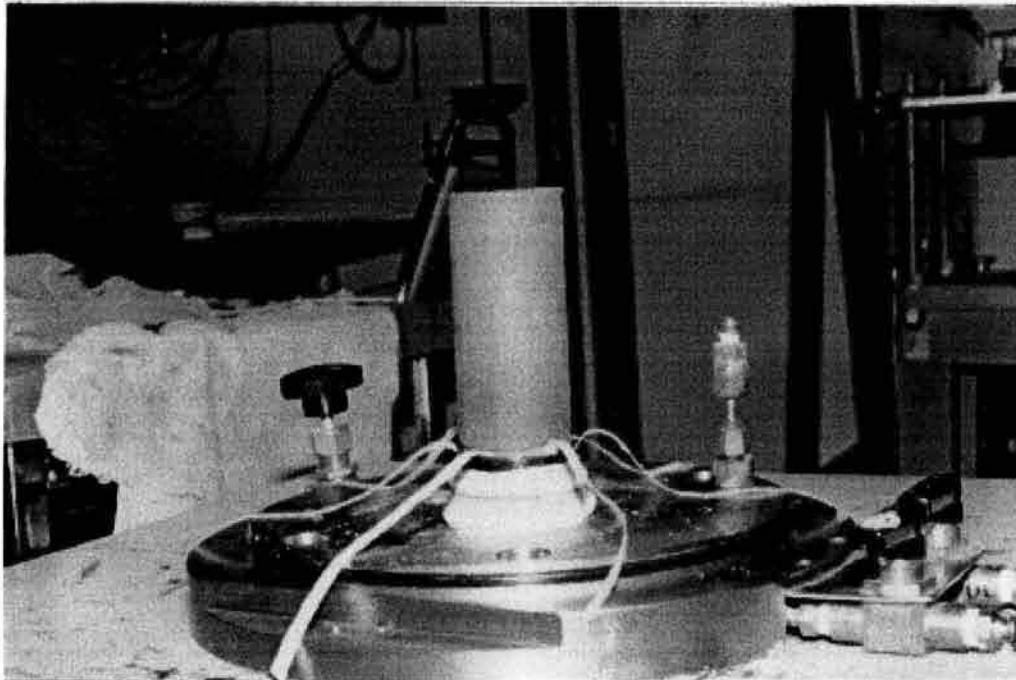


Figura 4.7 Labrado de especímenes de ensaye



a) Montaje de espécimen, membranas y cintas de papel filtro



b) Recubrimiento del espécimen de prueba con membranas de látex y sellado con silicón

Figura 4.8 Colocación del espécimen de prueba en la base de la cámara triaxial

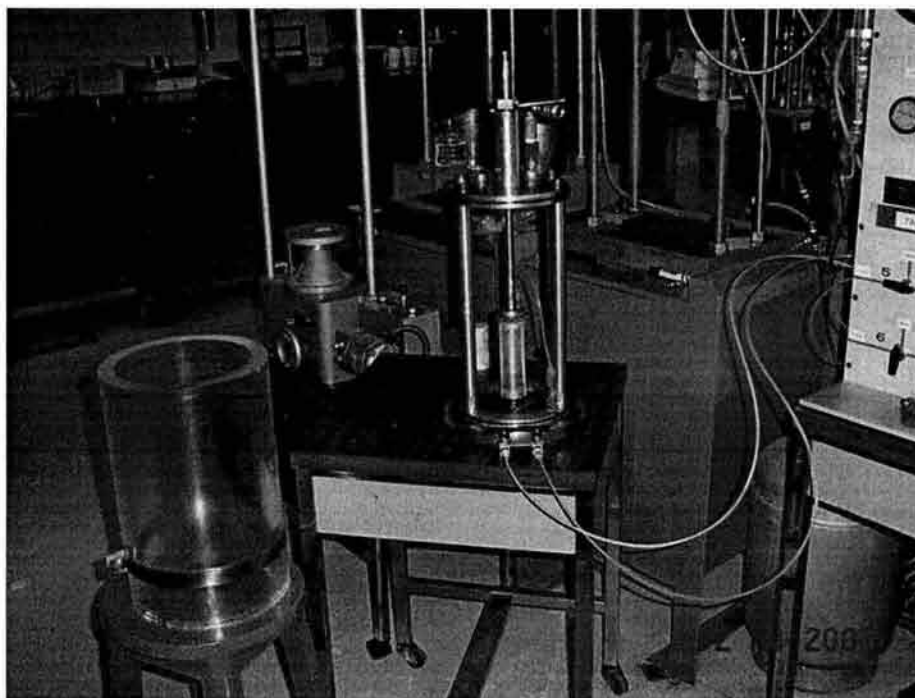


Figura 4.9 Espécimen de prueba sujetado a la base y al cabezal de la cámara triaxial cíclica

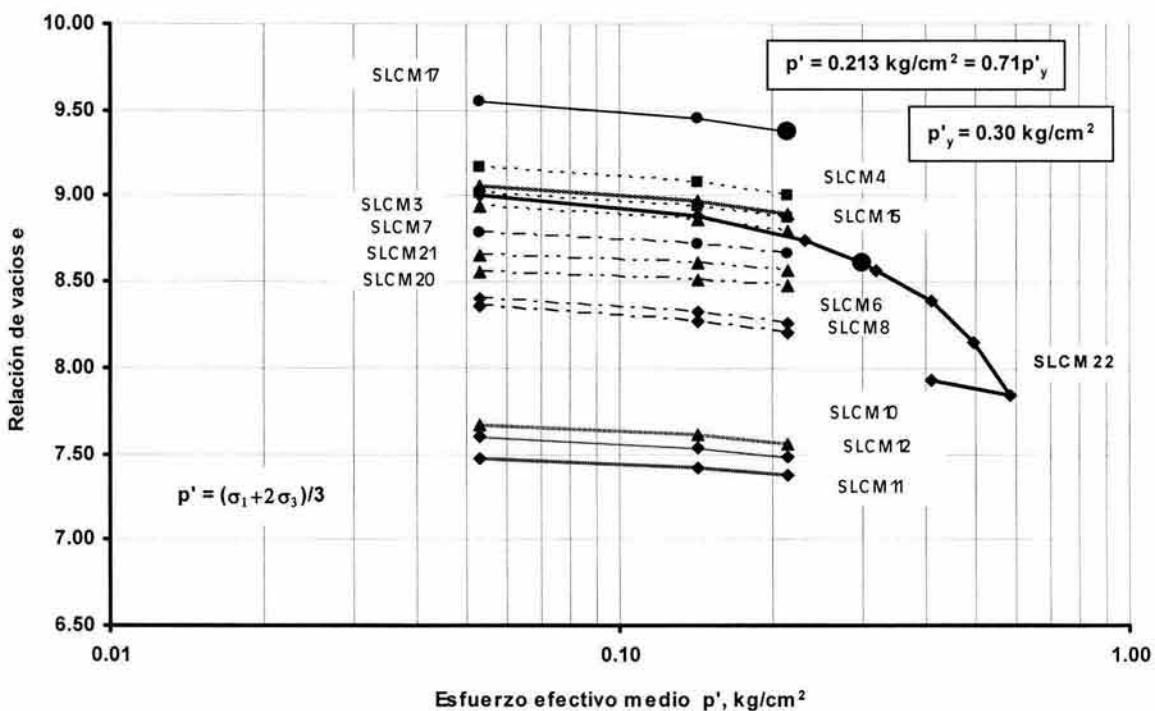


Figura 4.10 Curvas de compresibilidad típicas de los especímenes ensayados

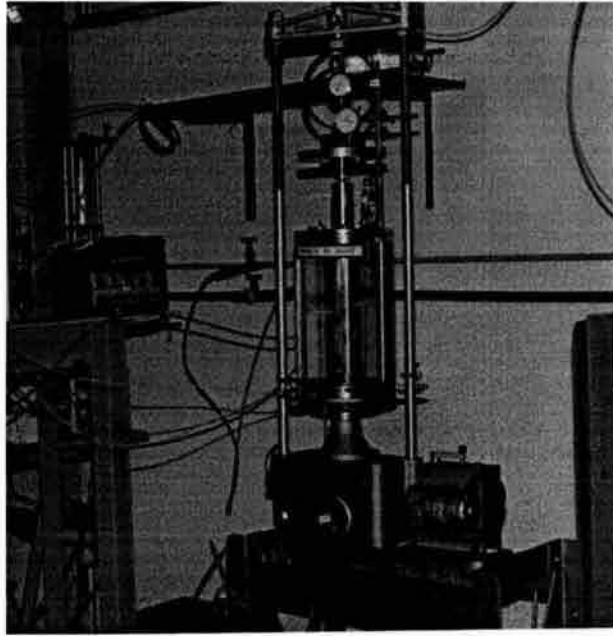


Figura 4.11 Arreglo para la compresión triaxial de carga monotónica con velocidad de deformación controlada

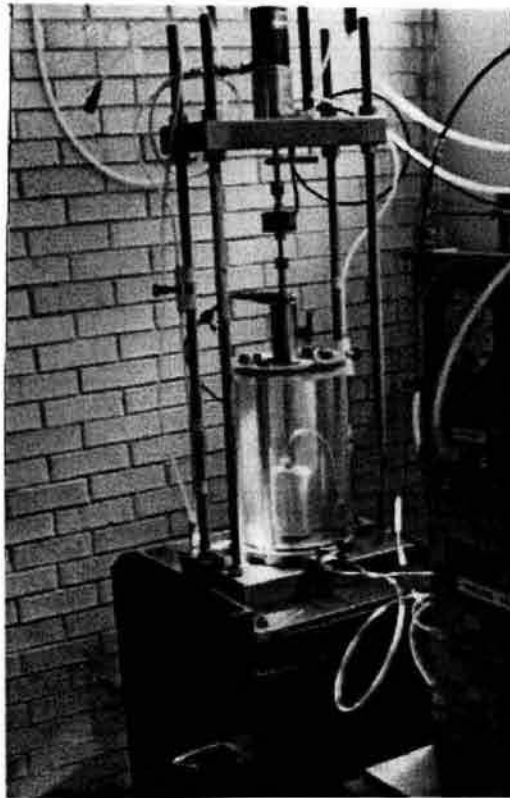
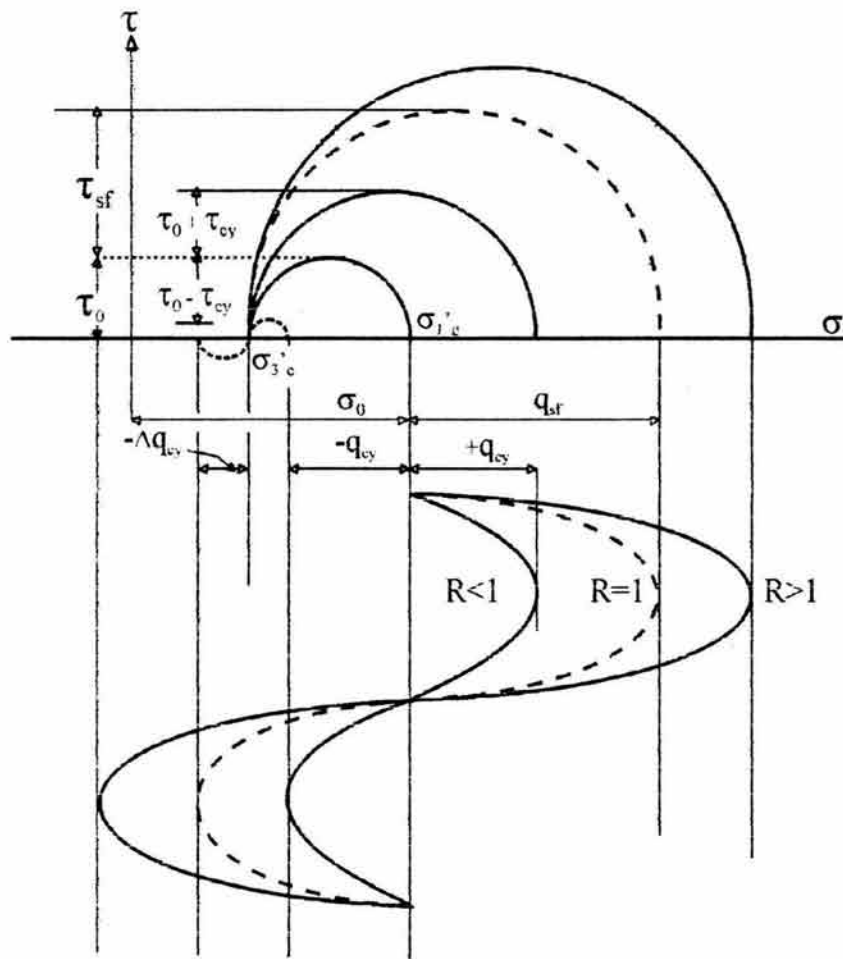
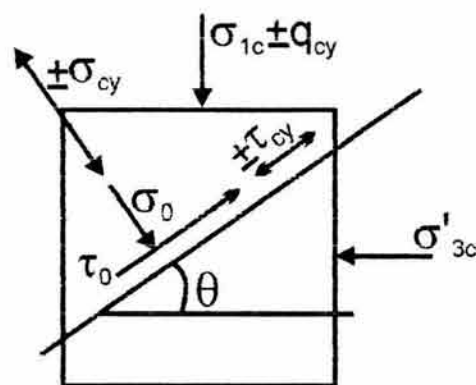


Figura 4.12 Arreglo para la aplicación de carga cíclica



a) Representación de los esfuerzos sostenidos y cíclicos mediante los círculos de Mohr



b) Esfuerzos sostenidos (normal y cortante) y esfuerzos cíclicos sobre un plano inclinado θ grados, con respecto a la horizontal.

Figura 4.13 Representación de los estado de esfuerzos sostenidos y cíclicos en el programa de pruebas

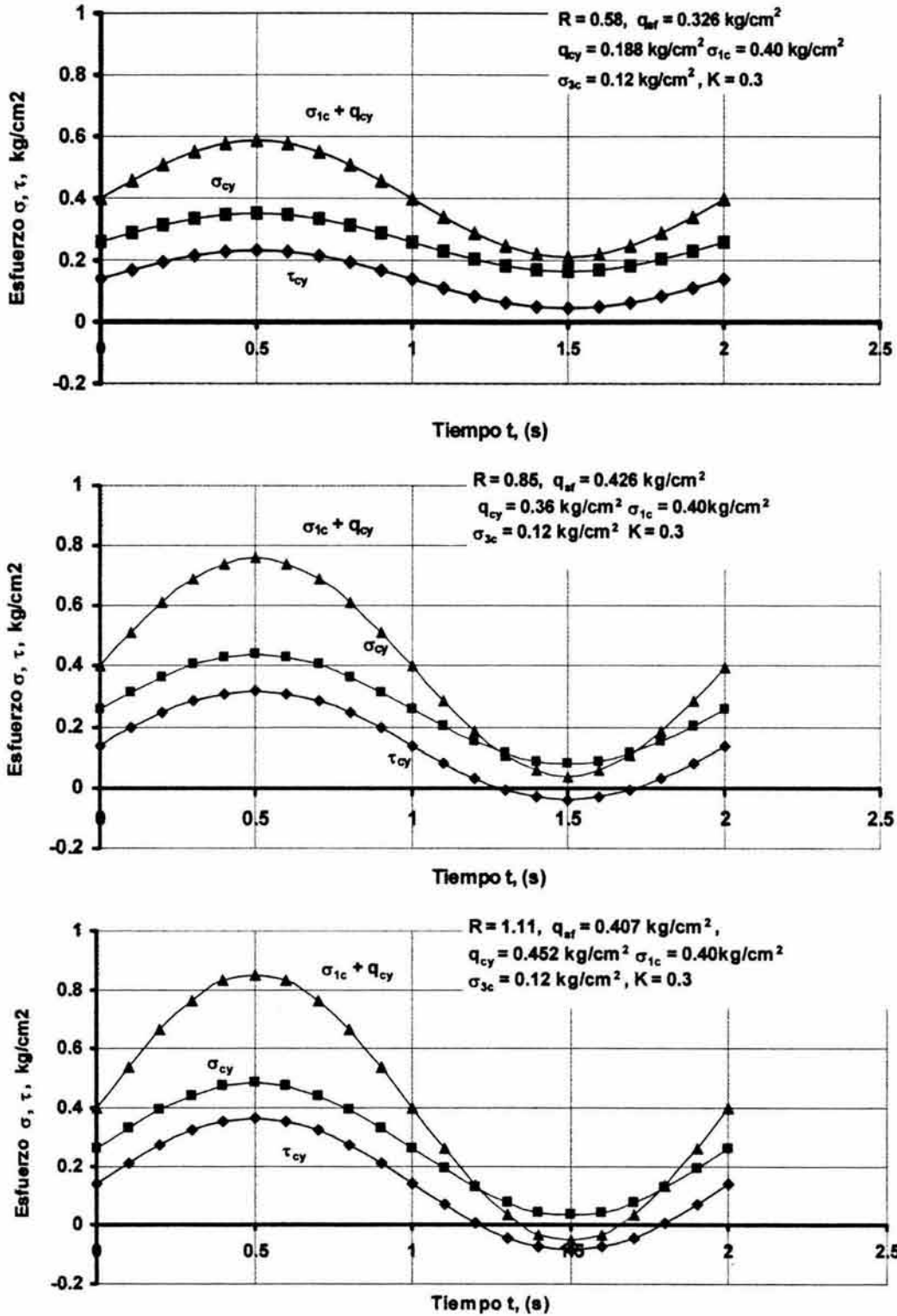


Figura 4.14 Esfuerzos cíclicos, normal y cortante, sobre un plano inclinado de 45°, con respecto a la horizontal, para relaciones de esfuerzos cíclicos axiales R de 0.58, 0.85 y 1.11

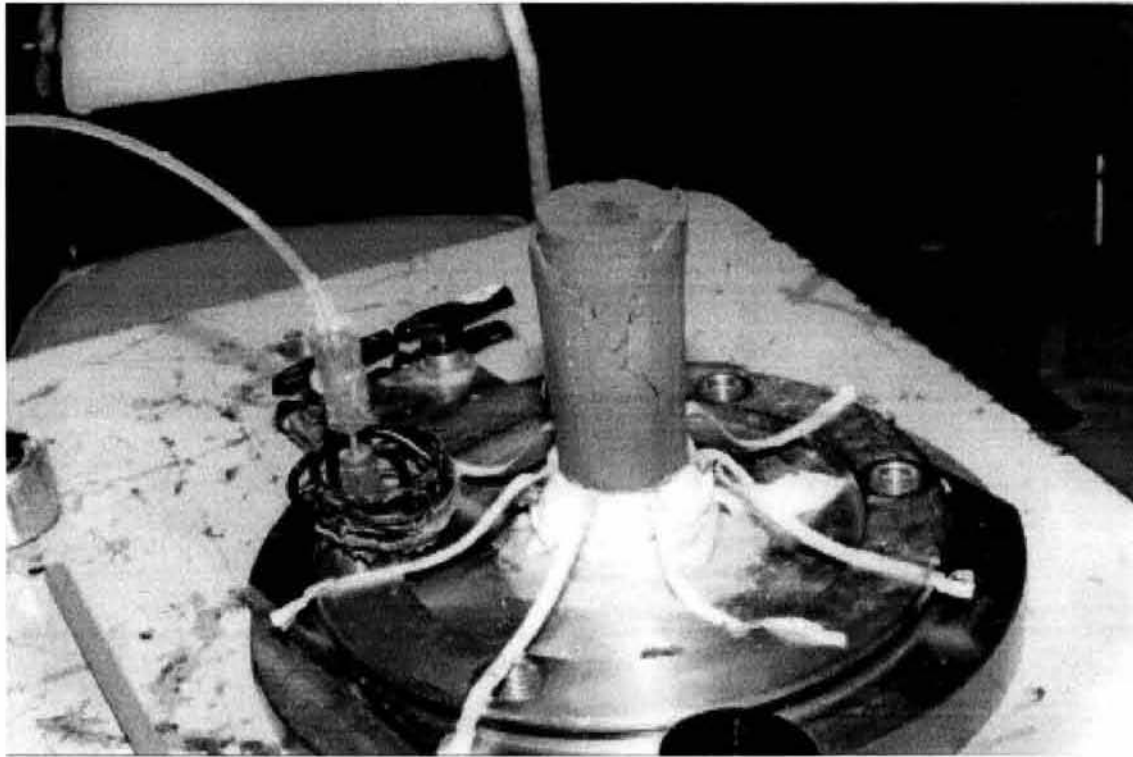


Figura 4.15 Espécimen fallado en compresión triaxial monotónica poscíclica

Tabla 4.1 Propiedades índice de los sedimentos lacustres ensayados

Especimen	Profundidad	w	w _L	I _p	SUCS	γ _m	e	S _s
	m	%	%	%		g/cm ³	-	-
SLCM1	16.20-16.40	349	358	283	CH	1.17	8.92	2.58
SLCM2	16.20-16.40	350	358	283	CH	1.16	9.03	2.6
SLCM3	16.20-16.40	349	358	283	CH	1.16	8.96	2.58
SLCM4	16.20-16.40	360	358	283	CH	1.17	9.2	2.58
SLCM5	16.00-16.20	345	365	285	CH	1.15	8.96	2.58
SLCM6	16.00-16.20	331	365	285	CH	1.17	8.41	2.58
SLCM7	16.00-16.20	347	365	285	CH	1.17	8.82	2.6
SLCM8	16.00-16.20	330	365	285	CH	1.18	8.43	2.58
SLCM9	17.35-17.50	300	365	193	MH	1.18	7.72	2.56
SLCM10	17.35-17.50	293	365	193	MH	1.18	7.67	2.56
SLCM11	17.35-17.50	391	365	193	MH	1.18	7.47	2.56
SLCM12	17.35-17.50	296	365	193	MH	1.18	7.61	2.56
SLCM13	16.70-16.80	365	382	292	CH	1.15	9.16	2.6
SLCM14	16.70-16.80	356	382	292	CH	1.15	9.33	2.6
SLCM15	16.70-16.80	357	382	292	CH	1.17	9.09	2.6
SLCM16	16.80-16.95	378	382	292	CH	1.15	9.85	2.6
SLCM17	16.80-16.95	373	382	292	CH	1.15	9.59	2.6
SLCM18	16.80-16.95	360	382	292	CH	1.16	9.4	2.6
SLCM19	15.80-16.00	331	365	285	CH	1.17	9.52	2.58
SLCM20	15.80-16.00	345	365	285	CH	1.2	8.55	2.58
SLCM21	15.80-16.00	337	365	285	CH	1.17	8.66	2.58
SLCM22	16.40-16.50	350	360	269	CH	1.16	9.04	2.6

Tabla 4.2 Programa de ensayos

Ensaye	En el sitio			Consolidación				Precíclica			Cíclica	
	z	w _i	e _i	w _c	e _c	σ' _{1c}	σ' _{3c}	q _{sf}	ε _{sf}	u _{sf}	q _{cy}	R = q _{cy} /q _{sf}
Nº	m	%	-	%	-	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%	kg/cm ²	kg/cm ²	-
SLCM1	16.20-16.40	349	8.92	362	8.80	0.4	0.12	0.326	1.347	0.06		
SLCM2	16.20-16.40	350	9.03	359	8.88	0.4	0.12				0.235	0.72
SLCM3	16.20-16.40	349	8.96	363	8.79	0.4	0.12				0.188	0.58
SLCM4	16.20-16.40	360	9.20	370	9.01	0.4	0.12				0.131	0.40
SLCM5	16.00-16.20	345	8.96	360	8.84	0.4	0.12	0.426	1.440	0.07		
SLCM6	16.00-16.20	331	8.41	343	8.26	0.4	0.12				0.432	1.01
SLCM7	16.00-16.20	347	8.82	360	8.66	0.4	0.12				0.378	0.89
SLCM8	16.00-16.20	330	8.43	330	8.21	0.4	0.12				0.360	0.85
SLCM9	17.35- 17.50	300	7.72	314	7.61	0.4	0.12	0.400	1.434	0.09		
SLCM10	17.35- 17.50	293	7.67	308	7.56	0.4	0.12				0.398	1.00
SLCM11	17.35- 17.50	291	7.47	303	7.38	0.4	0.12				0.373	0.93
SLCM12	17.35- 17.50	296	7.61	311	7.48	0.4	0.12				0.325	0.81
SLCM13	16.70-16.80	365	9.16	366	8.94	0.4	0.12	0.346	1.409	0.08		
SLCM14	16.70-16.80	356	9.33	374	9.15	0.4	0.12				0.195	0.56
SLCM15	16.70-16.80	357	9.09	360	8.89	0.4	0.12				0.223	0.65
SLCM16	16.80-16.95	378	9.85	374	9.67	0.4	0.12	0.364	1.650	0.07		
SLCM17	16.80-16.95	373	9.59	368	9.38	0.4	0.12				0.281	0.77
SLCM18	16.80-16.95	360	9.40	362	9.20	0.4	0.12				0.310	0.85
SLCM19	15.80-16.00	331	9.52	345	9.48	0.4	0.12	0.407	1.308	0.08		
SLCM20	15.80-16.00	345	8.55	356	8.48	0.4	0.12				0.331	0.81
SLCM21	15.80-16.00	337	8.66	355	8.57	0.4	0.12				0.454	1.11

CAPÍTULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTALES, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se describe y discute la respuesta cíclica y poscíclica de los especímenes de los sedimentos lacustres de la ciudad de México ensayados bajo las condiciones establecidas en el Capítulo 4. En el comportamiento cíclico se estudia la evolución de las deformaciones ϵ_{cy} y de las presiones de poro u_{cy} , el desarrollo de las relaciones esfuerzo-deformación $q_{cy}-\epsilon_{cy}$ y de la presión de poro-deformación $u_{cy}-\epsilon_{cy}$, así como la evolución del módulo E equivalente y de la relación de amortiguamiento λ . En el comportamiento poscíclico se estudia el efecto de la carga cíclica en la resistencia y en las relaciones esfuerzo-deformación monotónica estática.

Debe tenerse presente que todos los ensayos efectuados sobre los especímenes inalterados están sujetos a las variaciones características de los depósitos naturales de suelo, los especímenes de los sedimentos lacustres de la ciudad de México ensayados en esta investigación no están ajenos a estas consideraciones.

5.1 Comportamiento cíclico

5.1.1 Historia de esfuerzos-deformaciones-presiones de poro cíclicos

En la figura 5.1 se muestran las gráficas de la historia esfuerzos-deformaciones-presiones de poro típica del programa de ensayos, ejemplificadas para las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.4 y 1.01.

En las figuras 5.2 a 5.8 se muestran las gráficas de la historia de esfuerzos y sus efectos en las deformaciones, las presiones de poro, así como las relaciones esfuerzo-deformación y presiones de poro-deformación correspondientes a los niveles de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.40 a 1.0 en 30 ciclos de esfuerzo. La figura 5.9 muestra las respuestas correspondientes a 100 ciclos de esfuerzo para una relación de esfuerzos cíclicos $R = 1.11$. En las figuras 5.10 y 5.11 se muestran las gráficas de la evolución de las deformaciones y presiones de poro máximas en compresión con el número de ciclos, respectivamente y en la figura 5.12 se muestran las gráficas de las envolventes de los valores máximos y mínimos de los esfuerzos, deformaciones y presiones de poro para las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.40 a 1.11.

En las gráficas 5.2(b) a 5.9(b) se observa que para todas las relaciones R la deformación cíclica máxima en compresión exhibe incrementos notorios sucesivos fuera de proporción en los primeros ciclos, los que sugieren ser ciclos de ajuste, para después establecerse en magnitud constante o en incrementos que obedecen a cierta pendiente; este comportamiento transitorio inicial o de deformaciones cíclicas iniciales de ajuste, se aprecia más claramente en las gráficas 5.10(a) y (c) que agrupan las envolventes de las deformaciones cíclicas máximas en compresión para las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.4 a 1.11 y en las que se indica el ciclo hasta donde llegan las deformaciones cíclicas de transición.

Para la relación de esfuerzos cíclicos $R = 0.40$ el ajuste se da en 3 ciclos; para R de 0.56 a 0.72 se da entre los 6 y 7 ciclos, respectivamente, y para las R de 0.77 a 1.11 el ajuste se da entre los 8 y los 9 ciclos aproximadamente, como se puede observar en la gráfica 5.10(a). Después de los ciclos de ajuste las deformaciones cíclicas máximas llegan o a un estado estacionario o a un estado no estacionario. El agrupamiento de las envolventes mostrado en las figuras 5.10(a) sugiere que para valores de $R < 0.77$ las deformaciones cíclicas máximas alcanzan un estado estacionario y para valores de R iguales o mayores que 0.77 estas deformaciones continúan creciendo, son no estacionarias; las envolventes de las deformaciones cíclicas máximas evolucionan con cierta pendiente y al aumentar R esta pendiente se incrementa. En la figura 5.10(c), se agregan las envolventes de las deformaciones máximas para 100 ciclos generadas por las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.81 y 1.11. En las gráficas 5.10(d) y (e), se muestran las relaciones deformación cíclica máxima *versus* el logaritmo del número de ciclos; particularmente en la envolvente correspondiente a 100 ciclos y $R = 1.11$ de la figura 5.10(e), se observa un ligero cambio de pendiente en el ciclo 60 aproximadamente.

En las gráficas de la figura 5.11, que muestran la evolución de la presión de poro no se aprecia una clara correspondencia con los ciclos de ajuste de las deformaciones cíclicas; en los primeros ciclos se muestran valores en aumento aunque de manera irregular hasta el ciclo 5, aproximadamente, en el que alcanzan sus valores máximos. Después de los 5 ciclos de ajuste, la presión de poro prácticamente permanece constante con el número de ciclos para todos los valores de R , incluso en los especímenes ensayados con 100 ciclos de esfuerzo y relaciones R de 0.81 y de 1.11.

En la figura 5.12, se muestran las envolventes de los valores máximos y mínimos de los esfuerzos y las deformaciones cíclicas; en la figura 5.13, se incluyen las envolventes de las presiones de poro máximas y mínimas. En la gráfica 5.12(b), las envolventes de los valores mínimos (descarga total) de las deformaciones llegan al equilibrio prácticamente desde el ciclo 1 para valores de R hasta de 0.77; para valores de $R > 0.77$ las envolventes de las

deformaciones absolutas mínimas tienden a disminuir con el número de ciclos, con pendientes muy suaves. Las envolventes de las presiones de poro mínimas en general muestran tendencias de equilibrio desde el ciclo 1, como se observa en la gráfica 5.13(b).

En correspondencia con el comportamiento antes mencionado, en las figuras 5.2(d) a 5.9(d) se puede apreciar que para las relaciones de esfuerzo cíclico R en el intervalo de 0.4 a 1.11 los lazos esfuerzo-deformación (lazos de histéresis) muestran un crecimiento secuencial de su eje longitudinal en compresión en los primeros ciclos; en descarga este efecto no es muy notorio. Para la relación $R = 0.77$, en la gráfica 5.5(d) se observa que además del desarrollo longitudinal de los lazos esfuerzo-deformación disminuye la inclinación de los lazos con el número de ciclos; para valores de $R > 0.77$ la disminución de la inclinación es más marcada y muy notoria en la zona de transición carga-descarga acentuada en la rama de descarga, efecto que da la impresión de una rotación de los lazos en el sentido de las manecillas del reloj con centro en el punto de descarga mínima. Este comportamiento se observa más claro en las gráficas de la figura 5.9(d) correspondiente a la relación de esfuerzos cíclicos $R = 1.11$ con 100 ciclos de esfuerzo.

En los lazos presión de poro-deformación de las figuras 5.2(e) a 5.9(e) también se observa el crecimiento de su eje longitudinal en compresión; a partir de $R = 0.81$ se observa claramente que los lazos se cierran en la transición de carga a descarga y se abren en la transición de descarga a carga, además de marcar una tendencia a hacerse cóncavos hacia abajo.

En general los resultados experimentales muestran que para los niveles o relaciones de esfuerzo cíclico $R < 0.77$, después de los primeros 3 a 7 ciclos de ajuste, las deformaciones en compresión llegan a un estado estacionario, esto es a una deformación de equilibrio (constante) hasta los 30 ciclos de esfuerzo, similar al estado de equilibrio de no falla mencionado por Sangrey *et al.* (1969) en muestras de arcillas saturadas y también por Díaz-Rodríguez (1988, 1989a) en arcillas de la ciudad de México. Para relaciones R iguales o mayores que 0.77, después de los ciclos de ajuste, las deformaciones no detienen su crecimiento, son no estacionarias, las envolventes muestran una pendiente que se mantiene durante los 30 ciclos de esfuerzo para cada R y crece al aumentar R ; en particular para la relación de esfuerzos cíclicos $R = 1.11$ con 100 ciclos se observa un ligero aumento de la pendiente de la envolvente en el ciclo 60 aproximadamente

El comportamiento de las deformaciones cíclicas máximas observado en los primeros ciclos, sugiere la existencia de un cierto número de ciclos, no mayor a 10, de ajuste o adaptación de los especímenes a la excitación cíclica para todos los valores de R en el intervalo de 0.40 a 1.11. Díaz-Rodríguez (1993a) reporta

un comportamiento similar en especímenes de la formación arcillosa superior de la ciudad de México; en pruebas de esfuerzo controlado de corte simple cíclico observa un decremento del módulo G en los primeros 15 ciclos para después continuar decreciendo pero con una pendiente menor, comportamiento que implica un ajuste en la evolución de las deformaciones en los primeros 15 ciclos de los 100 ciclos de esfuerzo aplicados. En arcillas saturadas Sangrey *et al.* (1969) observa que el estado estacionario que denomina "estado de equilibrio de no falla" se alcanza después de seis ciclos de carga para una relación de esfuerzos cíclicos $R = 0.49$.

Con base en el análisis anterior se puede decir que los especímenes de los sedimentos lacustres de la ciudad de México sometidos a carga cíclica muestran dos tipos de comportamientos después de los ciclos de adaptación. Para valores de $R < 0.77$ las deformaciones cíclicas máximas permanecen en equilibrio (constantes) en los 30 ciclos de esfuerzos aplicados, alcanzan un estado estacionario; para la relación de esfuerzos cíclicos $R = 0.72$ la deformación cíclica máxima estacionaria es $\epsilon_{cym\acute{a}x} = 0.4\% = 4 \times 10^{-3}$. Para valores de R iguales o mayores que 0.77, las gráficas de las envolventes de las deformaciones cíclicas máximas $\epsilon_{cym\acute{a}x}$ vs N de cada R muestran ciertas pendientes que implican un estado no estacionario; las pendientes se incrementan al aumentar los valores de R . Por ejemplo para $R = 1$, la envolvente correspondiente, después de los ciclos de ajuste, tiene una pendiente $s = 0.0025\%/ciclo$ con $\epsilon_{cym\acute{a}x} = 0.87\% = 8.7 \times 10^{-3}$ en el ciclo $N = 30$; para $R = 0.77$, $s = 0.002\%/ciclo$ y $\epsilon_{cym\acute{a}x} = 0.5\% = 5 \times 10^{-3}$ en el ciclo $N = 30$, aproximadamente. En la figura 5.14(a), se muestran las pendientes de la envolventes de las deformaciones cíclicas máximas en función de la relación de esfuerzos cíclicos R ; en las figuras 5.14(b) y (c), se muestra el parámetro de degradación t en función de R y el índice de degradación δ con el número de ciclos, respectivamente, según Idriss *et al.* (1978). Para los valores de R en el intervalo de 0.40 a 0.72 el parámetro de degradación varía entre 0.011 a 0.019; para valores de $R = 0.77$ y hasta 1.11, este parámetro varía entre 0.032 y 0.039.

De acuerdo con Ishihara (1996) el comportamiento de los suelos ante carga cíclica es esencialmente elástico para deformaciones angulares $\gamma_c < 10^{-5}$ ($\epsilon_c = \gamma_c/1.5 < 0.7 \times 10^{-5}$), deformaciones que clasifica como pequeñas. Para deformaciones $\gamma_c < 10^{-3}$ ($\epsilon_c < 0.7 \times 10^{-3}$) que clasifica como deformaciones medias, el comportamiento de los suelos es del tipo elasto-plástico; en este caso el módulo de rigidez tiende a disminuir al aumentar las deformación angular, la disipación de energía es prácticamente independiente de la velocidad de aplicación de la carga y de naturaleza histerética; en este nivel de deformaciones medias no se generan cambios progresivos en las propiedades de los suelos, el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento no cambian con la sucesión de los ciclos de esfuerzo, comportamiento que caracteriza como de no degradación histerética. Para deformaciones angulares $\gamma_c < 10^{-2}$ ($\epsilon_c < 0.7 \times$

10⁻²) que clasifica como deformaciones grandes, las propiedades de los suelos tienden a cambiar considerablemente con el número de ciclos, comportamiento que tipifica como de degradación histerética.

Díaz-Rodríguez y Santamarina (2001) al aplicar el criterio de Vucetic (1994) de "deformación volumétrica umbral", reportan un valor de la deformación angular cíclica de frontera de degradación $\gamma_{td} = 6$ a 8×10^{-3} , esto es una deformación axial de frontera de degradación $\epsilon_{td} = (\gamma_{td} / 1.5) = 4$ a 5.3×10^{-3} (0.40% a 0.53%) para las arcillas de la ciudad de México obtenidas de pruebas de compresión triaxial cíclica; al aplicar el criterio de Kokusho (1982) de reducción de la rigidez debido a carga cíclica determinan un valor de $\gamma_{td} = 4$ a 8×10^{-3} esto es $\epsilon_{td} = (\gamma_{td} / 1.5) = 2.7$ a 5.3×10^{-3} (0.27% a 0.53%) y con el criterio de degradación de la resistencia de Díaz-Rodríguez (1989a), el valor de la deformación de degradación umbral γ_{td} es de aproximadamente de 3×10^{-2} , $\epsilon_{td} = (\gamma_{td} / 1.5) = 2 \times 10^{-2}$; de acuerdo con los autores este alto valor de la deformación refleja una desestructuración definitiva del espécimen para lograr la pérdida de la resistencia.

De acuerdo con los resultados experimentales que aquí se presentan se puede decir que las deformaciones de los especímenes generadas por la carga cíclica muestran un comportamiento del tipo de no degradación histerética si $\epsilon_{ey\text{máx}} < 0.5\% = 5 \times 10^{-3}$, valor aproximadamente 7 veces mayor que la señalada por Ishihara (1996) y dentro del intervalo determinado por Díaz-Rodríguez y Santamarina (2001) para la "deformación volumétrica umbral"; para deformaciones cíclicas ϵ_{ey} iguales o mayores que 0.5%, los especímenes alcanzan la condición del comportamiento de degradación histerética; se puede decir entonces que existe un nivel o relación de esfuerzos cíclicos umbral $R_u = 0.77$, aproximadamente, de no degradación histerética para 30 ciclos de esfuerzo aplicados a los especímenes de los sedimentos lacustres de la ciudad de México, valor menor que $R_u = 0.83$ determinado por Díaz-Rodríguez (1989a), correspondiente a la relación de esfuerzos cíclicos umbral de degradación de la resistencia al esfuerzo cortante como efecto de 100 ciclos de esfuerzo.

En las figuras 5.15(a), (b) y (c), se presentan las gráficas respectivas de las relaciones entre el logaritmo de la deformación cíclica máxima $\epsilon_{ey\text{máx}}$ y el esfuerzo desviador $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / \sigma'_c$, el esfuerzo axial (σ'_1 / σ'_c) y la presión de poro (u_{cy} / σ'_c) cíclicos, normalizados respecto al esfuerzo de confinamiento efectivo cíclico, relaciones que se generaron en el ciclo 30 para cada R específica en el intervalo de 0.40 y 1.11

En tales gráficas es posible apreciar una zona de inflexión definida desde $R = 0.77$ hasta $R = 0.89$ aproximadamente, más notoria en la gráfica 5.15(c), lo que sugiere la existencia de una zona de transición que separa los dos tipos de comportamiento de no degradación histerética y de degradación histerética.

Las deformaciones cíclicas máximas asociadas son $\epsilon_{cy} = 0.5\%$ ($R = 0.77$), y $\epsilon_{cy} = 0.74\%$ ($R = 0.89$).

En la figura 5.16, se muestran las gráficas de las relaciones esfuerzo deformación generadas en el ciclo 30 y la línea donde se localizan los esfuerzos cíclicos máximos en el espacio de esfuerzos efectivos de simetría axial de acuerdo con Sangrey *et al.* (1969) para identificar la condición de esfuerzos cíclicos en equilibrio de no falla.

En la gráfica de la figura 5.16(a), se muestran los lazos de la relación del cociente de los incrementos de los esfuerzos efectivos cíclicos ($\Delta\sigma'_1/\Delta\sigma'_3$) versus el incremento de la deformación cíclica ($\Delta\epsilon_{cy}$) para las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.77, 0.81, 0.85 y 0.89; en estas gráficas se puede apreciar una relación aproximadamente proporcional en las ramas de carga de los lazos para las relaciones R de 0.77, 0.81 y 0.85. En la gráfica 5.16(b), se muestran sólo las ramas de compresión de los lazos correspondientes a las relaciones R de 0.81, 0.85, 0.89, 0.93, 1.03, 1.11 en las que se aprecia una relación proporcional para las R de 0.81 y 0.85. De acuerdo con Sangrey *et al.* (1969) los lazos esfuerzo-deformación generados por los esfuerzos cíclicos en equilibrio de no falla, se caracterizan por la proporcionalidad de la relación ($\Delta\sigma'_1/\Delta\sigma'_3$) vs $\Delta\epsilon_{cy}$ en la rama de compresión. En la gráfica 5.16(c), se muestra la relación entre la amplitud de la deformación cíclica ($\Delta\epsilon_{cy}$) versus el cociente de los esfuerzos efectivos principales cíclicos (σ'_1/σ'_3) para cada R en el intervalo de 0.40 a 1.11; en esta gráfica se puede apreciar una relación proporcional hasta $R = 0.81$.

Las gráficas 5.16(a), (b) y (c) sugieren una relación de esfuerzos cíclicos R de equilibrio de no falla equivalente a una relación umbral R_u de no degradación que varía entre 0.81 y 0.85.

En la gráfica 5.16 (d) se muestran las líneas de falla máxima y mínima precíclicas, referencia para la serie de especímenes sometidos a carga cíclica, y la línea a la que se aproximan los esfuerzos cíclicos máximos para el intervalo de R de 0.40 a 1.11 en el espacio de esfuerzos efectivos de simetría axial; en esta gráfica se puede observar una línea sensiblemente recta desde la intersección con la línea de consolidación hasta el cruce con la primera línea de falla precíclica, enseguida se aprecia una ligera inflexión hacia la izquierda que continúa después del cruce de la segunda línea de falla; entre las dos líneas de falla se localizan los puntos que representan los esfuerzos cíclicos máximos para las relaciones de 0.81 a 0.89 lo que puede significar un intervalo de esfuerzos cíclicos máximos de equilibrio de no falla, de acuerdo con Sangrey *et al.* (1969).

5.1.2 Evolución de las deformaciones permanentes y deformaciones recuperables

Expresar la respuesta de los especímenes ensayados en términos de la evolución de las deformaciones y presiones de poro cíclicas, constituye una forma de indicar los cambios en la estructura interna del suelo como efecto de la carga cíclica. La evolución de la deformación permanente tiene una relación directa con la degradación de la estructura de los especímenes ante carga cíclica.

En la figura 5.17, se muestran las definiciones de deformación máxima $\epsilon_{cym\acute{a}x}$, deformación permanente ϵ_{cyp} y deformación recuperable $\epsilon_{cyr} = (\epsilon_{cym\acute{a}x} - \epsilon_{cyp})$, cíclicas. En las gráficas de las figuras 5.18 y 5.19 se muestra el desarrollo de las envolventes de las deformaciones cíclicas máximas y permanentes, así como de la deformación recuperable asociada., para cada R específica en el intervalo de 0.40 a 1.11.

En las gráficas de la figura 5.18, se aprecia que para cada valor de R en el intervalo de 0.40 a 0.77 la deformación permanente generada por la carga cíclica es sensiblemente constante, estacionaria, con el número de ciclos y se incrementa al aumentar R; para cada $R > 0.77$ la deformación permanente se incrementa con el número de ciclos, deformaciones cíclicas no estacionarias, y las pendientes de sus envolventes aumentan al aumentar el valor de R; en las gráficas mencionadas se aprecia un paralelismo entre las pendientes de las envolventes de las deformaciones permanentes y las pendientes de las envolventes de las deformaciones cíclicas máximas. La deformación recuperable se muestra en las gráficas de la figura 5.18 como la separación entre la envolvente de la deformación cíclica máxima y la deformación permanente correspondiente, separación sensiblemente constante con el número de ciclos para cada R específica y se incrementa al aumentar el valor de R.

En la figura 5.19(a), (b) y (c), se agrupan las gráficas de la evolución de las deformaciones cíclicas máximas, permanentes y recuperables, respectivamente, para cada relación de esfuerzos cíclicos R específica en el intervalo de 0.40 a 1.11. En la gráfica 5.19(b), se observa el comportamiento estacionario de la deformación permanente después de los ciclos de ajuste, para cada valor de R igual o menor que 0.77; para $R > 0.77$ la envolvente de las deformaciones permanentes muestra una cierta pendiente para cada R, pendiente que aumenta al aumentar R; este comportamiento implica la existencia de una relación directa de la evolución de la deformación permanente ϵ_{cyp} con la evolución de $\epsilon_{cym\acute{a}x}$ como lo indican las gráficas de la figura 5.18. La deformación recuperable se mantiene prácticamente constante con el número de ciclos para toda R específica y aumenta al aumentar el valor

de R , como se puede apreciar en la figura 5.19(c). En las gráficas de la figura 5.20 se muestra el comportamiento de $\epsilon_{cym\acute{a}x}$, ϵ_{cyp} y ϵ_{cyr} en escala semilogarítmica.

En la figura 5.21, se muestran las gráficas que relacionan el nivel de esfuerzos cíclicos R con las deformaciones máxima $\epsilon_{cym\acute{a}x}$, permanente ϵ_{cyp} y recuperable ϵ_{cyr} , generadas en los ciclos 1, 5, 15 y 30 en el intervalo de relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.40 a 1.11. En la gráfica 5.20(b), se observa que para una misma R la deformación permanente aumenta con el número de ciclos y el incremento es mayor al aumentar el valor de R ; este comportamiento implica un proceso de degradación de los especímenes ensayados como efecto de la carga cíclica, manifestada como la disminución de la pendiente de la curva R - ϵ_{cyp} en cada ciclo. En la gráfica de la figura 5.21(a), se muestra el mismo fenómeno de degradación de los especímenes ensayados en términos de la deformación cíclica máxima; las curvas R - $\epsilon_{cym\acute{a}x}$ para los ciclos 2, 5, 15 y 30 muestran pendientes cada vez menores comparadas con la curva del ciclo 1 equivalente a la curva esqueleto.

En la gráfica de la figura 5.21(c), R versus ϵ_{cyr} , se observa que después del ciclo 1, las tendencias de los incrementos de las deformaciones recuperables son proporcionales a los incrementos de las relaciones de esfuerzos cíclicos R y para una misma R se aprecia la tendencia del incremento de la deformación recuperable con el número de ciclos.

Con base en los datos mostrados se puede decir que el desarrollo de las deformaciones permanentes de los especímenes ensayados muestran una evolución análoga a la de las deformaciones cíclicas máximas y también muestran la misma relación de esfuerzos cíclicos umbral $R_u = 0.77$ y una deformación permanente correspondiente $\epsilon_{cyp} = 0.3\%$, asociada a las deformaciones $\epsilon_{cym\acute{a}x} = 0.5\%$ y $\epsilon_{cyr} = 0.18\%$. Para relaciones $R < R_u$, las deformaciones permanentes cíclicas son estacionarias y para cada $R > R_u$, las envolventes de sus magnitudes máximas se desarrollan con pendientes que se incrementan con el valor de R .

En la figura 5.22, se muestran las gráficas de la relación ϵ_{cyp} versus \log de $\epsilon_{cym\acute{a}x}$ y de la relación ϵ_{cyp} versus R , así como la relación ϵ_{cyr} versus $\epsilon_{cym\acute{a}x}$ para los ciclos 1, 2, 5, 15 y 30. En la gráfica de la figura 5.22(a), se aprecia que para valores de $\epsilon_{cym\acute{a}x} > 0.5\%$, aproximadamente, las deformaciones permanentes crecen desproporcionadamente; se puede considerar entonces a $\epsilon_{cym\acute{a}x} = 0.5\%$ como la deformación frontera de degradación cíclica que corresponde al valor de la relación de esfuerzos cíclicos umbral $R_u = 0.77$. Romo (1990) determinó experimentalmente la deformación cíclica de frontera o umbral de 1% para las arcillas de la ciudad de México consolidadas isotrópicamente y de 0.6% para muestras consolidadas anisotrópicamente. Díaz-Rodríguez determinó una

deformación cíclica umbral de 2% para la degradación de la resistencia que implica una desestructuración definitiva de los especímenes ensayados..

En la figura 5.22(b), se muestra la correspondencia entre el aumento de ϵ_{cyp} con el incremento de R y el número de ciclos. En la gráfica de la figura 5.22(c) se observa que para el ciclo 15 y 30 la tendencia de la relación entre ϵ_{cyr} versus $\epsilon_{cymáx}$ es sensiblemente proporcional.

En la figura 5.23, se muestran las gráficas presión de poro u_{cy} versus la relación de esfuerzos cíclicos R, u_{cy} versus la deformación cíclica máxima $\epsilon_{cymáx}$ y u_{cy} versus la deformación permanente ϵ_{cyp} , para los ciclos 1, 2, 5, 15 y 30

En la gráfica de la figura 5.23(a), se observa que prácticamente para todas las R, la presión de poro crece hasta el ciclo 5, después del cual se detiene y se mantiene constante hasta los 30 ciclos de esfuerzo aplicados. En la figura 5.22(b), se puede observar que después de una deformación cíclica máxima $\epsilon_{cymáx} > 0.40\%$, las presiones de poro definen claramente su relación con la deformación cíclica máxima $\epsilon_{cymáx}$ para cada ciclo. En la relación de u_{cy} versus ϵ_{cyp} , que se muestra en la gráfica de la figura 5.23(c), se puede apreciar que para valores $\epsilon_{cyp} > 0.20\%$, las presiones de poro también definen claramente su relación con la deformación permanente para cada ciclo de esfuerzo.

En las gráficas de la figura 5.24, se muestran los efectos de la relación de esfuerzos cíclicos en las presiones de poro, así como en las deformaciones máximas permanentes y recuperables generadas en el ciclo 30.

5.1.3 Evolución del módulo E equivalente, de la energía disipada W_L y de la relación de amortiguamiento λ

En las figuras 5.25 a 5.39 se muestran las gráficas de la evolución del módulo E equivalente, de la energía disipada W_L y de la relación de amortiguamiento λ , debidas a los niveles de esfuerzos cíclicos R aplicados en el rango de 0.4 a 1.11.

En las figuras 5.25(b) a 5.28(b), se muestra la evolución del módulo E equivalente durante 30 ciclos para las relaciones R en el intervalo de 0.40 a 0.77; se puede apreciar que después de los primeros ciclos de ajuste, el valor de E se mantiene constante y se establece entre 60 y 65 kg/cm², aproximadamente. Para valores de R de 0.81 y 0.85 el módulo E equivalente disminuye sensiblemente rápido desde el ciclo 1 hasta el ciclo 9 aproximadamente (ciclos de ajuste) en el que alcanza un valor cerca de 65 y 60 kg/cm², respectivamente y después continua disminuyendo pero con menor pendiente, como se puede apreciar en las figuras 5.29 (b) y 5.30(b). Para R =

1.00 E disminuye rápidamente hasta el ciclo 10 en el que alcanza un valor de 58 kg/cm² y continúa disminuyendo con menor pendiente, figura 5.31(b); de manera similar se comporta E para R = 1.11, en el ciclo 15 alcanza un valor de 60 kg/cm² aproximadamente, figura 5.32(b).

La evolución de la energía disipada (trabajo histerético) W_L se describe a través de la suma, en cada ciclo, de las diferencias del trabajo histerético del ciclo N respecto al trabajo correspondiente al ciclo 1 que se expresa como $\Sigma(W_N - W_1)$ versus N; de esta manera, si el trabajo histerético es creciente en cada ciclo desde el ciclo 1, la relación inicial no es proporcional, se manifiesta en una línea curva; si después de esta relación inicial el trabajo histerético es constante, la línea de continuación será recta con cierta pendiente; si el trabajo histerético es constante desde el primer ciclo, la relación será siempre [0,N]. Con estas consideraciones, en las figuras 5.25(d) a 5.28(d) se muestra la evolución del trabajo histerético para valores de R entre 0.4 y 0.77; en estas gráficas se observa que el trabajo histerético crece notoriamente hasta el ciclo 9 aproximadamente, para después hacerse sensiblemente constante con el número de ciclos. Similar comportamiento se aprecia para los valores de R de 0.81 y 0.85, figuras 5.29(d) y 5.30(d), pero para valores de R de 1.0 y 1.11 el trabajo histerético aumenta rápidamente en los primeros 15 y 20 ciclos, respectivamente, para continuar creciendo en proporciones más pequeñas, que se pueden apreciar por las líneas ligeramente curvas después de los ciclos 15 y 20 en las figuras 5.31(d) y 5.32(d).

La relación de amortiguamiento λ para cada valor de R entre 0.40 y 0.72, se mantiene sensiblemente constante después de los primeros ciclos de ajuste, como se puede observar en las gráficas de las figuras 5.25(e) a 5.27(e); los valores de λ en equilibrio se encuentran entre 20% y 23%. Para valores de R = 0.77 y hasta R = 1.0 se observa una disminución de λ desde el ciclo 1 hasta el ciclo 9 aproximadamente, en el que alcanza valores entre 18% 30%; después continúa disminuyendo con una menor pendiente, como se aprecia en las figuras 5.28(e) a 5.31(e); para R = 1.11, λ también disminuye en los primeros 20 ciclos a un valor de 18% y después continúa disminuyendo con menor pendiente, como se puede observar en la figura 5.32(e).

En la figura 5.33, se muestran las gráficas de la evolución de las envolventes de los esfuerzos y de las deformaciones máximas y mínimas, así como la evolución correspondiente del módulo E equivalente y de la relación de amortiguamiento λ , para cada R en el intervalo de 0.4 a 1.11. En las gráficas de las figuras 5.33(b) y (c) se aprecia que tanto el módulo equivalente E como la relación de amortiguamiento λ no evolucionan consistentemente en función de R; la evolución del módulo E equivalente no se ordena en forma decreciente al aumento de la relación de esfuerzos cíclicos R, tampoco se observa un ordenamiento de aumento en la relación de amortiguamiento con el aumento de

R. Este comportamiento es similar al que Díaz Rodríguez (1993a) observa en arcillas de la ciudad de México con una OCR de 1.26, (OCR = 1.40, para el caso que nos ocupa) ensayados en corte simple cíclico; esta erraticidad la explica como el efecto del movimiento de las partículas debido a la carga cíclica que se traduce en cambios de la estructura de la arcilla, incluyendo mecanismos de reorientación y flexión de partículas, cambios de las distancias entre partículas y generación de fuerzas repulsivas.

En la figura 5.34(a), (b) y (c), se exhibe la evolución del trabajo histerético, de la acumulación de las diferencias del trabajo histerético respecto al ciclo 1 y de la relación de amortiguamiento, respectivamente, para cada R en el intervalo R de 0.40 a 1.11. En la gráfica 5.34(a) se aprecia que para valores de $R < 0.77$ el trabajo histerético o la energía disipada se mantiene constante después de los ciclos de ajuste y para las $R = 0.77$ y mayores el trabajo histerético continúa creciendo después de los ciclos de ajuste y aumenta con el valor de R; en la gráfica 5.33(b), se aprecia que para valores de $R = 0.77$ y mayores la evolución de las diferencias acumuladas define un curva cóncava hacia arriba que implica el incremento de la energía disipada en cada ciclo y para valores de $R < 0.77$, se observa una relación sensiblemente proporcional después de los ciclos de ajuste. En la figura 5.35, se agregan los datos de la evolución de la energía disipada y de la relación de amortiguamiento correspondiente a 100 ciclos de esfuerzo para las relaciones de esfuerzo cíclico R de 0.81 y 1.11.

De las observaciones anteriores en la evolución del módulo E equivalente y de la relación de amortiguamiento λ se puede sugerir un comportamiento estacionario después de los ciclos de ajuste hasta valores de relaciones de esfuerzos cíclicos $R < 0.77$ y un comportamiento no estacionario para valores de R iguales o mayores que 0.77 lo que implican una cierta degradación de los especímenes ensayados después de los ciclos de ajuste sin llegar a la falla, aún para 100 ciclos de esfuerzo. Este comportamiento también se puede observar en las gráficas de acumulación de las diferencias del trabajo histerético respecto al trabajo histerético del ciclo 1; para $R = 0.77$, se puede observar que después de los ciclos de ajuste, la línea de acumulación de las diferencias del trabajo histerético es sensiblemente cóncava hacia arriba, lo que implica el aumento de la energía disipada y consecuentemente un sensible aumento de la degradación de la estructura de los especímenes ensayados. Díaz Rodríguez (1993a) propone la curva de trabajo histerético acumulado en cada ciclo *versus* el número de ciclos como una forma alternativa para definir la relación de esfuerzos cíclicos umbral R_D y a través de los datos obtenidos de pruebas de corte simple cíclico en arcillas de la ciudad de México confirma la existencia de R_D de aproximadamente 83%. Las curvas que aquí se presentan son equivalentes a las propuestas por Díaz-Rodríguez (1993a) y sugieren una relación de esfuerzos cíclicos umbral de aproximadamente 77%.

En las figuras 5.36 a 5.39, se muestran las gráficas que describen la evolución de los lazos esfuerzo-deformación; es importante observar el giro de sus ejes, que implica la degradación del módulo E equivalente y el incremento de sus áreas, que significa aumento de la energía disipada, para cada R indicada en el intervalo de 0.40 a 1.11.

En las gráficas de la figura 5.36 se observa el desarrollo longitudinal de los lazos con inclinación sensiblemente constante en los 30 ciclos para las R menores e iguales a 0.72; para $R = 0.77$ se aprecia un incipiente giro de los lazos esfuerzo-deformación en el sentido de las manecillas del reloj que significa a su vez una incipiente disminución o degradación del módulo E equivalente. A partir de $R = 0.81$ y mayores los lazos en 30 ciclos manifiestan una franca rotación en el sentido de las manecillas del reloj con centro en la descarga mínima que conlleva un desplazamiento de los lazos en la rama de transición de carga a descarga más acentuado en las ramas de descarga, debido al incremento de la deformación permanente; este comportamiento conlleva cierto aumento de las áreas internas de los lazos, consecuentemente un cierto aumento de la energía disipada; las disminuciones de las inclinaciones de sus ejes longitudinales implican una cierta disminución del módulo E equivalente; la misma respuesta se observa en los lazos esfuerzo-deformación correspondientes a la relación de esfuerzos cíclicos $R = 1.11$ con 100 ciclos de esfuerzo.

Las figura 5.37 y 5.38 muestran las gráficas con las posiciones relativas de los lazos esfuerzo-deformación de los ciclos 1 y 30 para las relaciones de esfuerzos cíclicos en el intervalo de 0.40 a 1.11. En estas gráficas se observa que para todos los valores de R el eje longitudinal y el área del lazo en el ciclo 30 son mayores que los correspondientes en el ciclo 1 y que a partir de $R = 0.77$ los ejes de los lazos 1 y 30 forman un ángulo que crece a medida que R aumenta; los vértices de estos ángulos coinciden con el valor de descarga mínima de los lazos. Este comportamiento se asocia con la evolución de la energía disipada, de la relación de amortiguamiento y del módulo E equivalente debido a los esfuerzos cíclicos aplicados.

En las gráficas de la figura 5.39 se muestran los lazos esfuerzo-deformación del ciclo 30 para valores de niveles de esfuerzos R en el rango de 0.40 a 1.11; en cada una de las gráficas se agrupan los lazos correspondientes a muestras de suelo de la misma profundidad. En estas gráficas se puede apreciar que para los niveles de esfuerzos de 0.40, 0.58 y 0.72, las áreas y los ejes longitudinales de los lazos esfuerzo-deformación crecen conforme aumenta el valor de R; los ejes longitudinales correspondientes conservan la misma posición y los lazos menores están sensiblemente circunscritos en los lazos mayores. Para las relaciones R de 0.81, 0.93 y 1.0 se observan giros crecientes de los lazos en el sentido horario respecto al lazo menor y se aprecia una mayor rotación en la

rama de descarga en la zona de transición de carga a descarga; este mismo efecto se aprecia en los lazos correspondientes a los niveles de esfuerzos de 0.85, 0.89 y 1.01. En el caso de R de 0.81 y 1.11 los ejes longitudinales del lazo correspondiente al ciclo 30 son paralelos, sus áreas internas son diferentes, mayor para $R = 1.11$.

La descripción anterior del comportamiento de los lazos esfuerzo-deformación con el número de ciclos, es otra forma de ver el comportamiento estacionario y no estacionario que sugiere también una relación de esfuerzos cíclicos umbral $R_u = 0.77$

5.2 Comportamiento poscíclico

Los efectos de la carga cíclica en la resistencia y rigidez de los especímenes ensayados, se determinaron mediante la comparación de los parámetros con aquellos determinados en especímenes no sometidos a carga cíclica, .

En las gráficas de las figura 5.41 se presentan las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro poscíclicas con sus respectivas referencias precíclicas para valores específicos de R en el intervalo de 0.40 a 0.77 y en la figura 5.42 se muestran las que corresponden a las relaciones R en el intervalo de 0.81 y 1.01; en la figura 5.43 se muestran las relaciones correspondientes a valores de R de 0.81 y 1.11, después 100 ciclos de esfuerzo. En la Tabla 5.3, se presentan los parámetros de resistencia, deformación y presión de poro en la falla precíclica y poscíclica, así como las relaciones de los parámetros poscíclicos respecto a los precíclicos para valores de R en el intervalo de 0.40 a 1.11

En la figura 5.41, se observa que para las relaciones R de 0.58 a 0.77 las resistencias poscíclica q_{ef} y precíclica q_{sf} son prácticamente iguales y en la figura 5.42, se aprecia que para valores de R de 0.81 a 1.01 la resistencia poscíclica es menor que la precíclica.

En las gráficas de las figura 5.44(a) y (b), se muestran respectivamente la relación de esfuerzos de falla R_f versus las relación de esfuerzos cíclicos R de acuerdo con Díaz-Rodríguez (1989a) y la relación de esfuerzos de falla R_f versus el cociente de la deformación cíclica máxima entre la deformación de falla estática precíclica $\epsilon_{cy\max}/\epsilon_{sf}$, según Thiers y Seed (1969). En la gráfica 5.44(a), se puede apreciar que para valores de R iguales o menores que 0.77 la resistencia poscíclica es igual o ligeramente mayor que la resistencia precíclica, hasta en un 7%, en tanto que para valores de R mayores que 0.77 y hasta 1.01 la resistencia poscíclica es menor que la precíclica; esta disminución varía entre 13% y 24%. Con referencia a la figura 5.44(a), Díaz-Rodríguez (1989a) reporta una pérdida de la resistencia poscíclica respecto a la precíclica del 8% para

valores de R hasta de 0.83 en especímenes del suelo de la ciudad de México sometidas a 100 ciclos de esfuerzo controlado en compresión triaxial; este deterioro de la resistencia lo atribuye a cierta reorientación de las partículas del suelo, equivalente a un remoldeo parcial debido los esfuerzos dinámicos aplicados. La figura 5.44(b) muestra la gráfica del cociente $(\epsilon_{cy\max}/\epsilon_{sf})$, equivalente a R , *versus* la relación de esfuerzos de falla R_f y se observa que para $R = 0.77$ se tiene su equivalente $(\epsilon_{cy\max}/\epsilon_{sf}) = 0.4$. Thiers y Seed (1969) encontraron en suelos arcillosos ensayados en compresión triaxial cíclica, de deformación controlada, con 200 ciclos de esfuerzo que cuando la deformación cíclica aplicada es menor que el 50% de la deformación estática en la falla, $(\epsilon_{cy\max}/\epsilon_{sf}) < 0.50$, la resistencia poscíclica se reduce en un 20% respecto a la resistencia precíclica

En todos los casos, las deformaciones axiales ϵ_{cf} en la falla poscíclica fueron menores que la correspondiente a la falla precíclica ϵ_{sf} de referencia, como se puede apreciar en la tabla 5.3

La presión de poro en la falla poscíclica u_{cf} es mayor que la precíclica u_{sf} para las relaciones R menores o iguales a 0.72, y sucede lo contrario para las relaciones de esfuerzos cíclicos $R > 0.72$; en el primer caso el exceso es hasta en un 33% y en el segundo, la diferencia es hasta de 14%, como se puede observar en la tabla 5.3.

En la mayoría de los casos, las relaciones esfuerzo-deformación poscíclicas y precíclicas en su tramo inicial fueron ligeramente diferentes y las curvas se separan en las zonas próximas a la falla. El efecto de la carga cíclica en las relaciones esfuerzo-deformación no define un patrón regular, como se puede apreciar en las figuras 5.41 y 5.42. Para las relaciones R de 0.72, 0.77, 0.89 y 1.01, la separación de la curva poscíclica implica un endurecimiento; para las relaciones R de 0.58 y 0.81, muestran un ablandamiento. Para $R = 0.71$, la curva esfuerzo-deformación poscíclica exhibe un aumento de la rigidez y para $R = 0.81$, muestra un ablandamiento. El aumento de la rigidez próxima a la falla sugiere un efecto de preconsolidación debido a la carga cíclica, además de un efecto del tiempo de reposo (tixotropía) de los especímenes ensayados, previos a la falla poscíclica. Díaz-Rodríguez (1993a) encontró que para valores de $R < 0.80$, valor umbral, las curvas esfuerzo-deformación exhibieron un aumento de la rigidez y para valores $R > 0.80$, exhibieron un ablandamiento; en este caso los especímenes se llevaron a la falla inmediatamente después de la carga cíclica

Los dos especímenes sometidos a 100 ciclos de esfuerzo con relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.81 y 1.11, presentaron resistencias poscíclicas mayores que la precíclica hasta en 26% y 30%, respectivamente, con sensible

ablandamiento en las curvas esfuerzo-deformación, como se puede observar en la figura 5.43. Parece ser que los efectos de la preconsolidación inducida por la carga cíclica y efecto tixotrópico en la resistencia debido al remoldeo, es más notorio al aumentar el número de ciclos.

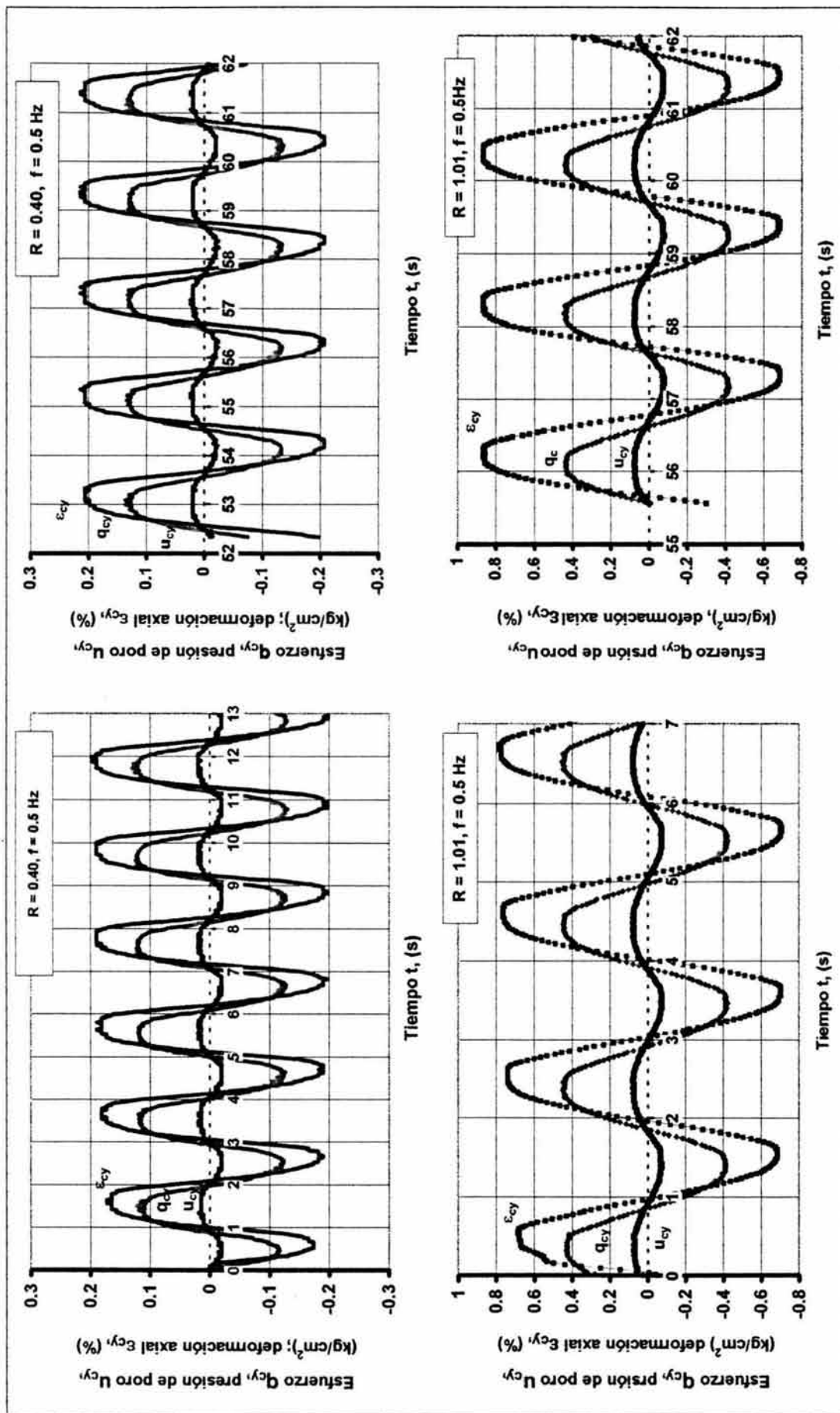


Figura 5.1 Historia de esfuerzos, evolución de las deformaciones y las presiones de poro de los ciclos iniciales y finales típicos. (Ejemplificado para las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.40 y 1.01)

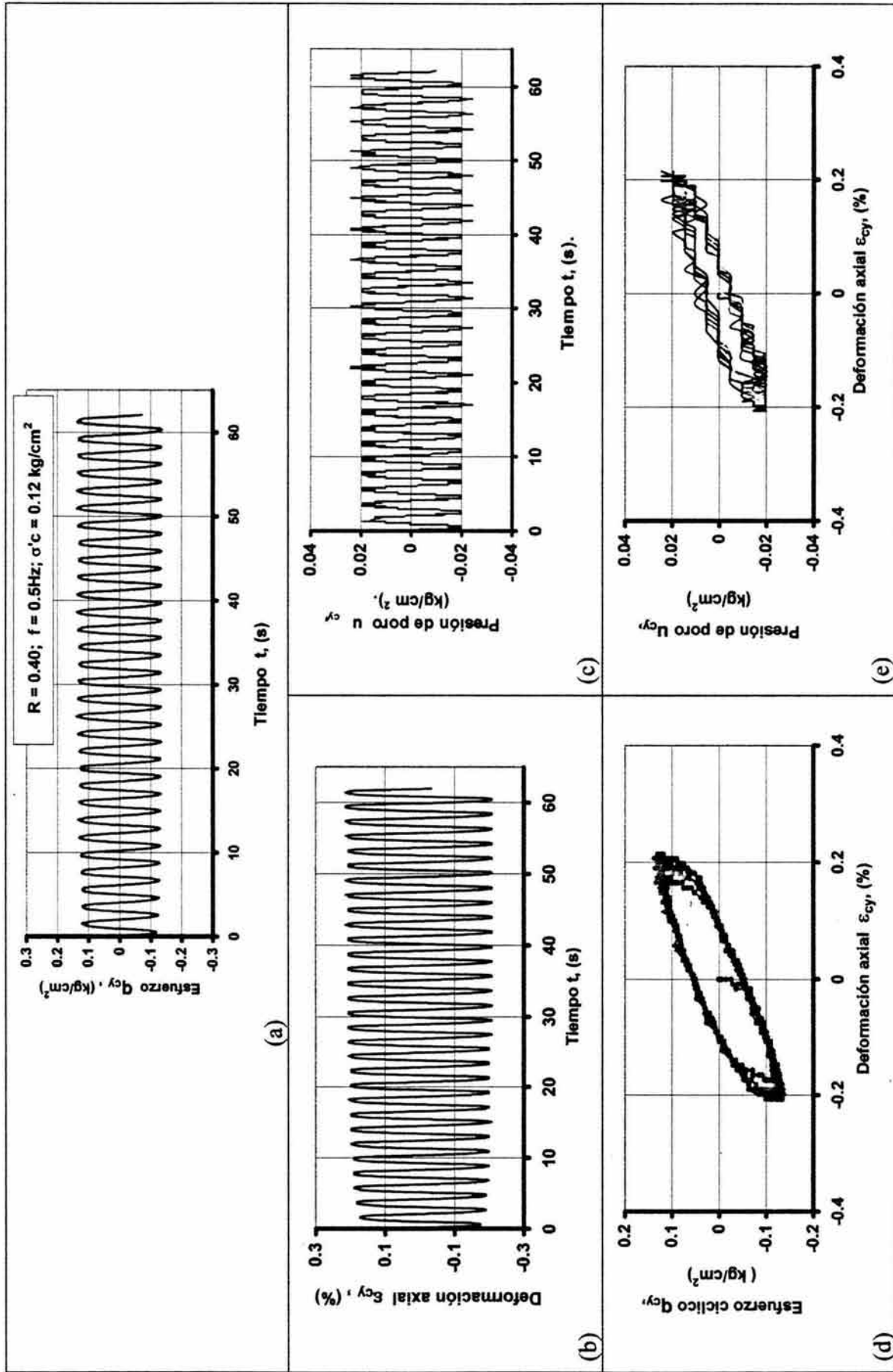


Figura 5.2 Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para $R = 0.40$: (a) esfuerzo, (b) deformación, (c) presión de poro, (d) lazos esfuerzo-deformación, (e) lazos presión de poro-deformación. Propiedades del suelo ensayado; $w_c = 379\%$, $e_c = 9.0$, $w_L = 358\%$, $I_p = 283\%$.

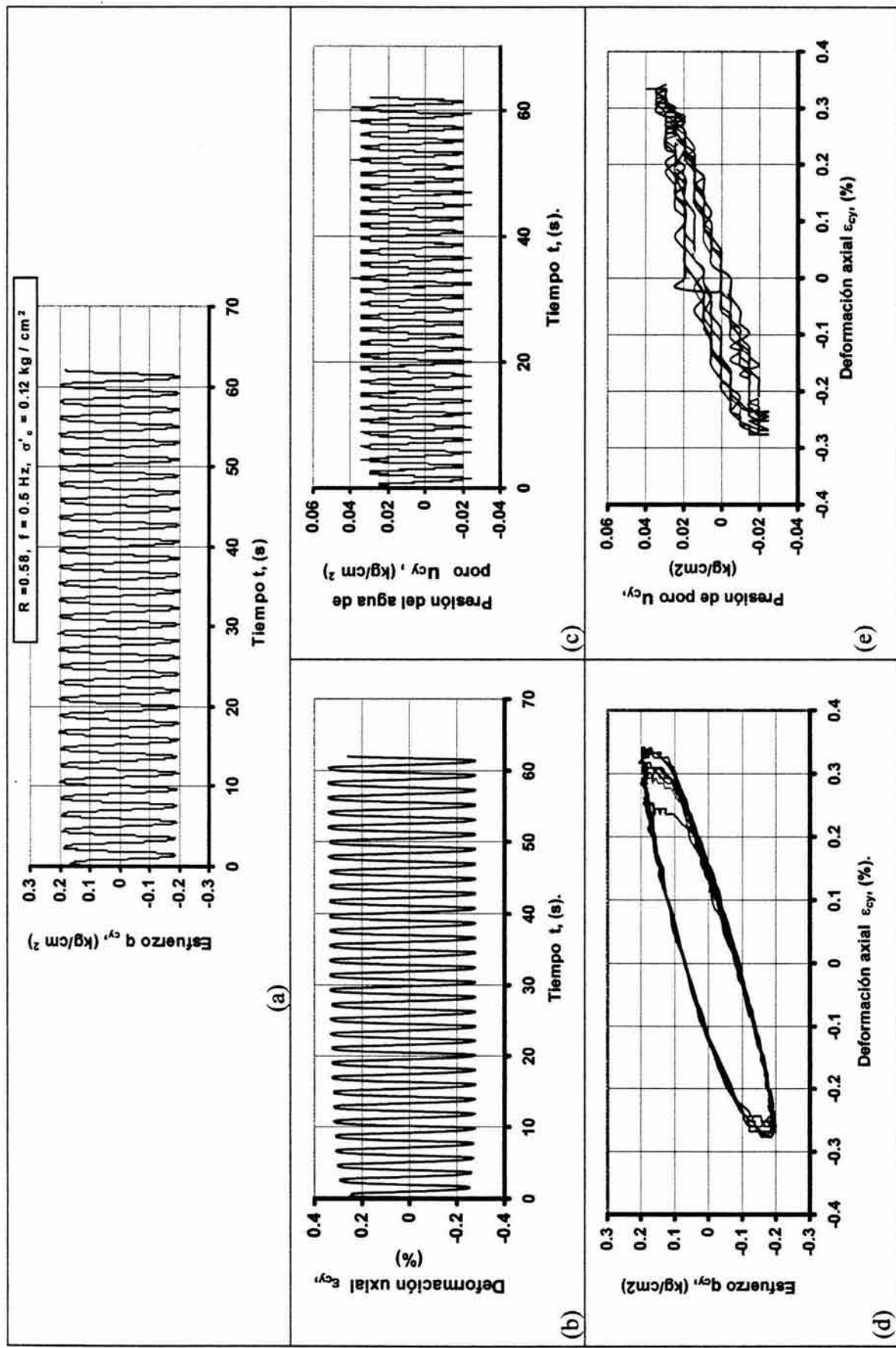


Figura 5.3 Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para $R = 0.58$: (a) esfuerzo, (b) deformación, (c) presión de poro, (d) lazos esfuerzo-deformación, (e) lazos deformación-presión de poro. Propiedades del suelo ensayado; $w_c = 363\%$, $e_c = 8.79$; $w_L = 358\%$, $I_p = 283\%$.

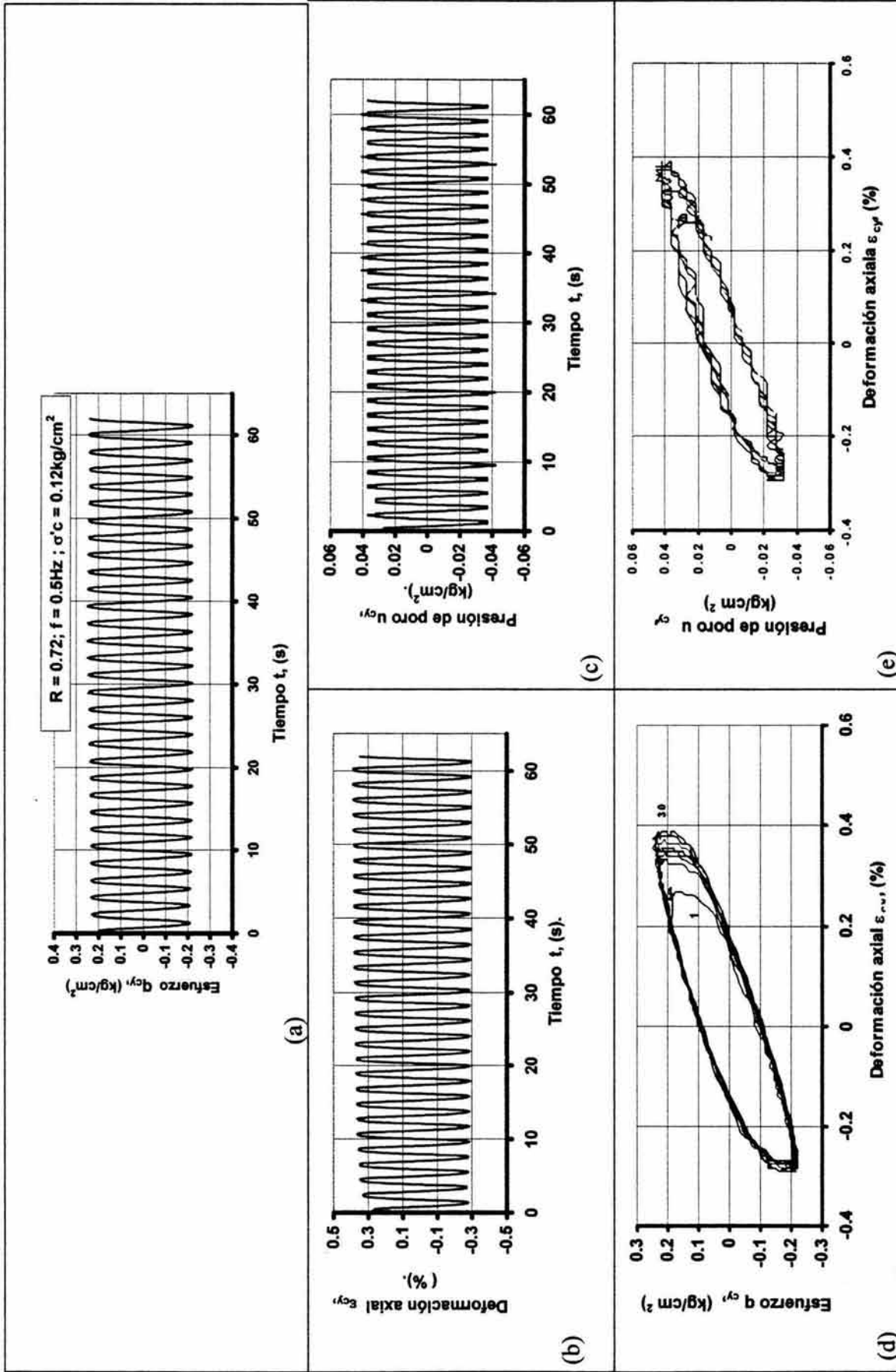


Figura 5.4 Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para $R = 0.72$: (a) esfuerzo, (b) deformación, (c) presión de poro, (d) lazos esfuerzo-deformación, e) lazos presión de poro-deformación. Propiedades del suelo ensayado; $w_c = 359\%$, $e_c = 8.9$, $w_L = 368\%$; $I_p = 283\%$.

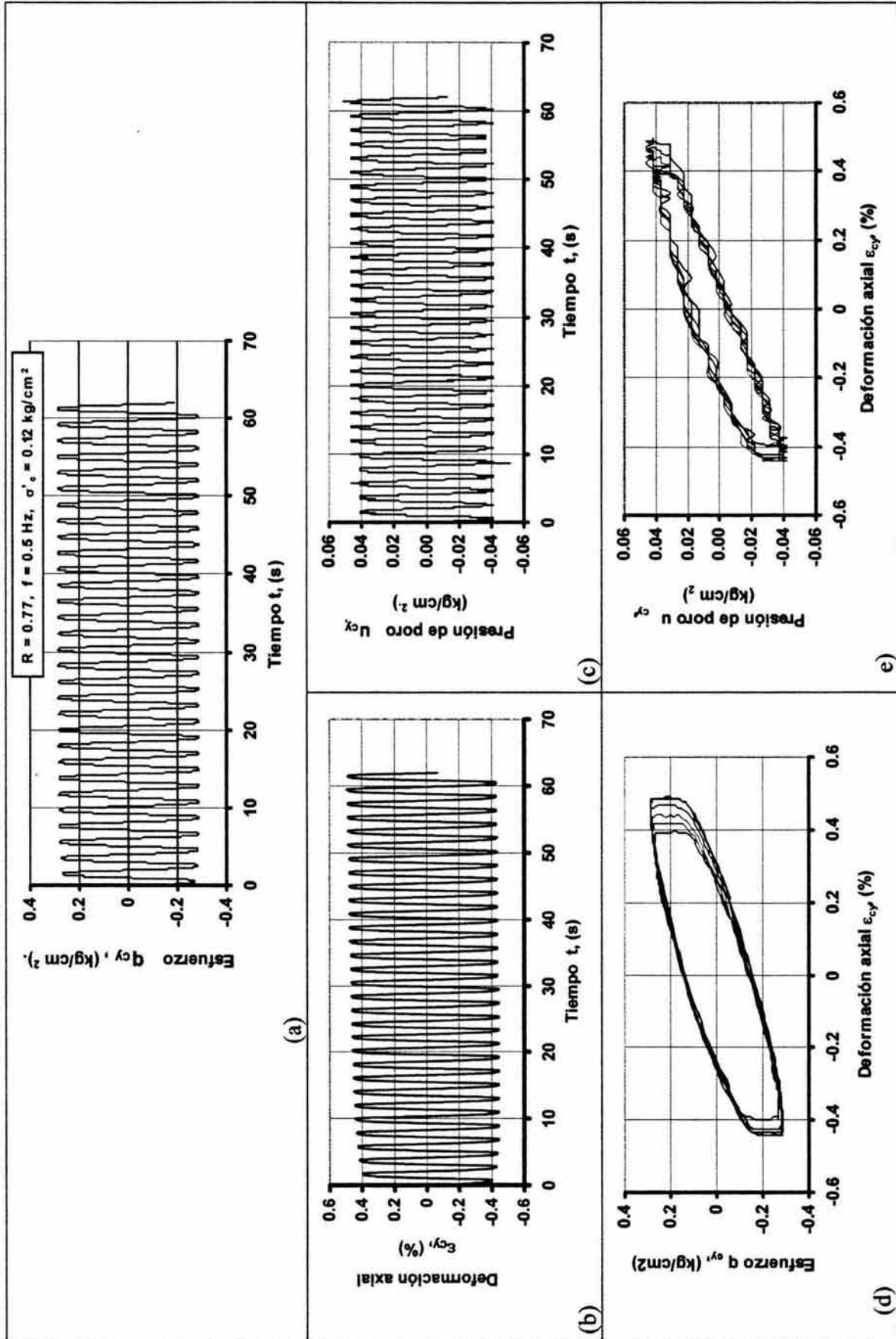


Figura 5.5 Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para $R = 0.77$: (a) esfuerzo, (b) deformación, (c) presión de poro, (d) lazos esfuerzo-deformación y (e) lazos presión de poro-deformación. Propiedades del suelo ensayado; $w_c = 368\%$, $e_c = 9.38$; $w_L = 382\%$, $I_p = 292\%$

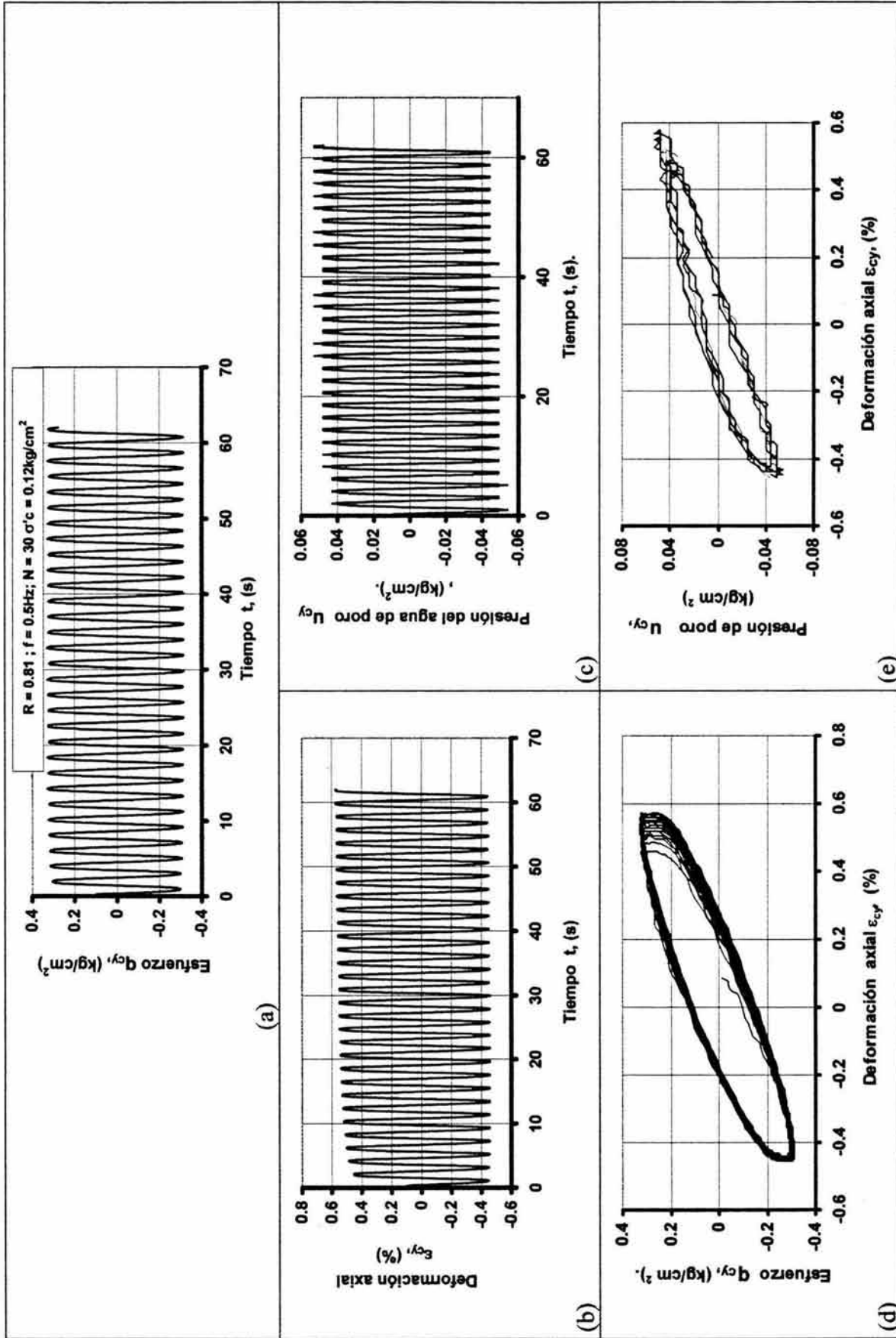


Figura 5.6 Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para $R = 0.81$: (a) esfuerzos, (b) deformación, (c) presión de poro, (d) lazos esfuerzo-deformación, (e) lazos presión de poro-deformación. Propiedades del suelo ensayado; $w_c = 311\%$; $e_c = 7.48$; $w_L = 365\%$; $I_p = 193\%$

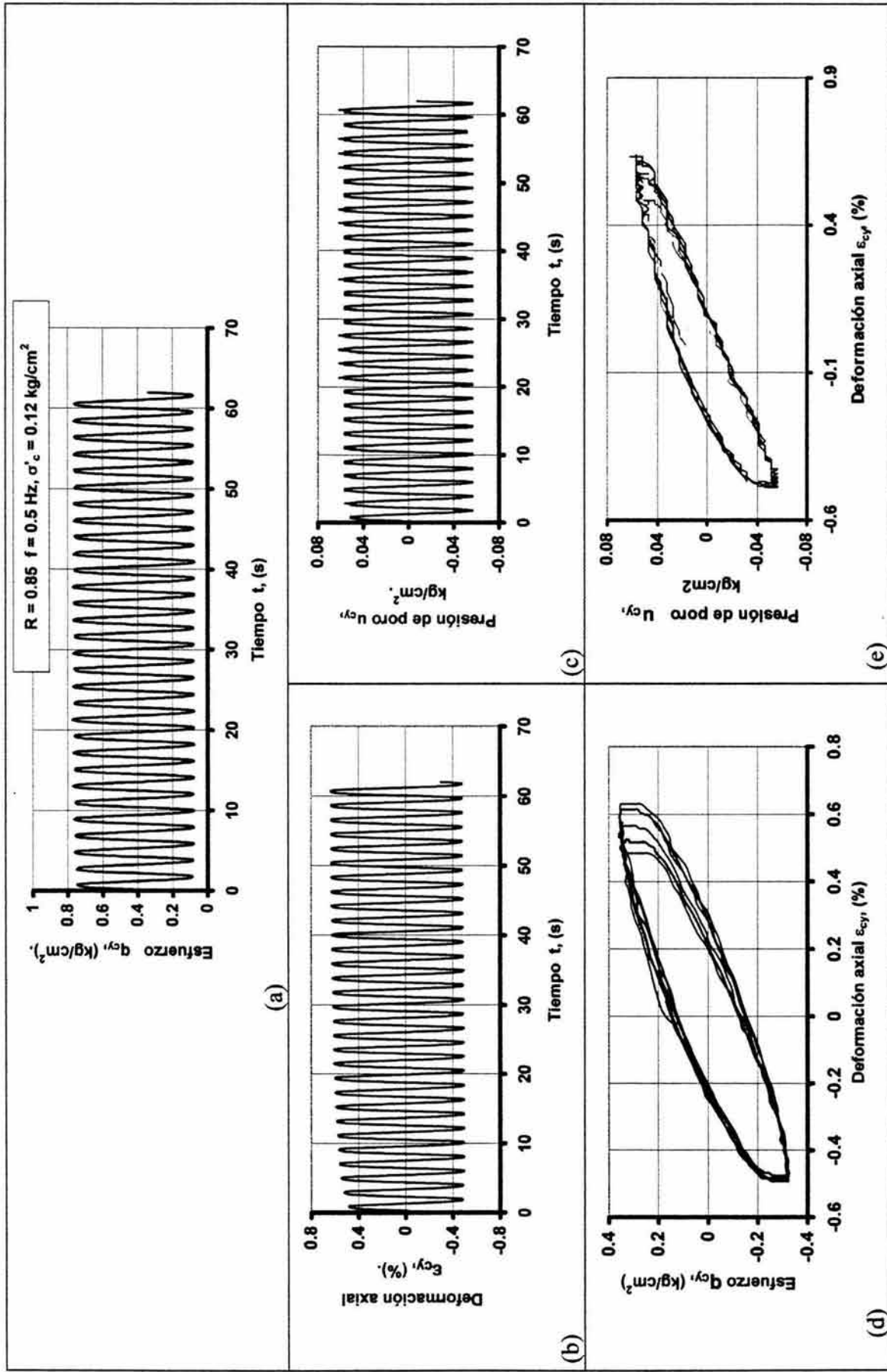


Figura 5.7 Respuesta esfuerzo-deformación presión de poro cíclica para $R = 0.85$: (a) esfuerzo, (b) deformación axial, (c) presión de poro, (d) lazos esfuerzo-deformación y (e) lazos deformación-presión de poro. Propiedades del suelo ensayado; $w_c = 330\%$, $e_c = 8.21$; $w_L = 365\%$; $I_p = 285\%$.

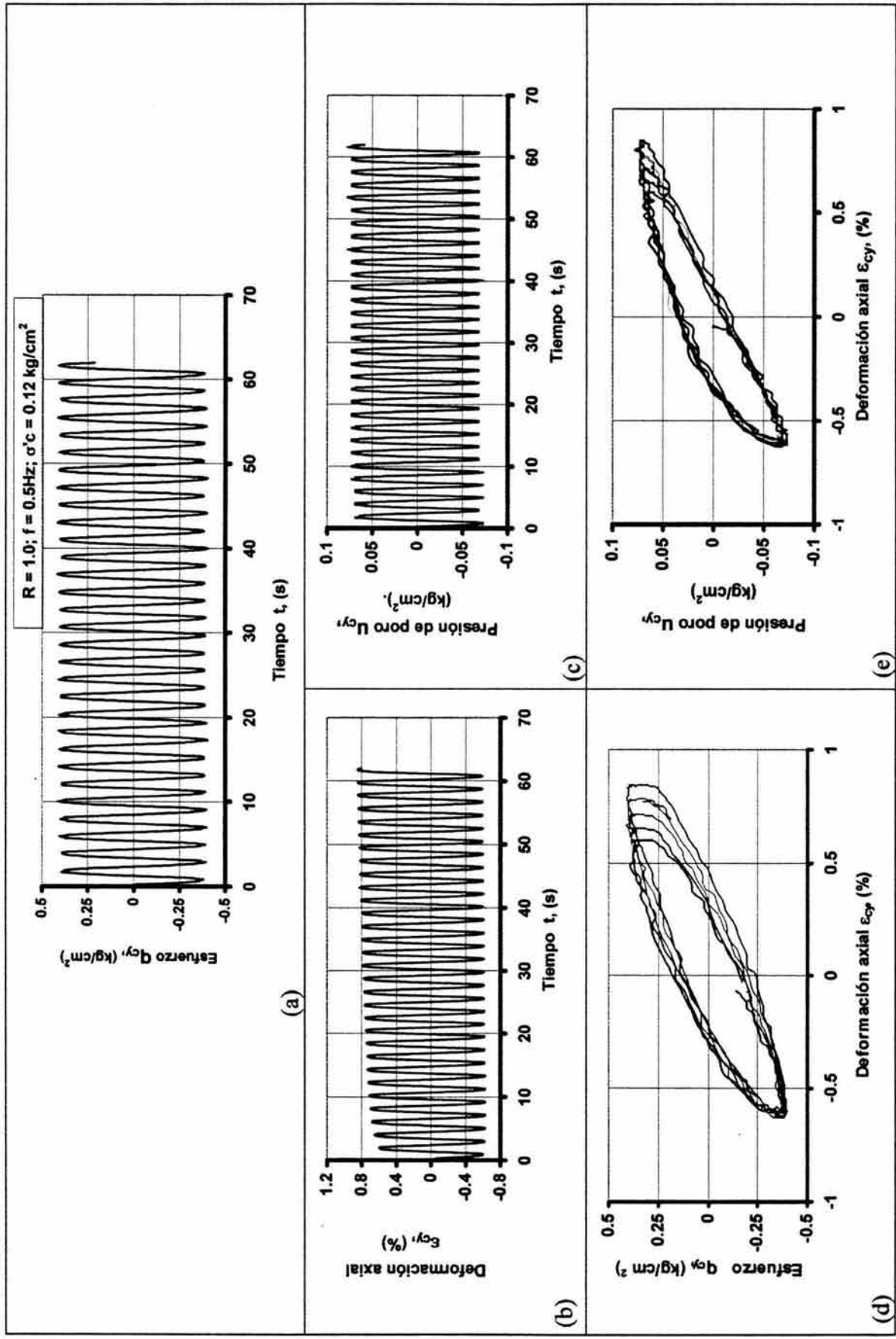


Figura 5.8 Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para $R = 1.0$: (a) esfuerzo, (b) deformación, (c) presión de poro, (d) lazos esfuerzo-deformación, (e) lazos presión de poro-deformación. Propiedades del suelo ensayado; $w_c = 308\%$, $e_c = 7.56$, $w_L = 365\%$, $I_p = 193\%$,

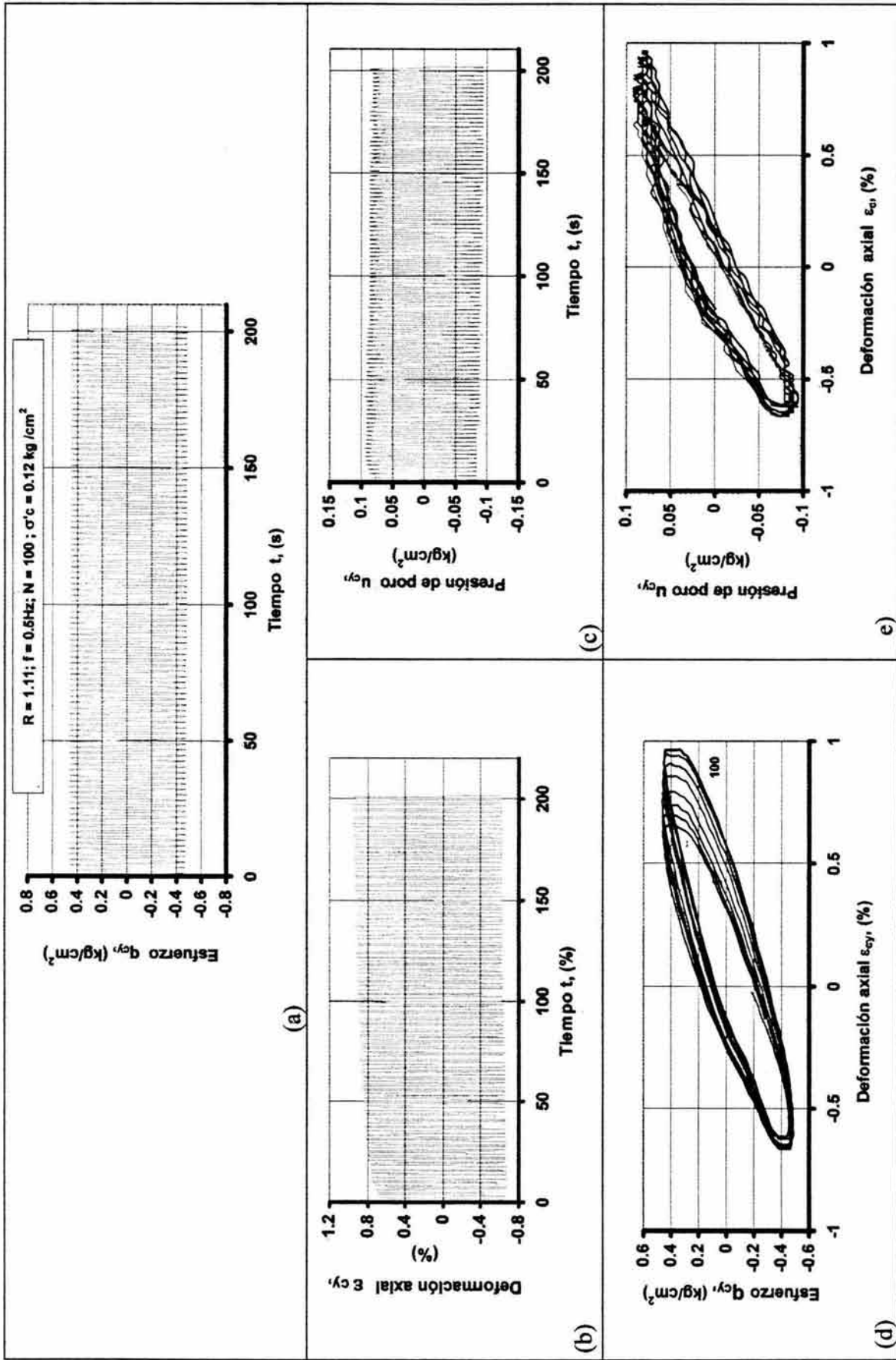


Figura 5.9 Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro cíclica para $R = 1.11$: (a) esfuerzo, (b) deformación, (c) presión de poro, (d) lazos esfuerzo-deformación, (e) lazos presión de poro-deformación. Propiedades del suelo ensayado $w_c = 356\%$, $e_c = 8.67$, $w_L = 365\%$, $I_p = 285\%$.

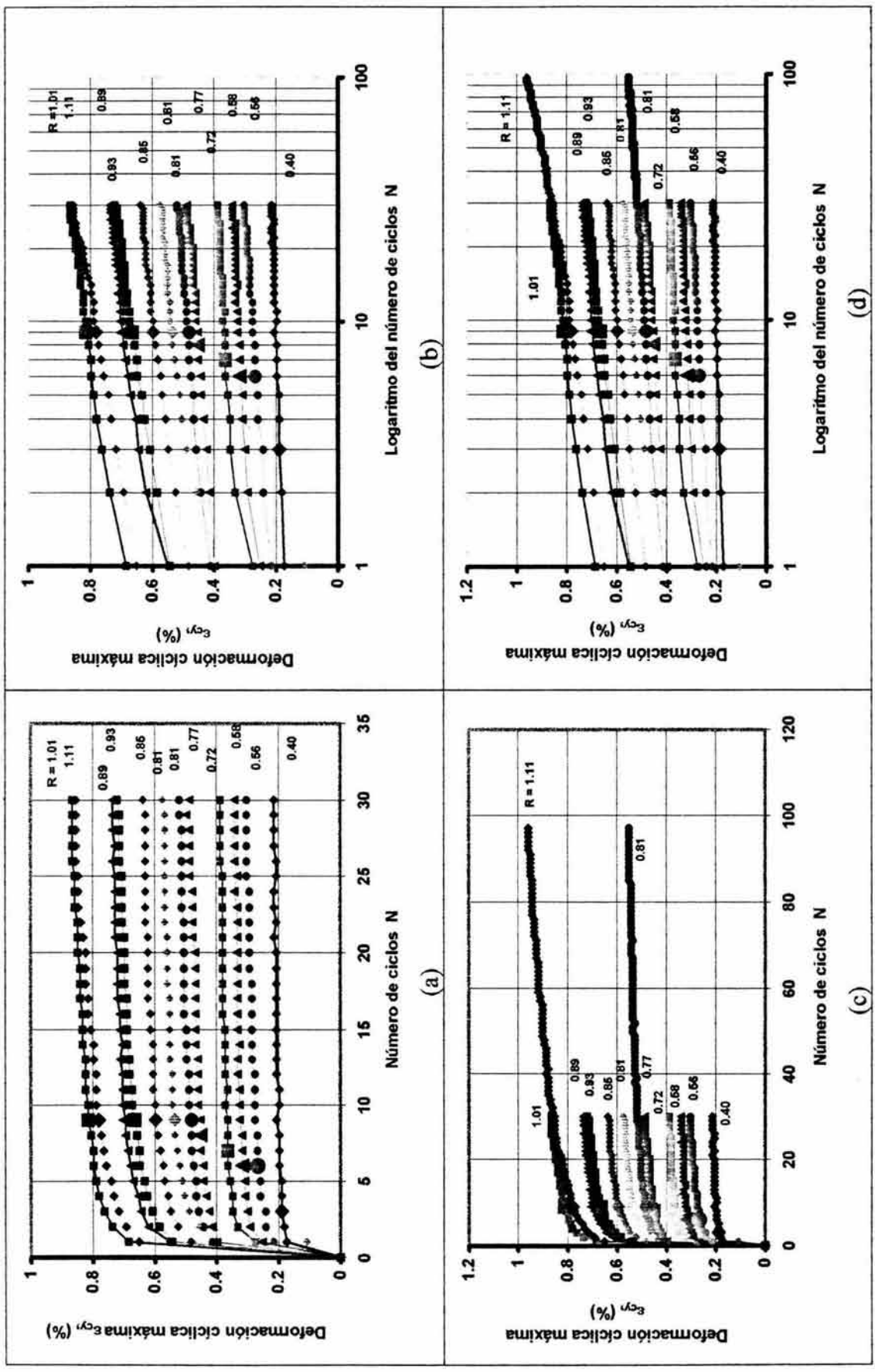


Figura 5.10. Evolución de las envolventes de las deformaciones cíclicas máximas para relaciones de esfuerzos cíclicos R específicas en el intervalo de 0.40 a 1.11

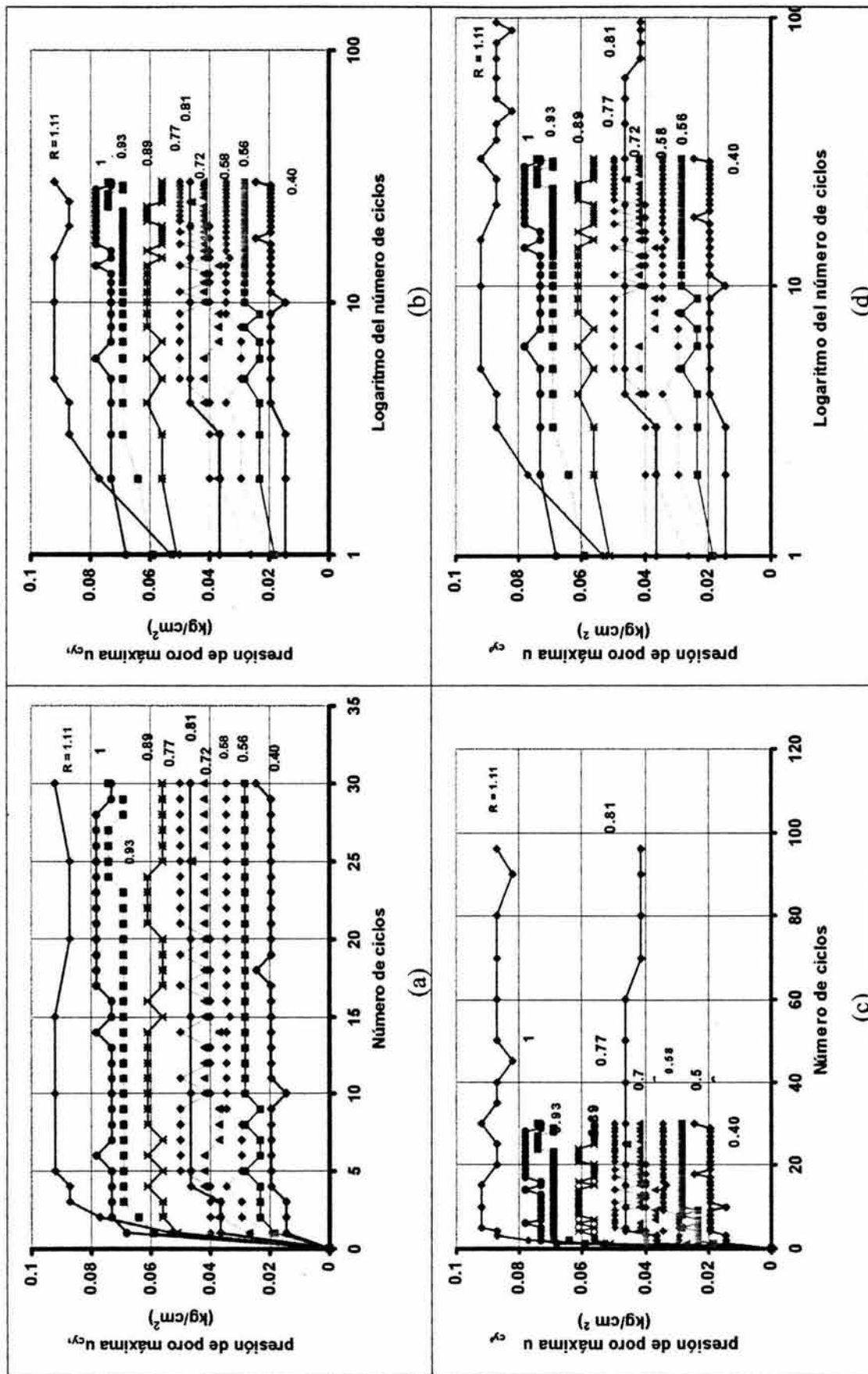


Figura 5.11 Evolución de las envolventes de la presión de poro máxima para cada relación de esfuerzos cíclicos R específica en el intervalo de 0.40 a 1.11

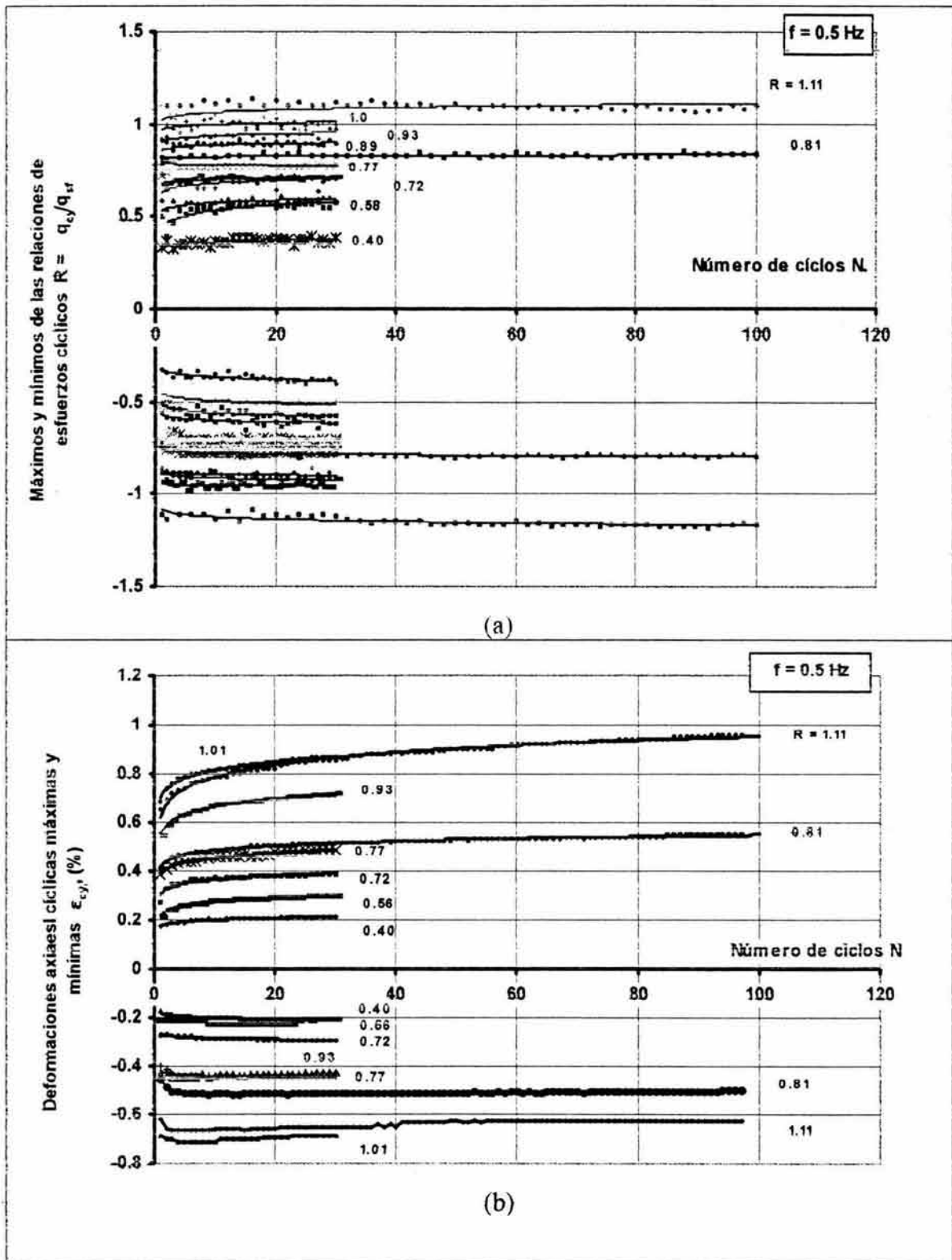
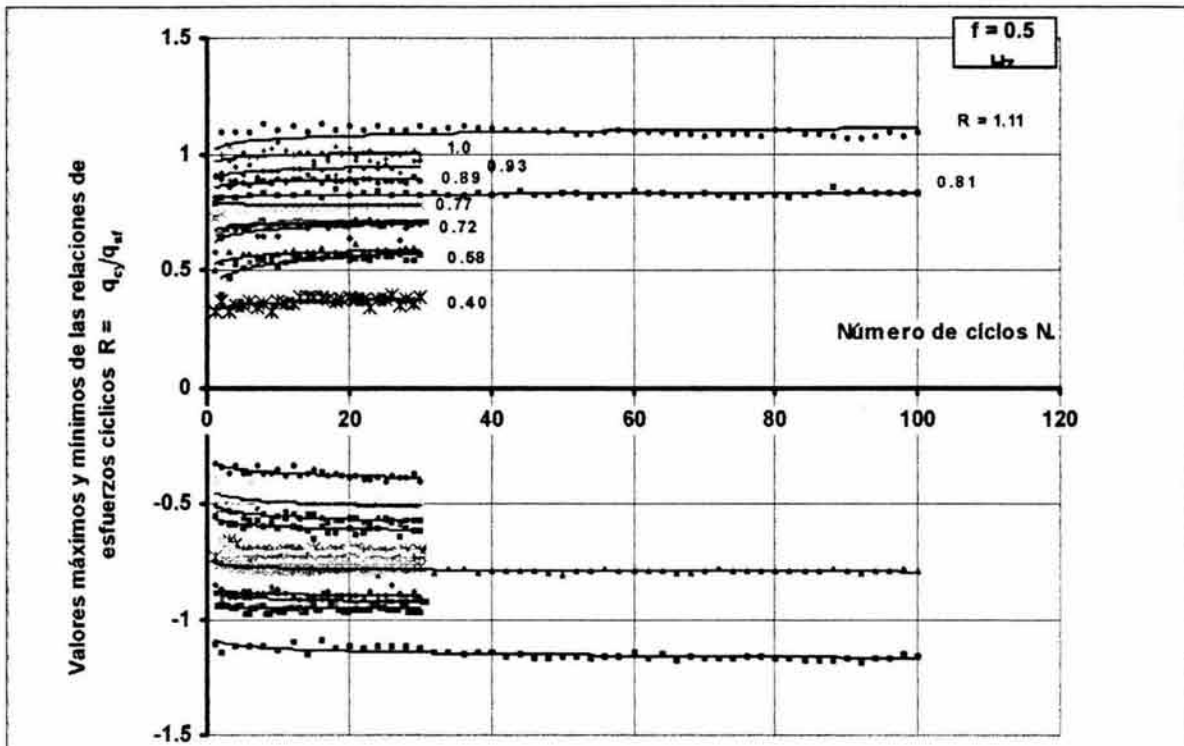
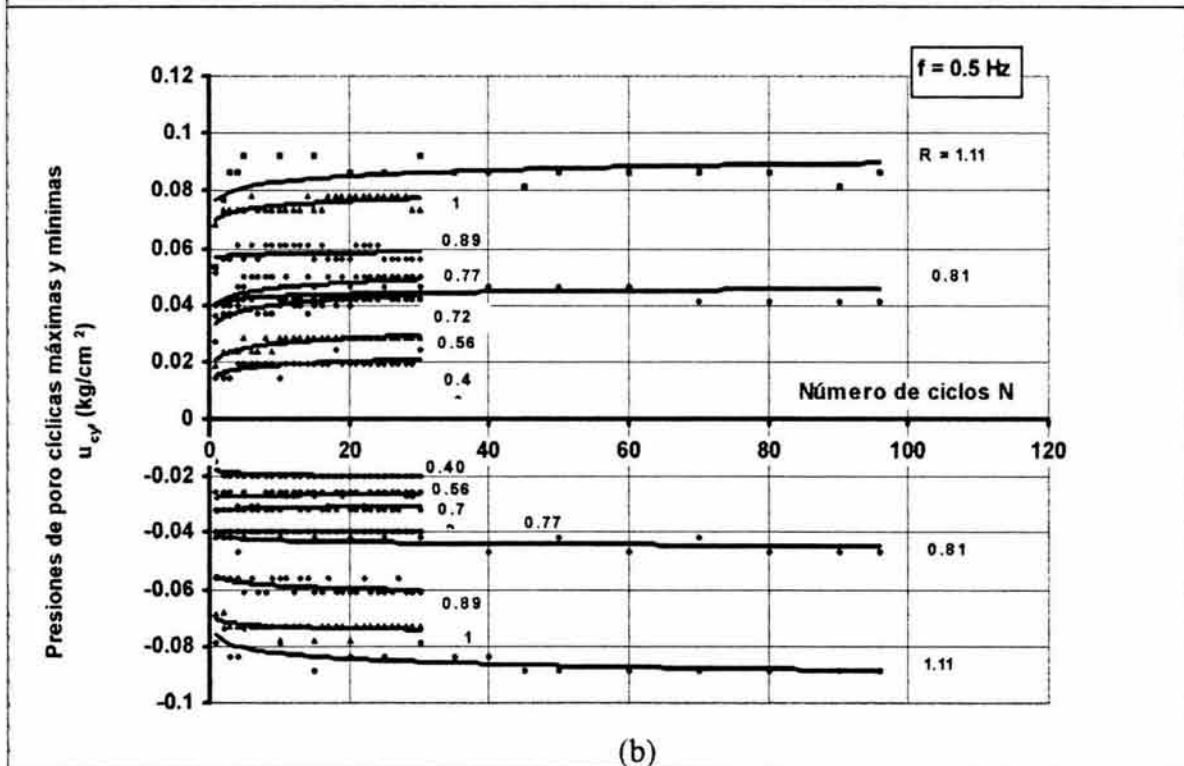


Figura 5.12 Evolución de las envolventes de los esfuerzos y deformaciones cíclicas máximas y mínimas, para cada R en el intervalo de 0.40 a 1.11



(a)



(b)

Figura 5.13. Evolución de las envolventes de los esfuerzos y de las presiones de poro cíclicos máximos y mínimos para cada R en el intervalo de 0.40 a 1.11

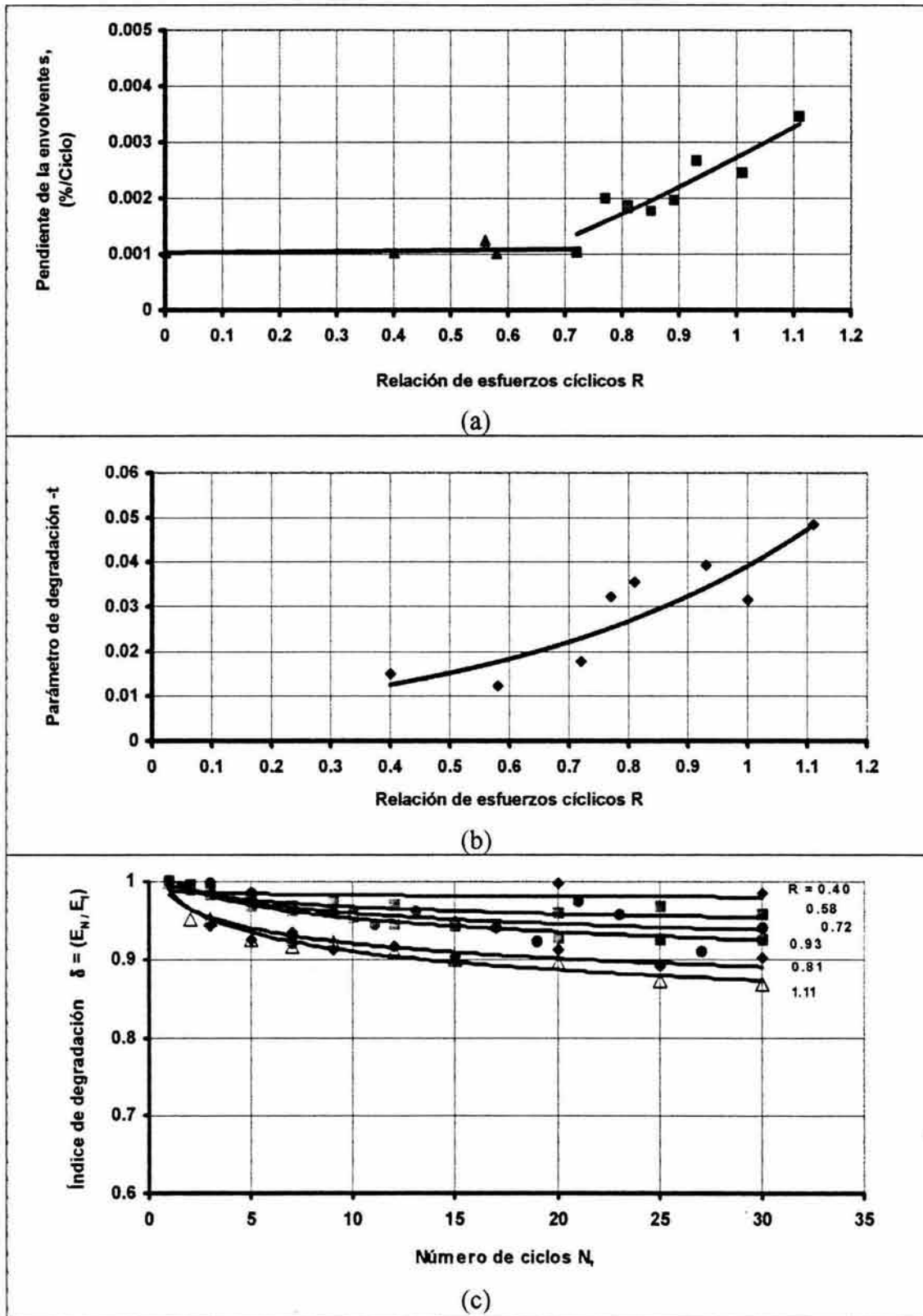


Figura 5.14 Degradación de los especímenes ensayados debido a la carga cíclica

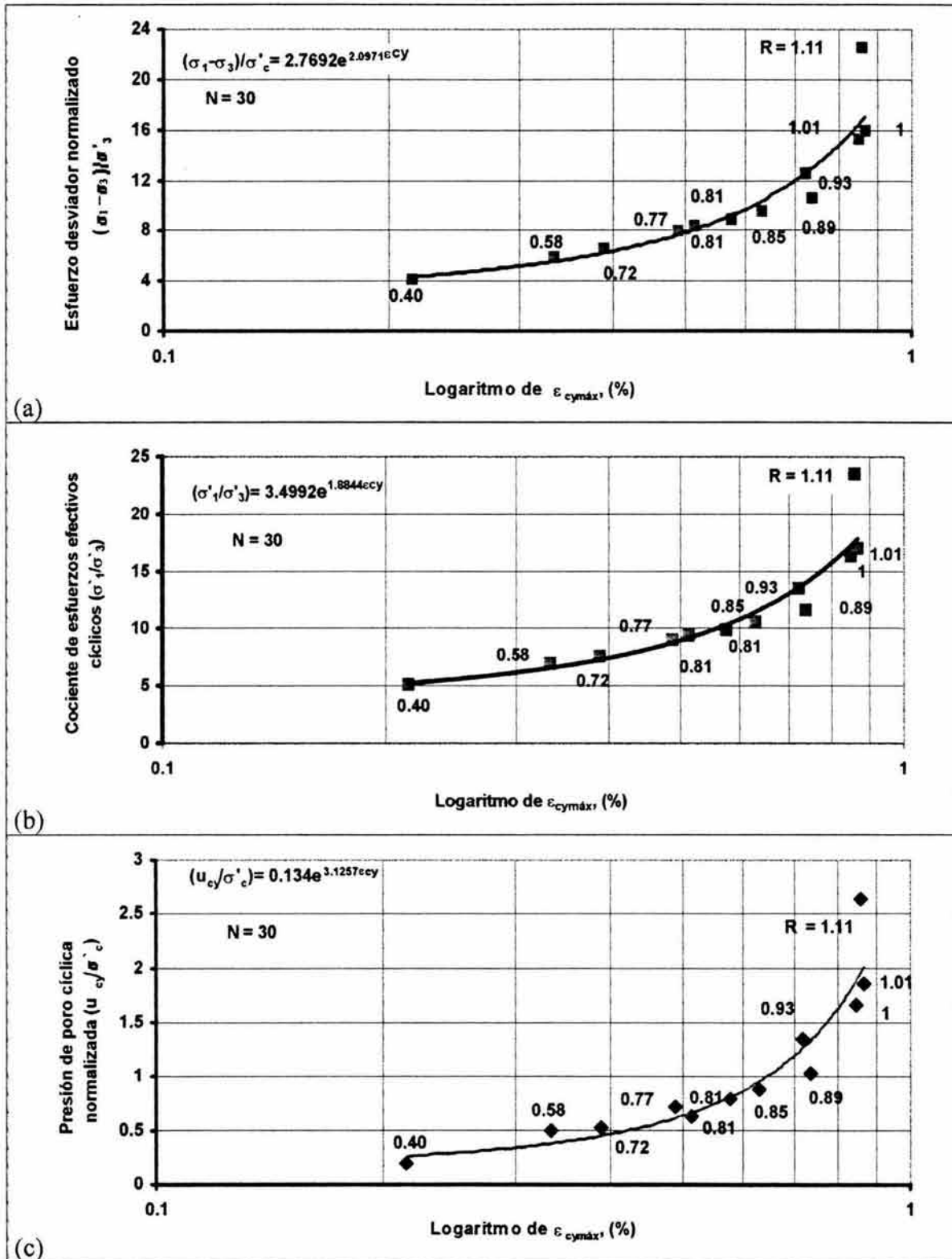
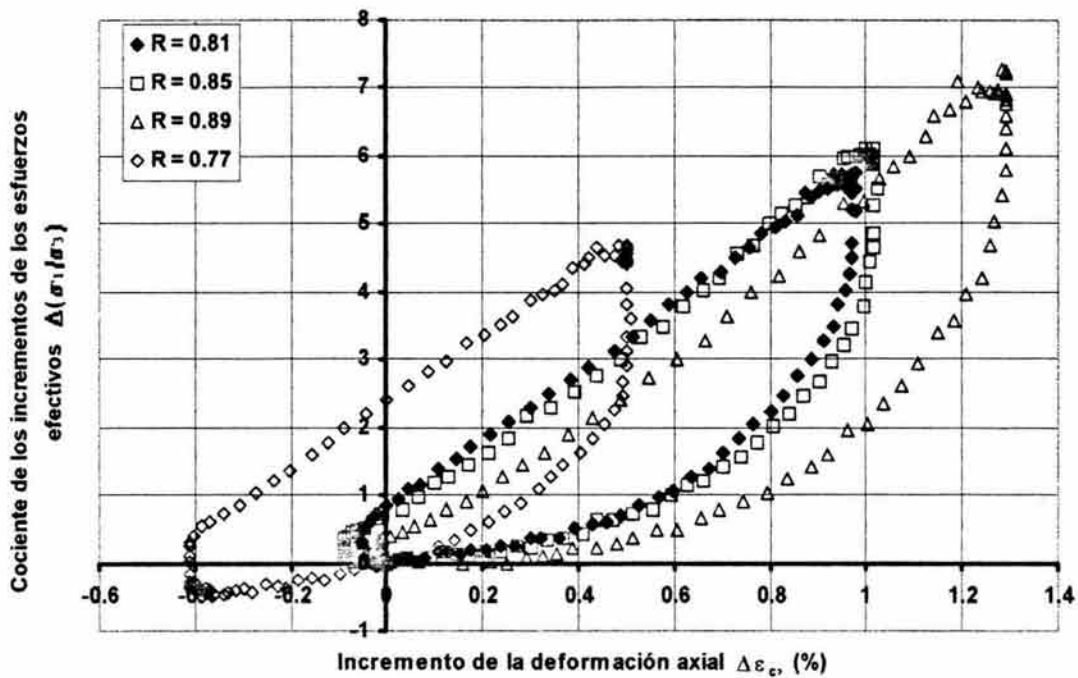
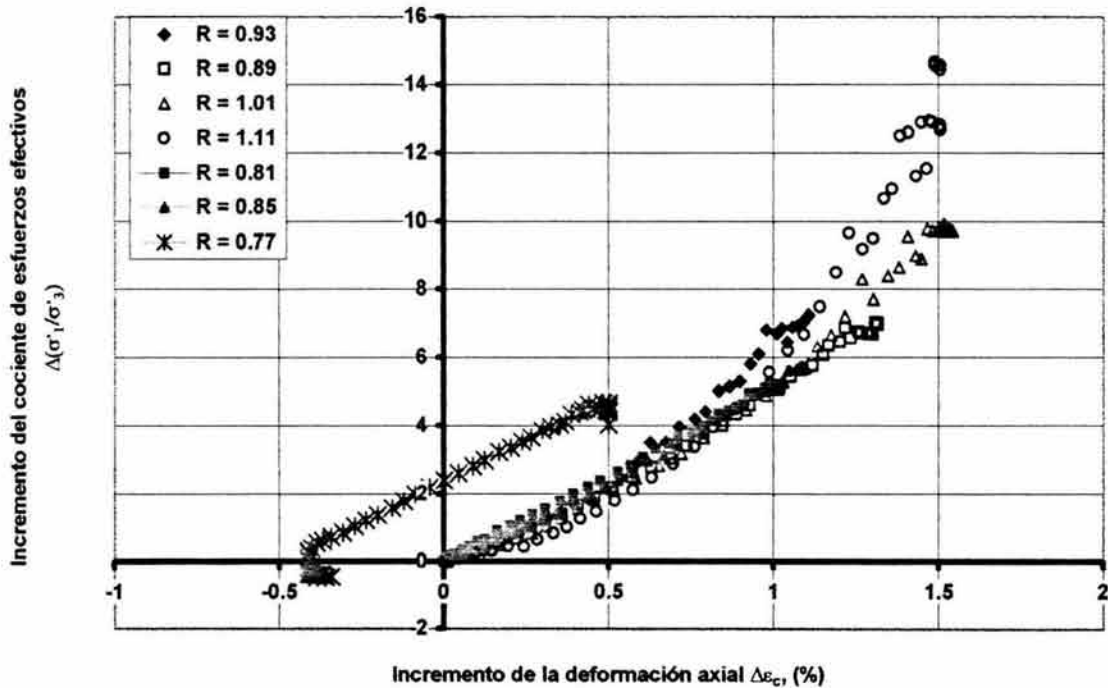


Figura 5.15. Logaritmo de la deformación máxima en el ciclo 30 versus (a)esfuerzo desviador, (b) esfuerzo axial efectivo y (c) presión de poro normalizado respecto al esfuerzo de confinamiento efectivo, para cada R en el intervalo de 0.40 a 1.11



(a)



(b)

Figura 5.16 Relación entre el incremento del cociente de esfuerzos efectivos cíclicos y el incremento de la deformación para el ciclo 30, en la frontera de los esfuerzos de equilibrio de no falla de acuerdo con el criterio de Sangrey *et al.* (1969): (a) lazos de esfuerzo-deformación y (b) relación de esfuerzo-deformación en la rama de recarga

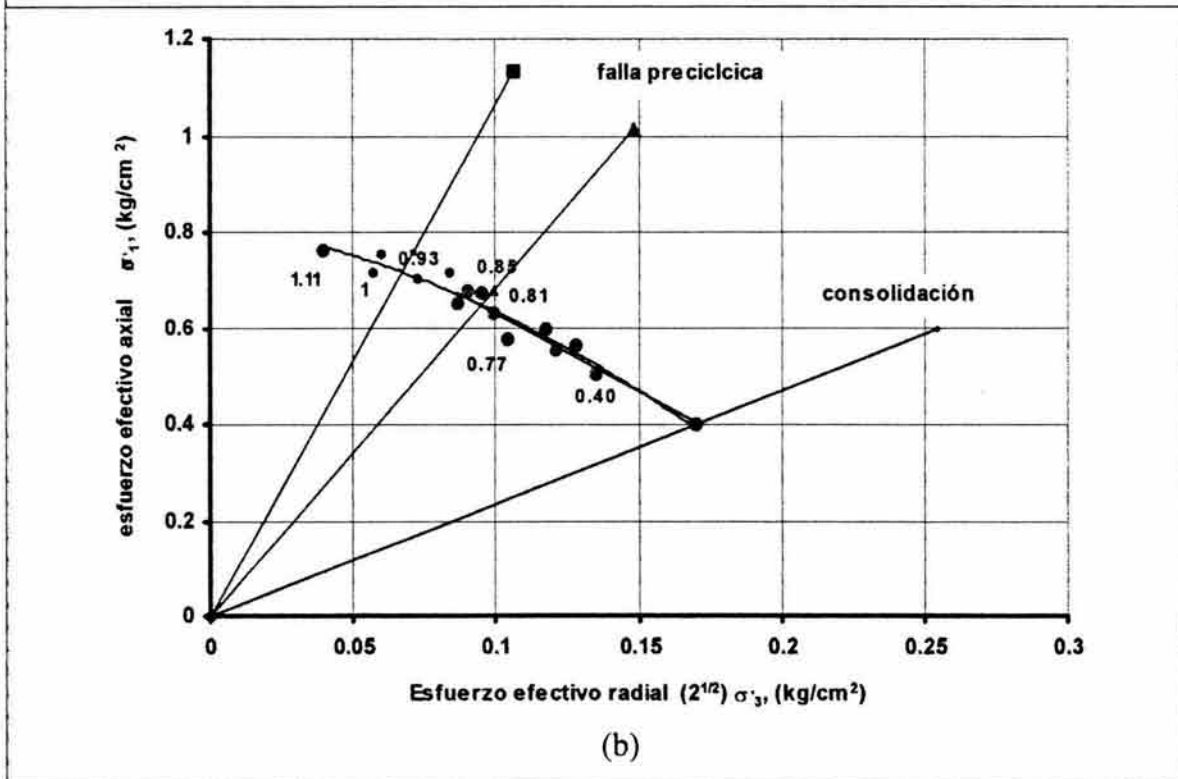
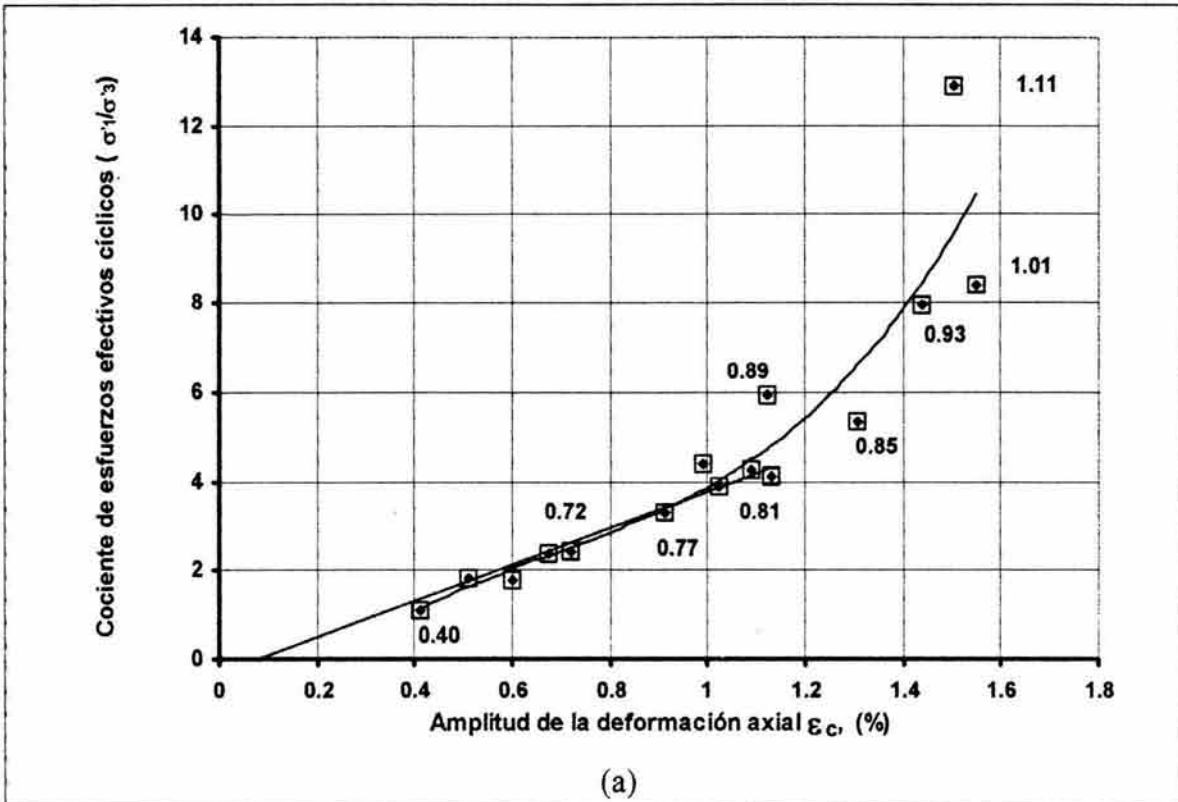


Figura 5.17 Relaciones esfuerzo-deformación y línea de equilibrio de Sangrey et al. (1969), en el ciclo 30

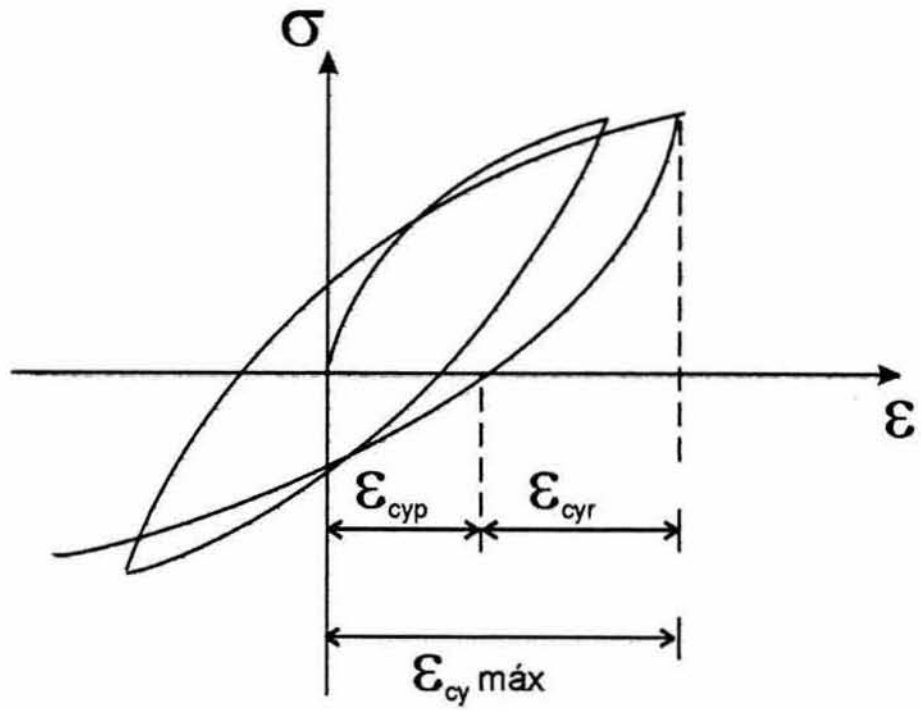


Figura 5.18. Definiciones de las deformaciones cíclicas máxima $\epsilon_{cy \text{ máx}}$, permanente ϵ_{cyp} y recuperable ϵ_{cyr}

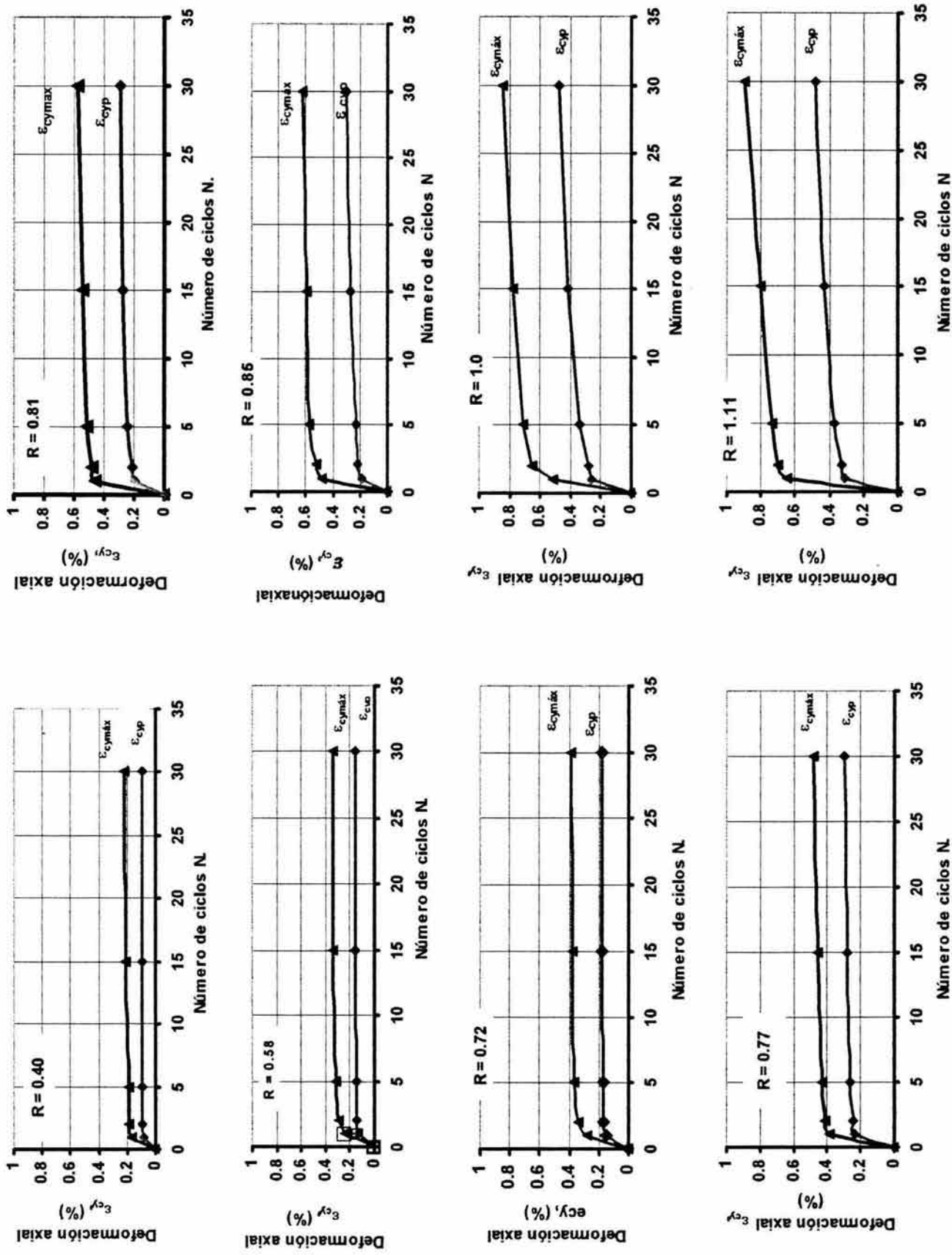


Figura 5.19 Evolución de la deformación cíclica máxima y de la deformación permanente para cada relación de esfuerzos cíclicos especificada. R , en el rango de 0.40 a 1.11

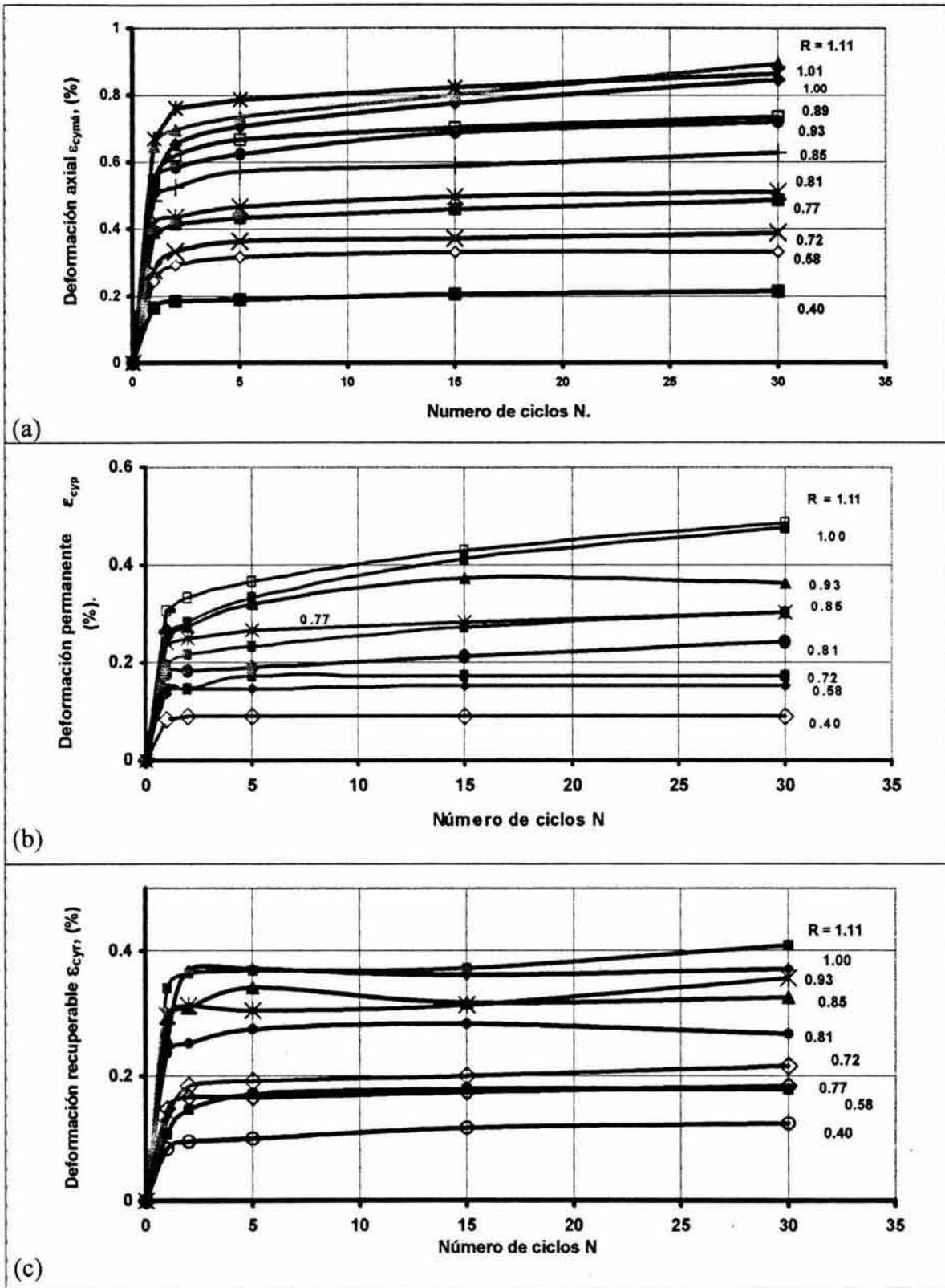


Figura 5.20 Evolución de las envolventes de las deformaciones cíclicas de los especímenes ensayados para cada relación de esfuerzos cíclicos especificada R en el rango de 0.40 a 1.11: (a) deformación máxima, (b) deformación permanente, (c) deformación recuperable

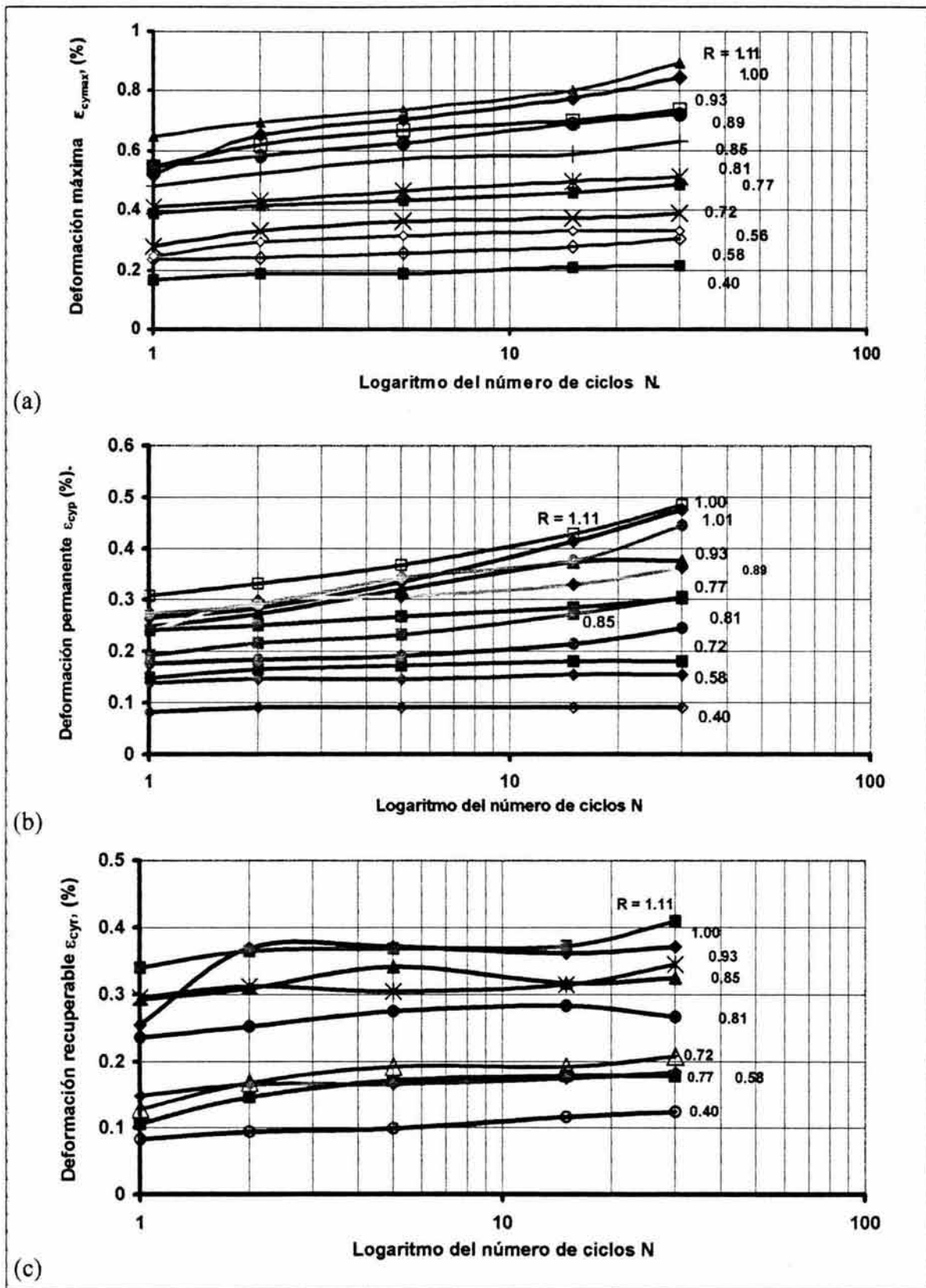
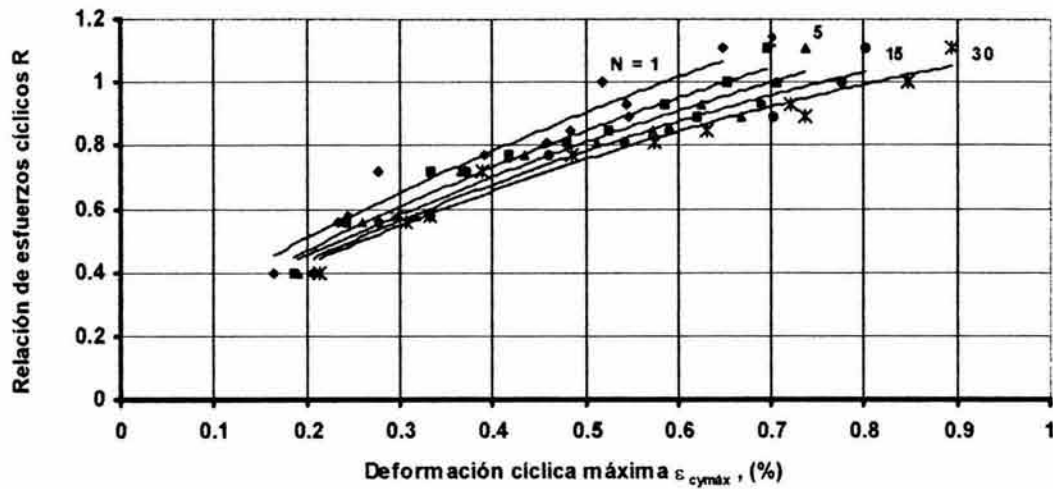
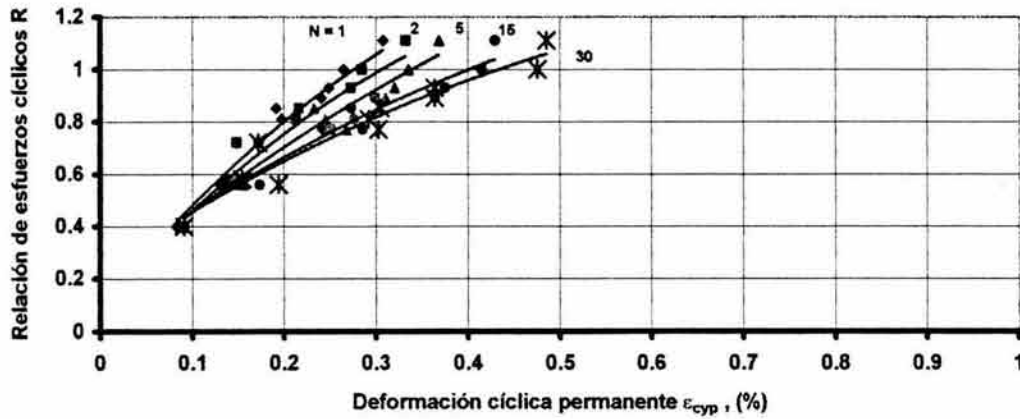


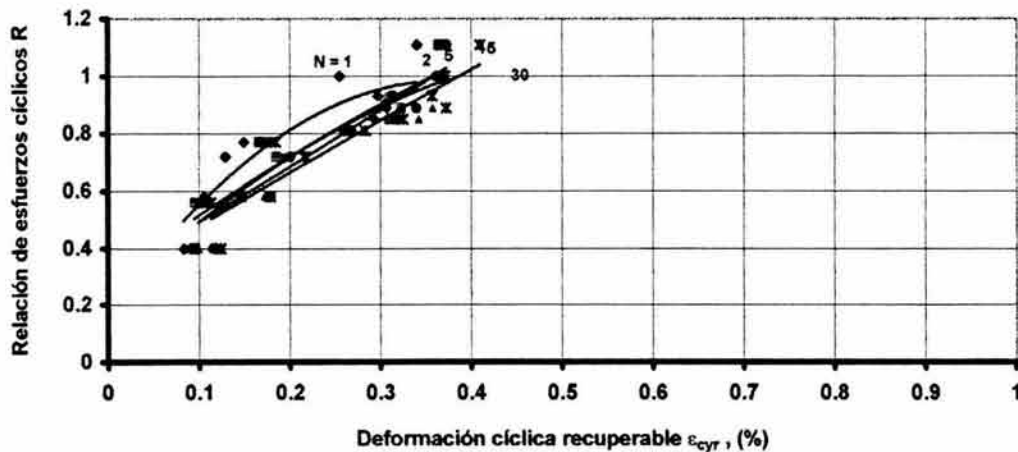
Figura 5.21 Evolución de las envolventes de las deformaciones cíclicas en escala semilogarítmica para cada R especificada en el intervalo de 0.40 a 1.11: (a) máxima, (b) permanente y (c) recuperable



(a)



(b)



(c)

Figura 5.22 Deformaciones cíclicas (a) máxima, (b) permanente y (c) recuperable generadas en los ciclos 1, 2, 5, 15 y 30 por la relación de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.40 a 1.11

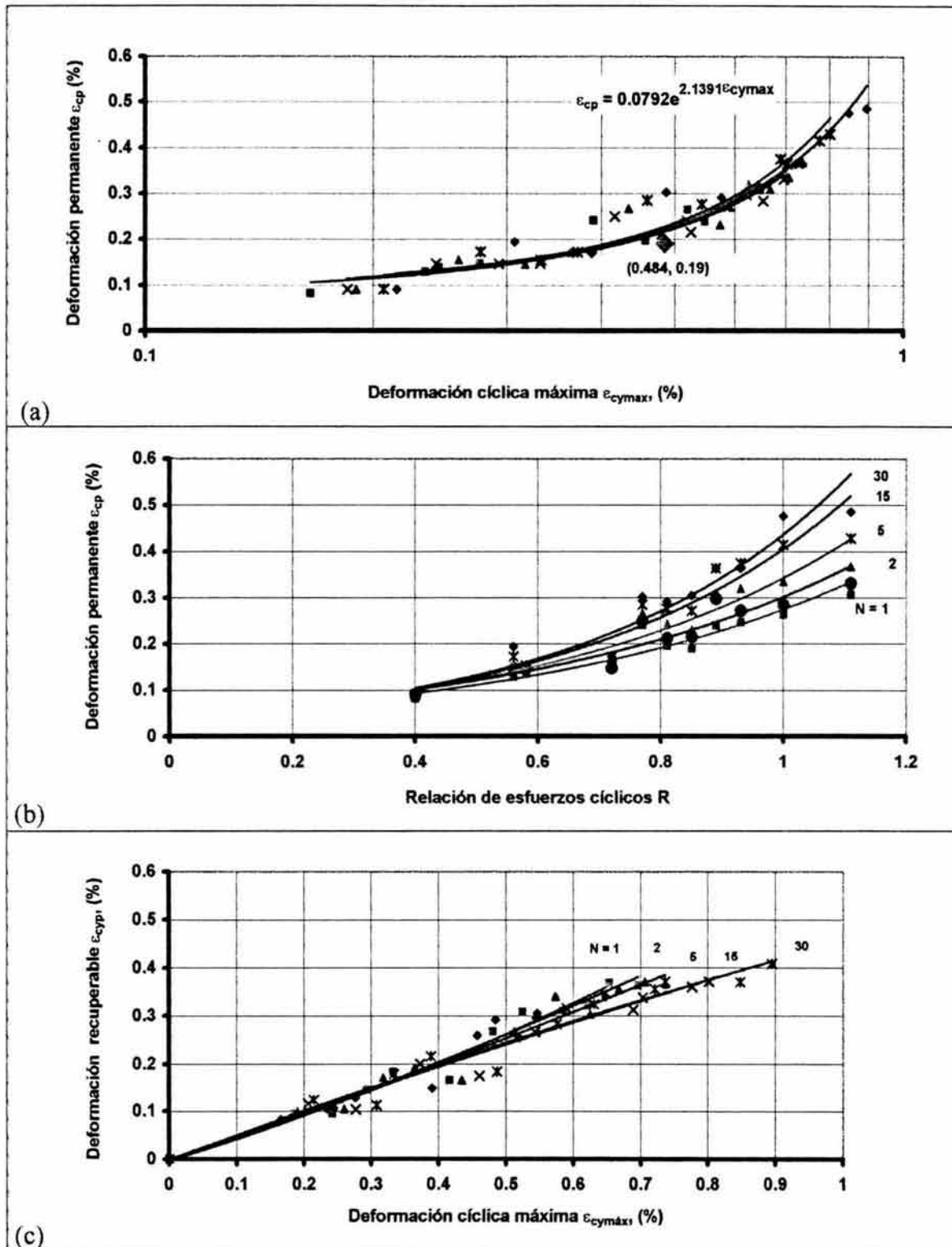
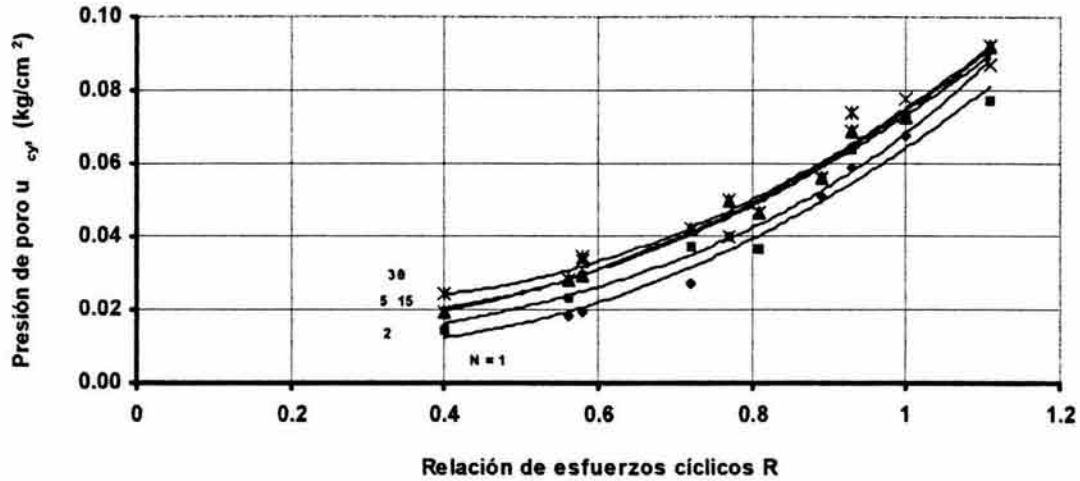
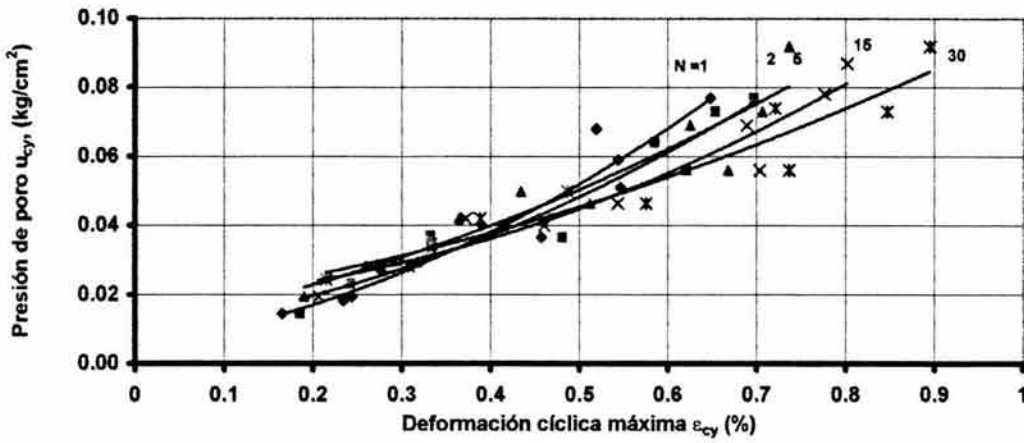


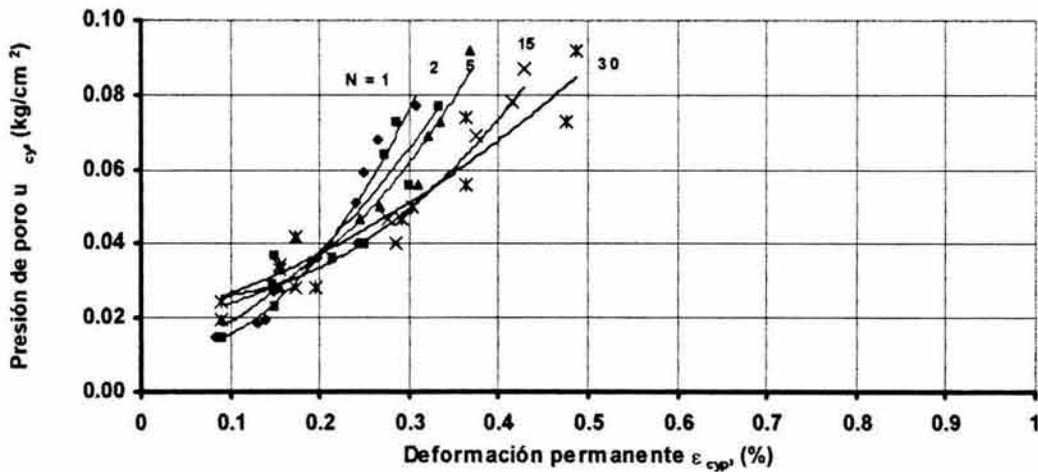
Figura 5.23 Relación de la deformación permanente *versus* (a) la deformación cíclica máxima, (b) la relación de esfuerzos cíclicos y (c) deformación recuperable *versus* la deformación cíclica máxima



(a)

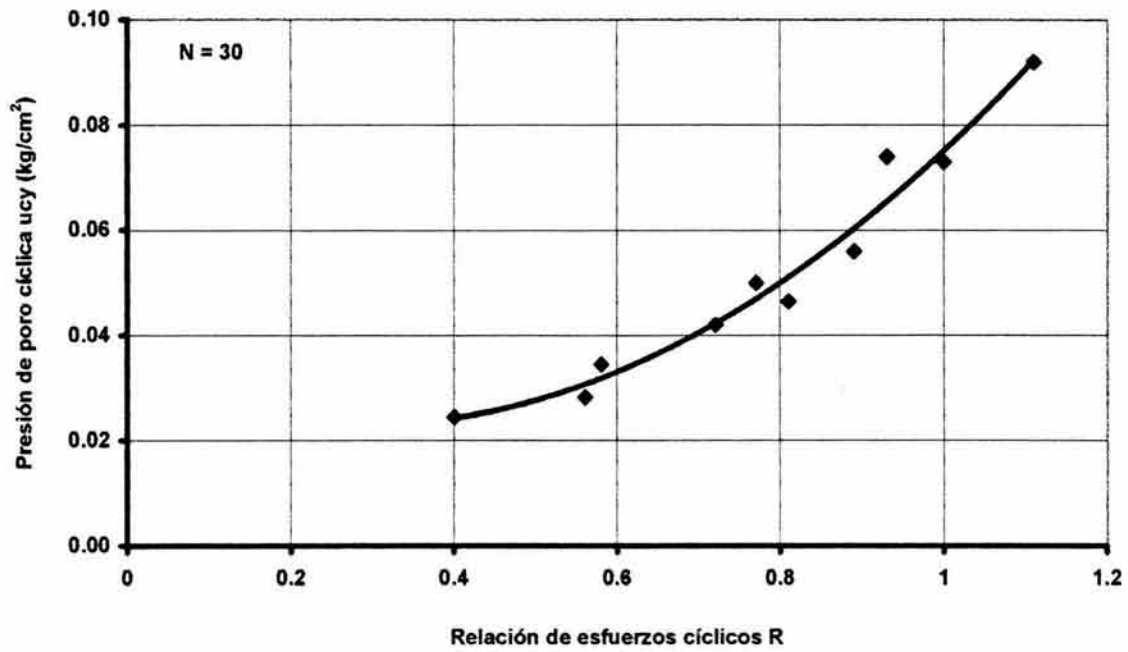


(b)

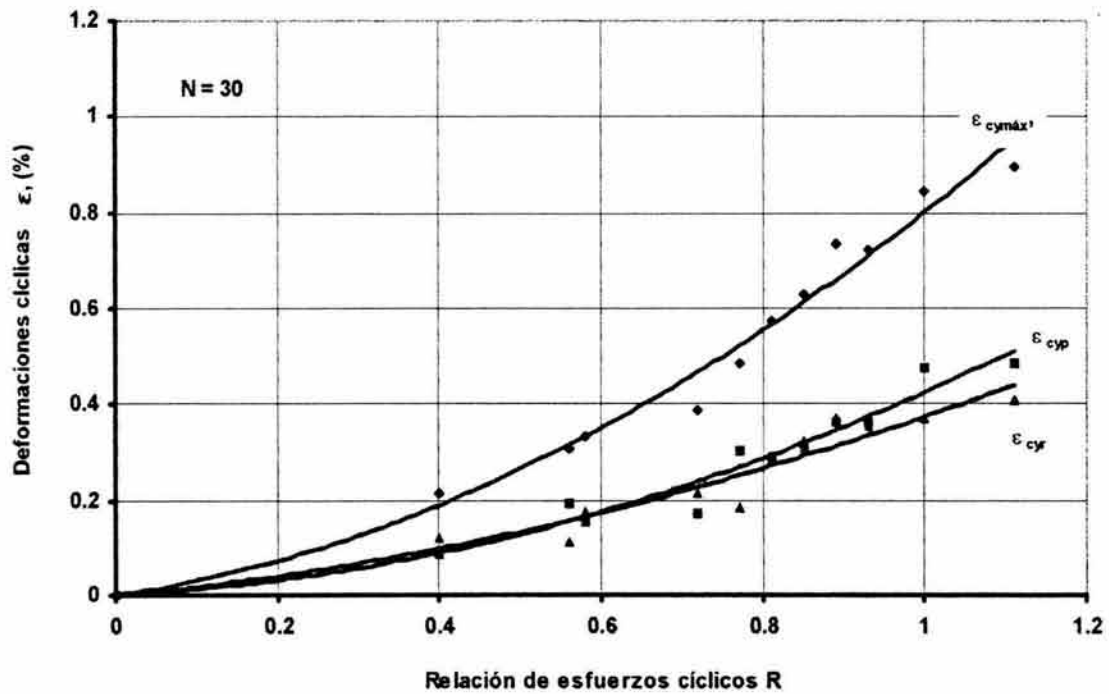


(c)

Figura 5.24 Presión de poro generada en los ciclos 1,2, 5, 15 y 30: a) presión de poro *versus* relación de esfuerzos cíclicos R , b) presión de poro *versus* deformación cíclica máxima ϵ_{cymax} y c) presión de poro *versus* deformación permanente ϵ_{cyp}



(a)



(b)

Figura 5.25. Presiones de poro y deformaciones máximas, permanentes y recuperables en el ciclo 30 generadas por las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.40 a 1.11

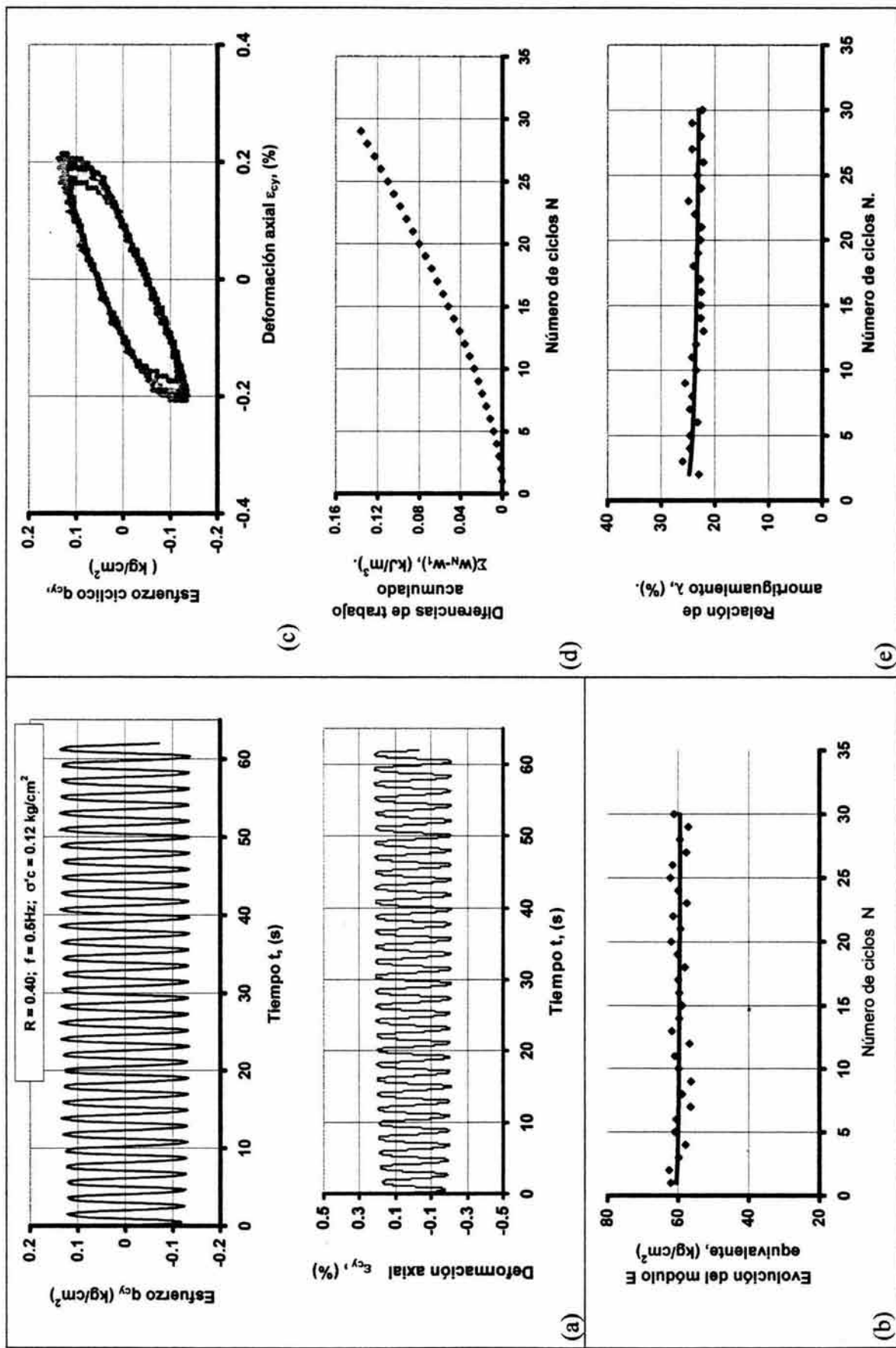


Figura 5.26 Respuesta para $R = 0.40$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 270\%$, $e_c = 9.0$, $w_L = 358\%$, $I_p = 283\%$

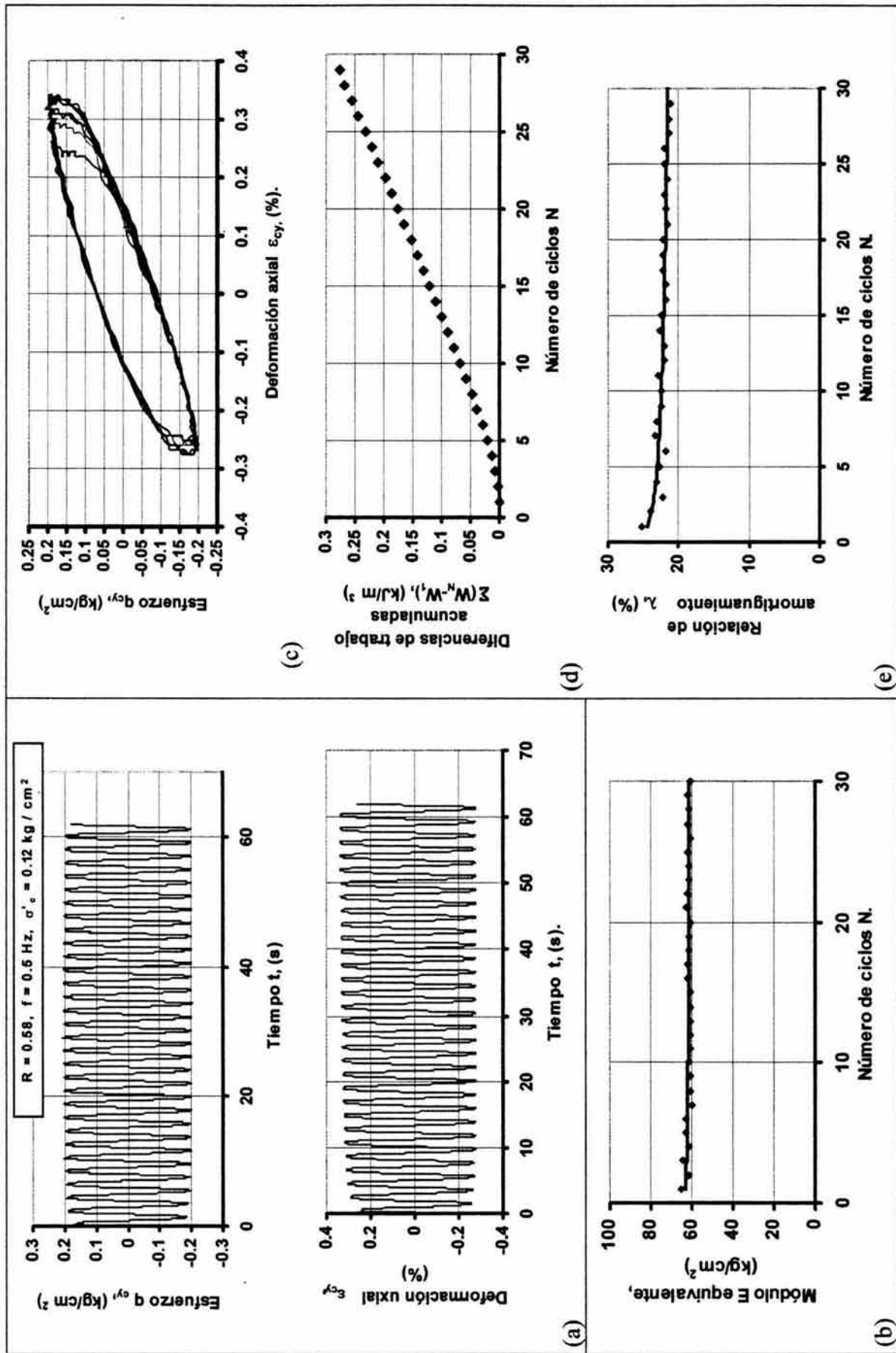


Figura 5.27 Respuesta para $R = 0.58$; (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 363\%$, $e_c = 8.79$, $wL = 358\%$, $I_p = 283\%$

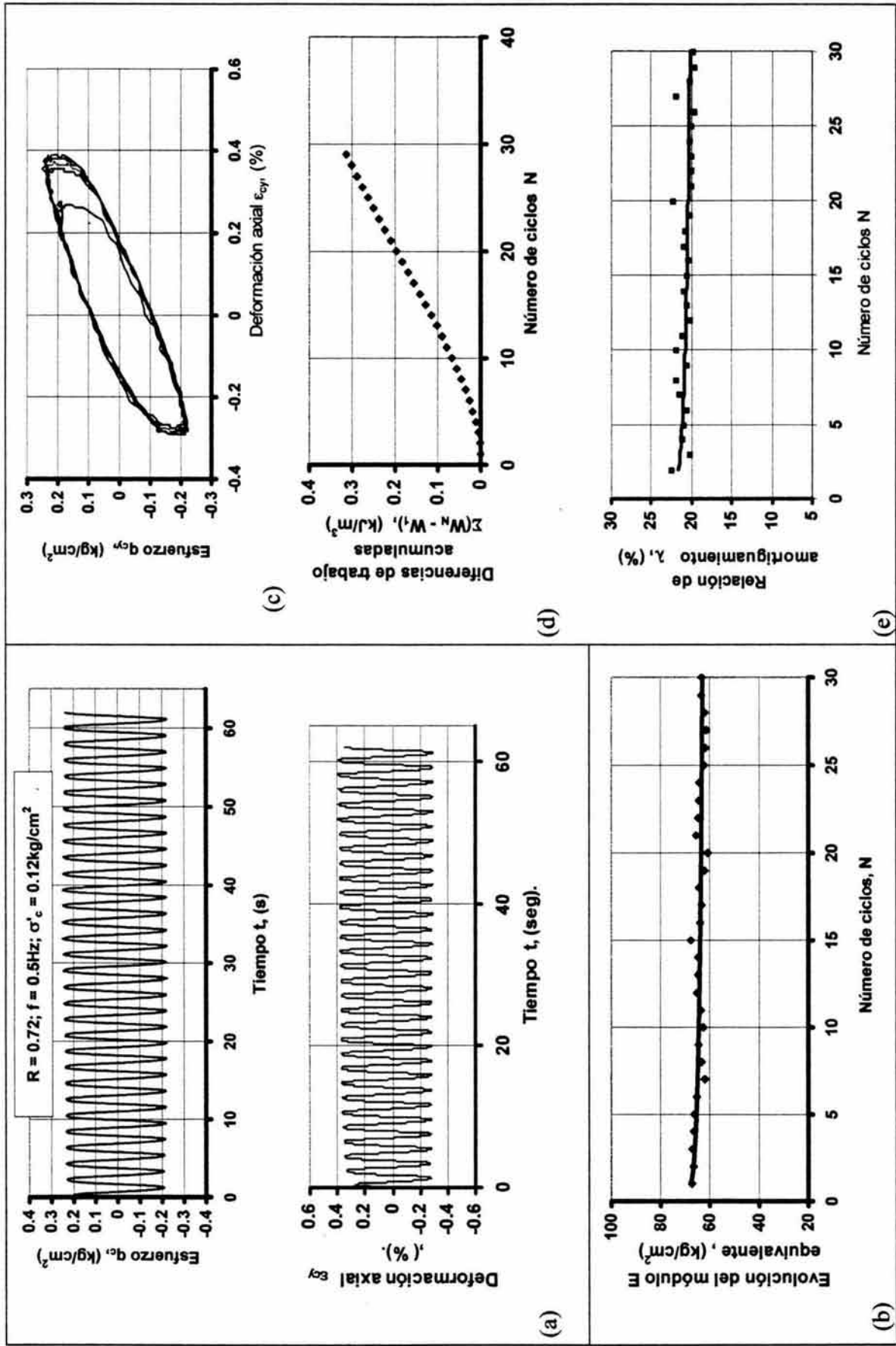


Figura 5.28 Respuesta para $R = 0.72$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades de suelo ensayado: $w_c = 359\%$, $e_c = 8.9$; $w_L = 358\%$, $I_p = 283\%$

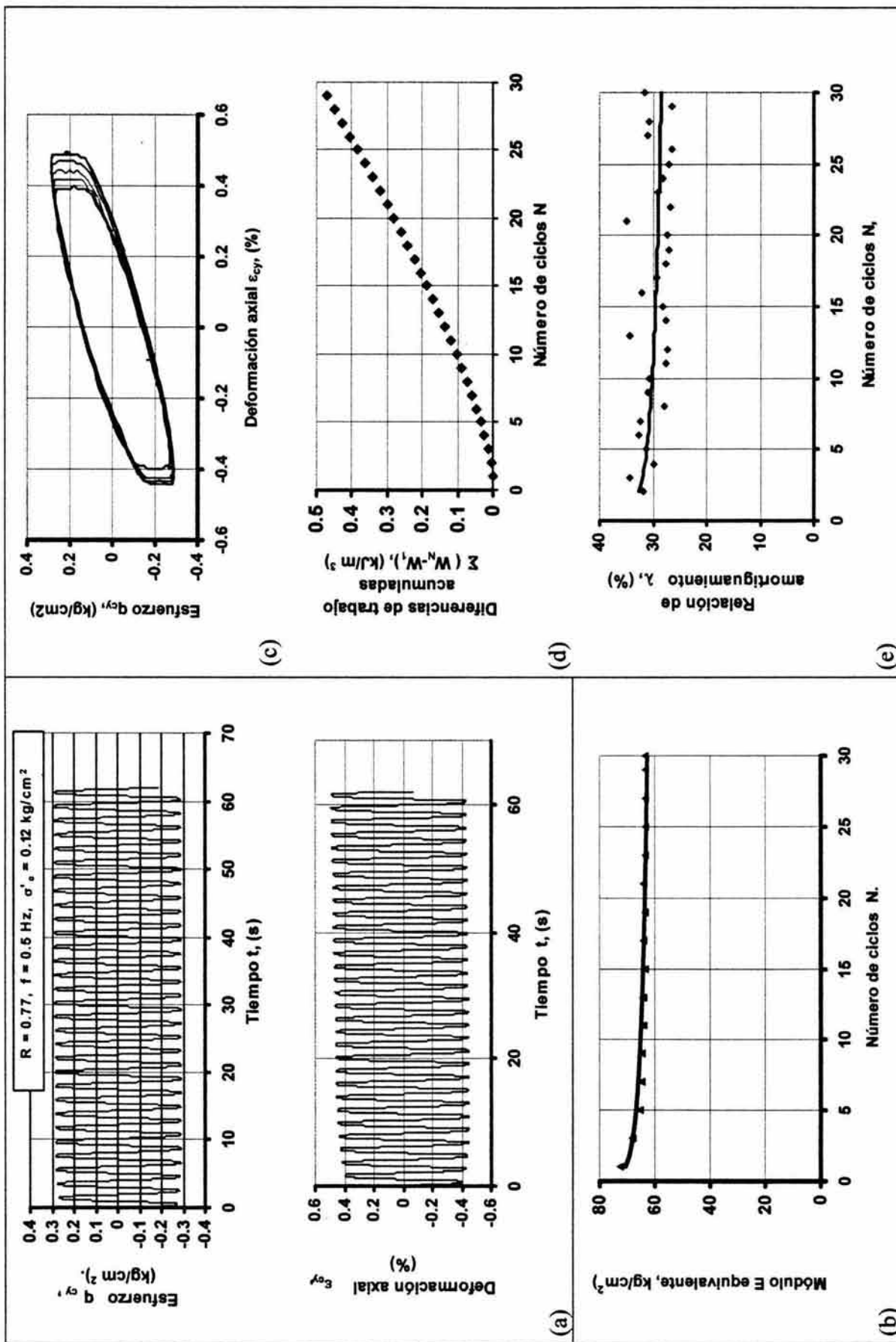


Figura 5.29 Respuesta para $R = 0.77$: (a) historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 368\%$, $e_c = 9.38$, $w_L = 382\%$, $I_p = 292\%$

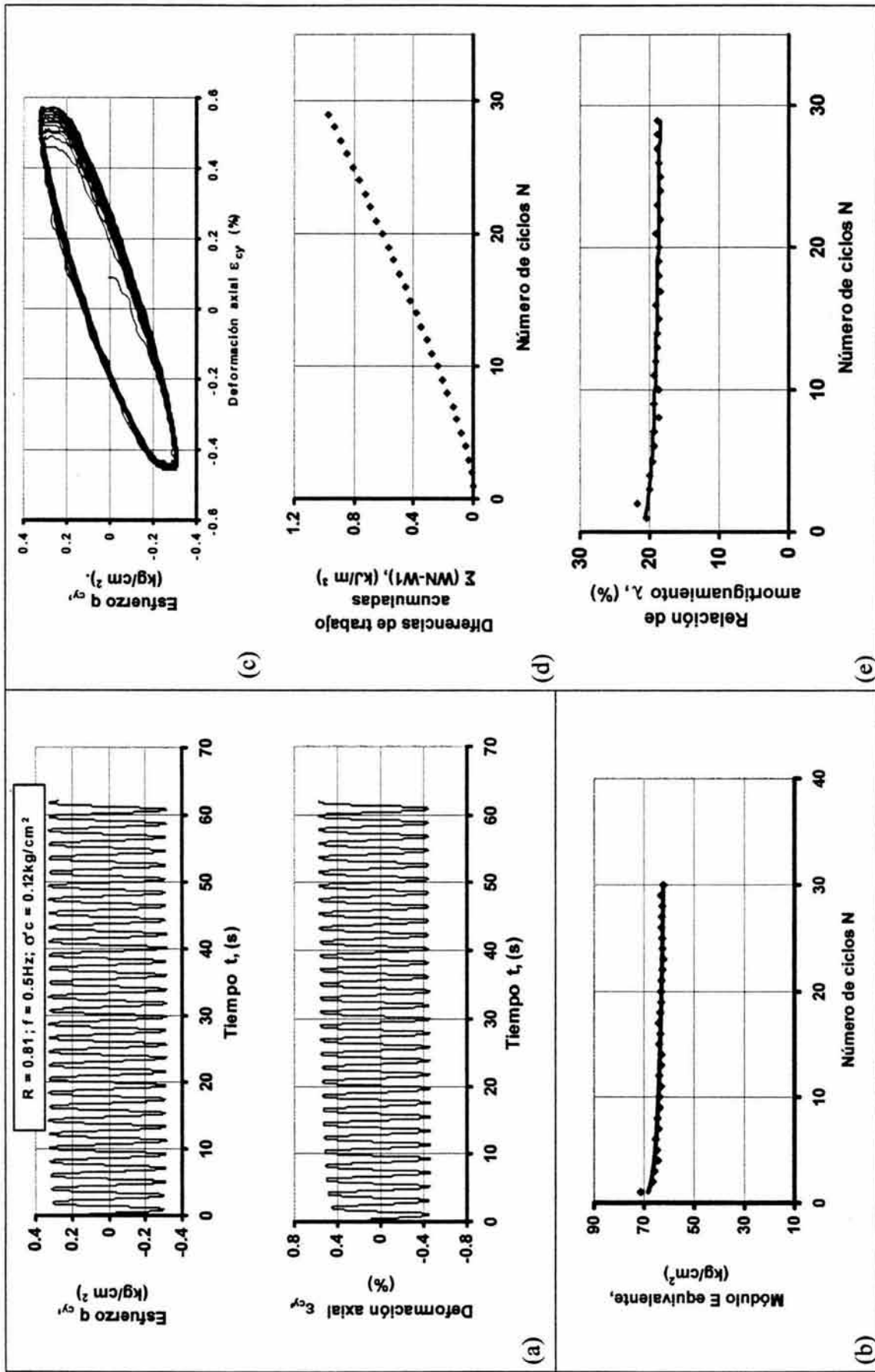


Figura 5.30 Respuesta para $R = 0.81$: (a) historia de esfuerzos y deformaciones; (b) evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 311\%$, $e_c = 7.48$; $w_L = 365\%$, $I_p = 193\%$

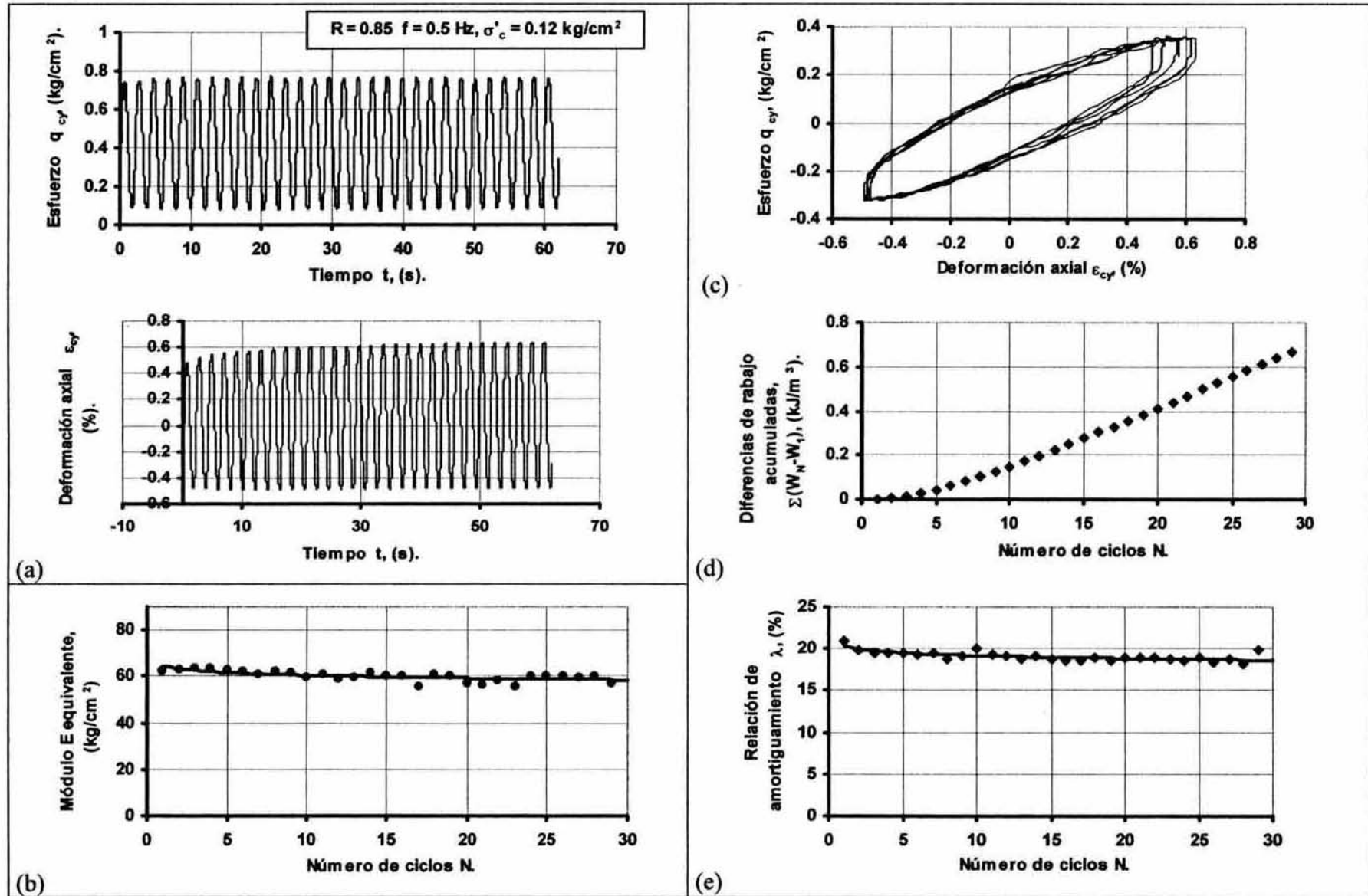


Figura 5.31 Respuesta para $R = 0.85$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones, evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histérico y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 330\%$, $e_c = 8.21$, $w_L = 365\%$, $I_p = 285\%$.

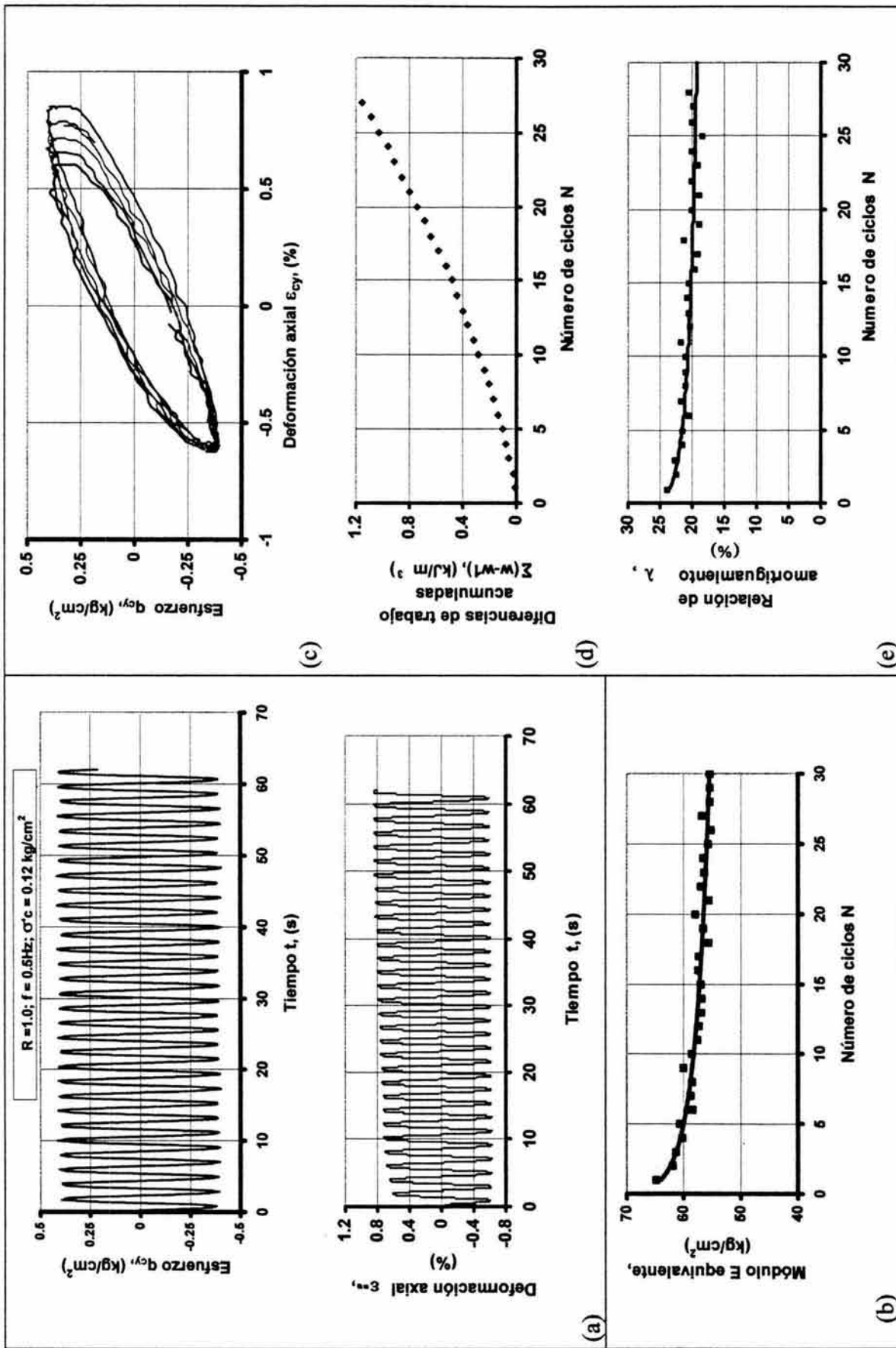


Figura 5.32 Respuesta para $R = 1.0$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 309\%$, $e_c = 7.56$; $w_L = 365\%$, $I_p = 193\%$

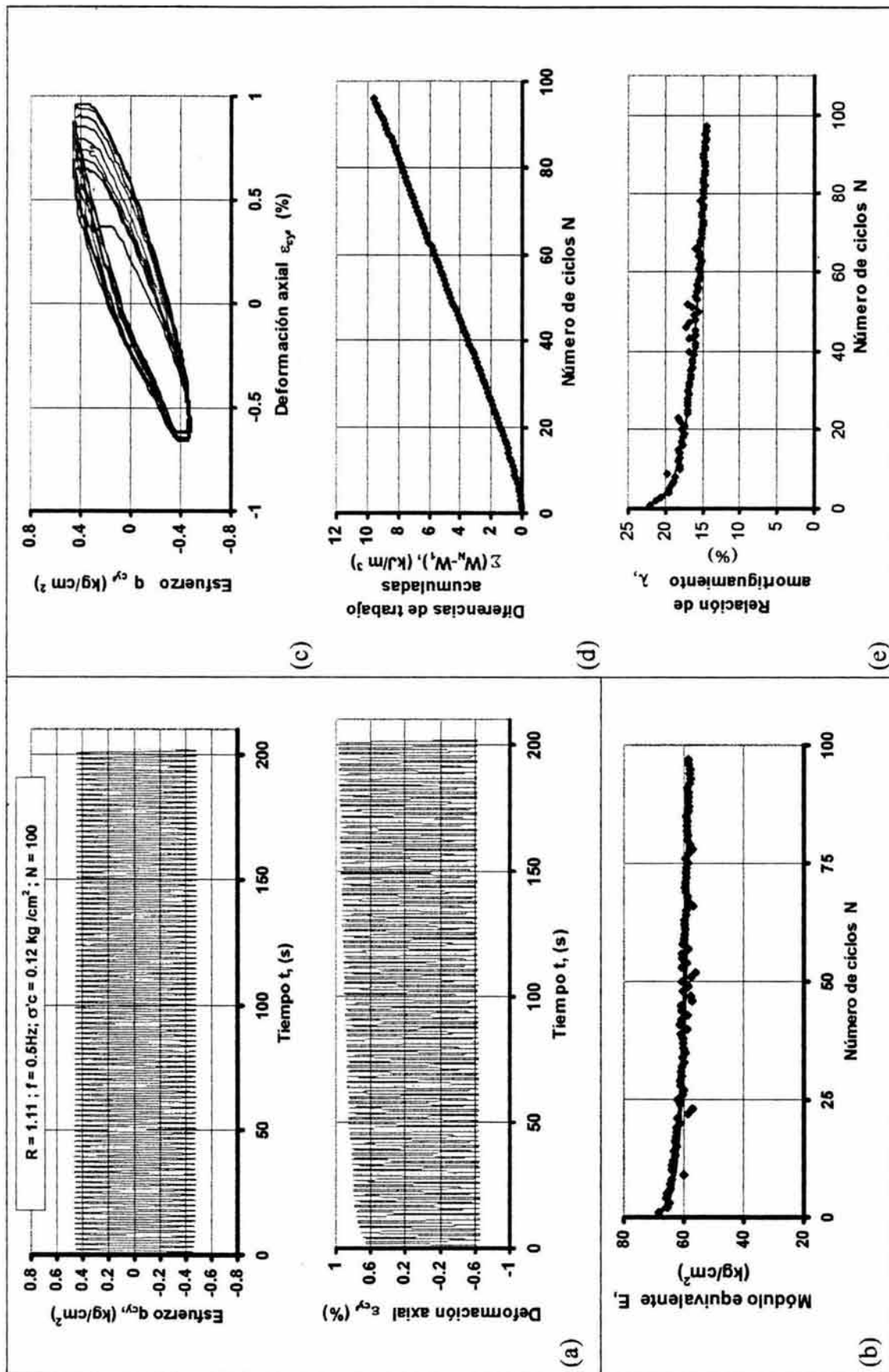


Figura 5.33 Respuesta para $R = 1.11$: (a) Historia de esfuerzos y deformaciones; evolución (b) del módulo E equivalente, (c) de los lazos esfuerzo-deformación, (d) del trabajo histerético y (e) de la relación de amortiguamiento. Propiedades del suelo ensayado: $w_c = 355\%$, $e_c = 8.57$, $w_L = 365\%$, $I_p = 285\%$

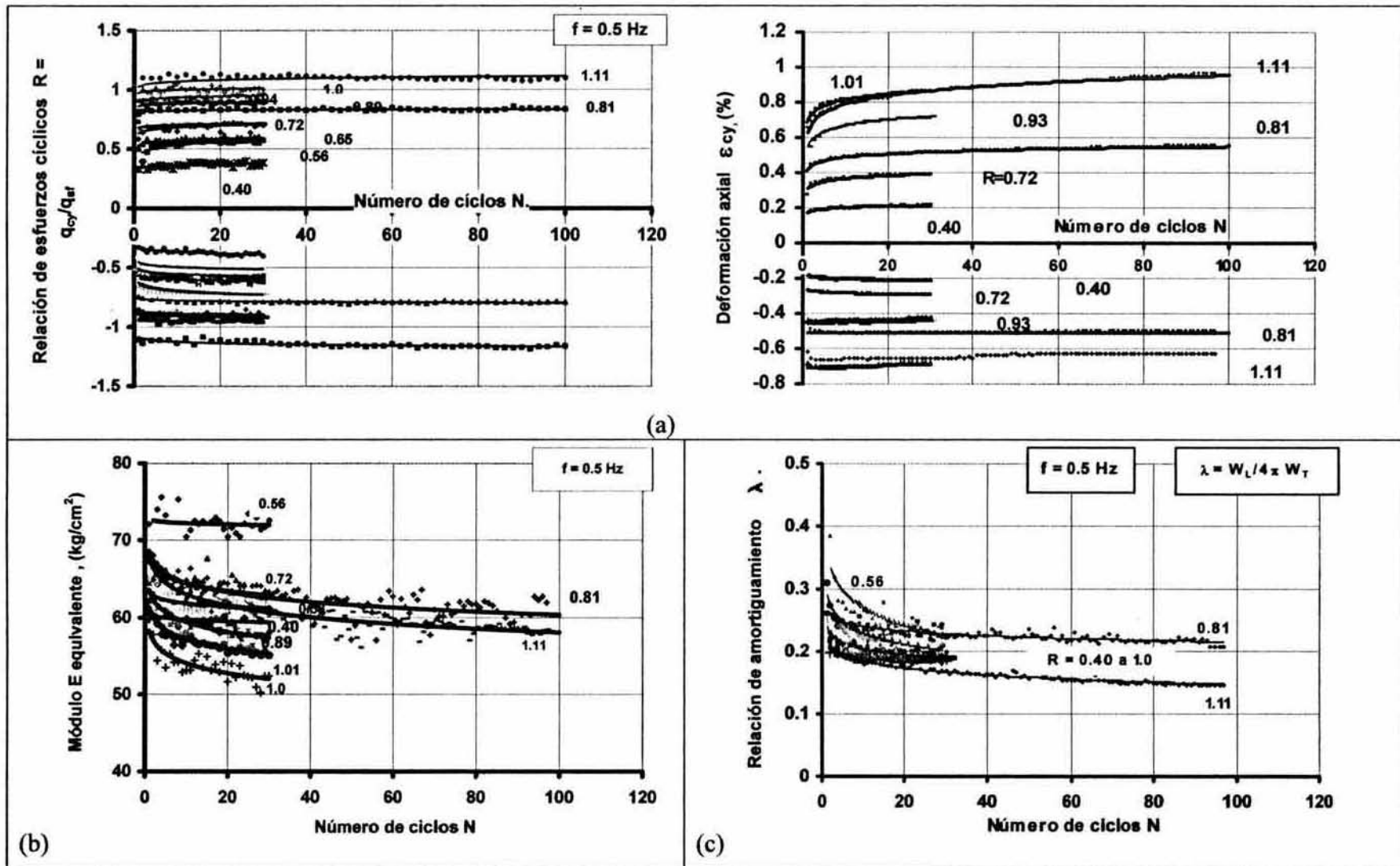


Figura 5.34 Respuesta de los suelos ensayados ante las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.4 a 1.11; (a) envolventes de los valores cíclicos máximos y mínimos de los esfuerzos y de las deformaciones, (b) evolución del módulo E equivalente y (c) evolución de la relación de amortiguamiento λ

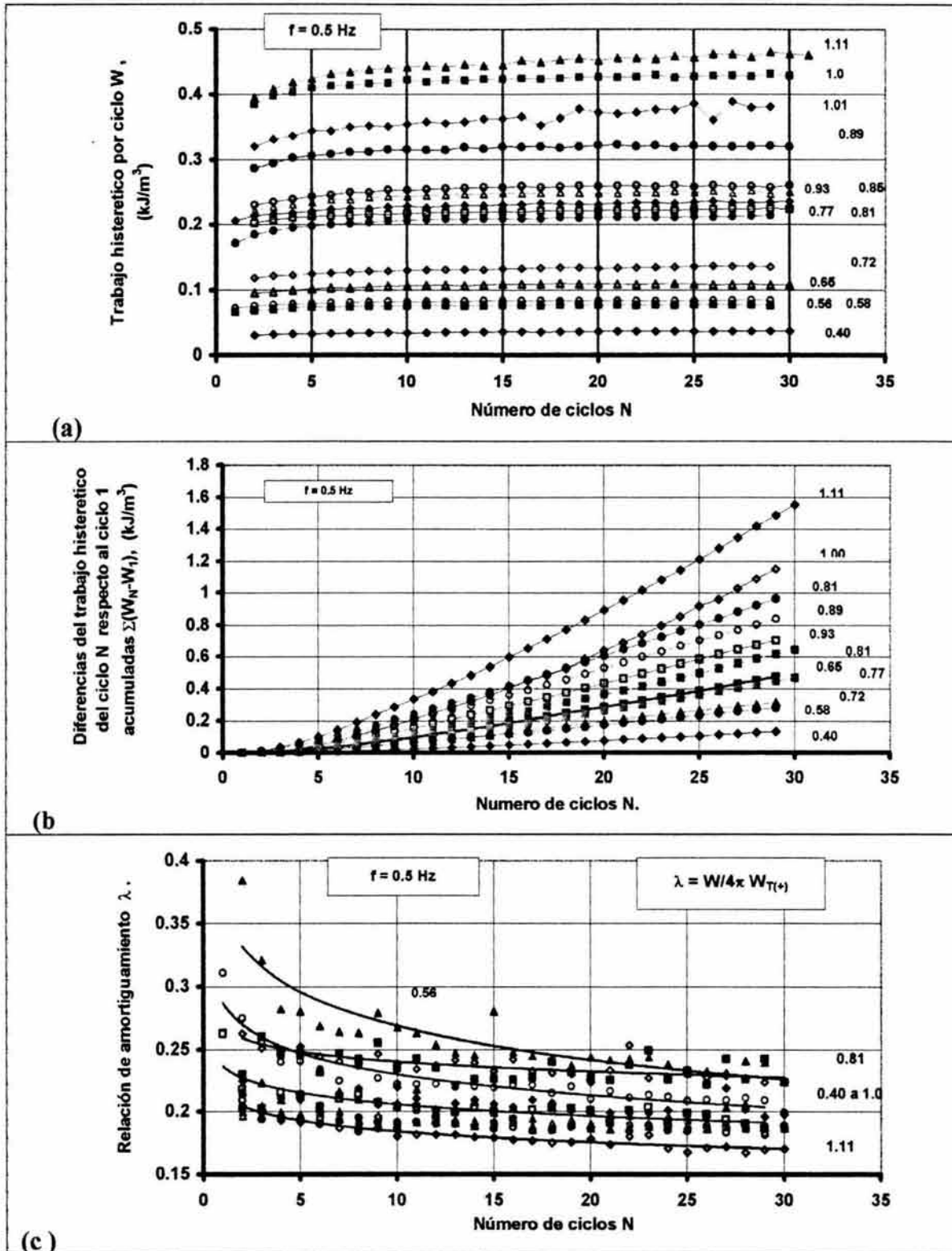


Figura 5.35 Evolución de la energía disipada debido a las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.4 a 1.11; (a) trabajo histerético por ciclo, (b) trabajo histerético acumulado, (c) relación de amortiguamiento

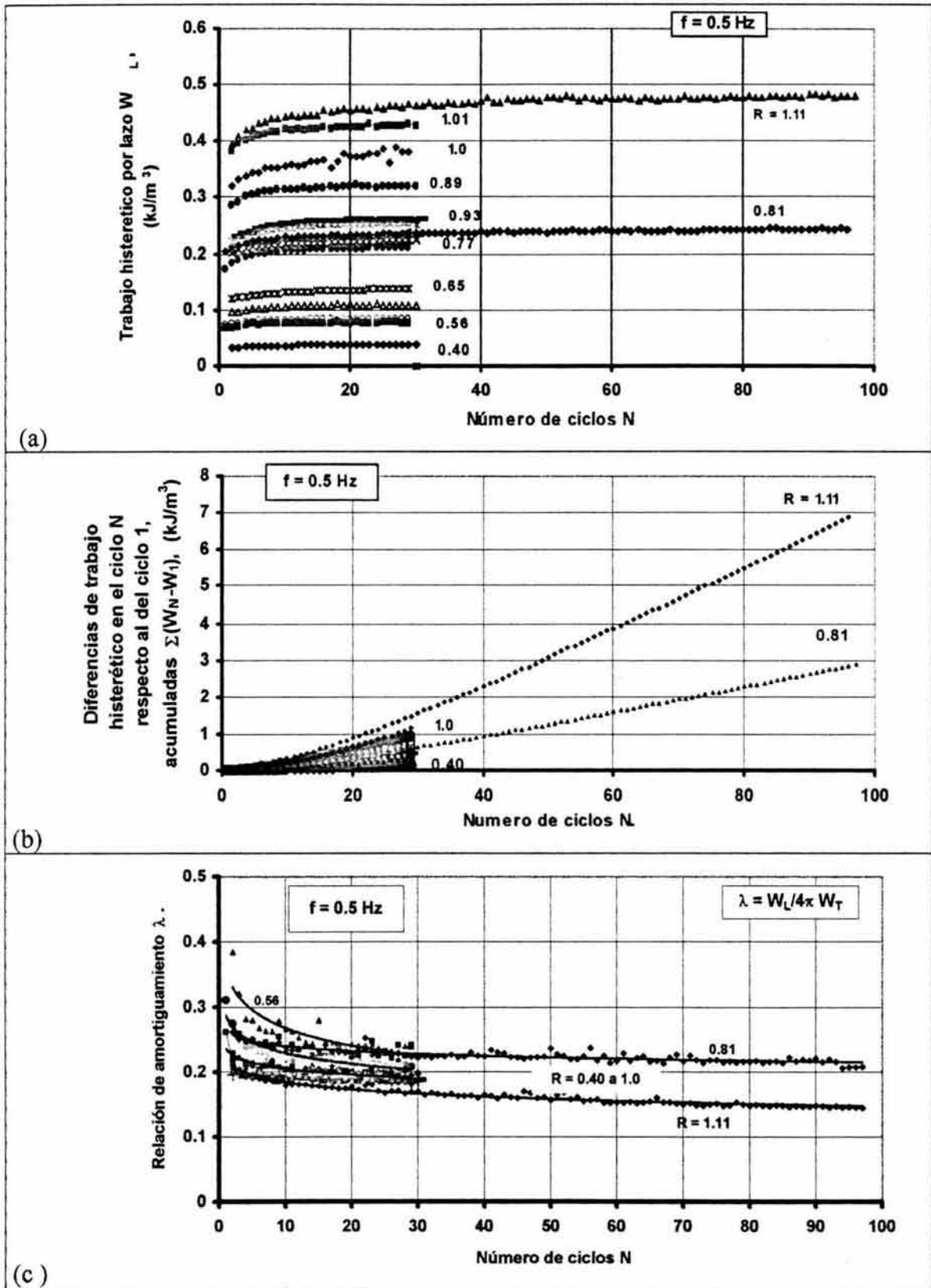


Figura 5.36 Evolución de la energía disipada en 30 y 100 ciclos debido a las relaciones de esfuerzos cíclicos R en el intervalo de 0.4 a 1.11; (a) trabajo histerético por ciclo, (b) trabajo histerético y (c) relación de amortiguamiento

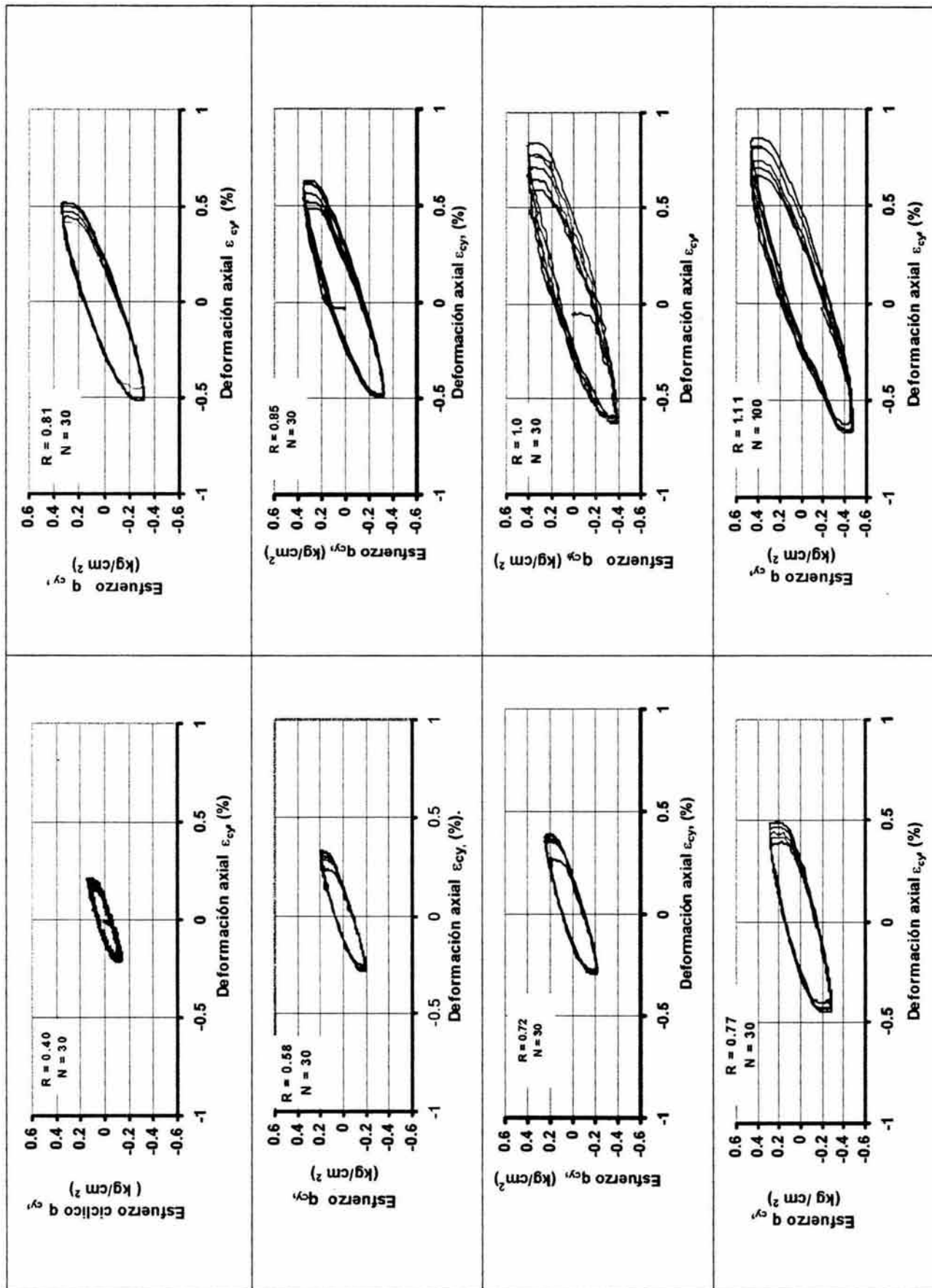


Figura 5.37 Evolución de los lazos esfuerzo-deformación para las relaciones de esfuerzos cíclicos R especificada, en el intervalo de 0.4 a 1.11

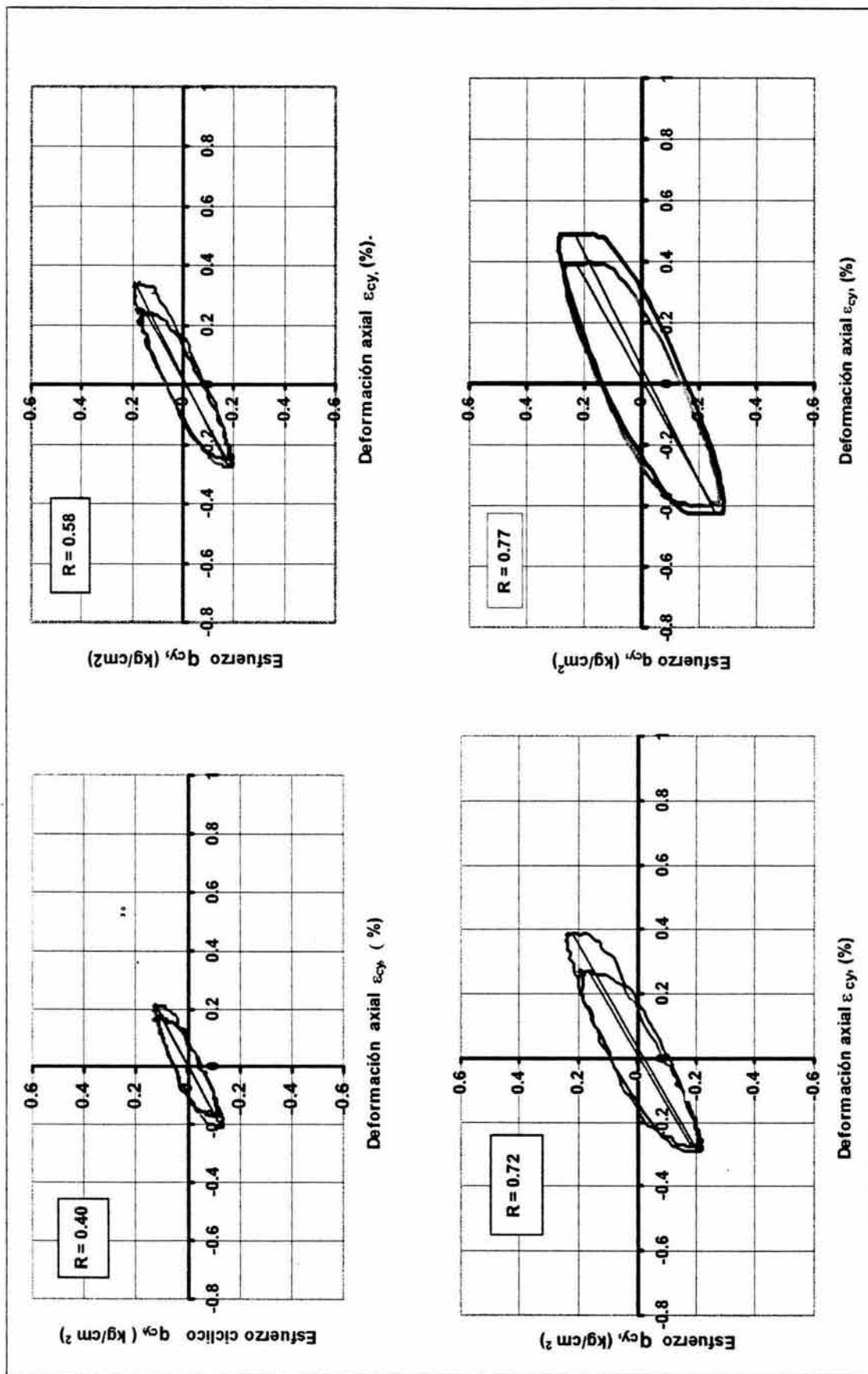


Figura 5.38 Lazos esfuerzo-deformación de los ciclos 1 y 30 para las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.40, 0.58, 0.72 y 0.77

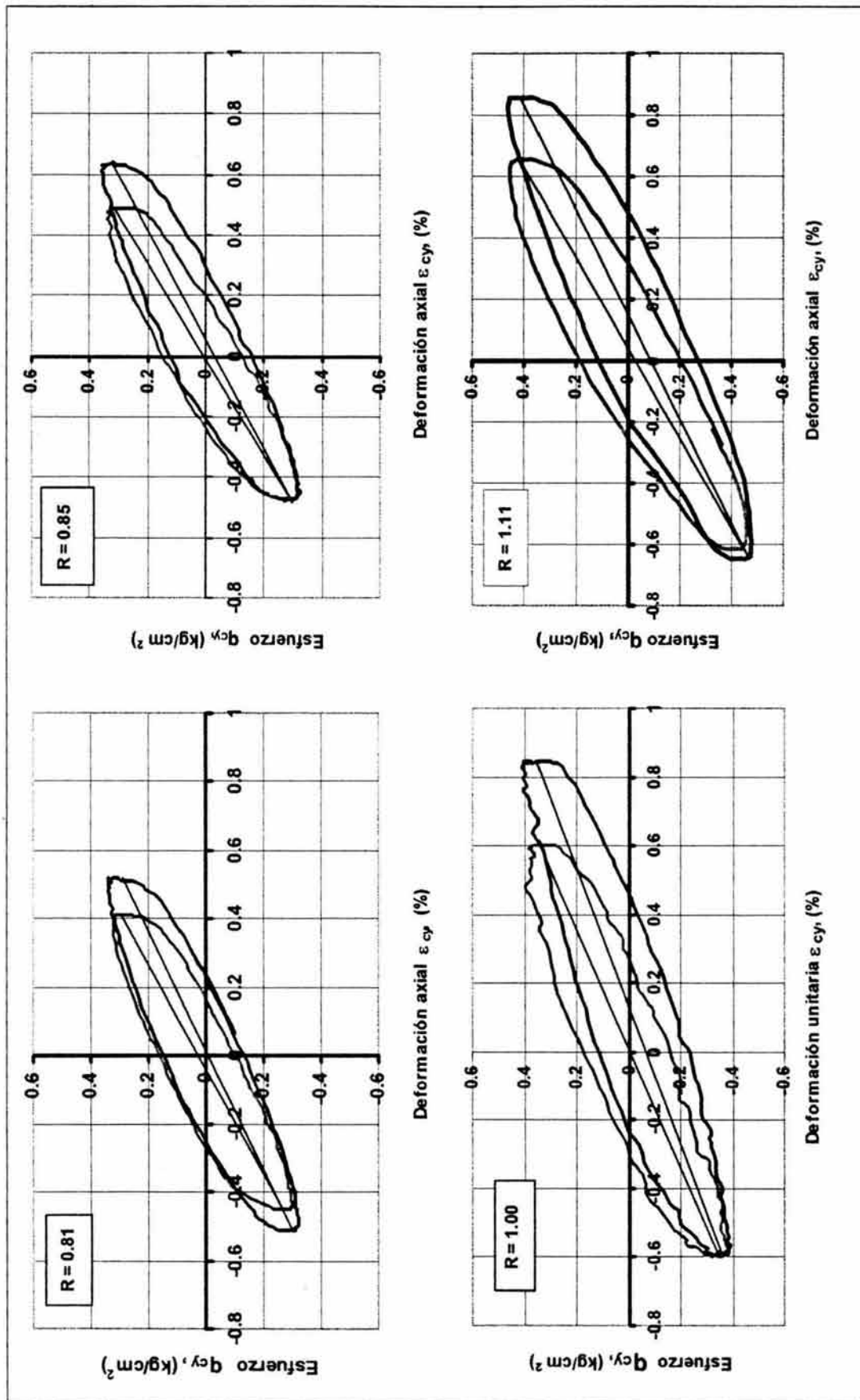


Figura 5.39 Lazos esfuerzo-deformación de los ciclos 1 y 30 para las relaciones de esfuerzos cíclicos R de 0.81, 0.85, 1.0 y 1.11

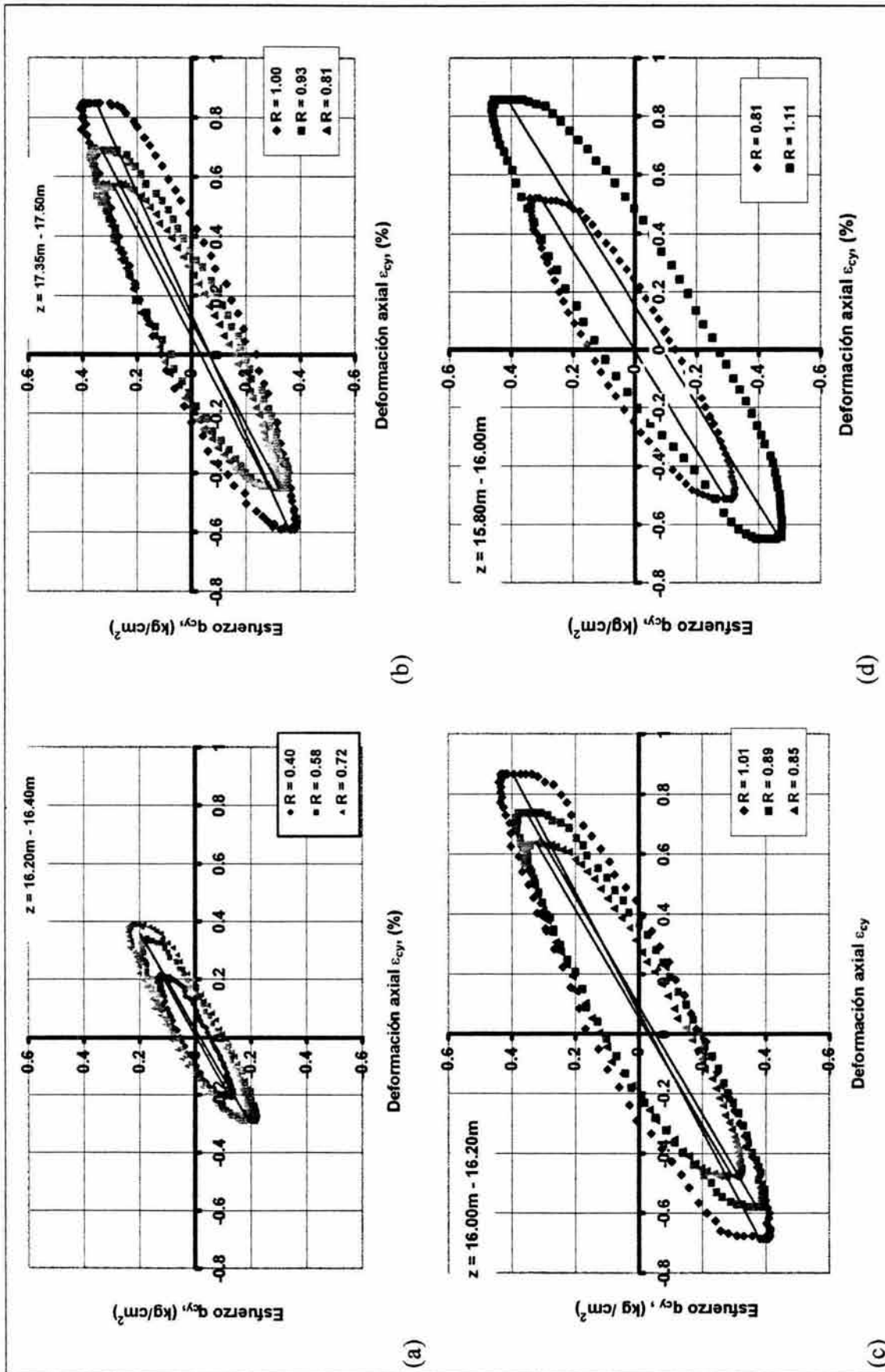


Figura 5.40 Lazos esfuerzo-deformación del ciclo 30 en especímenes de la misma profundidad debidos a las relaciones de esfuerzos cíclicos R indicadas en cada gráfica

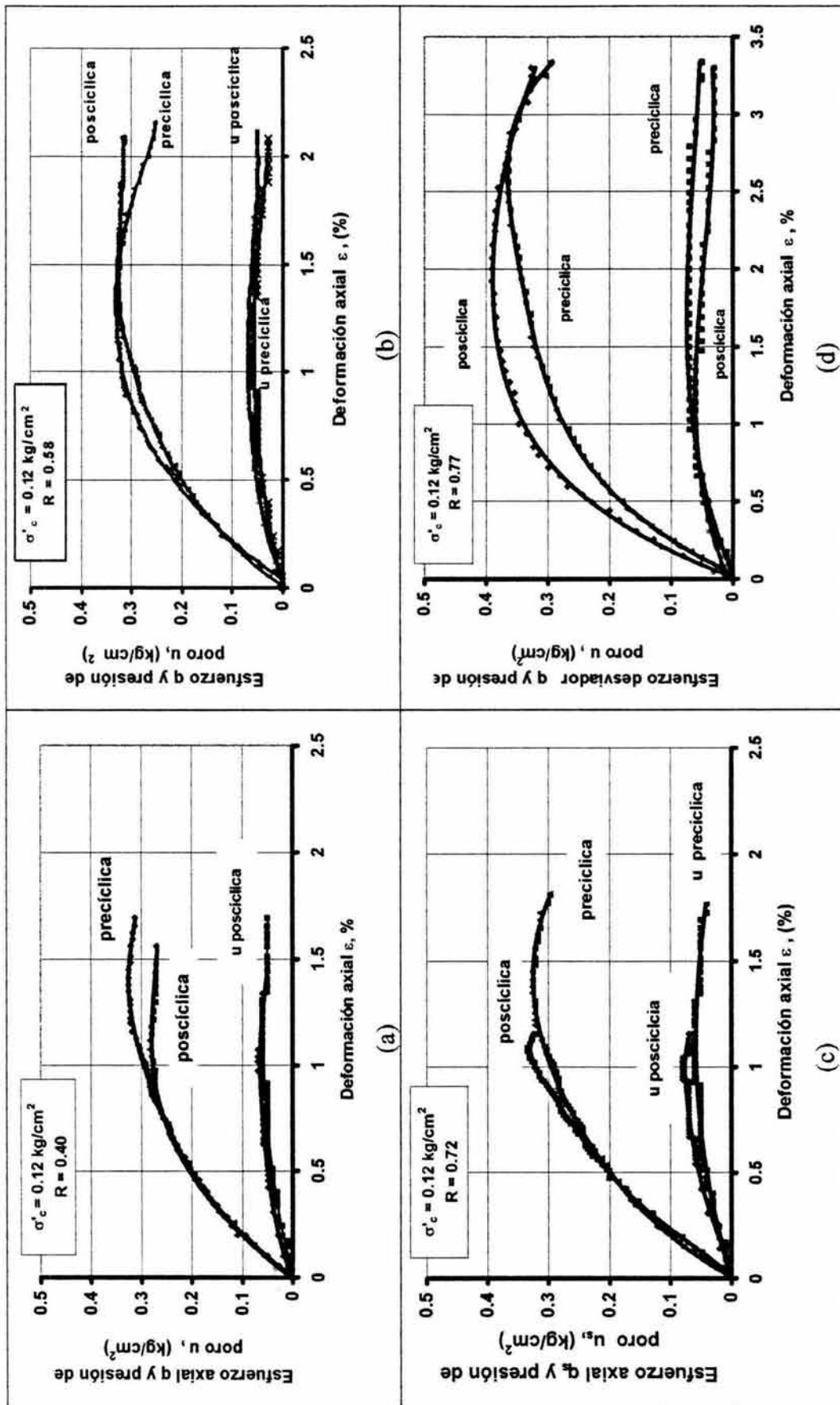


Figura 5.41 Relación esfuerzo-deformación-presión de poro poscíclicas con sus correspondientes referencias precíclicas

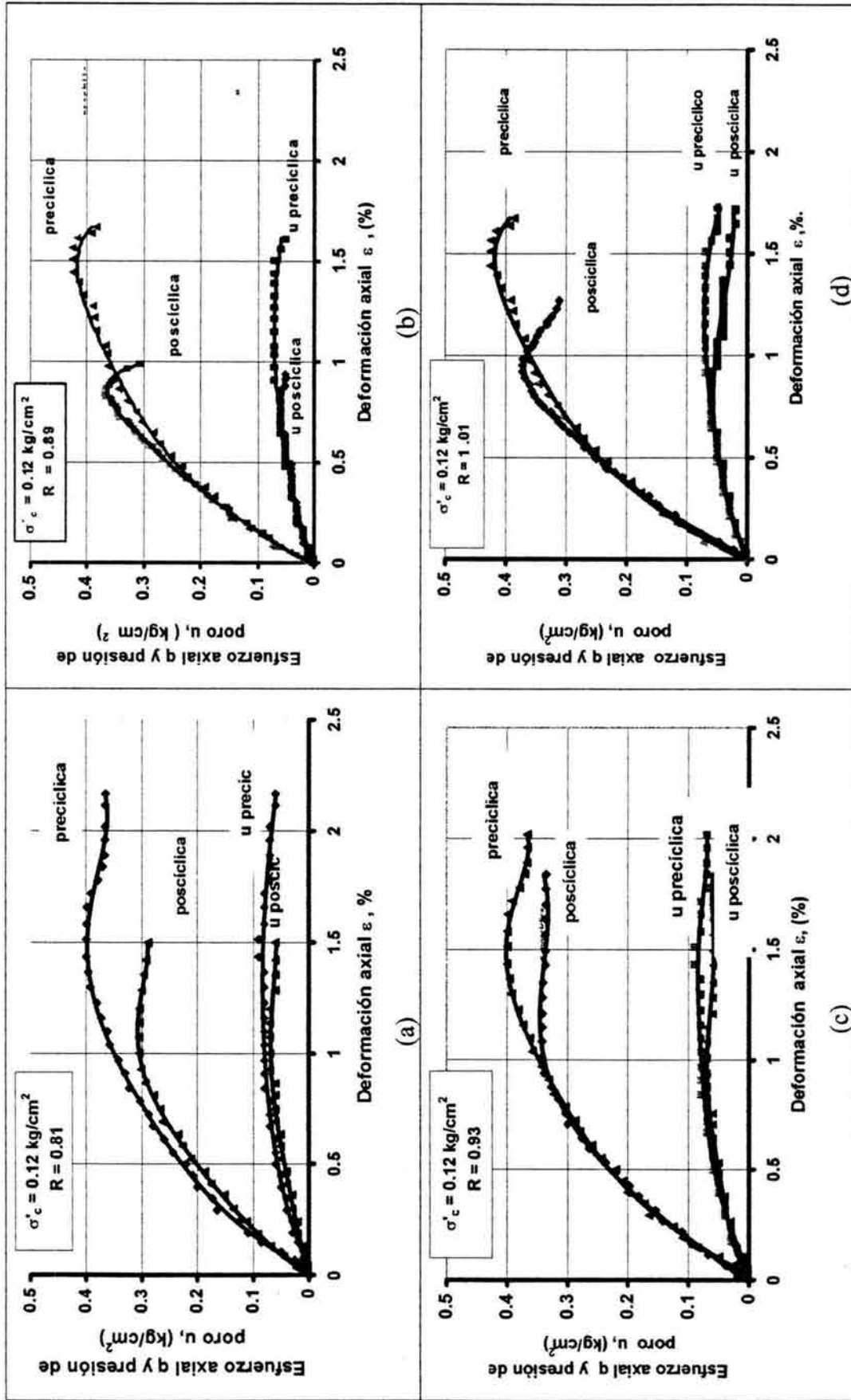


Figura 5.42 Relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro poscíclicas con sus correspondientes referencias precíclicas

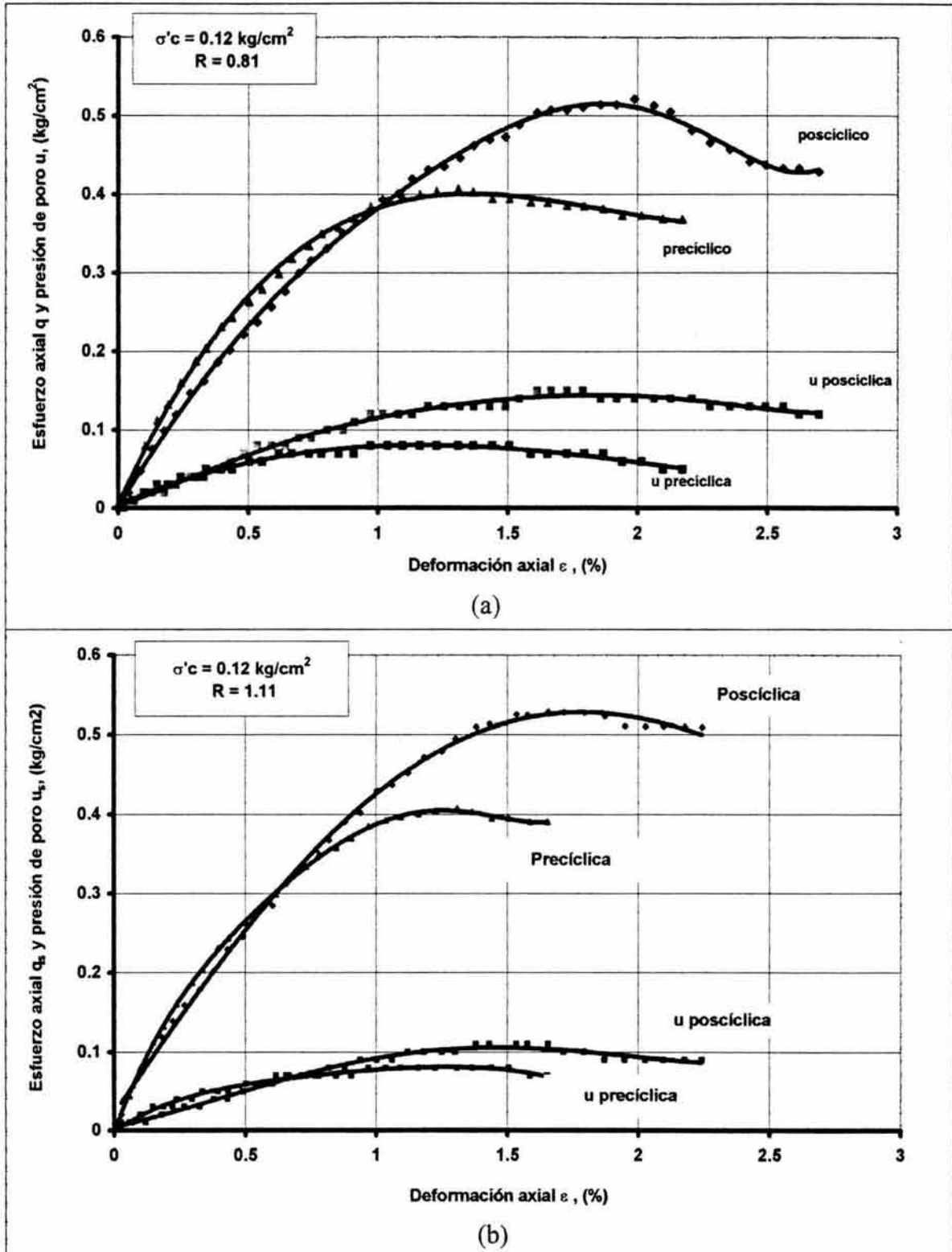


Figura 5.43 Relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro poscíclicas y sus correspondientes referencias precíclicas, para valores de R de 0.81 y 1.11 después de 100 ciclos de esfuerzo

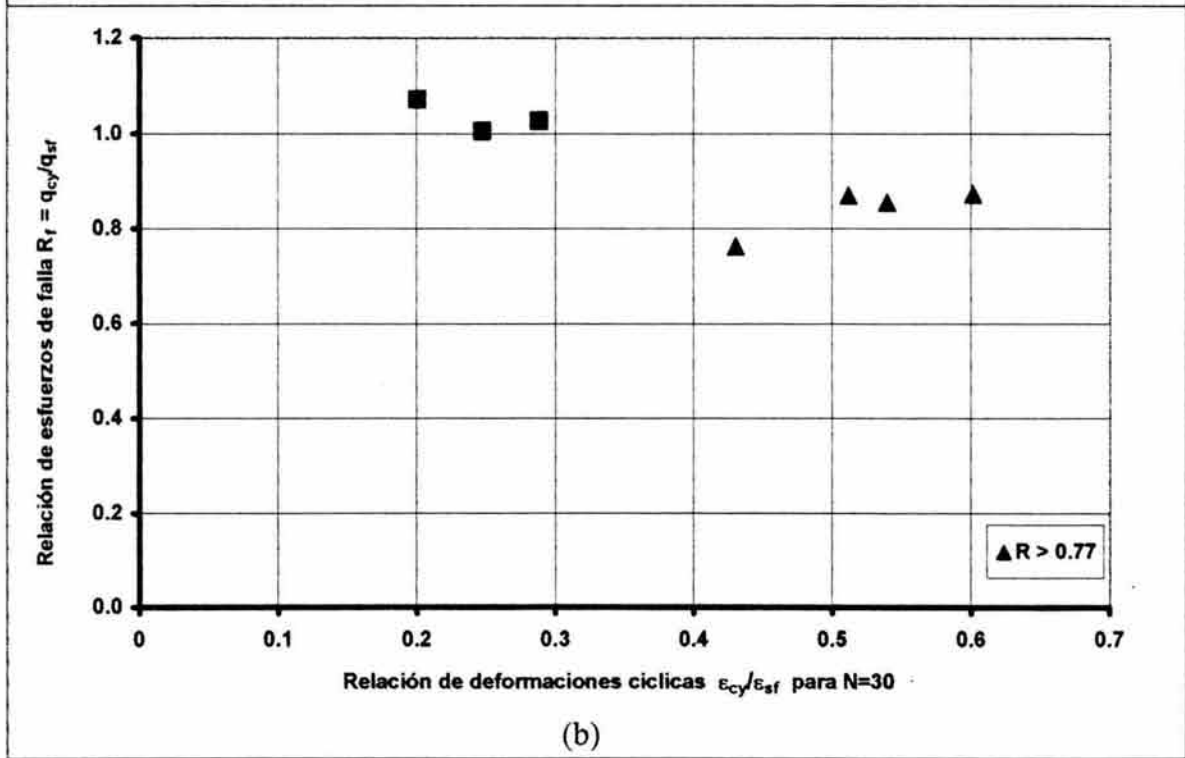
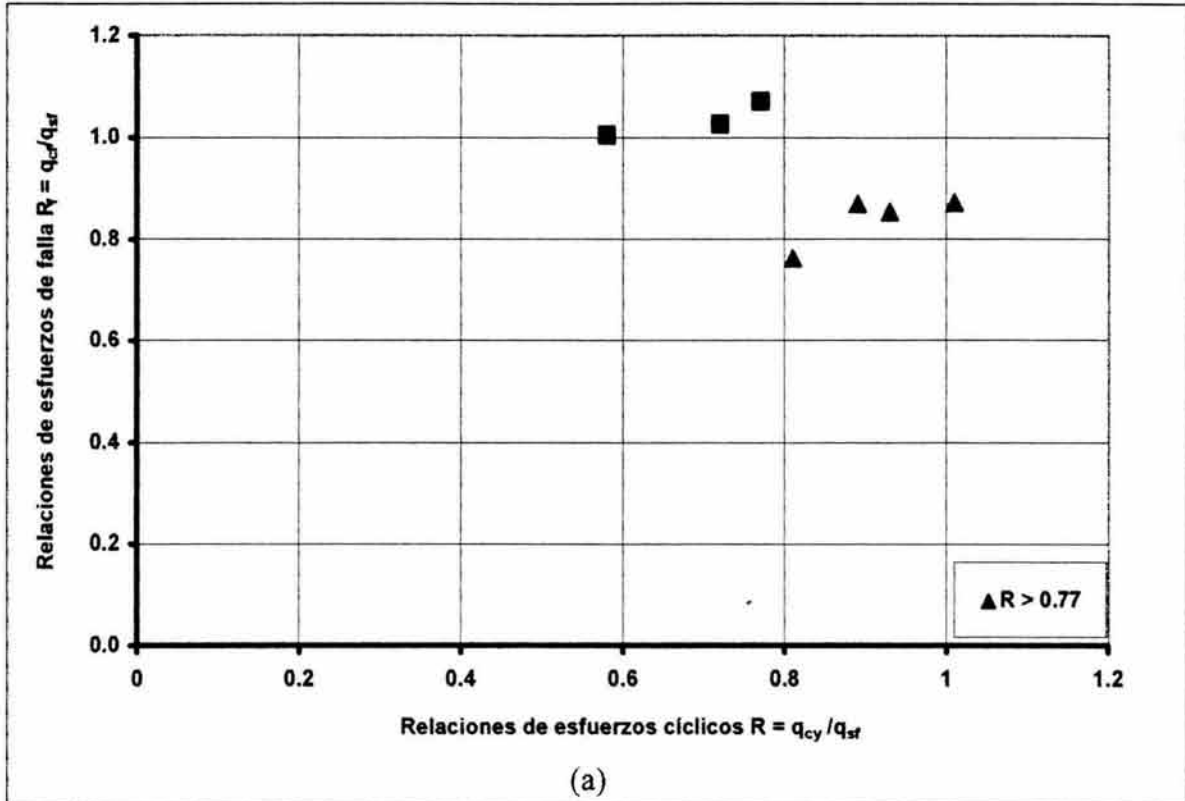


Figura 5.44 Efectos de la carga cíclica en la resistencia a la falla poscíclica
 (a) relación de esfuerzos cíclicos *versus* relación de esfuerzos de falla y
 (b) relación de deformaciones cíclicas *versus* relación de esfuerzos de falla

Tabla 5.1 Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poro preciclada, posciclada y cíclica

Especimen	Prof m	Practicada			N	Posciclada			$R_p = q_{cr}/q_{crf}$	$\varepsilon_{cr}/\varepsilon_{crf}$	u_{cr}/u_{crf}	$R = q_{cy}/q_{cyf}$	$\varepsilon_{cy}/\varepsilon_{cyf}$ %	u_{cy} kg/cm ²	β_{cy}/β_{cyf}	u_{cy}/u_{st}
		q_{prf} kg/cm ²	ε_{prf} %	u_{prf} kg/cm ²		q_{cf} kg/cm ²	ε_{cf} %	u_{cf} kg/cm ²								
SLCM1	16.20-16.40	0.33	1.347	0.060	0											
SLCM4	16.20-16.40				30	0.28	1.07	0.070	0.87	0.80	1.17	0.40	0.215	0.025	0.159	0.403
SLCM3	16.20-16.40				30	0.33	1.16	0.070	1.01	0.86	1.17	0.58	0.333	0.035	0.247	0.575
SLCM2	16.20-16.40				30	0.34	1.04	0.060	1.03	0.77	1.33	0.72	0.388	0.042	0.288	0.700
SLCM16	16.80-16.95	0.33	2.430	0.070	0											
SLCM17	16.80-16.95				30	0.39	2	0.060	1.07	0.82	0.86	0.77	0.487	0.050	0.200	0.714
SLCM9	17.35-17.50	0.40	1.337	0.090	0											
SLCM12	17.35-17.50				30	0.31	1.07	0.070	0.76	0.80	0.78	0.81	0.575	0.053	0.430	0.589
SLCM5	16.00-16.20	0.43	1.440	0.070	0											
SLCM7	16.00-16.20				30	0.37	0.86	0.060	0.87	0.59	0.86	0.89	0.736	0.055	0.511	0.800
SLCM9	17.35-17.50	0.40	1.337	0.090	0											
SLCM11	17.35-17.50				30	0.34	1.00	0.070	0.86	0.75	0.78	0.93	0.721	0.074	0.539	0.822
SLCM5	16.00-16.20	0.43	1.440	0.070	0											
SLCM6	16.00-16.20				30	0.37	0.93	0.060	0.87	0.64	0.86	1.01	0.866	0.073	0.601	1.114
SLCM19	15.80-16.00	0.41	1.308	0.080	0											
SLCM20	15.80-16.00				30	0.52	1.986	0.140	1.28	1.52	1.75	0.81	0.512	0.047	0.391	0.581
SLCM21	15.80-16.00				30	0.53	1.67	0.110	1.30	1.27	1.38	1.11	0.595	0.092	0.684	1.150

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como se estableció en el Capítulo 1 (Introducción), este trabajo se enfocó a la caracterización del comportamiento de los sedimentos lacustres de la ciudad de México ante carga cíclica en condiciones de consolidación anisotrópica en la rama estructurada. Los ensayos se realizaron en condiciones no drenadas bajo esfuerzo controlado, con una frecuencia $f = 0.5\text{Hz}$ y 30 ciclos de esfuerzo.

Las conclusiones sobre el comportamiento de los especímenes ensayados se dan en términos de las características mostradas en las relaciones esfuerzo-deformación-presión de poro cíclicas y poscíclicas, en la evolución del módulo E equivalente y de la energía disipada W_L , así como en la evolución de la relación de amortiguamiento λ .

Las conclusiones corresponden únicamente a las respuestas observadas en los especímenes de los sedimentos lacustres ensayados.

6.1 Comportamiento cíclico

Los especímenes ensayados en carga cíclica exhibieron dos tipos de comportamiento cada uno de ellos con dos etapas.

En los dos tipos de comportamiento se distingue una primera etapa caracterizada por deformaciones cíclicas crecientes en los 10 primeros ciclos, aproximadamente. Después de esta primera etapa de ajuste los especímenes mostraron los siguientes comportamientos.

- a) Un comportamiento cíclico tipo estacionario que se exhibe para cada una de las relaciones de esfuerzos cíclico igual o menor que 0.77; este comportamiento se caracteriza por deformaciones cíclicas constantes con el número de ciclos
- b) Un comportamiento cíclico tipo no estacionario exhibido para $R > 0.77$, caracterizado por deformaciones cíclicas crecientes con el número de ciclos.

De acuerdo con el criterio de Sangrey *et al.* (1969), los esfuerzos de equilibrio de no falla o estacionarios, se definieron hasta un valor de $R = 0.81$.

Existe entonces una relación de esfuerzos cíclicos umbral R_u en el intervalo de 0.77 a 0.81 entre los comportamientos estacionario y no estacionario, valores cercanos al reportado por Díaz-Rodríguez (1989a), $R = 0.83$, para el suelo de la ciudad de México.

El módulo E equivalente estacionario tanto para $R = 0.77$ como para $R = 0.81$, fue de aproximadamente 65 kg/cm^2 .

Las relaciones de amortiguamiento λ estacionarias para $R = 0.77$ y $R = 0.81$ fueron cercanos a 19% y 28%, respectivamente.

La deformación permanente ϵ_{cyp} manifestó un comportamiento similar a la deformación cíclica máxima $\epsilon_{cym\acute{a}x}$ estacionaria; su magnitud es constante después de los ciclos de ajuste para cada R menor o igual a R_u .

La relación $\epsilon_{cym\acute{a}x}$ versus ϵ_{cyp} fué proporcional hasta $\epsilon_{cym\acute{a}x} = 0.50\%$, deformación cíclica máxima que corresponde a la relación $R_u = 0.77$

Las deformaciones recuperables cíclicas fueron prácticamente constantes con el número de ciclos en el rango de los esfuerzos cíclicos aplicados.

La presión de poro correspondiente a R_u resultó $u_{cy} = 0.05 \text{ kg/cm}^2$.

La relación de esfuerzos cíclicos $R = 1.0$ ($q_{cy} = q_{sf}$) con 30 ciclos de esfuerzo no generó la falla del espécimen ensayado, tampoco sucedió en el espécimen ensayado con $R = 1.11$ y 100 ciclos de esfuerzo.

6.2 Comportamiento poscíclico

La resistencia a la falla poscíclica resultó ligeramente mayor que la resistencia a la falla precíclica para valores de $R < 0.77$, la diferencia llegó hasta 7%; para $R > 0.77$, la resistencia a la falla poscíclica resultó menor; la degradación varió entre 13% y 24%.

Las curvas esfuerzo-deformación poscíclicas iniciales fueron ligeramente diferentes a las precíclicas y se exhibió un aumento en la rigidez observado en las curvas cerca de la falla para $R > 0.72$, aumento que puede deberse al efecto de preconsolidación inducida y a la tixotropía.

La deformación en la falla poscíclica siempre fue menor que en la falla precíclica para los especimenes sometidos a 30 ciclos de esfuerzo, las

diferencias variaron desde 14% a 41%. En los dos especímenes ensayados con 100 ciclos de esfuerzo, las deformaciones en la falla poscíclica resultaron mayores que las precíclicas.

La presión de poro en la falla poscíclica resultó mayor que la precíclica para $R < 0.77$; para R igual o mayor que 0.77 la presión de poro fue menor que la precíclica

6.3 Recomendaciones

Con base en la experiencia obtenida durante el desarrollo de esta tesis, se recomienda:

Investigar el número de ciclos de ajuste en el rango del tamaño de partículas de las arenas, limos y arcillas.

Para condiciones de esfuerzos cíclicos diferentes a la de los sismos, de explosiones por ejemplo, puede ser útil determinar la resistencia poscíclica en el intervalo de 1 a 10 ciclos de esfuerzo y para diferentes relaciones de esfuerzo.

Es recomendable establecer los niveles de esfuerzos cíclicos R de ensaye, con referencia a la resistencia de especímenes sometidos a carga monotónica precíclica, con velocidades de deformación comparable a las velocidades de deformación cíclicas inducidas por cada R .

Investigar el efecto del número de ciclos y el tiempo de reposo en la resistencia poscíclica y en las relaciones esfuerzo-deformación, para un mismo nivel de esfuerzos cíclicos R .

Finalmente, es recomendable caracterizar el comportamiento de los sedimentos lacustres de la ciudad de México normalmente consolidados (rama desestructurada), en condiciones de consolidación anisotrópica.

CAPÍTULO 7

REFERENCIAS

- Annaki, M. and Lee, K. L. (1977), "Equivalent uniform cyclic concept for soil Dynamics", ASCE, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(106): 549-564.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (1988), "Overconsolidated México City clay under cyclic loading", 9th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 6259, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (1989a), "Behavior of México City Clay subjected to undrained repeated loading", *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1):159-162.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (1989b), "Effect of repeated loading on the strength of México city clay", 4th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, México City, México.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (1992), "Dynamic properties of México City clay for wide strain range", Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam, pp 1257-1262.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (1993), "Comportamiento dinámico de las arcillas de la ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C., México.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (1993a), "Comportamiento de la arcilla de la ciudad de México en corte simple cíclico". Memoria del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, México, pp 585-590.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (1993b), "Comportamiento dinámico de las arcillas de la ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, (45):26-41.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lozano-Santa Cruz, R., Dávila-Alcocer, V. M., Vallejo, E. and Girón, P. (1998), "Physical, chemical, and mineralogical properties of México City sediments: a geotechnical perspective", *Canadian Geotechnical Journal*, 35(4):600-610.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (2000), *Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos. Facultad de Ingeniería*, UNAM, México, Publicación D104.
- Díaz-Rodríguez, J. A. y Santamarina, J. C. (2001), "México City soil behavior at different strains: Observations and physical interpretation", ASCE, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(9): 783-789.
- Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Secretaría de Obras y Servicios (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", ciudad de México, Distrito Federal.

- Hardin, B. O. and Black, W. L. (1968), "Vibration modulus of normally consolidated clay", ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 94(2): 353-369.
- Hardin, B. O. and Drnevich, P.V. (1972), "Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects", ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 98(6): 603-624.
- Idriss, I. M., Dobry, R. and Singh, R. D. (1978), "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading", ASCE, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(12): 1427-1447.
- Ishihara, K. (1996), *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Clarendon Press, Oxford, U. K., Chapter 1, "Characteristics of dynamic problems": pp 3-5.
- Larew, H. G. and Leonards, G. A. (1962), "A repeated load strength criterion", Proceedings of the Highway Research Board, (41): 529-556.
- Marsal, R. J. y Mazari, M. (1959), *El subsuelo de la Ciudad de México*, UNAM, Vol. 1, Capítulo 1, "Estratigrafía del subsuelo", pp 3-26.
- O'Reilly, M. P. and Brown, S. F. Editors (1991), *Cyclic loading of soils: from theory to design*, Van Nostrand Reinhold, N.Y., Chapter 1, "Cyclic loading in Geotechnical Engineering", pp 1-18.
- Richart Jr., F. E. (1975), "Some effects of dynamic soil properties on soil-structure interaction", ASCE, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(12): 1197-1240.
- Romo, M. P. (1987), "Foundation Engineering in México City", Seismic Aspects, Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, México, (2): 213-224.
- Romo, M. P. (1989), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", Memorias del Simposio: El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo: pp 83-94. Ciudad de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Sangrey, D. A., Henkel, D. J. and Esrig, M. I. (1969), "The effective stress response of saturated clay soil to repeated loading", *Canadian Geotechnical Journal*, (6): 241-252.
- Seed, B. H. and Chan, C. K. (1966), "Clay strength under earthquake loading Conditions", ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, 92(2):53-78.
- Seed, H. B. and Lee, K. L. (1966), "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", ASCE, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 92 (6): 105-134.
- Seed, H. B., McNeil, R. L. and de Guenin, J. (1958), "Increased resistance to deformation of clay caused by repeated loading", ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 84(2), paper 1645, pp 1-28.
- Silver, M. L. and Seed, H. B. (1971), "Deformation characteristics of sands under cyclic loading", ASCE, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, 97(8): 1081-1097.

- Thiers, G. R. and Seed, H. B. (1968), "Cyclic stress-strain characteristics of clay", ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 94(2): 555-569.
- Vucetic, M. (1994), "Cyclic threshold shear strains in soils", ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12): 2208-2228.
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1987), "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, México City, México, (2): 49-85.
- Woods, R. D. (1978), "Measurement of Dynamic Soil Properties", ASCE, *Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, (1): 91-178.
- Zeevaert, L. (1991), "Seismological dynamics of foundations in Mexico City earthquake, september 19, 1985", (The Twenty-Third Terzaghi Lecture, October 27, 1987). ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(3): 376-428.