



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE ARENAS DE RELAVES BAJO DIFERENTES CONDICIONES INICIALES DE CARGA

MEMORIA PARA OPTAR ALTÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SERGIO IGNACIO MUÑOZ RIQUELME

PROFESOR GUÍA:

FELIPE OCHOA CORNEJO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

LENART GONZÁLEZ LAGOS

MARCELO VARGAS GARCÍA

SANTIAGO DE CHILE

2017

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: SERGIO MUÑOZ RIQUELME
FECHA: 28/09/2017
PROF. GUÍA: FELIPE OCHOA CORNEJO

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE ARENAS DE RELAVES BAJO DIFERENTES CONDICIONES INICIALES DE CARGA

Este trabajo es un estudio experimental sobre el comportamiento triaxial cíclico isotrópico y anisótropo de arenas. Su finalidad es evaluar la respuesta mecánica que tienen los suelos ante sollicitaciones cíclicas, similar a aquellas inducidas por un evento sísmico

El trabajo experimental considera una etapa inicial de ensayos que incluye granulometrías, índice de vacíos máximos y mínimos, microscopia, gravedad específica, entre otros. La segunda etapa considera ensayos triaxiales cíclicos ante condiciones iniciales isotrópicas y anisótropas.

Con base en los resultados obtenidos en la etapa experimental, se analizó en particular el desarrollo de exceso presión de poros y la deformación axial que se producen al someter una muestra de suelo a una sollicitación cíclica. Los resultados de este análisis, se compararon con modelos empíricos expuestos en la literatura como el de Lee & Albaisa (1974), DeAlba et al. (1975), y el Modelo GMP de Green et al. (2000). En cuanto al desarrollo de la deformación axial, se analizó su comportamiento ante diferentes niveles de corte estático, cargas cíclicas y confinamientos efectivos, buscando una relación entre estas variables.

El análisis de estos modelos evidencio una diferencia entre la generación del exceso de presiones de poros de las arenas naturales y las de relaves, la cual no es considerada por ellos. Es por esto que se propone un modelo empírico analítico el cual predice el exceso de presión de poros ante un evento sísmico de magnitud específica, utilizando el método propuesto por Seed et al. (1983), aportando información útil para modelos numéricos a la hora de evaluar el potencial de licuefacción de un sitio. Con respecto a la deformación, se concluye que son muchas las variables que influyen en su comportamiento, por lo que es necesario de más estudios para poder relacionarlas.

Sonríe !

A mi Familia y Amigos.

AGRADECIMIENTOS

Primero que todo agradecer a mis padres, Sergio y Cecilia, por el amor y comprensión que me han entregado durante toda mi vida, gracias a ustedes soy lo que soy. A mi hermana, Dominique, por ser un ejemplo a seguir y un pilar fundamental de mi vida.

A mis mejores amigos, Uli, Sergiolo, Chepica, Diego y Rusio gracias por tantos momentos inolvidables en la universidad. Ustedes hicieron de estos años, los mejores de mi vida. A Maitane, gracias por todo el apoyo, mucho cariño y paciencia a lo largo de todo el proceso.

A los mejores geotécnicos, Miguelo y el otro geotécnico Camilo, gracias a ustedes pude terminar esta memoria, gracias por acompañarme y apoyarme a todas.

A mi profesor guía Felipe Ochoa-Cornejo, por la confianza depositada en mí durante todo el proceso de esta memoria. Muchas gracias por todo.

A Marcelo Vargas, por la ayuda esencial brindada en esta memoria, Muchas gracias por tus observaciones, comentarios y tu gran disposición a participar de este trabajo.

A Mario Carrillo y Omar Gonzales, gracias por los buenos momentos en el laboratorio, gracias por darme un lugar en donde trabajar y apoyarme siempre, hum.

TABLA DE CONTENIDO

Tabla de contenido	v
1. Introducción.....	12
1.1. Contexto general	12
1.2. Objetivos	13
1.2.1. Objetivos generales.....	13
1.2.2. Objetivos específicos	13
2. Metodología.....	14
3. Revisión Bibliográfica.....	15
3.1. Comportamiento Cíclico no drenado de suelos no cohesivos.....	15
3.1.1. Movilidad Cíclica y Falla de flujo	15
3.1.2. Resistencia cíclica	17
3.1.3. Efecto de los finos plásticos.....	19
3.1.4. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica	20
3.1.5. Factor $K\alpha$	30
4. Programa Experimental.....	36
4.1. Introducción	36
4.2. Descripción de los suelos.....	36
4.3. Equipo utilizado	38
4.4. Metodología de ensayos	39
4.4.1. Preparación de probetas.....	40
4.4.2. Saturación	40
4.4.3. Consolidación	41
4.4.4. Evaluación del índice de vacíos final	42
4.5. Recopilación de trabajos anteriores.....	44
4.5.1. Introducción.....	44
4.5.2. Efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica de arenas, Corral 2008.....	44

4.5.3. Efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica en una arena de relaves, Asenjo (2010).....	46
5. Presentación y Análisis de resultados	48
5.1. Introducción	48
5.2. Resultados Experimentales.....	49
5.2.1. Introducción a los ensayos triaxiales cíclicos	49
5.2.2. Resultados de ensayos triaxiales cíclicos isótropos y anisótropos.....	52
5.2.3. Desarrollo del Exceso de Presión de poros.....	59
5.2.4. Deformación.....	66
5.3. Análisis y Discusiones generales.....	71
5.3.1. Comportamiento cíclico de esta arena de relaves.....	71
5.3.2. Desarrollo del exceso de presión de poros	78
5.3.3. Deformación.....	97
6. Conclusiones y recomendaciones	104
6.1. Conclusión general.....	104
6.2. Recomendaciones para futuros trabajos	106
7. Bibliografía	107
Anexos	111

Índice de Figuras

Figura 3-1. Esquema falla de flujo y Movilidad Cíclica (Asenjo 2010)	16
Figura 3-2. Registro de sollicitación de corte en el tiempo (H B Seed and Idriss 1971)....	18
Figura 3-3. Numero de ciclos uniformes equivalentes, para diferentes magnitudes de sismos. (Seed, H.B, Idriss I.M, Lee K 1975).....	18
Figura 3-4. Incremento de la resistencia cíclica con respecto al incremento del índice de plasticidad. (Ishihara and Koseki 1989).....	20
Figura 3-5. Elementos de suelo bajo: (a) Terraplén, (b) Estructura (V. Pillai 1991)	21
Figura 3-6. Estado tensional in situ de un elemento de suelo sujeto a esfuerzo de corte estático inicial y esfuerzo de corte cíclico. (Ishibashi, Kawamura, and Bhatia 1985).....	21
Figura 3-7. Interpretación grafica del termino R para cuantificar la reversibilidad de esfuerzos (Yoshimi and Oh-oka 1975).....	23
Figura 3-8. Efecto del corte estático inicial en la razón de esfuerzo de corte dinámico que define la licuación (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).....	24
Figura 3-9. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva requerida para generar probetas con $DR = 50\%$ 1y $DR = 68\%$ (2): (a) 2% de deformación de corte, (b) 5 % de deformación de corte, (c) 10 % de deformación de corte (Vaid and Finn 1979).	25
Figura 3-10. Comportamiento cíclico de muestras de densidades sueltas (1) medias (2) y densas (3), de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid and Chern 1983).....	26
Figura 3-11. Esquema del efecto del corte estático inicial en muestras contractivas de arenas: (a) Con reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p < S_{us}$, (b) Con reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p > S_{us}$, (c) Sinreversibilidad de esfuerzos y $\tau_p > S_{us}$ (Mohamad and Dobry 1986) ...	28
Figura 3-12. Curvas de resistencia cíclica versus el número de ciclos para muestras de arena de Toyura con densidades: (a) Sueltas, (b) Densas (Hosono, Yoshimene, and Yoshimine 2004).....	29
Figura 3-13. Variación del factor de corrección, $K\alpha$ versus α (Seed, 1983).....	31
Figura 3-14. Variación del factor de corrección, $K\alpha$ versus α para arenas con distintas densidades relativas ((Rollins and Seed 1990)	32
Figura 3-15. Variación del factor de corrección, $K\alpha$ versus α para arenas con distintas densidades relativas (R. B. Seed and Harder 1990)	32

Figura 3-16. Relación entre el factor de corrección $K\alpha$ respecto al corte estático inicial, al arena del rio Fraser a distintas densidades relativas y a presión de confinamiento de 100 (a), 200 (b) y 400 (c) kPa (Modificado de Seed y Harden 1990)	33
Figura 3-17. Recopilación de curvas de $K\alpha$ respecto al corte estático inicial para DR = 20 ~ 45 % (Yoshimine and Hosono 2000).....	34
Figura 3-18. Comparación de curvas de $K\alpha$ respecto al corte estático inicial para ensayos cíclicos triaxiales y corte simple a un DR = 39 ~ 42 % (Yoshimine and Hosono 2000)	35
Figura 3-19. Recopilación de curvas de $K\alpha$ respecto al corte estático inicial para DR = 20 ~ 45 % (Yoshimine and Hosono 2000).....	35
Figura 4-1. Curva granulométrica del arena del tranque de relaves el Torito.	37
Figura 4-2. Imagen microscópica de la arena de relaves el Torito	37
Figura 4-3. Marco triaxial cíclico, MECESUP, Universidad de Chile.....	39
Figura 4-4. Esquema de consolidación Isotrópica y Anisótropa	42
Figura 4-5. Resistencia cíclica versus α , para arena suelta y densa. Corral (2008).	45
Figura 4-6. Comparación de algunos valores de k en compresión, con los obtenidos por Seed & Harder, 1990. Asenjo (2008)	45
Figura 4-7. Comparación de curvas de resistencia cíclica para $\eta = 0.2$ y 0.55	46
Figura 4-8. Gráfico de $K\alpha$ versus α . Asenjo (2010).	47
Figura 5-1. (a) Variación del esfuerzo desviador versus la presión media efectiva, (b) Presión de poros normalizada por el confinamiento efectivo inicial versus el número de ciclos, (c) desviador de esfuerzos versus el número de ciclos y (d) porcentaje de deformación axial versus el número de ciclos.	50
Figura 5-2. (a) Variación del esfuerzo desviador versus la presión media efectiva, (b) Presión de poros normalizada por el confinamiento efectivo inicial versus el número de ciclos, (c) desviador de esfuerzos versus el número de ciclos y (d) porcentaje de deformación axial versus el número de ciclos.	51
Figura 5-4. Curvas de resistencia cíclica de arenas para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm ² : a) criterio de 100% _{pp} , b) criterio de 5% _{DA} y c) criterio de 10% _{DA}	53
Figura 5-4. Curvas de resistencia cíclica en muestras con corte estático igual a $k_c=0$, $k_c=1.75$ y $k_c=2.29$. ($k_c = \sigma_1' / \sigma_3'$)	55
Figura 5-5. (a) Curva de CSR ₂₀ y (b) Curva del factor de corrección $K\alpha$ versus parámetro α	57
Figura 5-6. (a) Resistencia cíclica necesaria para alcanzar en 20 ciclos el 5% de deformación axial en doble amplitud versus la presión media efectiva y (b) Factor de	

corrección por confinamiento $K\sigma$ según criterio de 5% de deformación axial en doble amplitud en 20 ciclos.	58
Figura 5-7. Exceso de presión de poros durante la carga cíclica para un confinamiento inicial de 1, 2 y 3 kg/cm^2 (a, b y c respectivamente).	60
Figura 5-9. Desarrollo del exceso de presión de poros ($\Delta u/\sigma_c$) versus el número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$), para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm^2 (a, b y c respectivamente).	62
Figura 5-9. Presión media efectiva y parámetro α de presas de relaves estudiadas por Verdugo 2011: (a) Presa 4:1, (b) Presa 3:1, Vargas (2015).	64
Figura 5-10. Comportamiento del exceso de presión de poros ($\Delta u/\sigma_c$) ante la presencia de corte estático ($k_c=1,75$ y $k_c=2.29$) a una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2	65
Figura 5-12. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 2 kg/cm^2 , (c) 3 kg/cm^2	67
Figura 5-12. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 2 kg/cm^2 , (c) 3 kg/cm^2	68
Figura 5-14. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos (N_c) y versus el número de normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) para ensayos consolidados anisótricamente a 1 kg/cm^2 con $k_c = 1.75$ y $k_c = 2.29$	70
Figura 5-14. Curvas de resistencia cíclica de arenas para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm^2 : a) criterio de 100% $_{opp}$, b) criterio de 5% $_{DA}$ y c) criterio de 10% $_{DA}$	72
Figura 5-16. Comparación entre el número de ciclos para lograr el 100% de presión poros versus el 5% de deformación en doble amplitud para una presión de confinamiento de 1,2 y 3 kg/cm^2 (a, b y c respectivamente)	73
Figura 5-17. Comparación de factores de corrección por confinamiento $K\sigma$, con los obtenidos por Hynes & Olsen (1998) mostrados por Idriss & Boulanger, (2004).....	74
Figura 5-18. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial $k\alpha$ con los obtenidos por R. B. Seed & Harder (1990) y Vaid et al. (2001)	76
Figura 5-19. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial $k\alpha$ con la recopilación de este parámetro en arenas naturales sueltas, realizada por Yoshimine & Hosono, (2000).....	76
Figura 5-20. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial $k\alpha$, con el estudio realizado por, realizada por Boulanger & Idriss (1997)	77

Figura 5-21. Exceso de presión de poros durante la carga cíclica para un confinamiento inicial de 1, 2 y 3 kg/cm ² (a, b y c respectivamente).	79
Figura 5-22. Desarrollo del exceso de presión de poros ($\Delta u/\sigma_c$) versus el número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$), para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm ² (a, b y c respectivamente).	80
Figura 5-23. Exceso de presión de poros normalizada versus $N_c/N_{5\%DA}$, para confinamientos de 1,2 y 3 kg/cm ²	81
Figura 5-24. CSR versus (a) N_i , (b) N_g , (c) ΔU_m , (d) $(\Delta u/\sigma_c)_i$	84
Figura 5-25. Desarrollo del exceso de presión de poros versus en número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) según el modelo propuesto para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm ² , (b) 2 kg/cm ² y (c) 3 kg/cm ²	87
Figura 5-26. Exceso de presiones de poros calculado a partir del modelo propuesto para: (a) 1 kg/cm ² , (b) 2kg/cm ² y (c) 3 kg/cm ²	88
Figura 5-27. Disipación de energía por unidad de volumen para una muestra de suelo en ensayo triaxial cíclico, Green et al. (2000).	90
Figura 5-28. Grafico que ilustra como determinar el parámetro PEC a partir de los resultados de un ensayo cíclico, Green et al. (2000).	90
Figura 5-29. Desarrollo del exceso de presión de poros versus en número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) según el modelo GMP para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm ² , (b) 2 kg/cm ² y (c) 3 kg/cm ²	92
Figura 5-30. Comportamiento cíclico de muestras de densidades sueltas (1) medias (2) y densas (3), de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid and Chern 1983).	93
Figura 5-31. $\Delta u/\sigma_c$ y deformación axial versus N_c y $N_c/N_{5\%DA}$	95
Figura 5-32. Comparación entre el valor residual de la presión de poros medido con el valor calculado mediante el me método de Vaid & Chern (1983).	96
Figura 5-33. Tipos de deformaciones en ensayos cíclicos: (a) Deformación en doble amplitud, (b) Deformación Acumulada y (c) Deformación acumulada peak. (Vargas 2015)	97
Figura 5-34. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm ² , (b) 2 kg/cm ² , (c) 3 kg/cm ²	99
Figura 5-35. Resultados de la deformación axial versus el número de ciclos para Arena Natural con 18% de finos no plásticos (Swamy, Boominathan, and Rajagopal 2010).	99

Figura 5-36. Resultado de la deformación axial versus el número de ciclos para un ensayo triaxial cíclico no drenado en arena de Ottawa con 1% de Laponita (Ochoa, 2016).....	99
Figura 5-37. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm ² , (b) 2 kg/cm ² , (c) 3 kg/cm ²	100
Figura 5-38. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos (N_c) y versus el número de normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) para ensayos consolidados anisótricamente a 1 kg/cm ² con $k_c = 1.75$ y $k_c = 2.29$	101
Figura 5-39. Trabajo acumulado versus el número de ciclos normalizado para una presión de confinamiento de 1, 2 y 3 kg/cm ² (a, b y c respectivamente).....	102
Figura 5-40. Carga cíclica aplicada (CSR) versus el trabajo acumulado al 90% del ensayo para las 3 presiones de confinamiento.....	103

1. INTRODUCCIÓN

1.1. CONTEXTO GENERAL

Chile es el país con mayor actividad sísmica del mundo. En este contexto, uno de los efectos sísmicos más relevantes durante terremotos de gran magnitud es la licuefacción de arenas, la que genera gran destrucción a las infraestructuras civiles.

La licuefacción es el fenómeno de grandes deformaciones en depósitos arena en estado saturado y suelto, ante cargas monótonas o dinámicas, en condiciones no drenadas (Seed and Lee, 1966). El fenómeno ocurre cuando un suelo no cohesivo suelto y saturado es sometido a cargas externas rápidas, induciendo condiciones no drenadas, y su densificación por el reordenamiento de las partículas. Las condiciones no drenadas inducen un aumento en la presión de poros, generando una pérdida de confinamiento, y grandes deformaciones (Seed and Lee, 1966). Entre los principales factores asociados al fenómeno destacan el tamaño y mineralogía de partícula, su gradación, el contenido de finos, plasticidad, densidad relativa, nivel de confinamiento, y corte estático inicial (Seed and Idriss, 1982). Rellenos hidráulicos y relaves mineros son susceptibles al fenómeno.

Por otra parte, en el Chile actual, la minería ha aumentado, y con ella, el material de desecho minero depositado en tranques de relaves, superando los 100 [m] de altura, presentando altas pendientes. En este contexto, el efecto del confinamiento y corte estático inicial son relevantes para entender el comportamiento de estas estructuras.

El efecto del corte estático inicial en el comportamiento de arenas se considera con los factores de corrección K_α y K_σ . Estos factores comparan la resistencia cíclica respecto a en un estado basal en el cual el confinamiento es 1 kg/cm² y sin corte estático. Se han realizado muchos estudios sobre estos factores de corrección (Vaid et al. 2001, Idriss & Boulanger, 2004, Maureira 2012, Vargas, 2015,) pero aún existe divergencia entre los resultados debido al tipo de material. Es por esto la importancia de estudiar más a fondo cada uno de estos efectos.

Este trabajo, mediante un programa experimental profundiza en el efecto que tiene el corte estático y el nivel de confinamiento efectivo, analizando la generación de presiones de poros y las deformaciones.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVOS GENERALES

El objetivo global es estudiar el efecto del nivel de confinamiento inicial y corte estático en el desarrollo de la generación del exceso de presión de poros y deformación de arenas de relave en condiciones de carga cíclica no drenada.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos son:

- Caracterizar la respuesta cíclica no drenada de la arena de relaves El Torito.
- Evaluar el efecto de carga inicial en las presiones de poros y deformaciones.
- Comparar el comportamiento de la presión de poros en la arena de relaves el Torito con el modelo propuesto por Seed et al. (1983) y el modelo Green et al. (2000)
- Proponer un modelo empírico-analítico para predecir el comportamiento de la presión de poros en arenas, ante una sollicitación cíclica determinada.
- Evaluar el efecto del nivel de corte estático en la presión de poros y deformaciones.
- Determinar valores de K_σ a las presiones de confinamiento estudiadas.
- Determinar el factor K_α para los diferentes estados de anisotropía propuestos.

2. METODOLOGÍA

La metodología de este trabajo considera una revisión bibliográfica, el desarrollo de un trabajo experimental en el Laboratorio de Sólidos, Medios particulares y Estructuras de la Universidad de Chile (tabla 1), y el análisis de resultados.

Respecto al programa experimental, los ensayos realizados en la arena en estudio son:

- Tres ensayos de índice de vacíos máximo y mínimo, a través del método japonés.
- Tres ensayos de granulometría en la arena.
- Tres ensayos de microscopía de las muestras de arena.
- Tres ensayos de Gravedad Específica.
- Tres ensayos triaxiales cíclicos no drenados con consolidación isotrópica para una presión de confinamiento igual a 1 kg/cm^2 .
- Tres ensayos triaxiales cíclicos no drenados con consolidación isotrópica para una presión de confinamiento igual a 2 kg/cm^2 .
- Tres ensayos triaxiales cíclicos no drenados con consolidación isotrópica para una presión de confinamiento igual a 3 kg/cm^2 .
- Tres ensayos triaxiales cíclicos no drenados con consolidación anisótropa para $\eta = 0.3$ y una presión de confinamiento igual a 1 kg/cm^2 .
- Dos ensayos triaxiales cíclicos no drenados con consolidación anisótropa para $\eta = 0.4$ y una presión de confinamiento igual a 1 kg/cm^2 .

Tabla 1. Resumen del programa experimental.

Ensayo	Descripción de ensayos y detalles			
Granulometría	Repeticiones	3		
Microscopía	Repeticiones	3		
G_s	Repeticiones	3		
e_{max}	Repeticiones	3		
e_{min}	Repeticiones	3		
Ensayo triaxial no drenado con consolidación isotrópica	DR confección	40%		
	Presión de confinamiento inicial	1 kg/cm^2	2 kg/cm^2	3 kg/cm^2
	Repeticiones	3	3	3
Ensayo triaxial no drenado con consolidación anisótropa	DR confección	40%		
	Nivel de corte estático inicial	$0,3 \text{ kg/cm}^2$	$0,45 \text{ kg/cm}^2$	
	Repeticiones	3	2	

3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.

3.1. COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO DE SUELOS NO COHESIVOS

El estudio del comportamiento cíclico no drenado de arenas ha sido uno de los temas más importantes en la actualidad, esto debido los devastadores efectos sufridos en los terremotos tanto en Chile (Valdivia 1960, Maule 2010) como en otros países (Nueva Zelanda 2010, Japón 2011). El problema más grande que traen consigo los terremotos, es el fenómeno de licuación, anomalía que produce cuantiosos daños a estructuras civiles debido a las excesivas deformaciones que desarrolla el suelo. Es por esto que cada día existen más investigaciones de campo y laboratorios en el ámbito de la dinámica de suelos, con especial enfoque en la licuación.

En esta sección, se entrega una descripción de los conceptos generales que enmarcan el comportamiento cíclico no drenado de suelos no cohesivos, a modo de contextualizar el trabajo que se mostrara el presente trabajo de memoria.

3.1.1. MOVILIDAD CÍCLICA Y FALLA DE FLUJO

En el contexto del estudio de licuación de suelos, los conceptos de movilidad cíclica y falla de flujo son los de mayor relevancia para entender teóricamente el fenómeno. Estos dos tópicos son muy diferentes y una buena forma de visualizar su posible ocurrencia es a través de un gráfico p' vs q' tal como lo muestra la Figura 3-1

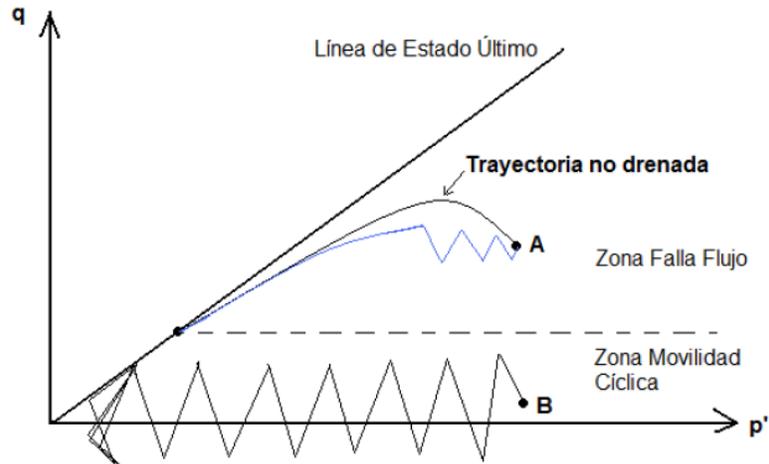


Figura 3-1. Esquema falla de flujo y Movilidad Cíclica (Asenjo 2010)

El fenómeno de movilidad cíclica apunta a la condición en donde la aplicación de una carga cíclica desarrolla un peak en la razón de presión de poros ($r_u = \Delta u / \sigma'_c$) igual a la unidad, también denominado “*initial liquefaction*” o licuación inicial. A nivel experimental, en este estado la presión de poros se iguala al confinamiento inicial de la muestra, lo que provoca adicionalmente excesivas deformaciones en el suelo. Tal como lo muestra la Figura 3-1, la movilidad cíclica solo puede ocurrir cuando el estado de corte estático inicial, es nulo o tiene un valor menor a la resistencia no drenada del suelo, ya que un valor mayor nunca se lograría una disminución total de la pérdida de confinamiento efectivo.

La falla de flujo, también conocida como licuación verdadera, es un fenómeno en el cual es suelo puede desarrollar grandes deformaciones con un valor constante de resistencia, debido a la alta generación de presión de poros, las cual genera que el confinamiento efectivo del suelo disminuya hasta la resistencia ultima no drenada. De manera contraria a la movilidad cíclica, la licuación verdadera, solo puede ocurrir cuando el estado de corte estático inicial del suelo está por encima de la resistencia no drenada del suelo ($\tau_{est} > S_u$) (ver Figura 3-1). Desde el punto de vista de tensiones, la falla de flujo se puede dividir en dos etapas, la primera va desde el estado inicial hasta que la trayectoria de esfuerzos alcanza la línea de estabilidad generando deformaciones relativamente pequeñas, en la segunda etapa la trayectoria de esfuerzos cae hasta el valor de la resistencia no drenada generando grandes deformaciones. Adicionalmente, la movilidad cíclica a diferencia de la falla de flujo, no genera una pérdida de resistencia, pero si una

pérdida de rigidez del suelo ya que esta depende directamente del confinamiento efectivo del suelo.

3.1.2. RESISTENCIA CÍCLICA

El concepto de “resistencia cíclica” (R_c), también denominado “*cyclic resistance ratio*” (*CRR*) en la bibliografía, corresponde al valor experimental que se dispone para cuantificar la resistencia de una masa de suelo, ante la movilidad cíclica, en un número de ciclos determinado. La definición de este parámetro consiste en la razón entre la tensión de corte máximo (τ_{max}) y la presión de confinamiento efectiva (σ'_0). En ensayos triaxiales cíclicos, la tensión de corte máximo corresponde a la mitad del esfuerzo desviador a la cual se somete la muestra. En ese sentido, la expresión que determina la resistencia cíclica queda representada por la ecuación (3-1).

$$R_c = \frac{\tau_{max}}{\sigma'_0} = \frac{\Delta\sigma}{2\sigma'_0} \quad (3-1)$$

Para calcular el número de ciclos asociado a la resistencia cíclica, se realizó un procedimiento de ponderación a registro de sollicitaciones irregulares de corte en el tiempo. El objetivo de esto fue encontrar un número de ciclos uniforme que entregue el mismo incremento de presión de poros al registro de sollicitaciones irregulares. Este concepto se denominó N_{eq} y corresponde al número de ciclos realizados con una amplitud igual al 65 % del esfuerzo de corte máximo del registro. Esto se puede ver claramente en la Figura 3-2 y queda determinado por la Ecuación (3-2).

$$\tau_{cyc} = 0,65 \cdot \tau_{max} \quad (3-2)$$

El valor de el corte máximo está directamente relacionado con la magnitud del sismo, es por esto que el profesor Seed (Seed et al. 1975) presenta la equivalencia entre el número de ciclos y la magnitud del sismo asociado, mostrado en la Figura 3-2.

Posteriormente Ishihara (Ishihara, 1993) propone la utilización de un número de ciclos equivalentes igual a 20, basándose en la observación de muchos registros de aceleraciones en diferentes terremotos donde ocurrió licuefacción. Es así como para este trabajo, el parámetro utilizado para cualquier análisis de riesgo de licuación, se utilizará la resistencia para 20 ciclos (R_{C20}).

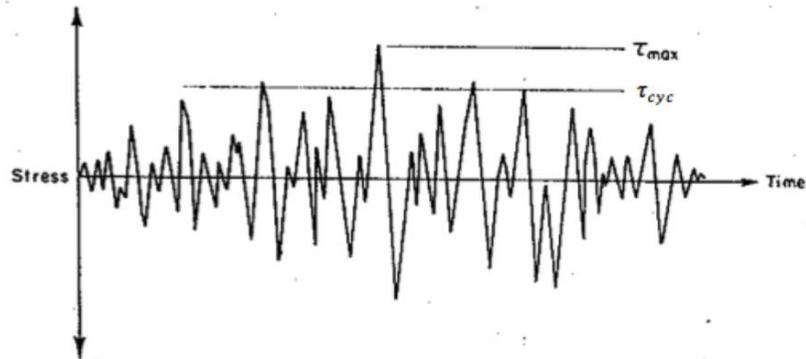


Figura 3-2. Registro de sollicitación de corte en el tiempo (H B Seed and Idriss 1971)

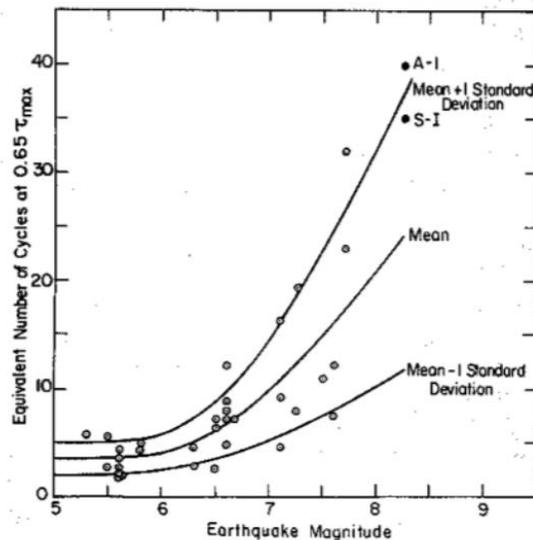


Figura 3-3. Numero de ciclos uniformes equivalentes, para diferentes magnitudes de sismos. (Seed, H.B, Idriss I.M, Lee K 1975)

3.1.3. EFECTO DE LOS FINOS PLÁSTICOS

En contraste con los estudios realizados del efecto de los finos no plástico, en donde existe gran controversia sobre el comportamiento de la resistencia cíclica ante la presencia de estos, la presencia de finos plásticos aumenta la resistencia cíclica de los suelos granulares. Investigaciones indican que suelos con contenidos superiores al 20% de arcilla no son licuables (H Bolton Seed, Idriss, & Arango, 1983; Yoshimi & Tokimatsu, 1983). Existe una muy limitada bibliografía acerca de investigaciones in situ de suelos con finos plásticos, esto se puede atribuir a la poca o nula existencia de depósitos con finos plásticos que evidenciaron el fenómeno de licuación (Polito 1999).

Otro factor que influye en el comportamiento de la resistencia cíclica de arenas con finos plásticos, es su plasticidad. Este efecto es estudiado por diferentes autores, en donde el comportamiento siempre coincide para las diferentes investigaciones. Estas concluyen que el aumento del índice de plasticidad del fino contribuye de manera positiva a la resistencia cíclica tal como lo muestra la Figura 3-4.

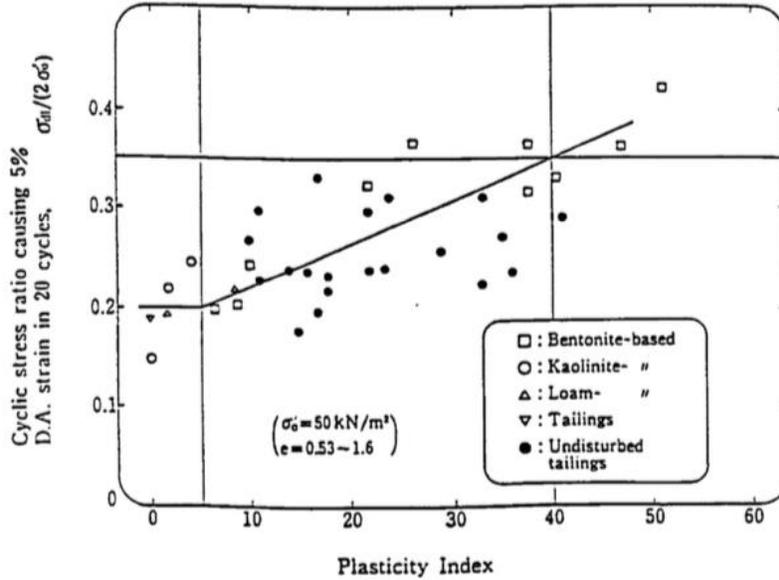


Figura 3-4. Incremento de la resistencia cíclica con respecto al incremento del índice de plasticidad.
(Ishihara and Koseki 1989)

3.1.4. EFECTO DEL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA

La mayoría de estudios de suelo, han estudiado la licuación mediante ensayos triaxiales cíclicos o ensayos de corte cíclico sobre muestras isotrópicamente consolidadas, esto con el fin de simular las condiciones de campo libre, sin embargo sabemos que en la realidad ingenieril, existen muchos casos, en donde los esfuerzos de corte estático son predominantes a la hora de caracterizar el comportamiento del suelo (Caso A, Figura 3-5.) y no pueden ser pasados por alto.

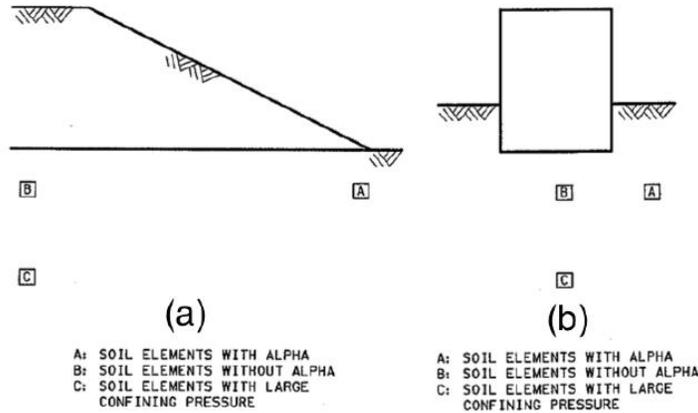


Figura 3-5. Elementos de suelo bajo: (a) Terraplén, (b) Estructura (V. Pillai 1991)

En la Figura 3-6, se representa el estado tensional de un elemento ideal de suelo, en donde, este se encuentra sometido a un esfuerzo de corte estático inicial (τ_0). Además puede agregarse un esfuerzo de corte cíclico adicional, provocado por ejemplo por un sismo (τ_c), lo que aumenta su sollicitación de corte. De esta figura se puede notar que los esfuerzos principales se mantienen constantes, mientras que el esfuerzo de corte varía según la magnitud y sentido del corte sísmico al cual se somete el suelo. Mediante el círculo de Mohr se puede evidenciar mejor este fenómeno, ya que el diámetro de este nos indica el estado tensional del suelo, el cual, entre más grande significa que el esfuerzo sísmico es positivo y viceversa.

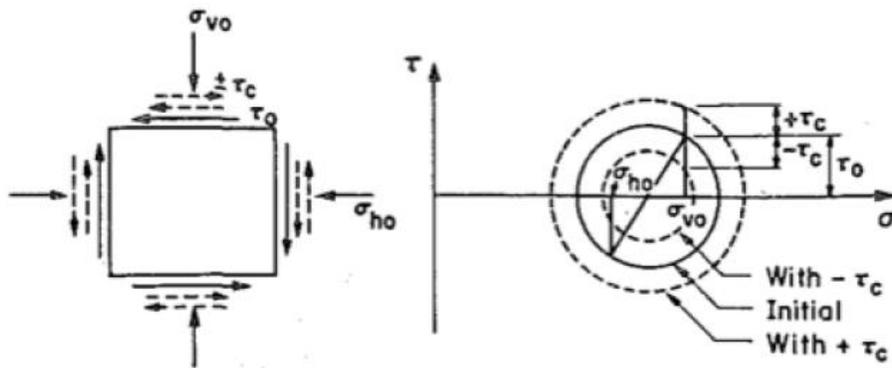


Figura 3-6. Estado tensional in situ de un elemento de suelo sujeto a esfuerzo de corte estático inicial y esfuerzo de corte cíclico. (Ishibashi, Kawamura, and Bhatia 1985)

Dado el valor del corte estático al cual se somete la muestra, el esfuerzo de corte cíclico puede ser reversible o no reversible. El fenómeno de reversibilidad ocurre cuando el elemento de suelo pasa de estar en compresión a extensión en cada ciclo de carga, este fenómeno ocurre cuando el esfuerzo de corte cíclico (τ_c) es mayor que el esfuerzo de corte estático (τ_0) que tiene el elemento (caso (a) y (b) de la Figura 3-7), en cambio la no reversibilidad corresponde cuando el esfuerzo de corte cíclico sobre el elemento estudiado siempre se desarrolla en la misma dirección (Compresión o extensión). Lo anterior ocurre cuando el esfuerzo de corte solicitante (τ_c) es mayor al esfuerzo estático del elemento (τ_0) (caso (c) y (d) de la Figura 3-7).

Para cuantificar el grado de reversibilidad Yoshimi & Oh-oka (1975) propusieron el término R, el cual se define como la razón entre el esfuerzo de corte máximo en una dirección respecto del esfuerzo de corte máximo en la otra dirección ecuación (3-3). Notar que el factor denominado τ_d es el equivalente al esfuerzo de corte cíclico al cual se somete el elemento. Los valores de R parten en un 100% (completa reversibilidad), lo que equivale a un estado en donde no existe corte cíclico, para luego disminuir con el aumento del corte cíclico hasta el valor 0, donde pasa de estar en un estado reversible a uno no reversible (ver Figura 3-7).

$$R = \frac{\tau_d - \tau_0}{\tau_d + \tau_0} \quad (3-3)$$

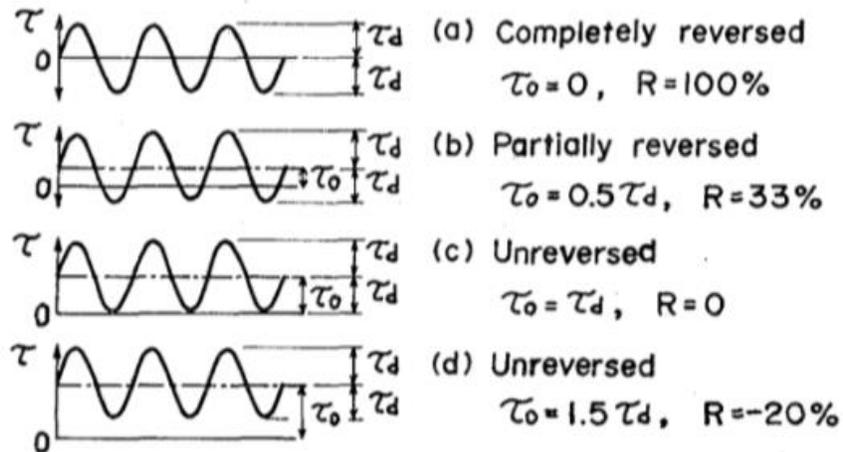


Figura 3-7. Interpretación grafica del termino R para cuantificar la reversibilidad de esfuerzos (Yoshimi and Oh-oka 1975)

A lo largo de los años muchos investigadores han analizado el efecto del corte estático con el fin de caracterizar el comportamiento de los suelos ante esta variable, sin embargo, los resultados obtenidos por cada uno de ellos suelen ser muy diferentes y contradictorios, es por esto que a continuación, se enumeraran los estudios más importantes en esta área.

A modo de estudiar las verdaderas condiciones de terreno, en donde el corte estático siempre está presente, Lee & Seed (1967), realizaron pruebas triaxiales a muestras de arena densa y suelta, consolidadas anisótricamente con una razón de tensión efectiva $K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$ siempre mayor que la unidad. Los resultados muestran que un aumento en el corte estático inicial, aumenta la resistencia a la licuefacción (movilidad cíclica) del suelo.

En contraste con los resultados obtenidos por Seed y Lee, pruebas triaxiales cíclicas realizadas por Castro & Poulos (1977), mostraron que el incremento en la razón de tensión efectiva K_c , motiva que la resistencia a la licuefacción disminuya, esto debido a que es necesario un menor esfuerzo de corte extra para inducir la falla de flujo en muestras de suelo suelto.

Yoshimi & Oh-oka (1975), a partir de ensayos experimentales mediante el aparato de anillo de corte torsional (*Ring Shear Test*) en muestras de arena suelta, obtuvieron conclusiones que también son contrarias a lo presentado por Seed y Lee (1976). Yoshimi

& Oh-oka (1975), concluyeron que la resistencia cíclica disminuye o permanece constante al aumentar el corte estático inicial tal como lo muestra la Figura 3-8.

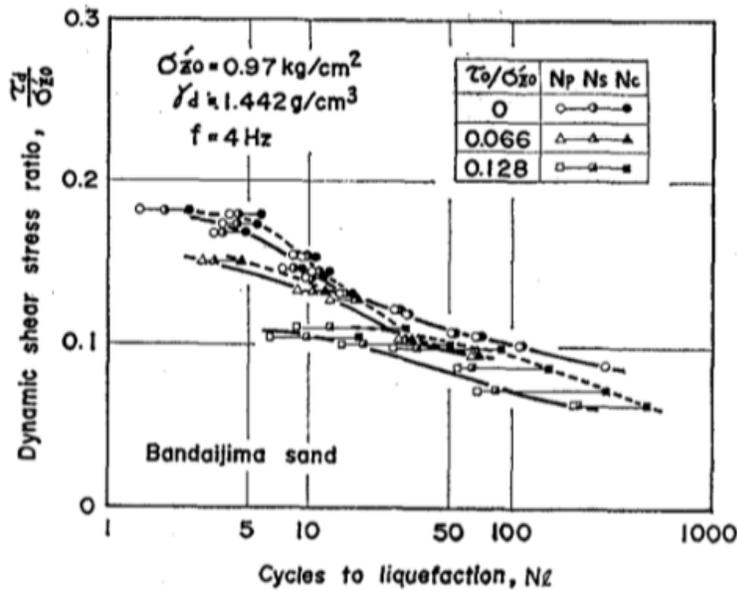


Figura 3-8. Efecto del corte estático inicial en la razón de esfuerzo de corte dinámico que define la licuefacción (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).

Posteriormente Vaid and Finn (1979), estudiaron este efecto mediante un aparato de corte simple cíclico, en muestras de arena Ottawa para densidades relativas de 50 % y 68 %, las cuales fueron consolidadas con carga vertical de 2 kg/cm^2 y con corte estático inicial en el plano horizontal. En la Figura 3-9 se muestran los resultados, en gráficos de la tensión efectiva vertical inicial (τ_{cy}/σ'_{vo}) versus el número de ciclos necesarios para alcanzar una deformación igual al 2 % (a), 5 % (b) y 10 % (c) (Figura 3-9,1 y 9,2 para muestras con densidad relativa 50 % y 68 % respectivamente). Analizando estos resultados, concluyeron que la resistencia a la licuefacción, puede aumentar o disminuir, con la presencia de corte estático inicial, dependiendo de la densidad relativa, la magnitud de corte estático aplicado a la muestra y la definición de licuefacción.

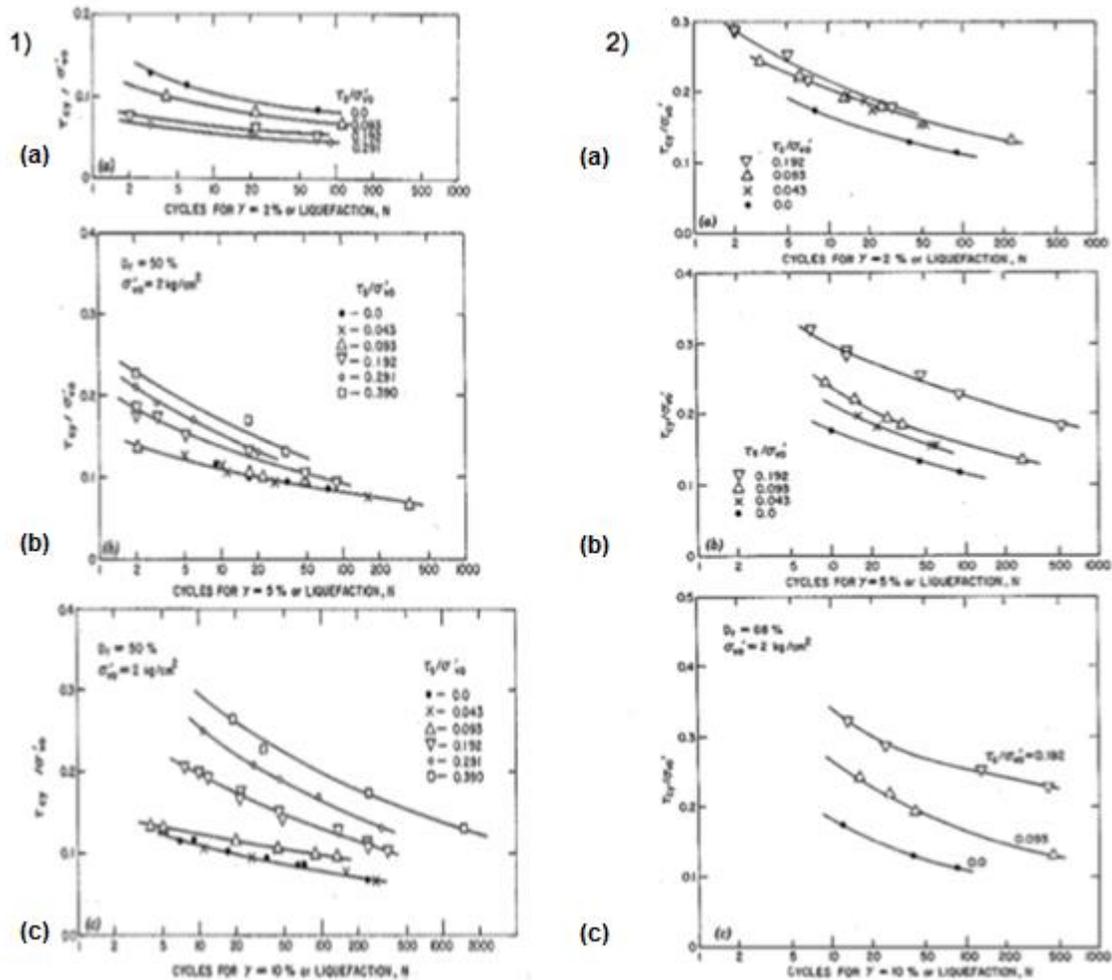


Figura 3-9. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva requerida para generar probetas con $DR = 50\%$ (1) y $DR = 68\%$ (2): (a) 2% de deformación de corte, (b) 5% de deformación de corte, (c) 10% de deformación de corte (Vaid and Finn 1979).

Vaid & Chern (1983), teniendo en cuenta la gran discrepancia existente respecto del efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica, realizaron estudios con ensayos triaxiales cíclicos y estáticos en arena de Ottawa. Ellos buscaron estudiar el comportamiento del suelo tanto al final de cada ciclo de carga como durante este mismo. Todas las probetas fueron preparadas a una presión de cámara efectiva de 2 kg/cm^2 y el corte estático inicial fue inducido mediante un desviador drenado hasta alcanzar los valores de K_c requeridos (1, 1.19 y 1.48). Utilizaron un rango de densidades relativas que iban desde un estado suelto (33%) hasta un estado denso (76%).

En la Figura 3-10 se muestran los resultados de ensayos triaxiales cíclicos obtenidos por Vaid & Chern (1983), para muestras de arena en estado suelto, medio y denso. La Figura 3-10 (1a) nos muestra la generación de exceso de presión de poros la cual aumenta progresivamente en cada ciclo para luego aumentar de manera brusca hasta alcanzar un valor terminal. También se puede apreciar que a medida que aumenta el corte estático, disminuye la generación de exceso de presión de poros.

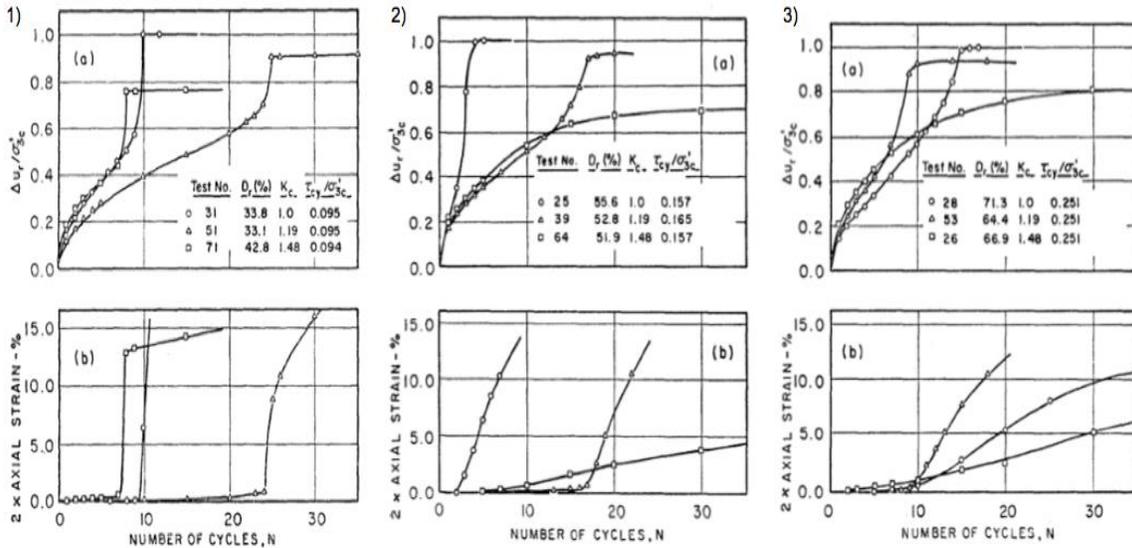


Figura 3-10. Comportamiento cíclico de muestras de densidades sueltas (1) medias (2) y densas (3), de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid and Chern 1983)

En esta misma figura, se pueden ver los mismos resultados para muestras de arena con densidades media (2) y densas (3). En ambos se puede notar un comportamiento muy similar a lo obtenido por las muestras sueltas, con la excepción de las probetas consolidadas al valor más alto de K_c , ya que en esa situación no se observa un punto claro en donde se acelera la generación de presiones de poros, sino más bien, se ve un incremento continuo de esta, hasta llegar a un valor final de manera asintótica. Esto también se ve reflejado en la poca deformación axial que se generan en esas probetas (Figura 3-10 (2b) y (3b)).

Posteriormente, se incluyó la influencia del comportamiento del suelo (contractivo o dilatante), en el efecto del corte estático inicial de la resistencia cíclica. Estos estudios fueron llevados a cabo por Mohamad & Dobry (1987). Realizaron estudios para 3 tipos de muestras buscando diferentes tipos de comportamiento (contractivo, parcialmente contractivo y dilatante). El énfasis de su trabajo radica en la investigación del comportamiento del suelo para diferentes niveles de corte cíclico, para visualizar su variabilidad a medida que se acerca a la resistencia última no drenada. Sus resultados indican que en las muestras contractivas (estado suelto), la distancia entre el corte estático inicial y la resistencia última no drenada S_u , toma gran relevancia, concluyendo que si el corte estático más el desviador cíclico no superen a S_u , se tendrá un aumento en la resistencia cíclica debido a la disminución de la reversibilidad (caso (a) Figura 3-11), para el caso contrario, se tendrá una disminución en la resistencia cíclica (caso (b) y (c) Figura 3-11)

Mohamad & Dobry (1986), concluyeron también que, en muestras de estado denso, el aumento en el corte estático inicial aumenta la resistencia cíclica, debido también a la disminución de la reversibilidad. Aun así, investigaciones de Vaid & Chern (1985), mostraron que este comportamiento no se cumple para altos niveles de confinamiento ya que aumenta la contractilidad de las muestras.

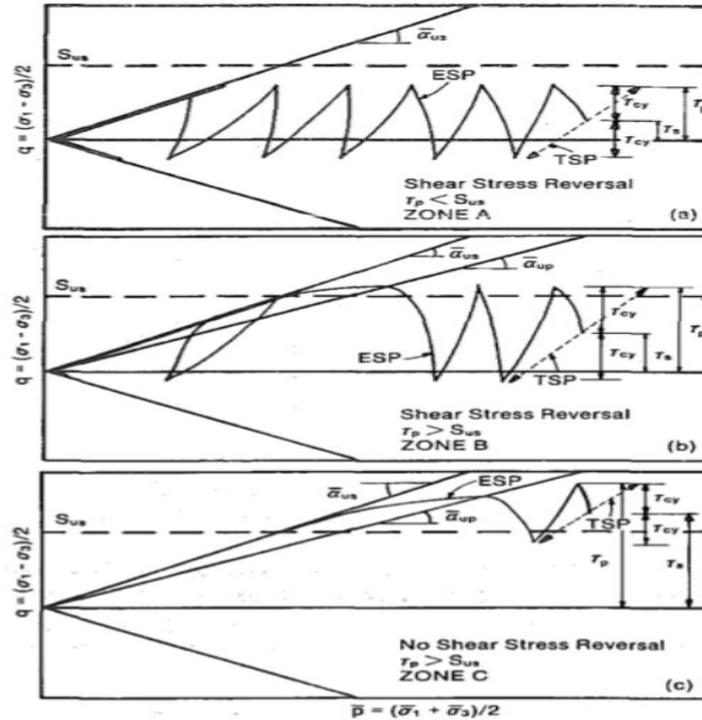


Figura 3-11. Esquema del efecto del corte estático inicial en muestras contractivas de arenas: (a) Con reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p < S_{us}$, (b) Con reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p > S_{us}$, (c) Sinreversibilidad de esfuerzos y $\tau_p > S_{us}$ (Mohamad and Dobry 1986)

Mitsutoshi Yoshimine & Hosono (2000), también estudiaron el efecto del corte estático inicial en la resistencia de arenas, para condiciones de corte estático inicial en compresión y extensión, para lo cual realizaron ensayos triaxiales cíclicos y estáticos además de ensayos de corte simple cíclico en el aparato torsional de cilindro hueco (Heidelberg, Hosono, and Yoshimine 2008; Hosono, Yoshimine, and Yoshimine 2004; Yoshimine and Hosono 2000)

En la Figura 3-12 se presentan los resultados obtenidos para muestras de arena suelta (12.a) y para muestras de arena densa (12b). Como se puede apreciar, para el caso donde las muestras de suelo suelto (Figura 3-12a), la resistencia cíclica del suelo aumenta de manera considerable con el aumento de corte estático inicial cuando este es aplicado en la dirección de compresión, pero disminuye cuando es aplicado en la otra dirección. Para el caso de suelo denso (Figura 3-12b), se tiene un comportamiento similar al mostrado para muestras de arena suelta cuando se le es sometido a un esfuerzo de compresión, pero

cuando el corte estático es inducido en extensión la resistencia disminuye hasta un cierto valor, para luego comenzar a aumentar a medida que incrementa el corte estático inicial en la dirección de extensión.

Seed (1983), al notar la importancia del efecto del corte estático inicial en el comportamiento de los suelos, propuso un método para poder incluir este efecto en la resistencia cíclica de los suelos. Este método incluye el efecto del corte estático mediante un factor que llamo factor de corrección por pendiente α (K_α). Este factor será estudiado en más profundidad en la sección 3.1.5 de la presente memoria.

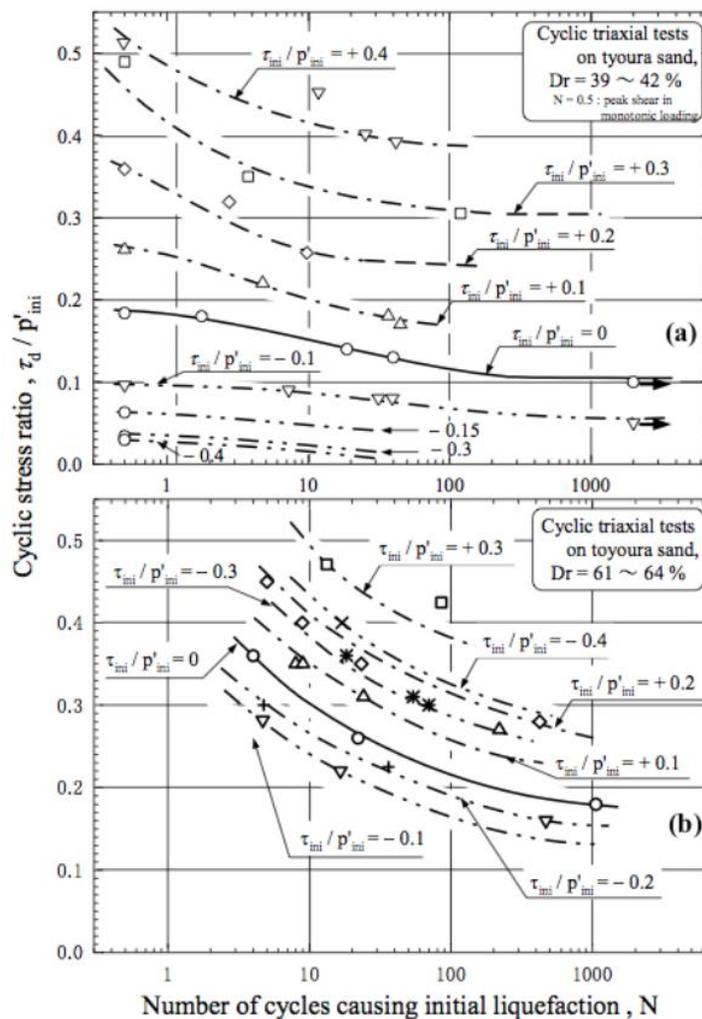


Figura 3-12. Curvas de resistencia cíclica versus el número de ciclos para muestras de arena de Toyura con densidades: (a) Seltas, (b) Densas (Hosono, Yoshimene, and Yoshimine 2004)

3.1.5. FACTOR K_α

El parámetro utilizado para cuantificar el corte estático inicial es el factor " α ", que se define como la razón entre el modulo del esfuerzo de corte estático inicial aplicado (τ_{est}) y la tensión vertical efectiva (σ'_v) (V. Pillai 1991) tal como lo muestra la ecuación (3-4).

$$\alpha = \frac{\tau_{est}}{\sigma'_v} \quad (3-4)$$

El factor K_α fue propuesto por Seed 1983 y se utiliza para incluir el efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica. Seed define el factor K_α como la razón entre la resistencia cíclica con un valor de corte estático inicial mayor a cero $CSR_{(\alpha=\alpha)}$ y la resistencia cíclica sin corte estático aplicado en un plano horizontal $CSR_{(\alpha=0)}$, esta relación se puede apreciar en la ecuación (3-5).

$$K_\alpha = \frac{CSR_{(\alpha=\alpha)}}{CSR_{(\alpha=0)}} \quad (3-5)$$

Donde

$CSR_{(\alpha=\alpha)}$: Razón de resistencia cíclica en un plano α .

$CSR_{(\alpha=0)}$: Razón de resistencia cíclica en un plano $\alpha = 0$ (Ensayo en condición isotrópica)

K_α : Factor de corrección por pendiente α .

α : Razón entre el corte estático inicial en un plano horizontal y la presión efectiva inicial.

El primero en generar una relación entre el factor K_α y el corte estático inicial en muestras de arena densa fueron Seed, Idriss, and Arango (1983) la cual se muestra en la Figura 3-13, posteriormente, esta propuesta fue mejorada por Rollins and Seed en 1990, quienes incluyeron diferentes estados de densificación del suelo para estas relaciones (Figura 3-14). La primera correlación entre estos factores, sugiere que la presencia de corte estático en inicial en el suelo provoca un aumento en la resistencia cíclica en comparación a un suelo sin la presencia de corte estático. A pesar de esto, la correlación propuesta por

Rollins & Seed, indica que para un $D_r = 55\%$ el factor K_α es mayor a uno, aumentando junto con α . Para densidades relativas cercanas al 45% el factor K_α se mantiene constante y próximo a la unidad. Finalmente, para un $D_r = 35\%$, K_α disminuye a medida que aumenta el valor de α , lo cual denota un nuevo comportamiento anteriormente no estudiado.

Posteriormente Seed y Harder (Seed & Harder, 1990) propusieron una correlación más completa, para el factor de corrección K_α que presentaron Rollins and Seed, ocupando un rango más amplio de densidades relativas, tal como lo muestra Figura 3-15, es fácil apreciar que para densidades en el rango de $55\% - 70\%$ el factor K_α aumenta continuamente desde el valor 1, mientras que para el caso de $D_r \approx 40\sim 50\%$, este factor aumenta con un corte estático inicial bajo, para luego disminuir a medida que este aumenta. Para el caso de densidades bajas ($D_r = 35\%$) el valor del factor K_α disminuye a medida que aumenta el corte estático, corroborando lo obtenido por Rollins and Seed. Es importante destacar que la investigación realizada por Seed and Harder en 1990 fue realizada con presiones de confinamiento efectivo de hasta 300 kPa .

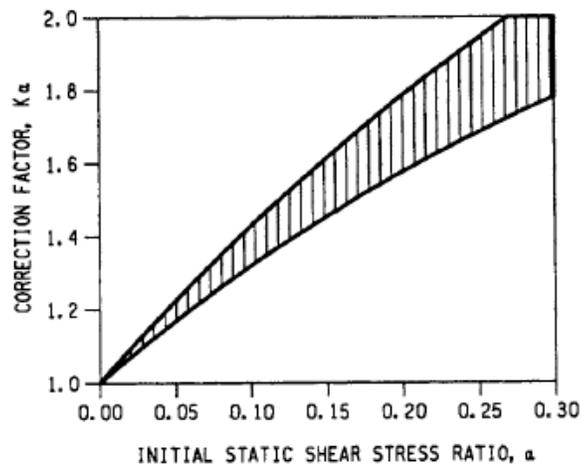


Figura 3-13. Variación del factor de corrección, K_α versus α (Seed, 1983)

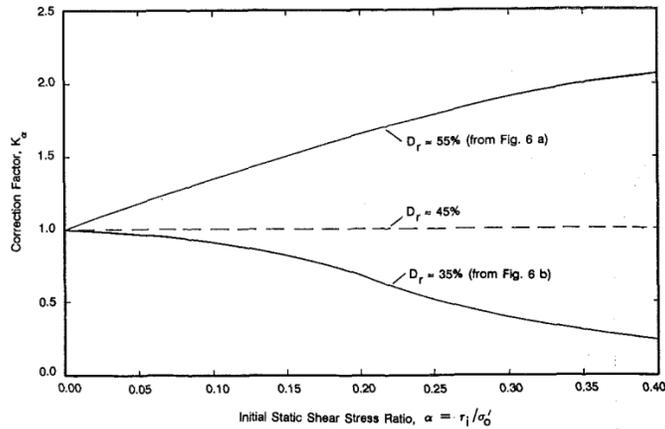


Figura 3-14. Variación del factor de corrección, K_α versus α para arenas con distintas densidades relativas ((Rollins and Seed 1990)

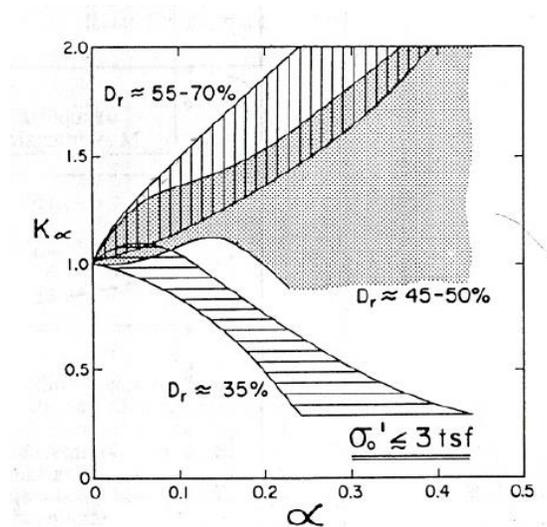


Figura 3-15. Variación del factor de corrección, K_α versus α para arenas con distintas densidades relativas (R. B. Seed and Harder 1990)

Los resultados obtenidos por diversos autores sobre el efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica mediante ensayos de laboratorio no tienen conclusión clara y generan gran controversia. Un ejemplo claro de esto es el comportamiento que tienen las arenas densas ensayadas en bajas presiones, en donde el factor K_α aumenta junto con el parámetro α , siendo siempre mayor a la unidad (Vaid & Chern, 1983) mientras que en las arenas densas ensayadas con presiones de confinamiento cercanas a 16 kg/cm^2 ocurre el efecto contrario.

Según Pillai (Pillai, 1991), los resultados anteriormente discutidos, son bastante contradictorios, esto pudo deberse a que los investigadores concentraron sus estudios solamente en la densidad relativa y no en buscar un parámetro fundamental que pudiese regir estos efectos.

Ante este problema, Vaid, Stedman, & Sivathayalan en 2001, realizaron un estudio en arena del río Fraser, entregando nuevas curvas de la evolución del factor K_α con respecto al parámetro α , además de esto estudiaron el efecto combinado del corte estático más la presión de confinamiento, factor que llamaron parámetro $K_{\alpha\sigma}$ con el fin de complementar y comparar con los resultados obtenidos por Seed y Harden (1990). Los resultados obtenidos son mostrados en las Figura 3-16 en donde se puede apreciar que la variación del parámetro K_α se ve fuertemente subestimado, evidenciándose un cambio notorio en densidades bajas, en donde este parámetro aumenta desde la unidad hasta un cierto valor de α en donde comienza a disminuir a medida que el corte estático avanza. A partir de la Figura 3-16 (b) y (c), podemos apreciar que el aumento de la presión de confinamiento motiva que la tendencia descrita anteriormente ocurra para densidades mayores, siendo siempre creciente para densidades relativas mayores a 60%.

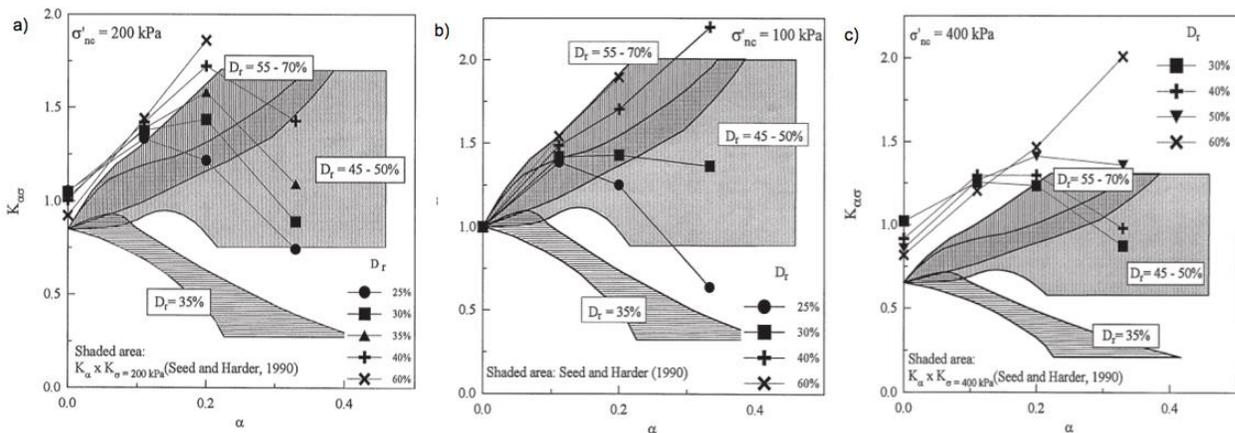


Figura 3-16. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial, al arena del rio Fraser a distintas densidades relativas y a presión de confinamiento de 100 (a), 200 (b) y 400 (c) kPa (Modificado de Seed y Harden 1990)

Por último se muestra el estudio que realizaron Yoshimine & Hosono en el año 2000 quienes realizaron una recopilación de curvas de la evolución del factor K_α con respecto al parámetro α tanto para el estudios realizados por ellos como para curvas propuestas por diferentes autores. En este estudio se incluyeron trabajos realizados mediante ensayos triaxiales cíclicos, ensayos de corte simple cíclico y ensayos de anillo de torsión. Para el caso de las arenas sueltas, como muestra la Figura 3-17, el comportamiento se repite a lo reportado anteriormente en esta revisión. El factor K_α aumenta para valores no muy elevados de corte estáticos (α) para luego disminuir hasta por debajo de la unidad para valores de α mayores. En la misma figura se puede apreciar que los resultados obtenidos con el ensayo de anillo torsional muestran un comportamiento diferente, en donde K_α disminuye en todo momento a medida que el corte estático aumenta.

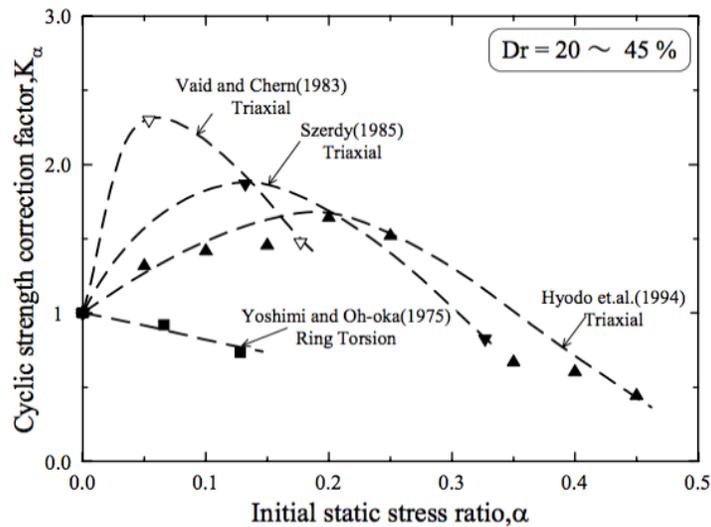


Figura 3-17. Recopilación de curvas de K_α respecto al corte estático inicial para DR = 20 ~ 45 % (Yoshimine and Hosono 2000)

Para medianas y altas densidades se tienen las Figura 3-18 y Figura 3-19 respectivamente, en donde se muestran comparaciones entre un triaxial cíclico en extensión y compresión, además de un ensayo de corte simple cíclico. Se puede apreciar que para el caso del triaxial en compresión el factor K_α aumenta a medida que lo hace el factor α , en cambio para el caso de los triaxiales en extensión se registra una disminución del factor K_α en valores pequeños de corte estático para luego incrementarse al aumentar el factor α .

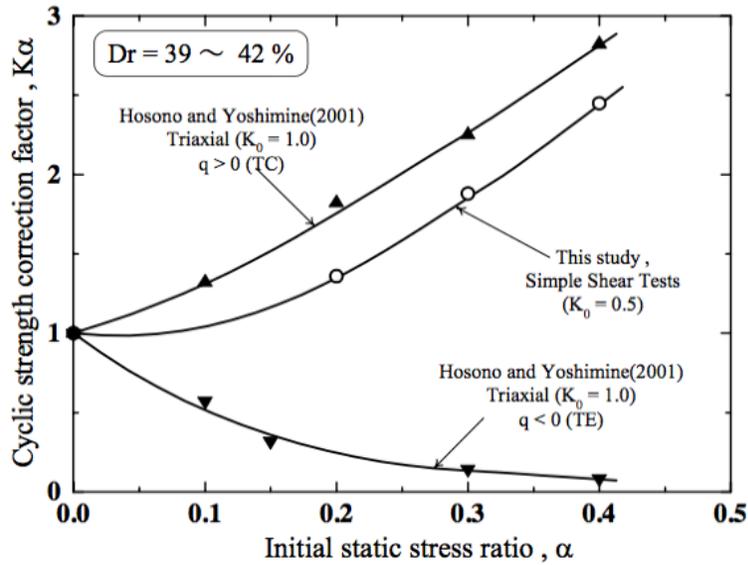


Figura 3-18. Comparación de curvas de K_α respecto al corte estático inicial para ensayos cíclicos triaxiales y corte simple a un $DR = 39 \sim 42 \%$ (Yoshimine and Hosono 2000)

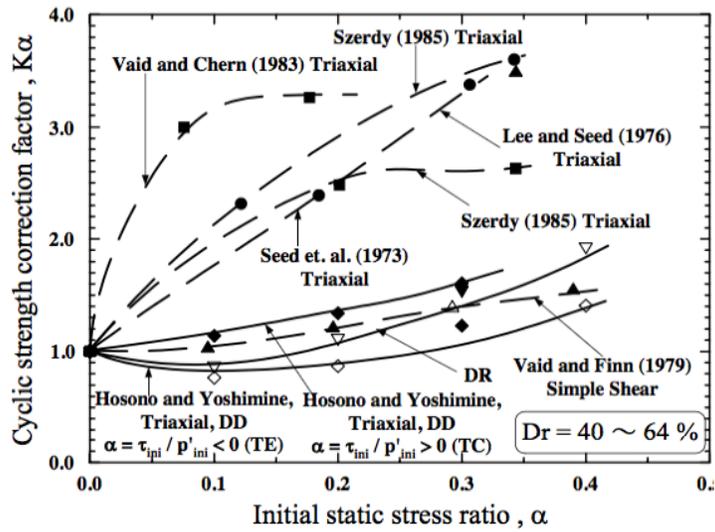


Figura 3-19. Recopilación de curvas de K_α respecto al corte estático inicial para $DR = 20 \sim 45 \%$ (Yoshimine and Hosono 2000)

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUCCIÓN

Este capítulo presenta una descripción de los aspectos técnicos tanto de los materiales equipos y metodologías utilizadas para cada uno de los ensayos realizados.

4.2. DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS

El material utilizado para el programa experimental de esta memoria, corresponde a la fracción gruesa del relave proveniente de la mina de cobre el Soldado, perteneciente a la compañía Angloamerican ubicada en la V Región.

Los resultados de los ensayos granulométricos y microscopia, muestran que es arena fina limosa SM, bien graduada de color gris claro y con partículas angulosas y sub-angulosas, esto debido a los procesos mineros en la cual se generan este tipo de arenas que involucran tronaduras chancado y molienda. En las Figura 4-1 y Figura 4-2 respectivamente, se pueden apreciar la curva granulométrica y una imagen microscópica de la arena estudiada, además en la tabla 1 se muestran las principales características que se desprenden de estos ensayos.

La densidad máxima y mínima de la arena se obtuvo con el método japonés. La densidad máxima se obtiene al golpear 100 veces, y lateralmente, cada una de las 10 capas que se depositan en un molde cilíndrico de dimensiones conocidas. La densidad mínima se calculó depositando la arena en el mismo molde utilizado para la densidad máxima, pero esta vez, se deposita la arena de maneras lenta mediante un embudo plástico, con una altura de caída muy pequeña, de aproximadamente 1 cm, asegurando que la energía de depositación es la menor posible.

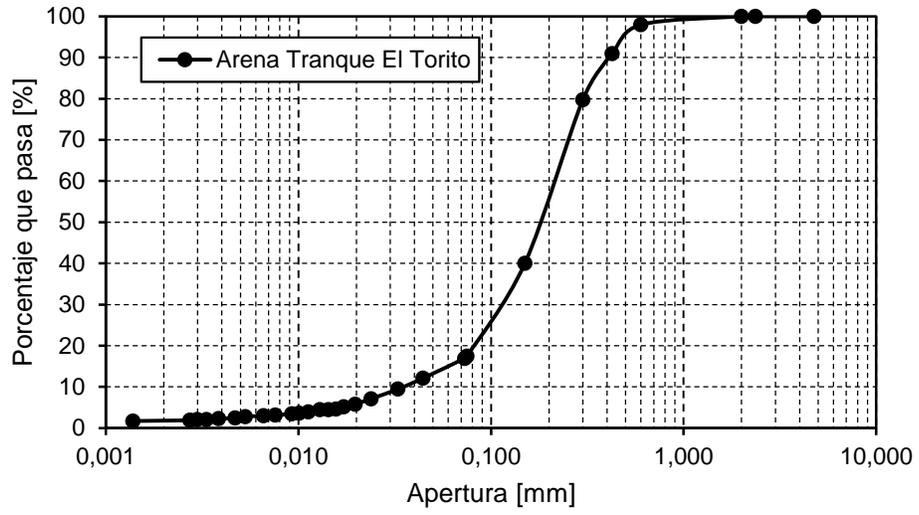


Figura 4-1. Curva granulométrica del arena del tranque de relaves el Torito.

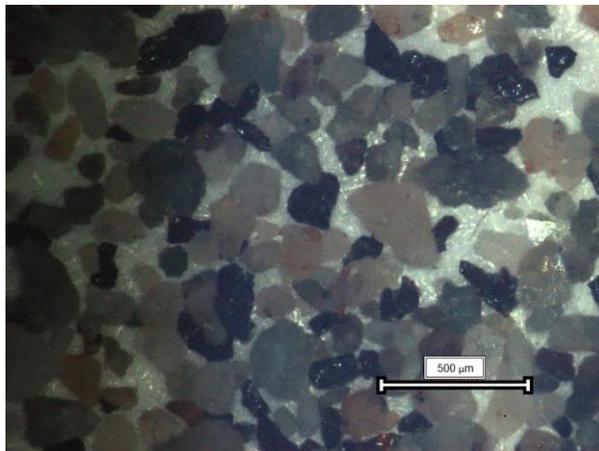


Figura 4-2. Imagen microscópica de la arena de relaves el Torito

Tabla 4-1. Caracterización geotécnica arena el Torito

Característica	Resultado
Porcentaje de finos [%]	23 %
D_{50} [mm]	0.14
C_u [-]	5.71
C_c [-]	1.36
$e_{m\acute{a}x}$ [-]	1.01
$e_{m\acute{i}n}$ [-]	0.51
G_s [-]	2.74
IP Finos	NP
Clasificación USCS	Arena Limosa (SM)

4.3. EQUIPO UTILIZADO

Para el desarrollo de este estudio se utilizó el marco triaxial cíclico disponible en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados (MECESUP) del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. Este equipo permite la consolidación y aplicación de cargas estáticas y cíclicas a probetas de suelo. La carga estática es simulada con la adición de pesos que son aplicados directamente a la celda triaxial. La carga cíclica es aplicada mediante el movimiento de un carro móvil sobre un riel, que con la ayuda de un cable tensionado y una polea, induce un movimiento cíclico vertical en el pistón. Una representación de este mecanismo se puede visualizar en la Figura 4-3.



Figura 4-3. Marco triaxial cíclico, MECESUP, Universidad de Chile.

Este equipo triaxial consta con un sistema de medición de datos, el cual tiene las siguientes componentes:

- Celda de medición de carga.
- Transductor de desplazamiento.
- Transductor de presión de poros.

Estos componentes son conectados a un computador, donde se obtienen y procesan los datos mediante el programa LabVIEW.

4.4. METODOLOGÍA DE ENSAYOS

En esta sección se describirá el proceso por el cual se preparan la muestra de suelo para luego ser ensayadas en los equipos anteriormente mencionados.

4.4.1. PREPARACIÓN DE PROBETAS

Para la preparación de las probetas utilizadas en los ensayos triaxiales, se utiliza el método de compactación húmeda, el cual consiste en mezclar una cantidad conocida de suelo seco con agua destilada, para obtener un 5% de humedad. Luego se calcula la cantidad de suelo necesaria para alcanzar una densidad relativa en particular mediante la información de la densidad mínima y máxima del material. El suelo se compacta en 5 capas iguales, dentro de un molde de bronce de dimensiones conocidas. Estas probetas tienen un geotextil en la base y en la parte superior de la probeta, con la finalidad de evitar pérdida de material durante el ensayo.

4.4.2. SATURACIÓN

La saturación del suelo consiste en pasar dióxido de carbono (CO_2) a través de la muestra de suelo que se desea ensayar durante 30 minutos. Esto se hace para desplazar el aire contenido en los poros del suelo reemplazándolo por dióxido de carbono. Posteriormente, se circula agua destilada y des-aireada por la probeta mediante un flujo a partir de un gradiente hidráulico gravitacional. Así, el agua desplaza el CO_2 , llenando el espacio intersticial con agua. Este proceso culmina cuando ha circulado una cantidad de agua mayor al volumen de vacíos al que se confeccionó la probeta. Posteriormente, se verifica la saturación midiendo el parámetro B de *Skempton*, definido como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4-1)$$

En la ecuación (4-1), Δu es el incremento de la presión de poros e respuesta al incremento de la presión de cámara, y $\Delta \sigma_3$ el incremento de la presión de cámara. Las probetas se consideran saturadas cuando el parámetro B es igual o mayor a 0,95.

4.4.3. CONSOLIDACIÓN

El proceso consiste en llevar a la probeta al estado tensional que se quiere investigar en el ensayo. Esta condición se puede realizar de dos maneras, isotrópicamente y anisótricamente. Cada tipo de consolidación genera un estado tensional diferente, siendo la consolidación anisótropa es más real, ya que simula una condición real de terreno, permitiendo evaluar el fenómeno de licuación verdadera.

La consolidación isotrópica, consiste en la aplicación de una carga constante en cada uno de los ejes de la probeta, esto implica que las tensiones principales son iguales en todo este proceso. En un gráfico de tensión media efectiva versus esfuerzo desviador (Figura 4-4), la consolidación isotrópica sería una trayectoria que parte de un estado tensional nulo hasta el confinamiento inicial requerido para el ensayo (desde el punto 0 hasta el punto B).

Por su parte, la consolidación anisótropa es un estado tensional del suelo en donde la componente vertical y horizontal son diferentes. En un laboratorio, este tipo de consolidación, se puede generar de tres formas diferentes, tal como lo ilustra la Figura 4-4. La primera es llamada trayectoria geo estática de esfuerzos, la cual consiste en llevar a la muestra por una recta con pendiente igual a k_0 (coeficiente de presión lateral), hasta llegar al corte estático inicial requerido (En la Figura 4-4, desde el punto 0 al punto C). La segunda forma de generar un estado anisótropo, es consolidar isotrópicamente la probeta para luego seguir una trayectoria drenada (En la Figura 4-4, primero desde el punto 0 hasta el punto A y luego al punto C). La tercera forma consiste en avanzar con presión media efectiva constante hasta la consolidación inicial requerida para luego aplicar una trayectoria de corte puro hasta el estado tensional requerido. (En Figura 4-4, desde el punto 0 hasta el punto B y luego al punto C).

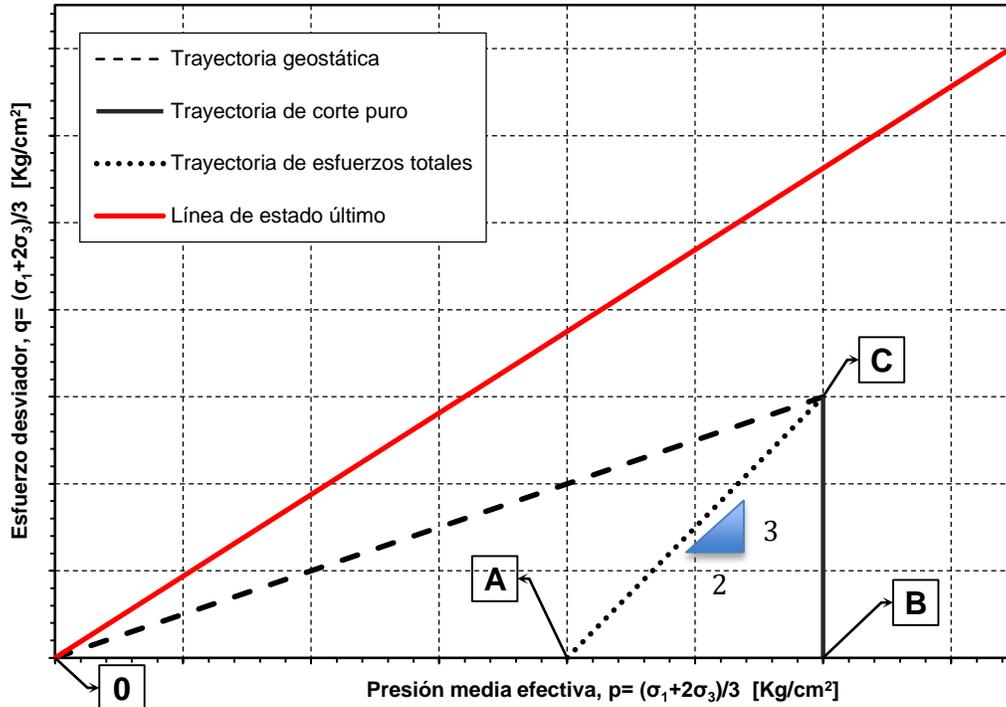


Figura 4-4. Esquema de consolidación Isotrópica y Anisótropa

La consolidación anisótropa considerada en este trabajo fue la segunda explicada en el párrafo anterior, la cual se eligió debido a las dificultades experimentales que presentan las demás trayectorias en el equipo triaxial utilizado.

4.4.4. EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VACÍOS FINAL

Para determinar el índice de vacíos final de cada ensayo se realizó el método propuesto por el profesor Verdugo, el cual consiste en determinar el vacío de las probetas saturadas mediante el agua contenida en estas (Verdugo and Ishihara 1997), el método sigue los siguientes pasos:

- Una vez finalizado el ensayo, se cierran las válvulas de drenaje de la celda triaxial para así tener a la probeta en condición no drenada.

- Se libera la contrapresión. Esto se realiza para evitar posibles errores originados por la expansión o contracción de las mangueras que conectan a la probeta con la bureta de medición de cambio de volumen.
- Se baja el nivel de la bureta indicadora de cambio volumétrico lo más bajo posible, registrando este valor como V_i .
- Se abre la válvula de drenaje de la base del triaxial.
- Se aumenta la presión de confinamiento al máximo valor admisible de la celda triaxial.
- Se aplica una carga cíclica a la probeta en condición drenada. Con lo anterior, en cada ciclo de carga y descarga se producirán variaciones de volumen. Una vez estabilizado el volumen, se cierra la válvula de drenaje y se registra el volumen en la bureta como V_f .
- Se disminuye la presión de confinamiento y se desmonta la celda triaxial del marco de carga.
- Luego, se desmonta la probeta y se saca cuidadosamente de la membrana para depositarla en un recipiente limpio y seco. Se procede a extraer cuidadosamente el resto del suelo adherido tanto a la membrana como a los cabezales de la celda triaxial, para depositarlo en el recipiente que contiene a la probeta ensayada.
- Se pesa el recipiente en una balanza y se registra su valor como W_m . Luego se lleva el recipiente al horno. Cuando el suelo del recipiente este seco, se registra su peso como W_d .
- Finalmente, el índice de vacíos de la probeta se determina mediante la siguiente expresión (ecuación (4-2)):

$$e = \frac{V_i - V_f * \gamma_{agua} + (W_m - W_d)}{W_d} * G_s \quad (4-2)$$

4.5. RECOPIACIÓN DE TRABAJOS ANTERIORES

4.5.1. INTRODUCCIÓN

El efecto que tiene un estado anisótropo en la resistencia cíclica de arenas es muy importante, ya que simula un estado natural del suelo, considerando el efecto del corte estático ante el fenómeno de licuación. En este contexto, esta sección presenta los resultados de trabajos previos sobre esta arena; en específico, se mostrarán los resultados de los trabajos realizados con arena de relaves el Torito.

4.5.2. EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENAS, CORRAL 2008.

El objetivo de Corral 2008 es explicar cómo el esfuerzo de corte estático inicial influye en la estimación de la resistencia cíclica, a través del análisis del factor de corrección, $K\alpha$, realizando ensayos triaxiales estáticos y cíclicos en la arena de relaves el Torito. Este análisis se realizó variando la presión de confinamiento, la densidad relativa y corte estático inicial.

Los ensayos realizados evidenciaron el cambio de comportamiento mecánico de la arena a medida que aumenta el corte estático inicial, en particular se estudió la variación de la resistencia cíclica con α , para ver el efecto del corte estático en la reversibilidad de las muestras. Con los resultados de $K\alpha$ obtenidos, se realizó una comparación con la literatura disponible.

En la Figura 4-5, se muestran los resultados obtenidos en la resistencia cíclica con la variación del parámetro α , para probetas en estado suelto y denso. Es importante destacar que la resistencia cíclica determinada se obtiene con el criterio de 5% de deformación en doble amplitud y considerando 20 ciclos a una presión de confinamiento igual a 1 [kg/cm²]. En la Figura 4-6, se muestra la comparación entre los resultados de $K\alpha$ obtenidos en su investigación, con los obtenidos por Seed & Harder, (1990).

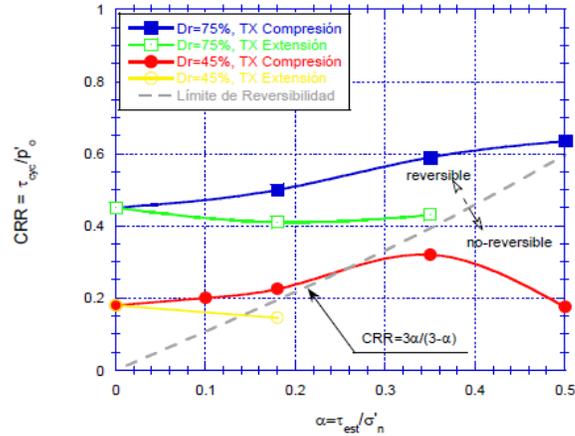


Figura 4-5. Resistencia cíclica versus α , para arena suelta y densa. Corral (2008).

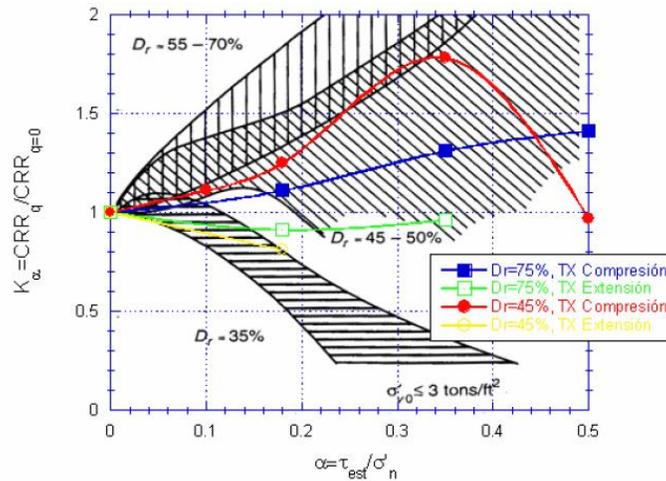


Figura 4-6. Comparación de algunos valores de k en compresión, con los obtenidos por Seed & Harder, 1990. Asenjo (2008)

Las conclusiones de Corral 2008 fueron:

- La presencia de corte estático inicial en la resistencia cíclica tiene mayor incidencia en suelos sueltos que en los densos.
- El corte estático inicial negativo tiene un efecto negativo en la resistencia cíclica, obteniendo $K\alpha < 1$.
- La resistencia cíclica aumenta gradualmente al aumentar el nivel de corte estático.

- En ensayos consolidados anisótricamente en extensión, la deformación se acumuló en extensión.

4.5.3. EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA EN UNA ARENA DE RELAVES, ASENJO (2010).

Siguiendo la misma línea investigada por Corral, Asenjo (2010), realizo un trabajo titulado “Efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica en una arena de relaves”.

El objetivo de esta tesis fue, estudiar el efecto de distintos estados de consolidación, en la resistencia cíclica de arenas.

Para poder realizar esta investigación, se realizaron 28 ensayos triaxiales cíclicos consolidados tanto isotrópamente como anisótricamente, a la arena de relaves el Torito de la mina el Soldado. Estos ensayos fueron ejecutados con una presión de cámara de 1 kg/cm² y a una densidad relativa inicial de 70%. Es importante mencionar que, para las consolidaciones anisótropas, el mismo estado tensional fue conseguido por diferentes trayectorias de esfuerzos, con el fin de estudiar el comportamiento de la arena en cada una de estas.

En las Figura 4-7 se puede apreciar una comparación de curvas de resistencia cíclica para un mismo estado anisótropo, diferenciando la trayectoria de esfuerzos que se siguió para alcanzar cada uno de estos.

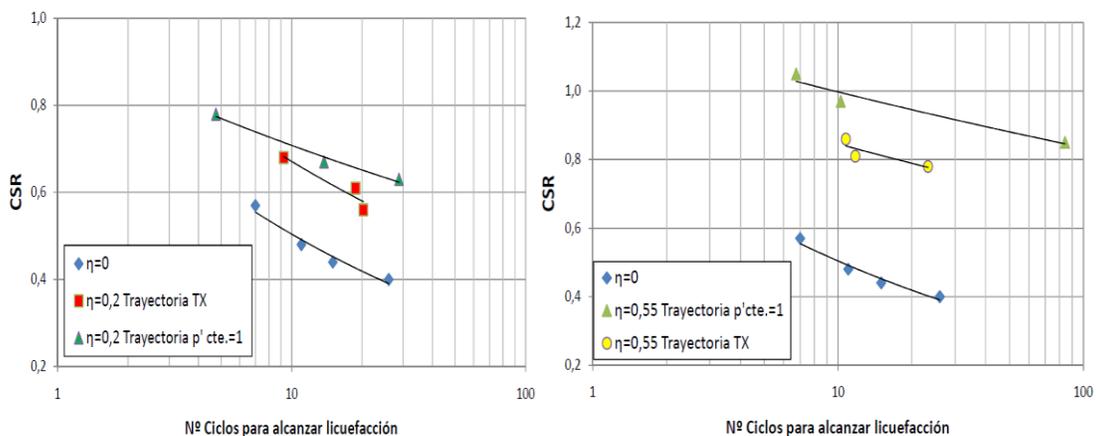


Figura 4-7. Comparación de curvas de resistencia cíclica para $\eta = 0.2$ y 0.55

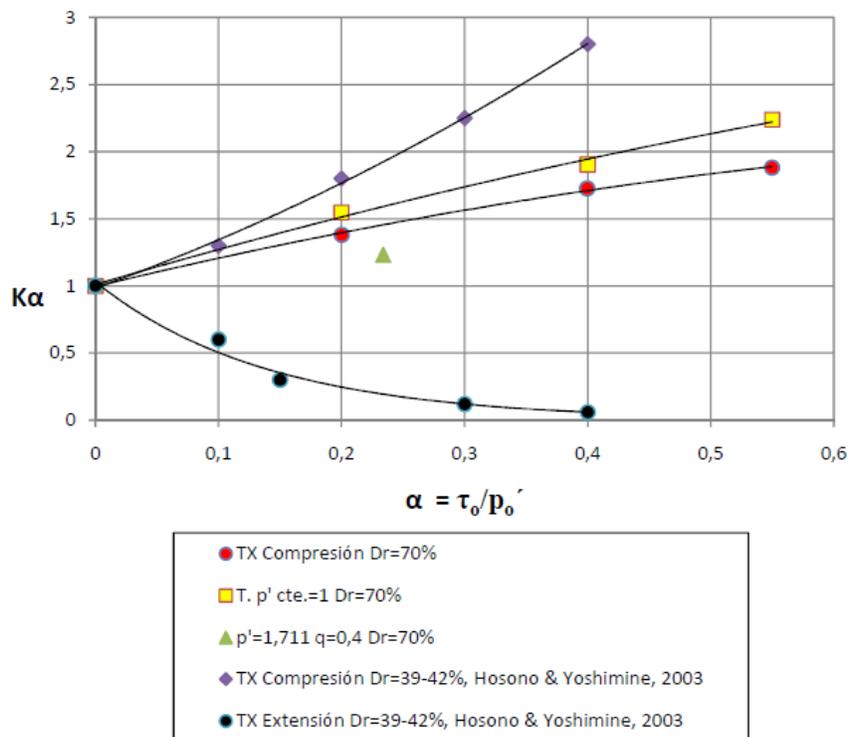


Figura 4-8. Gráfico de K_α versus α . Asenjo (2010).

En base a los resultados experimentales obtenidos y con el análisis de los datos, sus principales conclusiones fueron las siguientes:

- Las trayectorias de consolidación que aumentan corte estático, aumentan la resistencia cíclica. Por otra parte, las trayectorias de consolidación que aumentan la presión media de confinamiento efectiva, disminuyen la resistencia cíclica.
- Muestras de suelo consolidadas al mismo nivel de corte estático inicial, no presentan las mismas curvas de resistencia cíclica, resultando más resistentes las consolidadas con menor presión media efectiva p' .
- El factor de corrección K_α , no solo depende de la anisotropía de la consolidación y de la densidad del material, sino también, de la trayectoria de tensiones seguida hasta alcanzar dicha consolidación

5. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. INTRODUCCIÓN

Este capítulo presenta los resultados del programa experimental para analizar el comportamiento cíclico de arenas bajo diferentes estados de carga. En particular, se presenta la presión de poros y la deformación del suelo ante cargas cíclicas.

El comportamiento cíclico de arenas de relaves bajo condiciones isotrópicas y anisótropas ha sido extensamente estudiado por diversos autores (Asenjo 2010; Corral 2008; Maureira 2012; Vargas 2015), obteniendo valores de corrección por confinamiento y por corte estático, complementando aquellos existentes en la literatura (Heidelberg et al. 2008; Hosono et al. 2004; Seed & Harder 1990; Yoshimine and Hosono 2000). A pesar de esto, aún no existe total consenso respecto del comportamiento, así como también sobre la presión de poros y la deformación.

En particular este trabajo indaga en el exceso de presión de poros y la deformación. En materia de exceso presión de poros, se estudia cómo se produce la acumulación con la aplicación de una carga cíclica. El resultado se compara con modelos empíricos expuestos en la literatura como el de Lee & Albaisa (1974), DeAlba et al. (1975), y el Modelo GMP de Green et al. (2000). En el estudio del desarrollo de deformación, se analizó como estas se acumulan según el nivel de corte estático y sollicitación cíclica.

5.2. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Este capítulo presenta los resultados experimentales del programa experimental propuesto para esta memoria, que corresponden a ensayos triaxiales cíclicos no drenados consolidados isotrópica y anisótricamente. Primero se comenzará con una breve introducción sobre estos ensayos, para luego mostrar los resultados enfocados en tres áreas, el comportamiento cíclico, el desarrollo de la presión de poros y la deformación

5.2.1. INTRODUCCIÓN A LOS ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS

En el ensayo de laboratorio triaxial cíclico, una muestra de suelo es sometida una carga cíclica controlada, la cual simula una carga sísmica. En estos ensayos se pueden medir diversas variables, pero las más significativas son la carga, la presión de poros, y la deformación. En la Figura 5-1 se presentan gráficamente la variación de cada uno de estos parámetros en un ensayo triaxial cíclico no drenado, en particular, se muestran los resultados del ensayo número 5 de la Tabla 5-1. En la Figura 5-2 se presentan gráficamente la variación de los principales resultados en un ensayo triaxial cíclico no drenado consolidado de manera anisótropa, en particular se muestran los resultados del ensayo número 1 de la Tabla 5-2.

La Figura 5-1 y Figura 5-2 (a), muestran la variación del esfuerzo desviador (q) en función de la presión media efectiva (p'), se puede evidenciar que a media que transcurren los ciclos de carga, la presión media efectiva disminuye hasta llegar a un valor nulo, esto producto del aumento en la presión de poros, la cual en la última etapa del ensayo, logra alcanzar un valor igual a la presión de confinamiento inicial, lo mismo ocurre en el caso del ensayo consolidado anisótricamente, con la diferencia de que este ensayo comienza con un estado de corte inicial distinto a cero, debido a esto, la disminución del confinamiento efectivo no se completa al 100% sino que está limitada por la línea de estado último. La Figura 5-1 y Figura 5-2 (c), muestran la carga aplicada por cada uno de los ciclos de ensayo, en esta figura se puede evidenciar que los ciclos aplicados no son totalmente sinusoidales, lo cual es un defecto del equipo utilizado. En la Figura 5-1 (b) y (d), se presentan respectivamente el desarrollo de la presión de poros y el de la deformación con respecto al número de ciclos de carga. Estas figuras muestran que un suelo sometido a

cargas cíclicas en condiciones no drenadas, presenta un aumento paulatino en la presión de poros desde el primer ciclo hasta alcanzar un valor igual a la presión de confinamiento, para el caso de la deformación, esta presenta muy poca variación en los primeros ciclos de carga, aumentando de manera drástica cuando la muestra se acerca al estado de confinamiento nulo ($\Delta u/\sigma'_0 = 1$), para el caso anisótropo ocurre un efecto diferente, esto debido a que la disminución del confinamiento no es completa debido a que primero se llega al estado último.

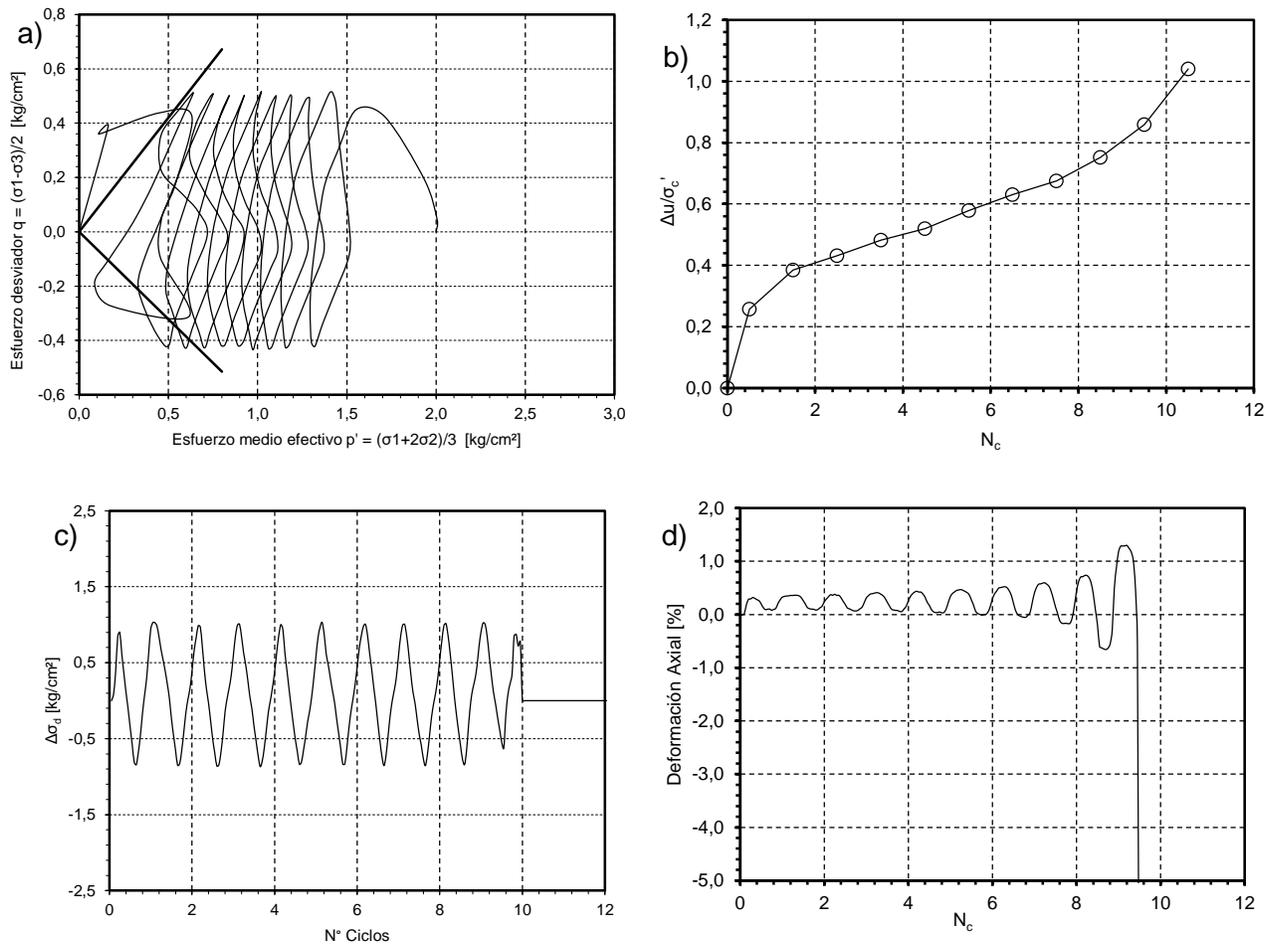


Figura 5-1. (a) Variación del esfuerzo desviador versus la presión media efectiva, (b) Presión de poros normalizada por el confinamiento efectivo inicial versus el número de ciclos, (c) desviador de esfuerzos versus el número de ciclos y (d) porcentaje de deformación axial versus el número de ciclos.

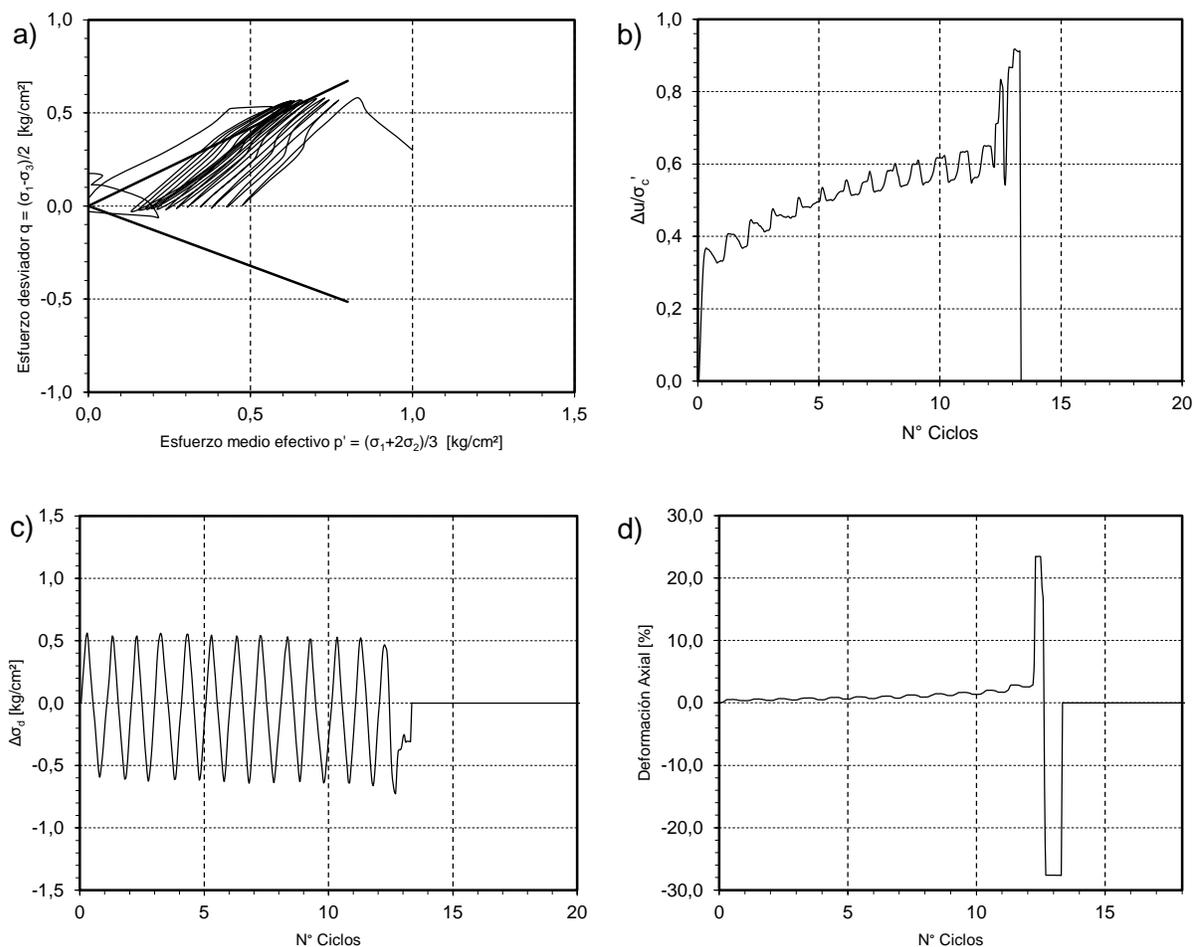


Figura 5-2. (a) Variación del esfuerzo desviador versus la presión media efectiva, (b) Presión de poros normalizada por el confinamiento efectivo inicial versus el número de ciclos, (c) desviador de esfuerzos versus el número de ciclos y (d) porcentaje de deformación axial versus el número de ciclos.

El número de ciclos en donde se generan las grandes deformaciones y el número de ciclos en donde la presión de poros alcanza presión de confinamiento inicial, no siempre coincide. Es por esto que existen diferentes criterios para definir la licuación, y dentro de los cuales los más utilizados son:

1. 100% de presión de poros ($N_{100\%pp}$)
2. 5% de deformación en doble amplitud ($N_{5\%DA}$)
3. 10% de deformación en doble amplitud $N_{10\%DA}$

El primer criterio ocurre cuando la presión de poros se iguala a la presión de confinamiento inicial llegando a un estado de confinamiento nulo ($\Delta u/\sigma'_0 = 1$). El segundo

y el tercero consideran que la licuación ocurre cuando la deformación axial en doble amplitud de la probeta llega a un 5% o 10% respectivamente (Ladd, 1977). Los dos últimos criterios son los más utilizados debido a que, cuando existe corte estático, es muy difícil que se logre una presión de poros igual al confinamiento inicial de la muestra. Además, es un criterio más ingenieril ya que utiliza la deformación como referencia.

5.2.2. RESULTADOS DE ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS ISÓTROPAS Y ANISÓTROPAS

En esta sección se muestran los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales cíclicos isótopos y anisótopos realizados por el programa experimental.

Los resultados de los ensayos isótopos son presentados en las Figura 5-3 (a) a Figura 5-3 (c), en gráficos de razones de tensiones cíclicas en función del número de ciclos en alcanzar licuefacción (escala logarítmica), para cada uno de los criterios de licuefacción utilizados. En la Figura 5-3 (a), se muestran los resultados para las presiones de confinamiento de 1, 2 y 3 kgf/cm² para el criterio de 100% de presión de poros, esta figura evidencia que a medida que la presión de confinamiento aumenta, se disminuye la resistencia cíclica del suelo. Además, se puede apreciar que a medida que el aumento de la tensión cíclica aplicada, provoca una disminución del número de ciclos para alcanzar el confinamiento nulo ($\Delta u/\sigma'_0 = 1$). Este comportamiento se repite también para los criterios de 5% y 10% de deformación en doble amplitud, lo cual es mostrado en las figuras Figura 5-3 (b) y Figura 5-3 (c).

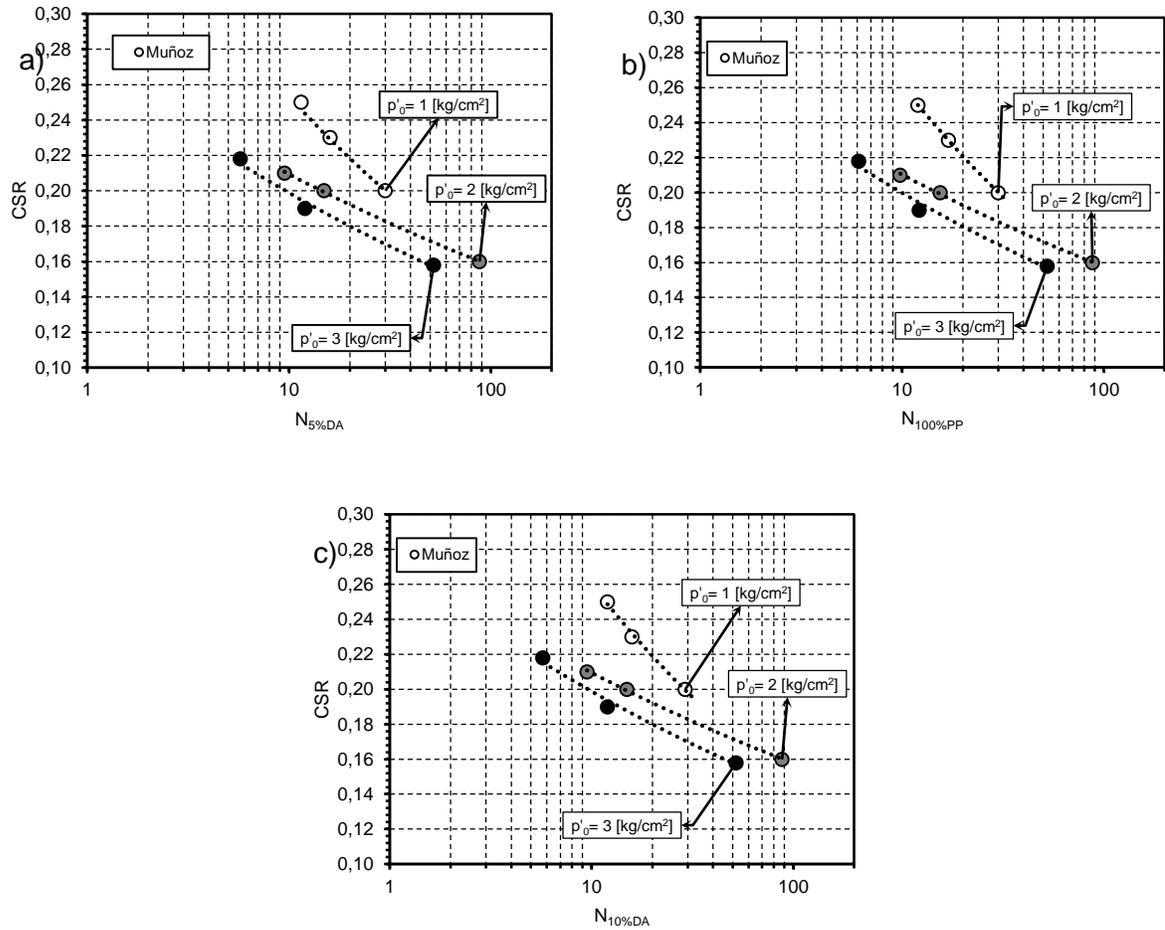


Figura 5-3. Curvas de resistencia cíclica de arenas para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm²: a) criterio de 100%_{pp}, b) criterio de 5%_{DA} y c) criterio de 10%_{DA}.

Los resultados de la Figura 5-3 se resumen en la Tabla 5-1, en donde se presentan los valores de la densidad relativa, el nivel de carga cíclica, y los puntos en donde se alcanza la licuación, según los 3 criterios presentados.

Tabla 5-1. Resumen del programa de ensayos utilizado para la caracterización cíclico de la arena de relaves el Torito

Ensayo	Autor	DR _{bulk inicial} [%]	DR _{bulk final} [%]	CSR	σ'_c [kg/cm ²]	N _{100%pp}	N _{5%DA}	N _{10%DA}
1	Muñoz	40	42	0,23	1	17	16	16
2	Muñoz	40	43	0,25	1	14	14	14
3	Muñoz	40	43	0,20	1	30	30	30
4	Muñoz	40	42	0,20	2	16	15	15
5	Muñoz	40	42	0,21	2	10	10	10
6	Muñoz	40	44	0,16	2	88	88	88
7	Muñoz	40	42	0,22	3	7	6	6
8	Muñoz	40	44	0,16	3	53	53	53
9	Muñoz	40	43	0,19	3	13	12	12
10	Maureira (2012)	40	-	0,17	1	92	86	87
11	Maureira (2012)	40	-	0,19	1	44	40	41
12	Maureira (2012)	40	-	0,22	1	19	18	18
13	Maureira (2012)	40	-	0,25	1	13	10	11
14	Maureira (2012)	40	-	0,16	2	90	88	88
15	Maureira (2012)	40	-	0,18	2	31	30	30
16	Maureira (2012)	40	-	0,23	2	10	9	9
17	Vargas (2015)	40	43	0,20	1	42	13	13
18	Vargas (2015)	40	44	0,22	1	13	42	43
19	Vargas (2015)	40	43	0,19	1	56	56	57

Los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos no drenados consolidados de manera anisótropa, son presentados en la Figura 5-4, dado que no se realizaron muchos ensayos con este tipo de consolidación, estos se complementarían con los resultados presentados por Vargas (2015). La forma de presentar estos datos es en un gráfico de razones de tensiones cíclicas en función del número de ciclos para alcanzar licuefacción según el criterio de 5% de deformación en doble amplitud, presentado en escala logarítmica. En esta figura se muestran curvas de resistencia cíclica con diferentes niveles de corte estático (0, 0,3 y 0,45 kg/cm²), con las cuales se puede evidenciar que el aumento del corte estático desde 0 a 0,3 kg/cm² provoca un aumento en la resistencia cíclica, comportamiento que se reitera al comparar las curvas de corte estático nulo versus la con

un corte estático inicial igual a 0,45 kg/cm². Sin embargo, al realizar una comparación entre la curva de 0,3 kg/cm² y la curva de 0,45 kg/cm² ocurre lo contrario.

Los valores más representativos de los ensayos presentados en la Figura 5-4 se resumen en la Tabla 5-2

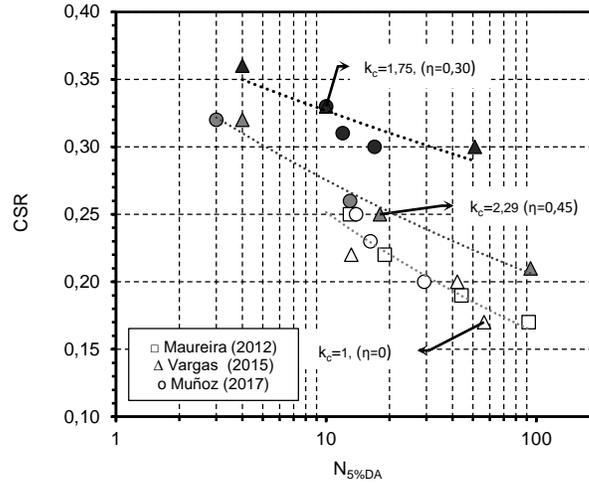


Figura 5-4. Curvas de resistencia cíclica en muestras con corte estático igual a $k_c=0$, $k_c=1.75$ y $k_c=2.29$. ($k_c = \sigma'_1/\sigma'_3$)

Tabla 5-2. Resumen del programa de ensayos anisótropos presentados en esta memoria.

Ensayo	Autor	DR _{bulk} inicial [%]	DR _{bulk} final [%]	CSR	σ'_c [kg/cm ²]	η	k_c	N _{5%DA}
1	Muñoz	40		0.30	1	0,30	1,75	10
2	Muñoz	40		0.31	1	0,30	1,75	12
3	Muñoz	40		0.33	1	0,30	1,75	17
4	Muñoz	40		0.26	1	0,45	2,29	13
5	Muñoz	40		0.32	1	0,45	2,29	3
6	Vargas	40		0,30	1	0,30	1,75	52
7	Vargas	40		0,33	1	0,30	1,75	10
8	Vargas	40		0,36	1	0,30	1,75	4
9	Vargas	40		0,21	1	0,45	2,29	94
10	Vargas	40		0,25	1	0,45	2,29	18
11	Vargas	40		0,32	1	0,45	2,29	4

5.2.2.1. Factor K_α y K_σ

En esta sección se muestran los resultados de los factores de corrección por corte estático y confinamiento, los cuales son calculados a partir de la información expuesta en el capítulo 5.2.2. Ambos factores son importantes debido a que con ellos se puede incorporar la influencia del corte estático y el confinamiento en problemas ingenieriles reales, ayudando de manera significativa a obtener resultados con menos incerteza.

Con el fin de estudiar la influencia del corte estático inicial en el comportamiento cíclico de la arena de relaves, se estudió el parámetro K_α . Este parámetro se obtiene normalizando la resistencia cíclica anisótropa por la resistencia cíclica isotropa (a un confinamiento de 1 kg/cm²), para un número de ciclos igual a 20. Es por esto que es necesario obtener primero los valores de la resistencia cíclica para un número de ciclos igual a 20 (CSR_{20}), los que son presentados en la Figura 5-5 (a) para los 3 valores de corte estático estudiados (0, 0.3, y 0.45 kg/cm²). En esta figura se evidencian dos comportamientos, el primero muestra un aumento en la resistencia cíclica a medida que aumenta el corte estático hasta el valor aproximado de 0.3, y el segundo muestra el comportamiento contrario. En esta figura se incluye también la curva que define el límite de reversibilidad de esfuerzos. La reversibilidad (R) de esfuerzos corresponde a la razón entre el esfuerzo de corte máximo en una dirección respecto del esfuerzo de corte máximo en la otra dirección, y el límite se obtiene al estudiar el caso en que el esfuerzo cíclico utilizado en el ensayo tiene el mismo valor que el corte estático impuesto. Matemáticamente, esto queda interpretado por la ecuación (5-1), la cual, en términos de α y k_c queda representada en las ecuaciones (5-2) y (5-3) respectivamente.

$$CSR_{límite} = \frac{\tau_{cyc}}{p'_0} = \frac{q_s}{p'_0} \quad (5-1)$$

$$CSR_{límite} = \frac{3\alpha}{3 - \alpha} \quad (5-2)$$

$$CSR_{límite} = \frac{3k_c - 1}{2k_c + 2} \quad (5-3)$$

Los resultados del factor de confinamiento son presentados en la Figura 5-5 (b), curva resultado de la normalizando del CSR_{20} anisótropo por el CSR_{20} isotrópico (con un confinamiento de 1 kg/cm^2). En esta figura se entregan los valores con los cuales se puede corregir el efecto del corte estático en la resistencia cíclica, según esta curva, los valores de corrección son siempre mayores a la unidad para el rango de corte estático analizado, llegando a un máximo de 1.5 para el rango de 0.2 a 0.3 kg/cm^2 .

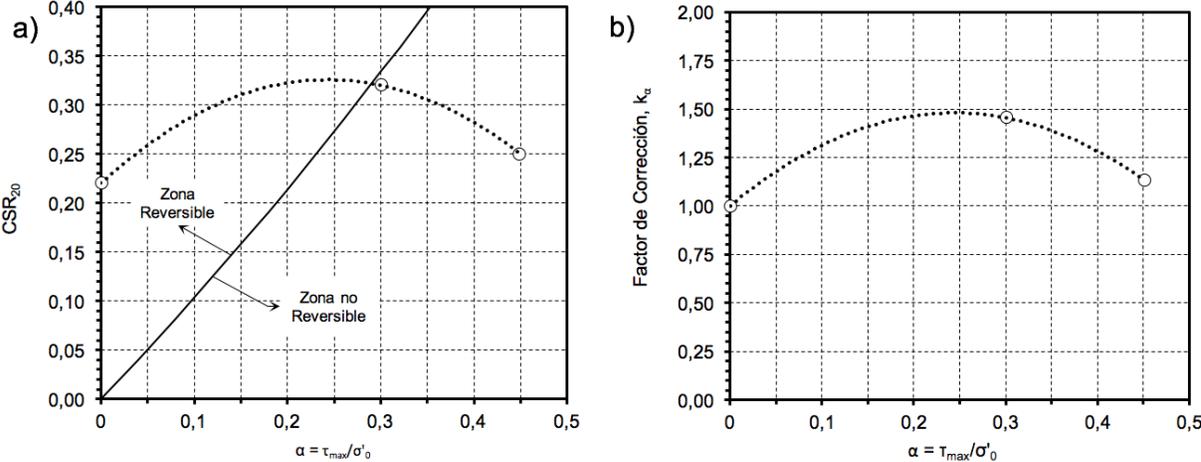


Figura 5-5. (a) Curva de CSR_{20} y (b) Curva del factor de corrección K_α versus parámetro α

En base a los resultados de las curvas de resistencia cíclica de los ensayos isotrópos, se puede obtener el parámetro K_σ , el cual se calcula normalizando las curvas de CSR_{20} para diferentes confinamientos con respecto al CSR_{20} a una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 . Para obtener este parámetro, primero se buscó la razón de resistencia cíclica necesaria para alcanzar una deformación de 5% en doble amplitud para 20 ciclos (CSR_{20}). Los resultados son mostrados en la Figura 5-6 (a) en donde se grafica esta resistencia versus el confinamiento inicial, la curva presentada evidencia que existe una disminución de la resistencia cíclica a medida que se aumenta la presión de confinamiento efectiva para el rango de presiones estudiadas.

A partir de los valores de la resistencia cíclica para alcanzar una deformación de 5% en doble amplitud en 20 ciclos, se procede a calcular los valores del parámetro de corrección por confinamiento (K_σ) los cuales se presenta en la Figura 5-6 (b) en donde se grafica el parámetro K_σ versus la presión de confinamiento efectiva.

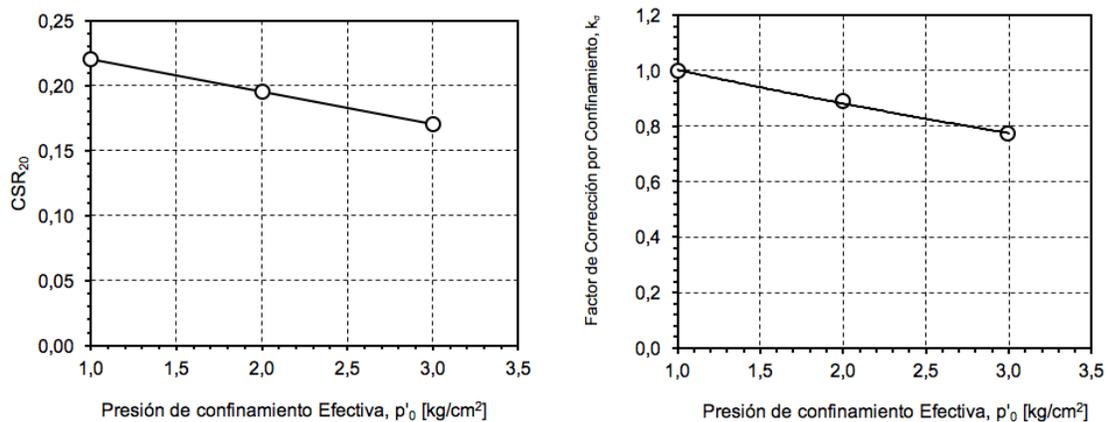


Figura 5-6. (a) Resistencia cíclica necesaria para alcanzar en 20 ciclos el 5% de deformación axial en doble amplitud versus la presión media efectiva y (b) Factor de corrección por confinamiento K_σ según criterio de 5% de deformación axial en doble amplitud en 20 ciclos.

5.2.3. DESARROLLO DEL EXCESO DE PRESIÓN DE POROS

Estudiar la presión de poros es fundamental para la comprensión del comportamiento del suelo, esto dado a que su comportamiento está estrictamente ligado al esfuerzo efectivo ($\sigma' = \sigma - u$), factor importante al realizar un análisis de potencial de licuación. Las cargas cíclicas generan un aumento del exceso de presión de poros, provocando una pérdida de confinamiento efectivo, lo que se traduce en excesivas deformaciones. Cuando el confinamiento efectivo es nulo, se define el fenómeno es denominado licuación, el cual puede generar grandes daños a estructuras civiles construidas en depósitos de arena suelta.

En este contexto, se estudió la variación de la presión de poros con el número de ciclos para diferentes valores de esfuerzos cíclicos con y sin corte estático inicial. Se comenzará mostrando los resultados isotrópicos para luego presentar los anisótropos.

5.2.3.1. Resultados de ensayos Isótropos

Los resultados del exceso de la presión de poros para los ensayos isotrópicos, se muestran en la Figura 5-7, en donde se gráfica el aumento promedio de la presión de poros normalizada por la presión de confinamiento inicial versus el número de ciclos para presiones de confinamiento de 1, 2 y 3 kg/cm² (Figura 5-7 (a), (b) y (c) respectivamente) en muestras de arena el torito confeccionadas con una densidad relativa total inicial del 40%. Tanto Figura 5-7 (a), (b) y (c). Se puede apreciar que a medida que se aumenta la sollicitación cíclica (CSR), el aumento del exceso de la presión de poros es cada vez más rápida, también se evidencia que, para las muestras ensayadas con una baja sollicitación cíclica, el aumento del exceso de presiones de poros es aproximadamente constante para gran parte del ensayo. Además, en la Figura 5-7 (d), se puede apreciar una comparación entre tres ensayos realizados con una similar sollicitación cíclica, pero a diferentes confinamientos efectivos, con lo que queda en evidencia que el aumento del exceso de la presión de poros es más rápido para muestras más consolidadas.

Es importante mencionar que los valores presentados en la Figura 5-7, corresponde al promedio de la presión de poros por ciclo, esto se realizó con el objetivo de separar la componente de cada ciclo de carga con la presión de poros acumulada por ciclo.

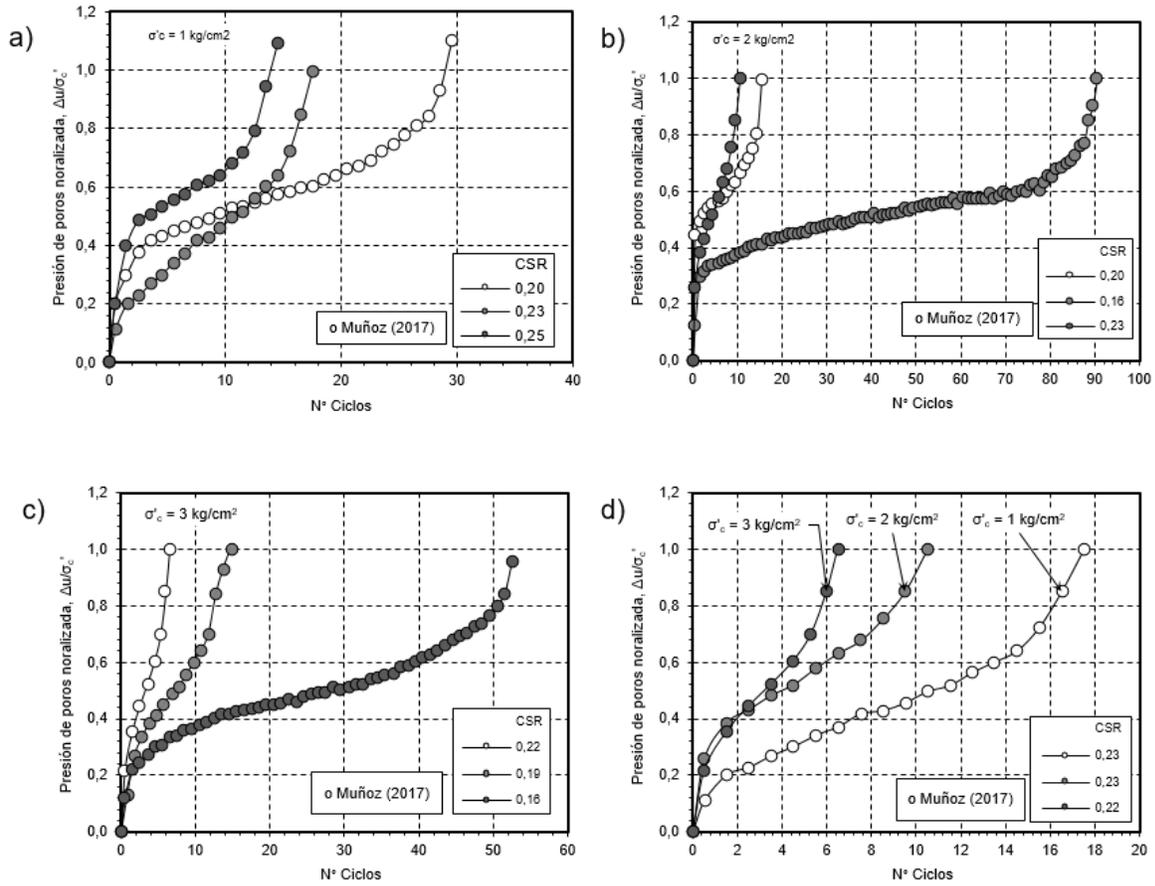


Figura 5-7. Exceso de presión de poros durante la carga cíclica para un confinamiento inicial de 1, 2 y 3 kg/cm² (a, b y c respectivamente).

Los datos mostrados anteriormente, exponen de manera clara el comportamiento que tiene el exceso de presión de poros ante una sollicitación cíclica dada, pero aun así, estos resultados no son comparables entre sí debido a que cada CSR tiene asociado un número de ciclos a la licuefacción diferente. Es por esto que, para poder comparar el desarrollo del exceso de presiones de poros para cada carga cíclica aplicada, se realizó una normalización del eje de las abscisas por el número de ciclos a la licuefacción según el criterio de 5% de deformación en doble amplitud (N_c/N_{lic}). Como resultado, se obtiene un gráfico que muestra el comportamiento del exceso de la presión de poros desde un comienzo hasta licuefacción en una escala de 0 a 1 en el eje x. Este cambio induce un reordenamiento de las curvas, que en el caso sin normalizar era de mayor a menor sollicitación cíclica, pasando a estar en el orden inverso para el caso normalizado.

Las curvas de $\Delta u/\sigma_c$ versus el número de ciclos normalizado por el número del ciclo en donde se alcanza una presión de poros igual a la de confinamiento se muestran en la Figura 5-8. Estas figuras ilustran el comportamiento de la presión de poros para cada presión de confinamiento estudiada (1, 2 y 3 kg/cm²). En esta figuras se aprecia como aumenta el exceso de presiones de poros a medida que transcurren los ciclos de carga, dejando en evidencia que este proceso se puede dividir en tres etapas, la primera corresponde a un aumento inicial del exceso de presión de poros seguida de un aumento a tasa aproximadamente constante, por último se puede notar que llegando al final del ensayo, el exceso de la presión de poros incrementa de manera exponencial.

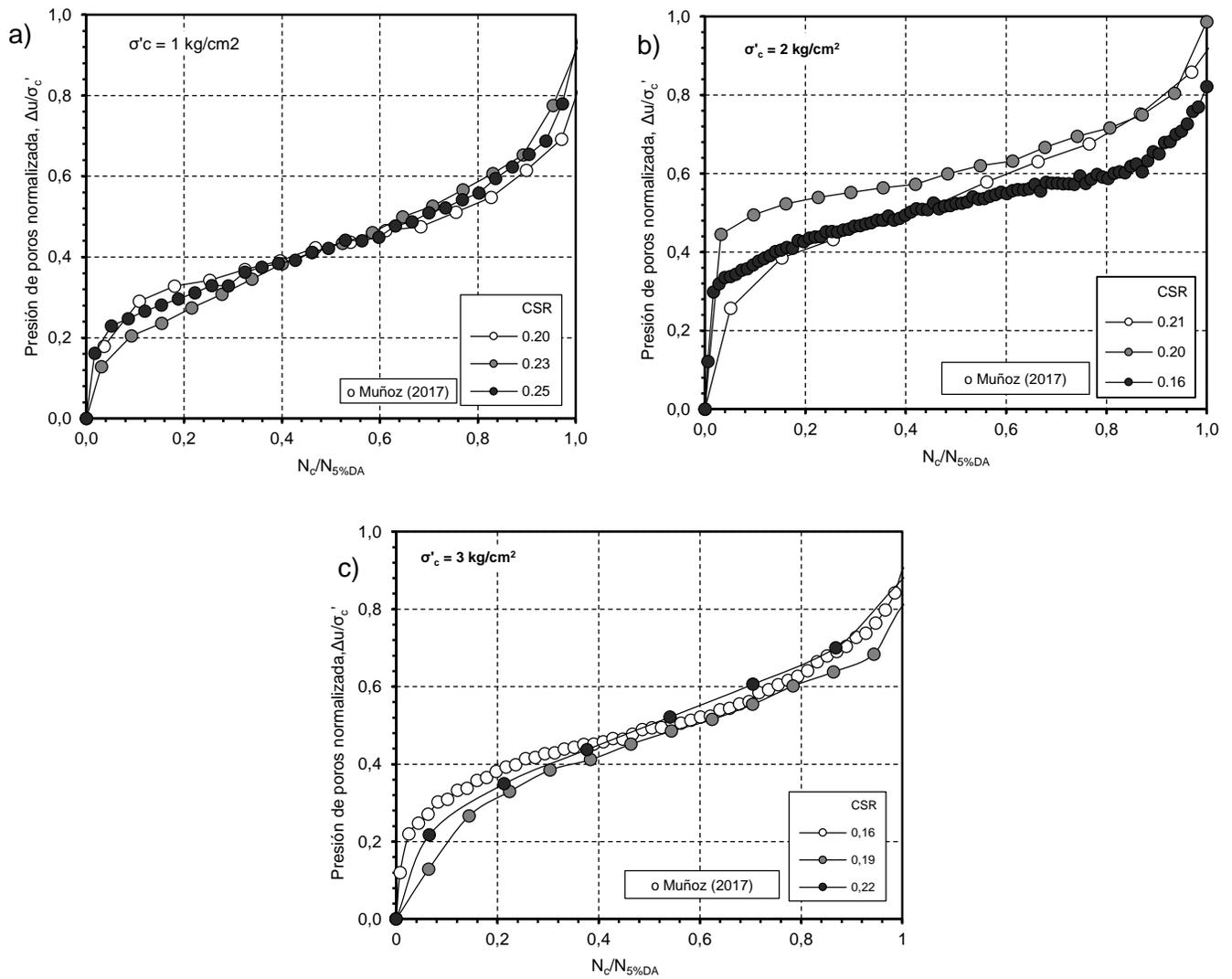


Figura 5-8. Desarrollo del exceso de presión de poros ($\Delta u/\sigma_c$) versus el número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$), para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm^2 (a, b y c respectivamente).

5.2.3.2. Resultados de ensayos Anisótropos.

El estado isotrópico considera que todas las tensiones a las cuales se ve sometido el suelo son idénticas, lo cual es una condición muy difícil encontrar en terreno, ya que generalmente existen diferencias entre las tensiones verticales y horizontales. Es por esto que es importante considerar el estado de anisotropía, con el fin de caracterizar de mejor manera el comportamiento del suelo. La forma más usual de considerar esta diferencia es suponer que la carga lateral es igual a la carga vertical ponderada por un factor denominado coeficiente de presión de tierra en reposo o k_0 .

Para estudiar este comportamiento, se realizó una batería de ensayos en donde se consolidó de manera anisótropa a 1 kg/cm^2 llegando a niveles de corte igual a 0.3 y 0.45 kg/cm^2 . El estado anisótropo, se alcanzó utilizando la trayectoria de consolidación isotropa seguida de una carga monótona drenada, hasta alcanzar el punto de corte deseado para comenzar el experimento. En la Figura 4-4 se puede visualizar de mejor manera la trayectoria de consolidación seguida en estos ensayos.

El motivo por el cual se determinaron los valores de corte para este estudio, viene motivada por un análisis numérico a presas de relaves realizado por Verdugo (2011), en donde se obtuvieron los valores de corte estático en diferentes puntos de la presa tal como lo muestra la Figura 5-9 modificada por Vargas (2015) en los puntos (c) y (f), siendo los valores escogidos, los esperados en el pie del talud aguas abajo de una presa.

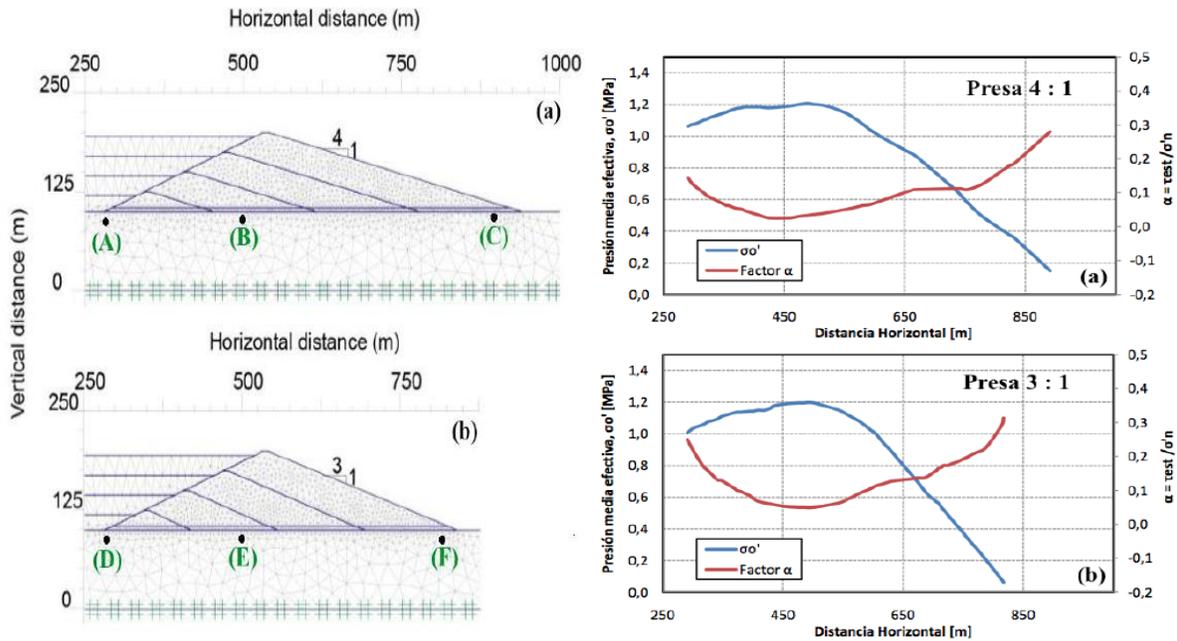


Figura 5-9. Presión media efectiva y parámetro α de presas de relaves estudiadas por Verdugo 2011: (a) Presa 4:1, (b) Presa 3:1, Vargas (2015).

En la Figura 5-11 se pueden visualizar los resultados obtenidos de los ensayos anisótropos mostrados en la Tabla 5-2. En ella se grafica la evolución del exceso de presión de poros versus el número de ciclos (a) y (c) y también se presentan los resultados versus el número de ciclos normalizado (b) y (d) tanto para un nivel de corte de 0.3 y 0.45 kg/cm². Se puede apreciar que para ambos niveles de corte estático existe un gran incremento en el exceso de la presión de poros inicialmente, para luego dar paso a una estabilización en un valor residual de aproximadamente 0,6 y 0,4 para niveles de corte 0.3 y 0.45 kg/cm² respectivamente ($k_c=1,75$ y $k_c=2,29$).

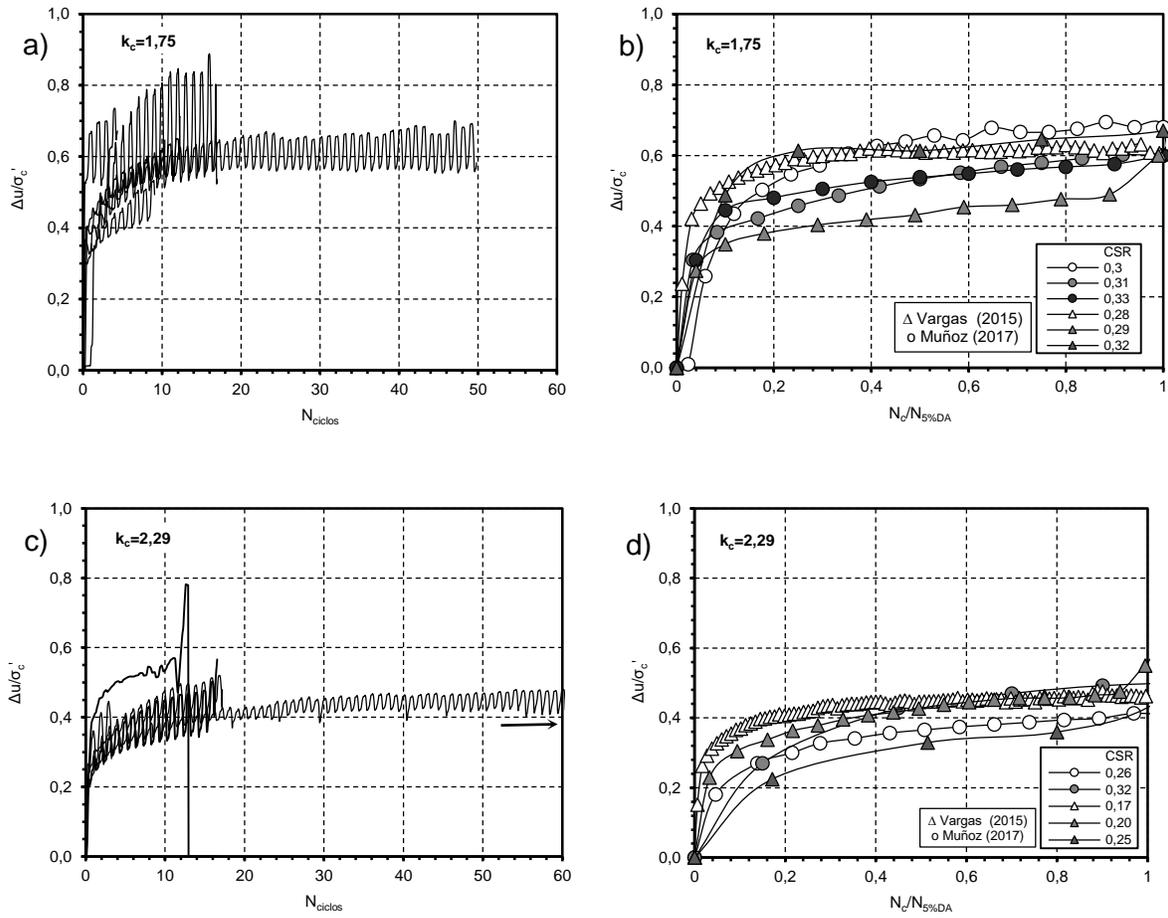


Figura 5-10. Comportamiento del exceso de presión de poros ($\Delta u/\sigma_c$) ante la presencia de corte estático ($k_c = 1,75$ y $k_c = 2.29$) a una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 .

5.2.4. DEFORMACIÓN

5.2.4.1. Resultados de ensayos Isótropos

Una de las variables más importantes a considerar en la práctica ingenieril es la deformación, ya que este parámetro es la limitante principal a la hora de diseñar cualquier estructura civil.

En el contexto sísmico, la presencia de una carga cíclica en arenas, puede provocar una acumulación de deformaciones y exceso de presiones de poros, lo que en terreno se traduce en grandes asentamientos. En esta sección se presentan los resultados obtenidos de ensayos triaxiales cíclicos en la arena de relaves el torito, en relación al desarrollo de la deformación axial en los ensayos realizados. En la Figura 5-11 se grafica la deformación axial de manera porcentual versus el número de ciclos para una presión de confinamiento igual a 1, 2 y 3 kg/cm² (a, b y c respectivamente). En esta figura se puede apreciar que las deformaciones se van acumulando a medida que pasan los ciclos de carga, tanto en extensión como en compresión, siempre en torno a la deformación nula. Esta figura evidencia que, llegando al final del ensayo, se registra una gran deformación siempre en extensión.

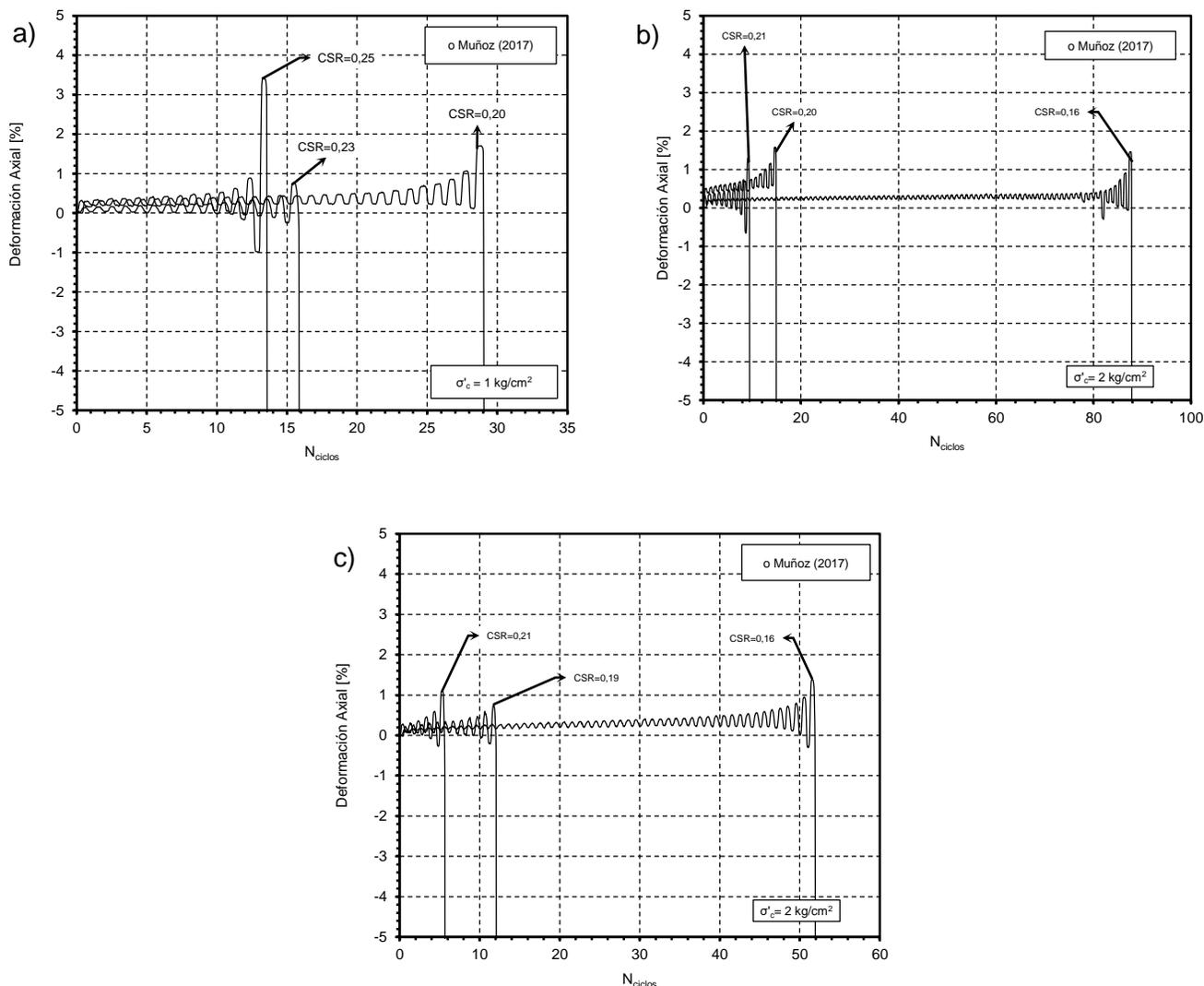


Figura 5-11. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm², (b) 2 kg/cm², (c) 3 kg/cm².

La Figura 5-11 muestra los ensayos triaxiales cíclicos isótropos realizados, con solicitaciones cíclicas diferentes, esto genera un numero de ciclos para llegar a fenómeno de licuación distinto. Lo anterior genera una dificultad para visualizar y comparar el comportamiento de la deformación en dichos ensayos. Para esto se realizó una normalización del número de ciclos por el número de ciclos para alcanzar la licuación según el criterio de 5% de deformación axial en doble amplitud ($N_c/N_{5\%DA}$), lo cual se muestra en la Figura 5-12. Es importante mencionar que estos resultados son normalizados por el número de ciclos necesarios para alcanzar un 5% de deformación ($N_{5\%DA}$) debido a que este criterio sirve tanto para el análisis de los ensayos isótropos como anisótropos. Los

resultados muestran que en todos los ensayos realizados, se tiene un comportamiento similar, incluso para los distintos valores de presiones de confinamiento efectivo estudiados.

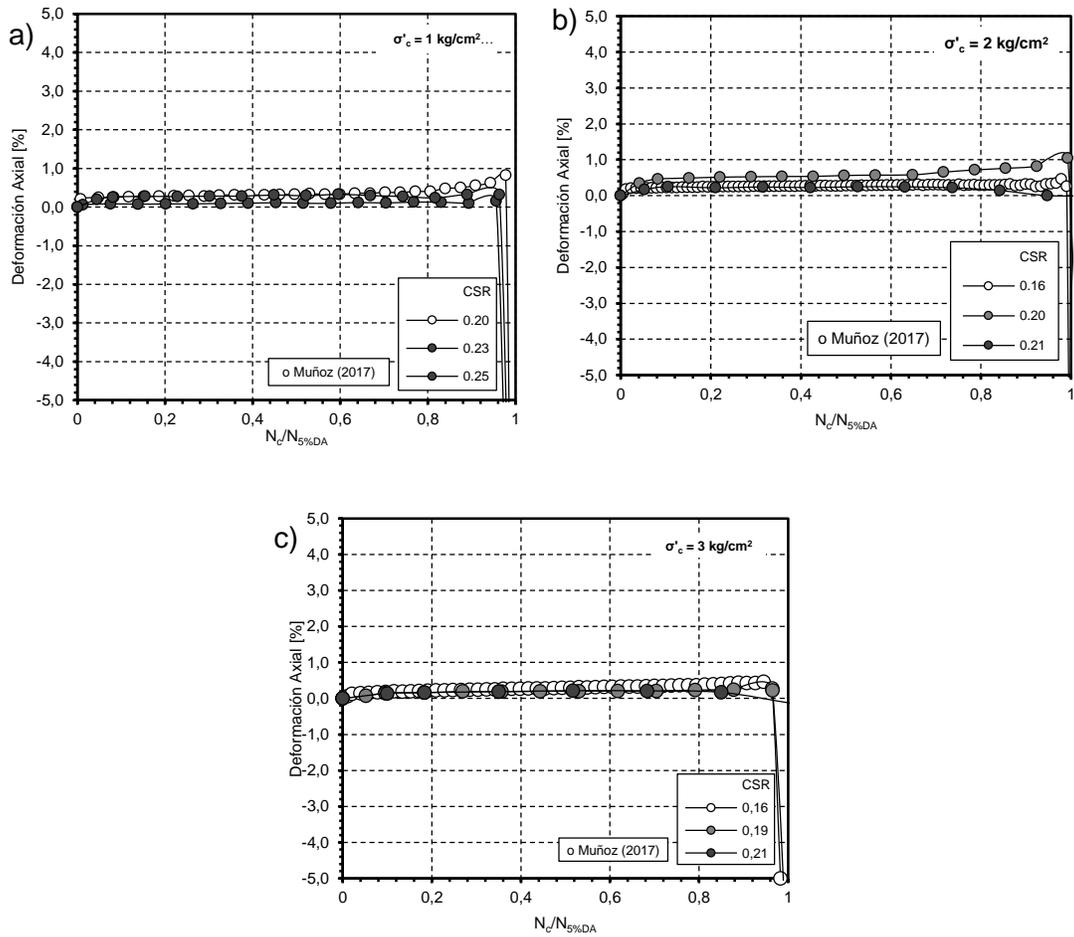


Figura 5-12. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm², (b) 2 kg/cm², (c) 3 kg/cm².

5.2.4.2. Resultados de ensayos Anisótropos

Los resultados de los ensayos triaxiales con estado anisótropo de carga son mostrados en la Figura 5-13. En ella se puede visualizar la variación de la deformación axial a medida que se le aplican los ciclos de carga. En la Figura 5-13 (a) y (b), se muestra la deformación axial versus el número de ciclos (N_c) para un estado de corte estático de 0,3 y 0,45 kg/cm² o bien $k_c = 1,75$ y $k_c = 2,29$ respectivamente. En esas figuras se puede visualizar que a medida que aumenta la sollicitación cíclica, también lo hace la acumulación de la deformación axial, tanto para un nivel de carga de 0,3 como uno de 0,45 kg/cm². Con el fin de generar una mejor comparación entre cada uno de los ensayos, se procede a normalizar el número de ciclos por el número de ciclos necesarios para alcanzar un 5% de deformación en doble amplitud ($N_{5\%DA}$), el resultado de esto es mostrado en la Figura 5-13 (b) y (c). En esta figura se puede ver que el comportamiento de las muestras es similar, aunque no se evidencia una correlación clara entre la tasa de deformación y la carga cíclica aplicada.

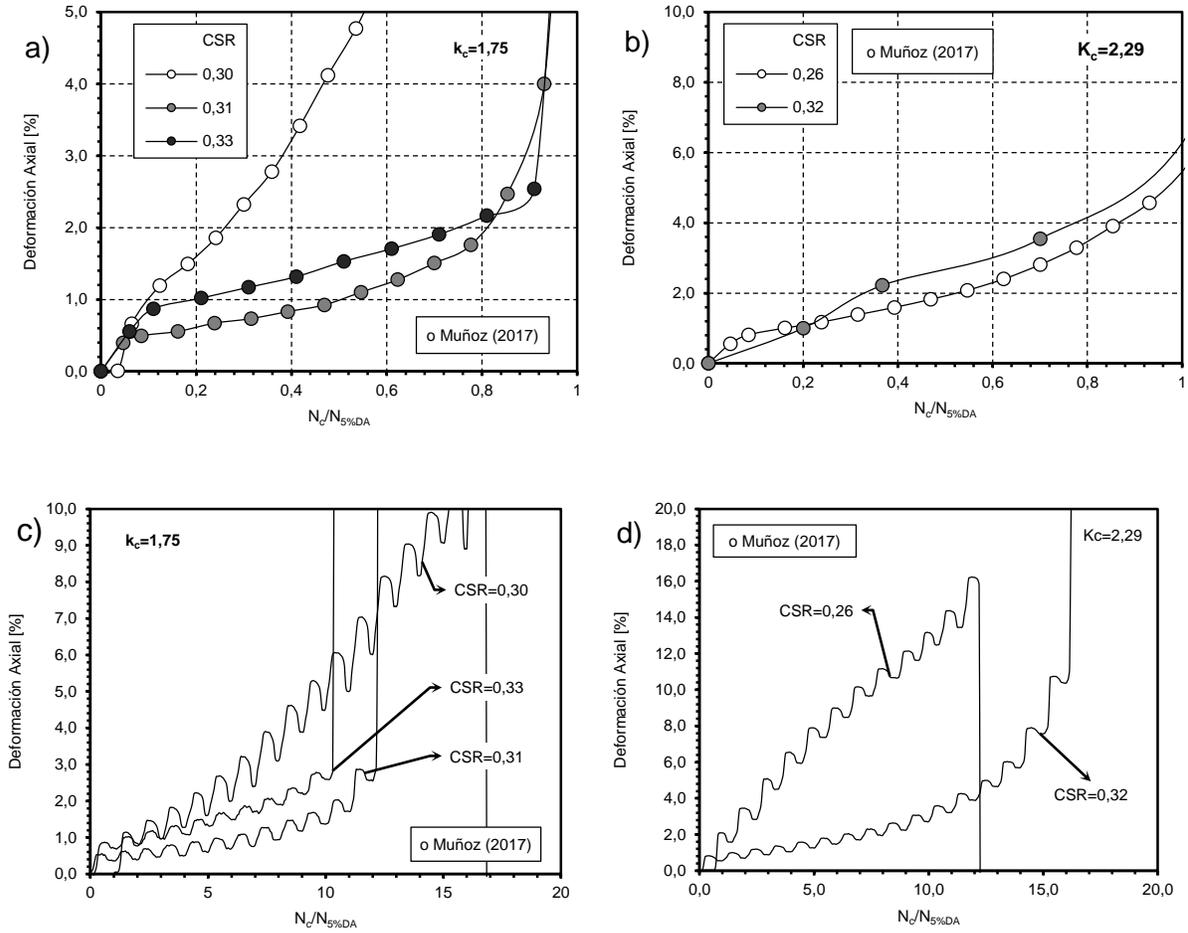


Figura 5-13. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos (N_c) y versus el número de normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) para ensayos consolidados anisótricamente a 1 kg/cm^2 con $k_c = 1.75$ y $k_c = 2.29$

5.3. ANÁLISIS Y DISCUSIONES GENERALES.

En este capítulo se realiza un análisis y discusión de los resultados presentados en el Capítulo 5, con respecto al Comportamiento cíclico de arenas de relaves, el desarrollo del exceso de presiones de poros y la deformación axial.

Para validar y complementar los datos obtenidos en esta memoria, se añadirán los resultados obtenidos por Maureira (2012) y Vargas (2015), quienes trabajaron con el mismo material, densidades relativas y contenido de finos.

5.3.1. COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE ESTA ARENA DE RELAVES

5.3.1.1. Análisis de ensayos isótropos

El comportamiento cíclico de la arena de relaves el torito, se presentó en la Figura 5-3, en donde queda en evidencia que la resistencia cíclica disminuye con el aumento de la presión de confinamiento para el rango de presiones estudiado. Esto debido a que a medida que aumenta la presión de confinamiento, las muestras tienden a comportarse más contractivamente y por lo que la resistencia cíclica disminuye. Este comportamiento sigue la misma tendencia presentada en estudios sobre esta arena por parte de Maureira (2012) y Vargas (2015). Prueba de esto se presenta en la Figura 5-14 donde se muestran las curvas de resistencia cíclica para 1, 2 y 3 kg/cm² para los tres criterios más utilizados para definir licuación, en donde se incluyen los resultados de estos autores, comportamiento que sigue la misma tendencia a la presentada por diferentes autores en otras arenas de relaves Riemer, Moriwaki & Obermeyer (2008).

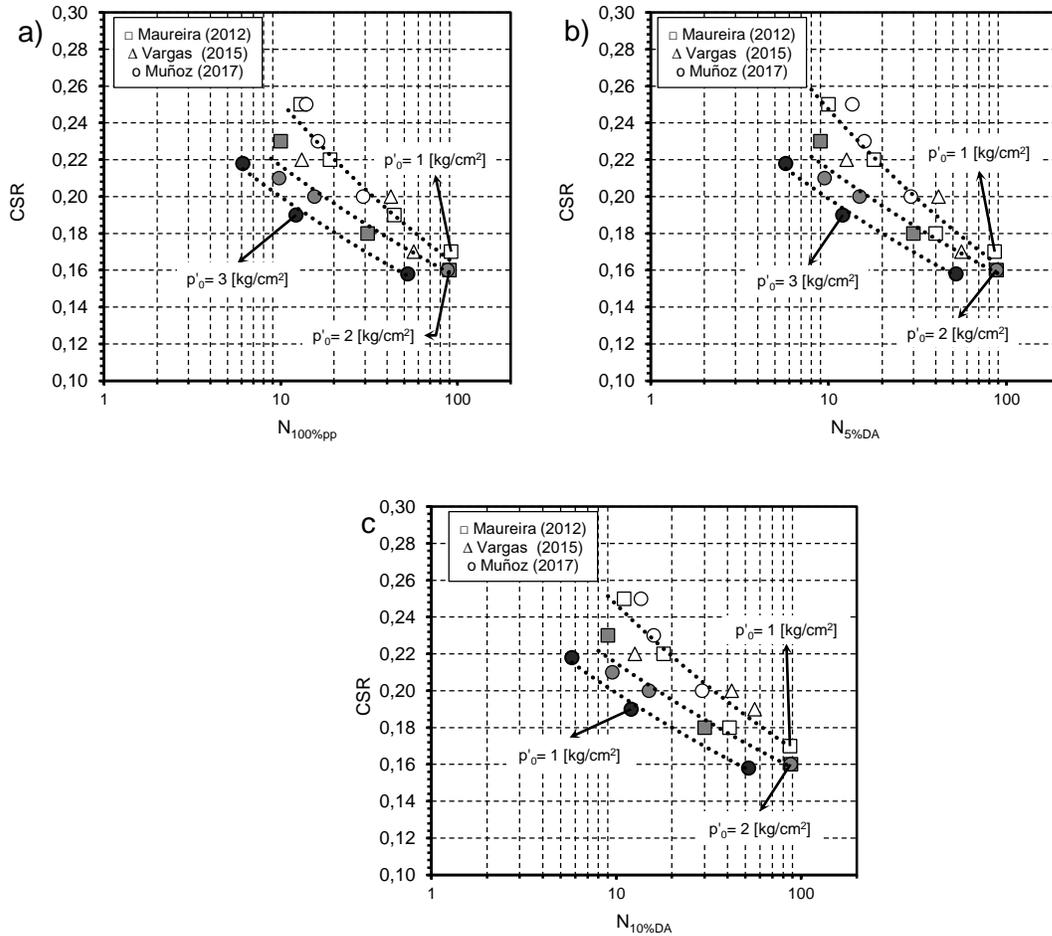


Figura 5-14. Curvas de resistencia cíclica de arenas para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm²: a) criterio de 100%_{pp}, b) criterio de 5%_{DA} y c) criterio de 10%_{DA}.

Un punto importante de este trabajo es evaluar el criterio para definir la licuación en los ensayos cíclicos. Esto requiere comparar el criterio de 100% de presión de poros, y el de 5% de deformación en doble amplitud. El resultado de esto se muestra en la Figura 5-15 en donde se grafica $N_{100\%pp}$ versus $N_{5\%DA}$ para una presión de confinamiento de 1,2 y 3 kg/cm². Estos resultados muestran que la variación entre ambos criterios es muy pequeña lo cual se ve reflejado ya que ninguno de los puntos se aleja de manera significativa de la línea de 45 grados presentada en la misma gráfica, siendo dos ciclos el máximo encontrado en la batería de ensayos del presente trabajo (ver Tabla 5-1), lo que hace que los resultados entre la normalización por el número de ciclos para alcanzar el

100% de presiones de poros y el de 5% de deformación en doble amplitud produzcan resultados consistentes.

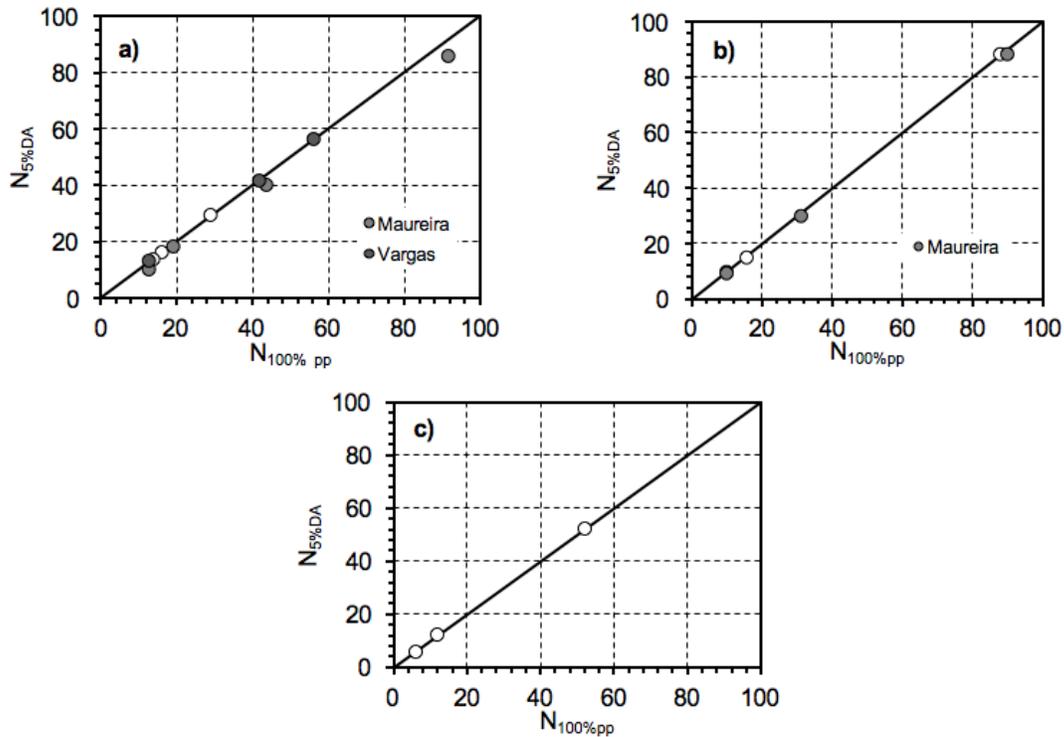


Figura 5-15. Comparación entre el número de ciclos para lograr el 100% de presión poros versus el 5% de deformación en doble amplitud para una presión de confinamiento de 1, 2 y 3 kg/cm^2 (a, b y c respectivamente)

Con respecto a los resultados obtenidos del factor de corrección por confinamiento, se destaca que este trabajo aporta con nueva información para bajas presiones de confinamiento efectivo para los trabajos realizados anteriormente por Maureira (2012) y Vargas (2015), contribuyendo con más información para la determinación más confiable de este parámetro de corrección. Con los resultados obtenidos, se realizó una comparación respecto con la recopilación de estos parámetros recomendada por Youd and Idriss (2001), para su utilización en la práctica. Esta recopilación fue realizada por Idriss & Boulanger el año 2004, y compara resultados obtenidos en su estudio con los obtenidos por Hynes & Olsen en 1998, ambos realizados en arenas naturales. Los resultados de esta comparación, se muestran en la Figura 5-16 en donde se grafica el esfuerzo vertical normalizado por la presión atmosférica versus el factor de confinamiento K_σ , la línea punteada roja indica los resultados obtenidos en este estudio, la cual muestra una tendencia similar a la curva de

$D_R=40\%$ mostrada por Hynes & Olsen (1998), como también se asemeja a la curva de $D_R=80\%$ propuesta por Idris & Boulanger (2004). La ambigüedad presentada hace notar la importancia que tienen los estudios en arenas provenientes de los desechos mineros, ya que no es posible utilizar curvas de suelos naturales a este tipo de suelos.

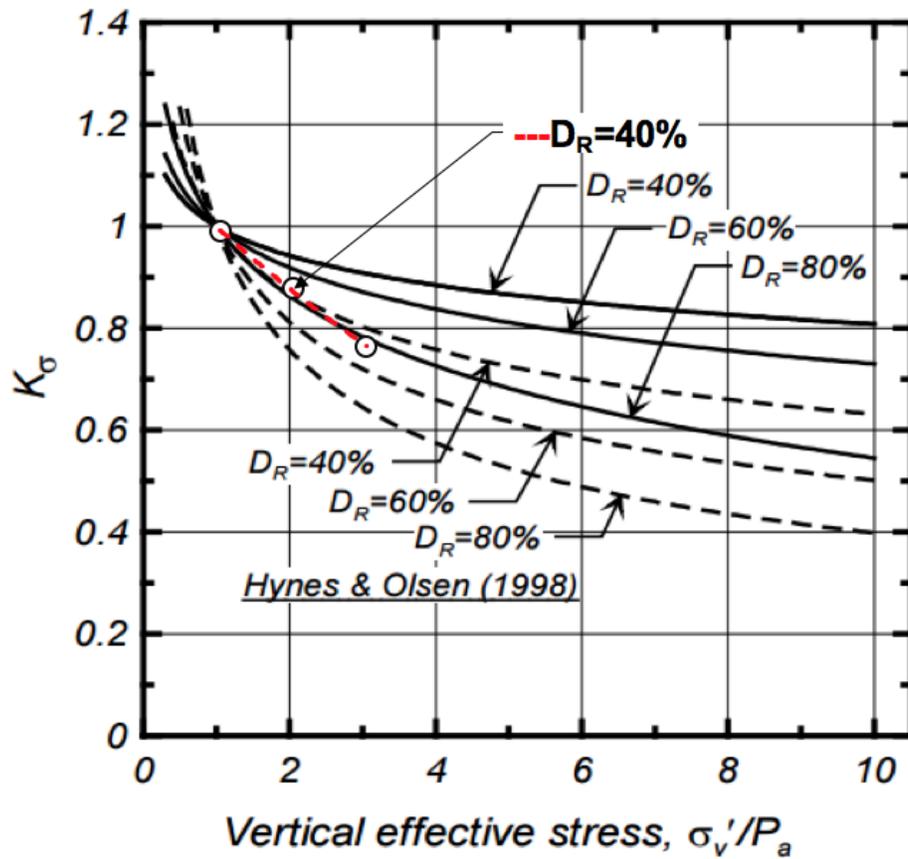


Figura 5-16. Comparación de factores de corrección por confinamiento K_σ , con los obtenidos por Hynes & Olsen (1998) mostrados por Idris & Boulanger, (2004).

5.3.1.2. Análisis de ensayos Anisótropos

A partir de los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos anisótropos presentados en la Figura 5-4, se calculó el parámetro de corrección por corte estático (k_α). Con el propósito de contrastar este parámetro con otros trabajos, se presentan las Figura 5-17 , Figura 5-18 y Figura 5-19, en donde se comparan los resultados obtenidos en esta memoria, incluyendo los resultados presentados por Vargas (2015), con los trabajos de R. B. Seed & Harder (1990), Vaid et al. (2001) y Yoshimine & Hosono (2000) respectivamente.

La línea punteada roja en la Figura 5-17 muestra los resultados de este trabajo, los cuales son comparados con el trabajo de Seed y Harder 1990. Se aprecia que el parámetro k_α calculado, coincide con la zona definida por estos autores para arenas con densidades bajas ($D_R \approx 20 - 45\%$). Además, si notamos la forma que toma este parámetro para los diferentes valores de α , se puede ver que este comienza aumentar paulatinamente hasta llegar un punto peak, para luego bajar su valor hasta aproximadamente la unidad. Este comportamiento coincide con la recopilación realizada por Yoshimine & Hosono de numerosos estudios en muestras de arenas naturales sueltas (Figura 5-18). A pesar de esto, al comparar los resultados obtenidos en este trabajo con los presentados por Boulanger & Idriss (1997) en una arena natural, se identifica una clara diferencia, ya que para el estado suelto Boulanger & Idris muestran que el factor k_α , disminuye, llegando a

valores bajo la unidad, contrario a lo presentado en esta memoria como en otros estudios realizados tanto a arenas naturales y de relaves.

Los datos de esta memoria, sugieren que se debe tener un extremo cuidado al utilizar este factor en proyectos en donde se utilice este tipo de material, ya que una mala interpretación de estas curvas, puede culminar en un diseño poco optimizado (Vargas 2015).

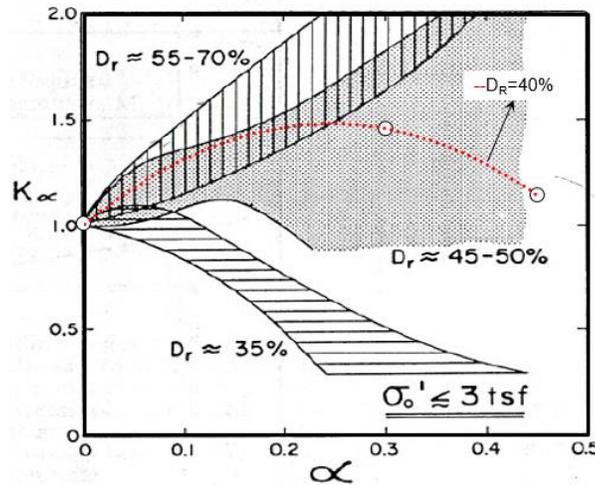


Figura 5-17. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial k_α con los obtenidos por R. B. Seed & Harder (1990) y Vaid et al. (2001)

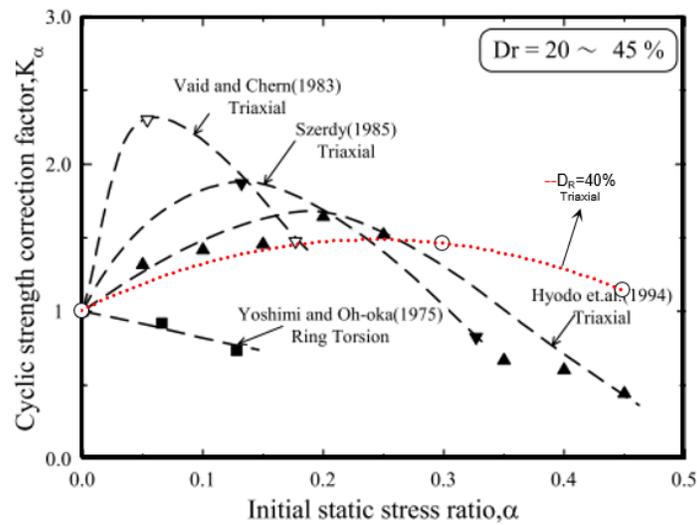


Figura 5-18. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial k_α con la recopilación de este parámetro en arenas naturales sueltas, realizada por Yoshimine & Hosono, (2000)

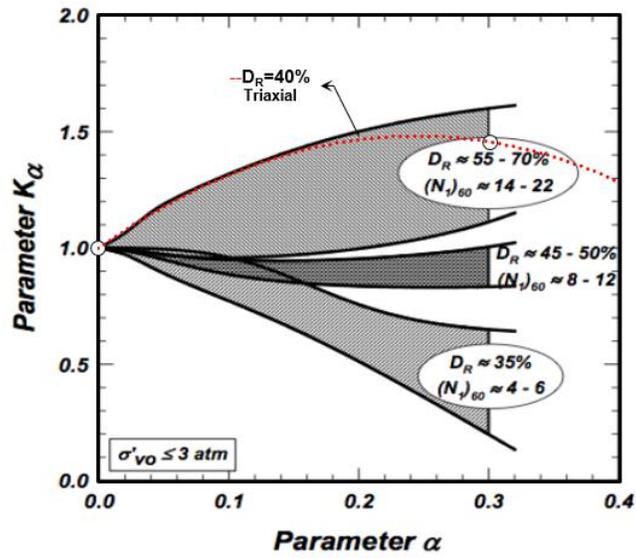


Figura 5-19. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial k_α , con el estudio realizado por, realizada por Boulanger & Idriss (1997)

5.3.2. DESARROLLO DEL EXCESO DE PRESIÓN DE POROS

5.3.2.1. Análisis de ensayos Isotrópicos

El exceso de presión de poros generado durante una carga cíclica es un parámetro esencial para entender la resistencia cíclica no drenada de las arenas (Castro and Poulos 1977; Koester 1994; H Bolton Seed, Idriss, and Arango 1983). Esto cobra mayor relevancia cuando se trata de arenas provenientes de los desechos mineros, ya que en general, su comportamiento difiere del de las arenas naturales (Riemer, Moriwaki, and Obermeyer 2008).

En la Figura 5-20, se presentan las curvas de exceso de presión de poros normalizadas por el confinamiento efectivo inicial versus el número de ciclos considerando los datos de los estudios realizados por Maureira (2012) y Vargas (2015). Comparando los resultados para diferentes confinamientos a una similar sollicitación sísmica (Figura 5-20(d)), se puede evidencia que el aumento en el confinamiento efectivo inicial, induce en la muestra una disminución del número de ciclos necesarios para que ocurra el fenómeno de licuación, comportamiento ya evidenciado en otros estudios tanto en arenas naturales (Finn, Martin, and Byrne 1976; Rollins and Seed 1990; H Bolton Seed, Idriss, and Arango 1983; R. B. Seed and Harder 1990) como arenas de relaves (Corral 2008; Maureira 2012; Osorio 2009; Vargas 2015).

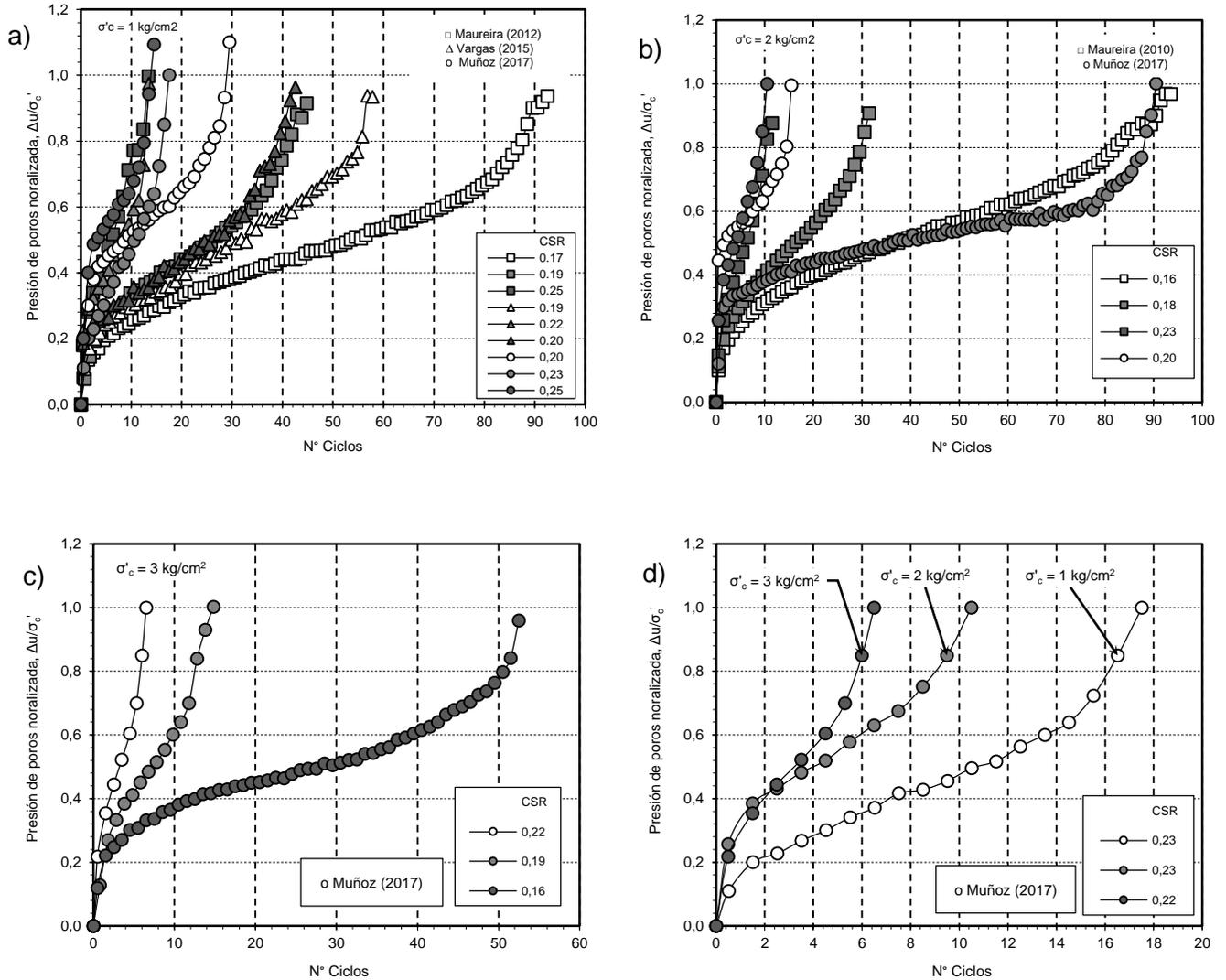


Figura 5-20. Exceso de presión de poros durante la carga cíclica para un confinamiento inicial de 1, 2 y 3 kg/cm² (a, b y c respectivamente).

Con el fin de realizar una comparación de estos ensayos, se realizó una normalización del eje de las abscisas por el número de ciclos necesarios para alcanzar el 5% de deformación en doble amplitud ($\Delta u/\sigma'_c$). El resultado es mostrado en la Figura 5-21 en donde se puede apreciar que el orden de las curvas se invierte comparado con los resultados sin normalizar, ordenándose desde arriba hacia abajo los resultados de mayor a menor sollicitación cíclica, esto ocurre debido a que las curvas asociadas a bajas sollicitaciones cíclicas, tienen un mayor número de ciclos por el cual serán divididas. Esta figura evidencia que esta normalización provoca un patrón en la forma en que se desarrolla el exceso de presiones de poros (ver Figura 5-22), esto sin importar el nivel de

confinamiento con el cual se analiza la muestra, este patrón de forma ha sido descrito reiteradamente por diferentes autores en distintos tipos de arenas (DeAlba, Chan, and Seed 1975; Finn, Martin, and Byrne 1976; Lee and Albaisa 1974; Polito, Carmine P. Martin II 2001).

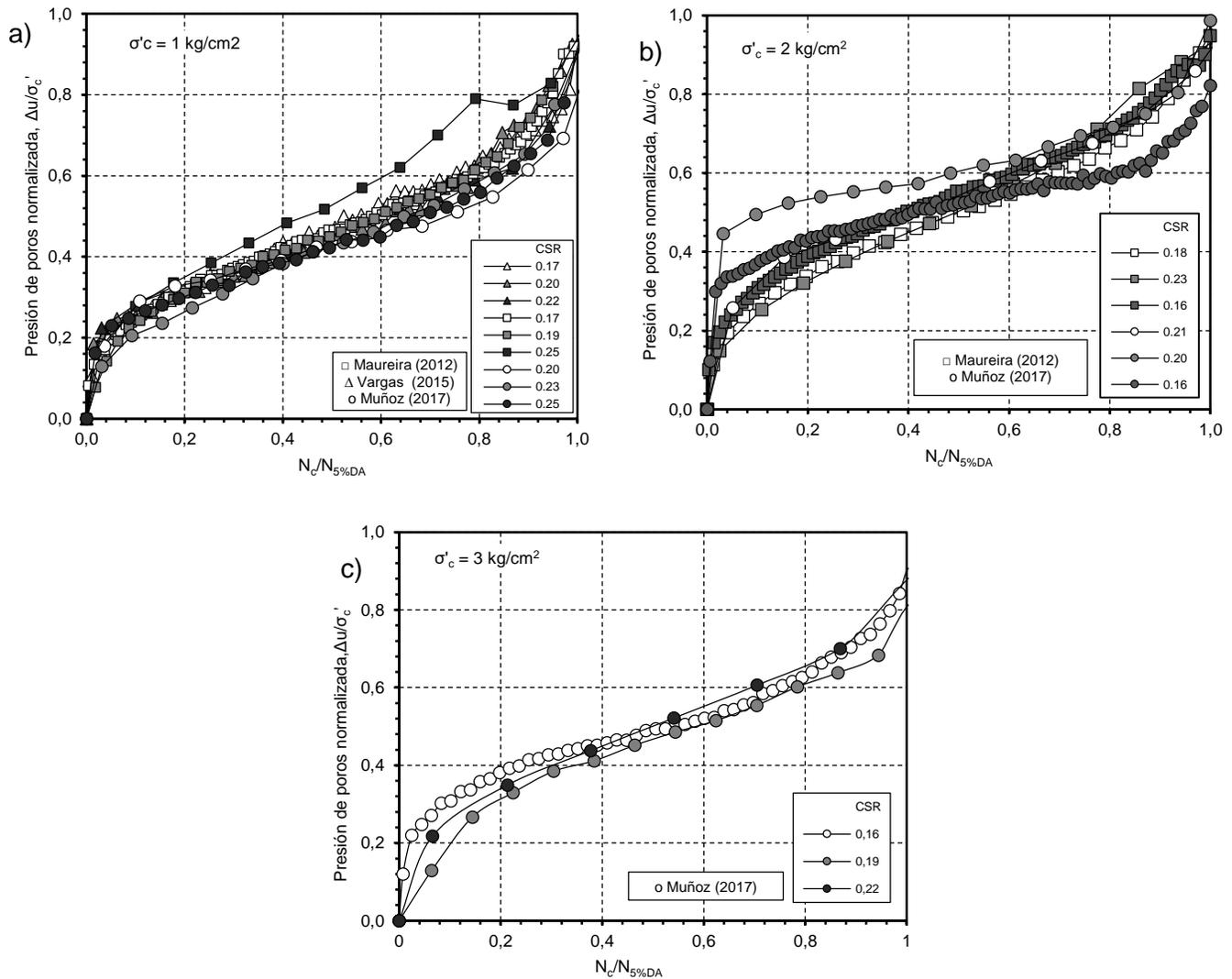


Figura 5-21. Desarrollo del exceso de presión de poros ($\Delta u/\sigma'_c$) versus el número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$), para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm^2 (a, b y c respectivamente).

Para confrontar los resultados obtenidos con respecto a otros tipos de arenas, en la Figura 5-22, se incluyen las curvas límites de exceso de presión de poros para arenas propuestas por Lee & Albaisa (1974) y complementadas posteriormente por DeAlba (1975), provenientes de un extenso programa de ensayos realizados en las arenas naturales de Monterrey y Sacramento. Su trabajo consistió en ensayos triaxiales cíclicos (Lee & Albaisa

1974) y corte simple cíclico (DeAlba, 1975) a arenas limpias con el fin de caracterizar el comportamiento de la presión de poros. Como resultado, se desarrolló un modelo empírico (ecuación (5-4)) para predecir el exceso de presión de poros (r_u). Este modelo tiene como función dos variables, donde la primera corresponde al número de ciclos requeridos para alcanzar la licuefacción y el segundo corresponde a un parámetro empírico denominado α .

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left(2 \left(\frac{N}{N_l} \right)^{1/\alpha} - 1 \right) \quad (5-4)$$

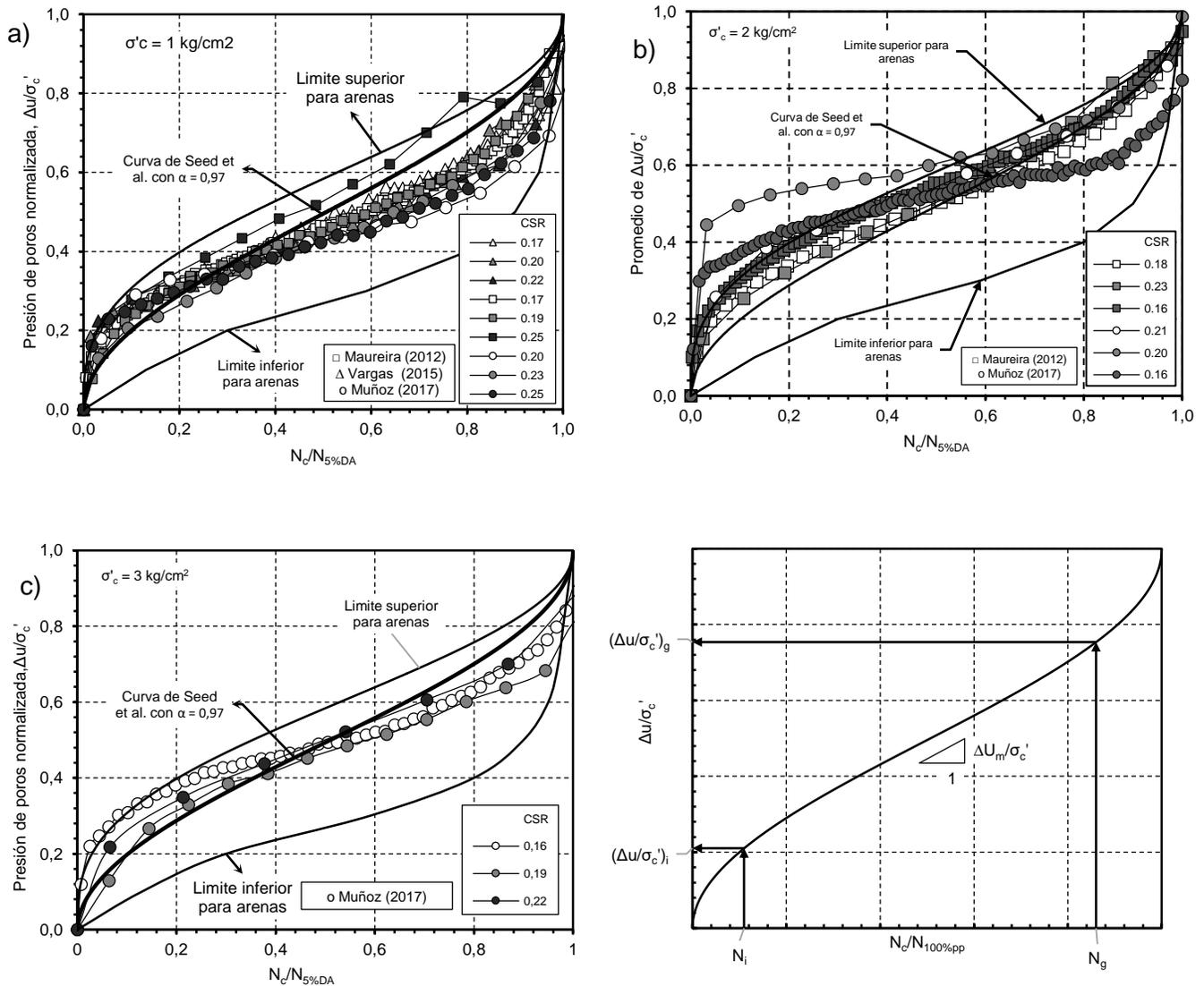


Figura 5-22. Exceso de presión de poros normalizada versus $N_c/N_{5\%DA}$, para confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm^2 .

El parámetro N_{Lic} o número de ciclos para iniciar la licuación, puede ser calculado mediante el procedimiento simplificado de evaluación de licuefacción propuesto por Youd et al. (2001), aplicando una correlación que relaciona el número equivalente de ciclos con la magnitud del terremoto a evaluar ajustado a la curva de resistencia cíclica del material. A su vez, la correlación relacionada con el factor α depende de la densidad relativa (D_R), la razón de resistencia cíclica (CSR) y el contenido de finos. La ecuación (5-5), se muestra la interpretación de este parámetro, en donde se buscaron las constantes que generaran menor desviación estándar entre los datos analizados.

$$\alpha = c_1 \cdot FC + c_2 \cdot D_R + c_3 \cdot CSR + c_4 \quad (5-5)$$

Donde para $FC < 35\%$: $c_1 = 0.011660$, $c_2 = 0.007397$, $c_3 = 0.010340$, $c_4 = 0.505800$.

Ingresando los datos provenientes de la arena utilizada y los ensayos realizados, se utilizó la ecuación (5-5) para obtener el valor del parámetro " α " para cada muestra. La variación de este parámetro es muy pequeña (del orden de 10^{-4} entre ensayos) por lo que la variación de la forma de la curva de r_u , no es significativa. Finalmente, el valor de " α " utilizado para comparar los resultados obtenidos del ensayo triaxial cíclico con el modelo propuesto por Lee and Albaisa (1974) es $\alpha = 1.072$.

Comparando los resultados obtenidos en esta memoria con las curvas de Lee y Albaisa (1974), se puede observar que en la etapa inicial del ensayo, los valores del exceso de presión de poros medidos, están por encima del promedio propuesto por Lee y Albaisa (1974). Este comportamiento está asociado a la gran compresibilidad que tienen las arenas de relaves reportado por diferentes autores, (Maureira, (2012), Vargas, (2015) y Riemer, Moriwaki & Obermeyer (2008))

Los resultados muestran que en el comportamiento de la presión de poros en esta arena puede ser dividido en 3 etapas, las cuales son mostradas esquemáticamente en la Figura 5-22 (d). En la primera de estas, se ve un aumento rápido de la presión de poros hasta un punto en donde este incremento pasa a ser a una tasa relativamente constante (segunda etapa). Al final de ese incremento, ocurre una rápida aceleración en la generación de presión de poros la cual desencadena el fenómeno de licuación.

Para analizar cada una de estas etapas, se realizó un seguimiento a los 5 parámetros mostrados en la Figura 5-22 (d), los cuales son descritos a continuación:

1. N_i , Número de ciclos en el cual el aumento inicial de la presión de poros pasa a ser relativamente constante, este parámetro nos indica el cambio de la primera a la segunda etapa.
2. N_g , Número de ciclos en donde pasa de un aumento relativamente constante de la presión de poros, a uno en donde el incremento es a una tasa considerablemente mayor. Para calcular este número, se realizó un ajuste a los valores correspondientes a la segunda etapa, y se determinó que este punto (N_g) corresponde al punto final en donde el ajuste realizado concuerda con los valores de la segunda etapa. Este parámetro da cuenta del cambio de la segunda a la tercera etapa.
3. $(\Delta u/\sigma'_c)_i$, Indica el valor del exceso de presiones de poros medido en N_i
4. $(\Delta u/\sigma'_c)_g$, Indica el valor del exceso de presiones de poros medido en N_g
5. $\Delta U_m/\sigma'_c$, Corresponde a la razón de aumento de la presión de poros en la segunda etapa.

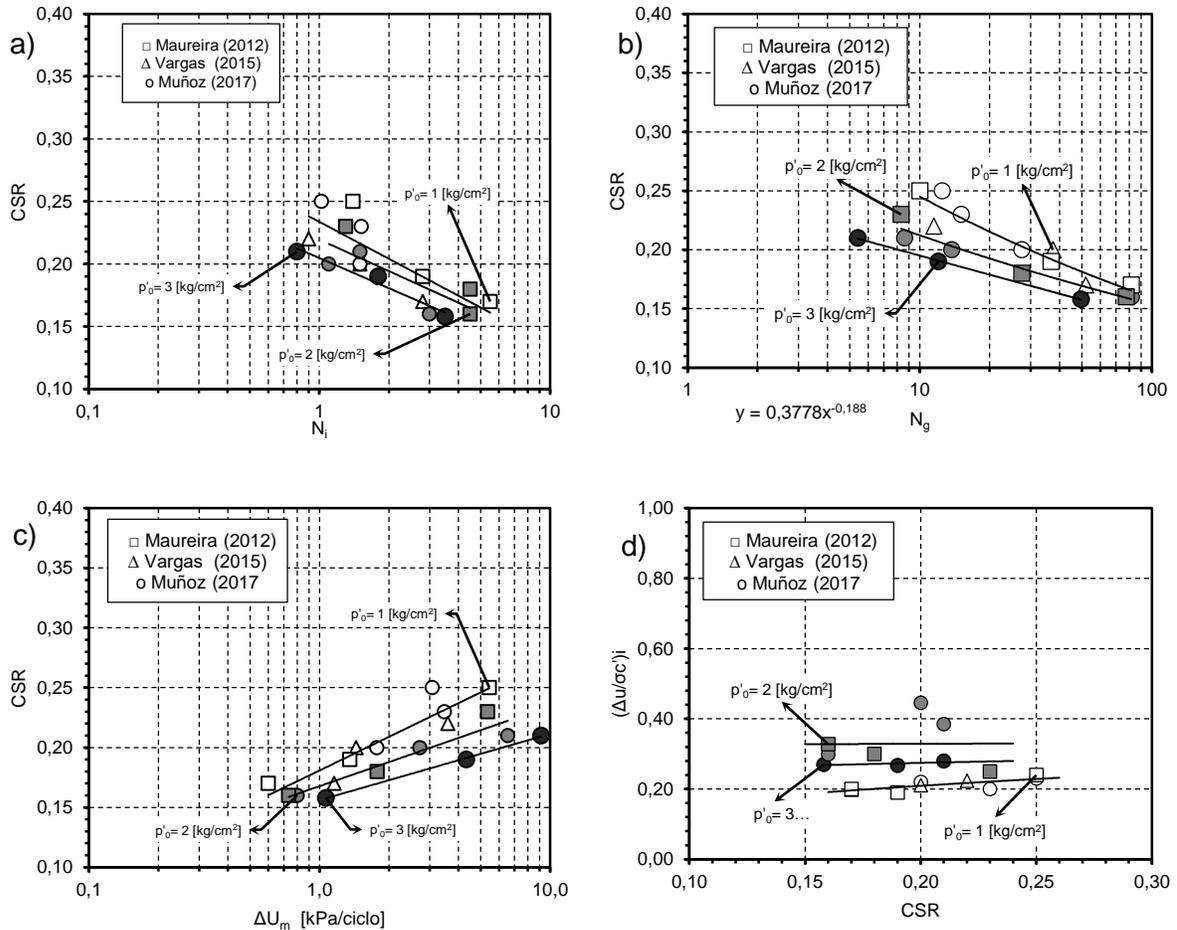


Figura 5-23. CSR versus (a) N_i , (b) N_g , (c) ΔU_m , (d) $(\Delta u/\sigma'_c)_i$.

La Figura 5-23 (a-c) ilustra la diferencia que existe entre cada presión de confinamiento para las variables más significativas del desarrollo de la presión de poros, graficando N_i , N_g y ΔU_m versus el CSR. De la Figura 5-23 (a), muestra que el aumento de la presión de confinamiento induce una disminución del valor de N_i , en un rango que varía entre 1 y 4 ciclos para todos los CSR ensayados. Por su parte, N_g (Figura 5-23 (b)) muestra un comportamiento similar siguiendo la tendencia de las curvas de resistencia cíclica del material (Figura 5-3). En la Figura 5-23 (c), se puede apreciar que la variación de la tasa de generación de presión de poros en la segunda etapa aumenta con el incremento de CSR y también con el de presión de confinamiento. Por último en la Figura 5-23 (d), se muestra la variación del exceso de la presión de poros que se alcanza en la etapa inicial de los ensayos con la carga cíclica, tal como lo evidencia esta figura, el exceso de presión de poros inicial

aumenta de 1 a 2 kg/cm², pero disminuye cuando este pasa a 3 kg/cm², por su parte para una misma presión de confinamiento efectivo esta presión se mantiene constante.

A partir de la información obtenida en los resultados mostrados en la Figura 5-23, se plantea un modelo empírico analítico para predecir el desarrollo de la presión de poros en un estado de consolidación isotrópico, para una presión de confinamiento y CSR dados. El modelo propuesto divide el comportamiento del exceso de la presión de poros en 3 etapas, las cuales están divididas en los puntos mostrados en la Figura 5-22 (d), lo cual permite diferenciar el comportamiento para cada una de estas etapas por separado.

La primera zona (ecuación (5-6)) cumple el objetivo de mostrar correctamente el aumento inicial en la presión de poros en los primeros ciclos. La segunda (ecuación (5-7)) presenta un aumento a tasa constante de la presión de poros asociada al parámetro (ΔU_m). Por último la tercera zona (ecuación (5-8)), da cuenta del comienzo del fenómeno de licuación, en donde la presión de poros comienza a aumentar de manera significativa en una cantidad de ciclos muy reducida.

$$r_u = \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_{c_i}}\right) \cdot \sqrt{(N/N_i)} \quad \text{Zona (I)} \quad (5-6)$$

$$r_u = \left(\frac{\Delta U_m \cdot N_{5\%DA}}{100}\right) \cdot [(N/N_{5\%DA}) - N_i] + \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_{c_i}}\right) \quad \text{Zona (II)} \quad (5-7)$$

$$r_u = \left[(N_g - N_i) \cdot \left(\frac{\Delta U_m \cdot N_{5\%DA}}{100}\right) + \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_{c_i}}\right) \right]^{\left(\frac{(N/N_{5\%DA})-1}{N_g}\right)} \quad \text{Zona (III)} \quad (5-8)$$

Al reemplazar en esta ecuación los parámetros que describen el comportamiento de la presión de poros (N_i , N_g , ΔU_m y $(\Delta u/\sigma'_{c_i})_i$), con los valores de las regresiones potenciales de estos parámetros tomadas de los resultados de los ensayos cíclicos de esta arena, estas ecuaciones solo dependen de la carga cíclica y el número de ciclos para alcanzar un 5% de deformación axial en doble amplitud. Estas ecuaciones son presentadas a continuación, para cada uno de los niveles de confinamiento estudiado.

Exceso de la presión de poros para 1 kg/cm² según modelo para 3 zonas.

$$r_u = 0.3973 \cdot CSR^{(0.3988)} \sqrt{\left(\frac{N}{\exp\left(\frac{0.2337-CSR}{0.043}\right)}\right)} \quad (5-9)$$

$$r_u = \left(\frac{\exp\left(\frac{CSR-0.1809}{0.0405}\right) \cdot N_{5\%DA}}{100}\right) \cdot \left(\left(\frac{N}{N_{5\%DA}}\right) - \exp\left(\frac{0.2337-CSR}{0.043}\right)\right) + 0.3973 \cdot CSR^{(0.3988)} \quad (5-10)$$

$$r_u = \left[\left(\left(\frac{CSR}{0.3778} \right)^{-\frac{1}{0.188}} - \exp\left(\frac{0.2337-CSR}{0.043}\right) \right) \left(\frac{\exp\left(\frac{CSR-0.1809}{0.0405}\right) \cdot N_{5\%DA}}{100} \right) + 0.3973 \cdot CSR^{(0.3988)} \right] \left(\frac{\left(\frac{N}{N_{5\%DA}}\right)^{-1}}{\left(\frac{CSR}{0.3778}\right)^{-\frac{1}{0.188}}} \right) \quad (5-11)$$

Exceso de la presión de poros para 2 kg/cm² según modelo para 3 zonas.

$$r_u = 0.3346 \cdot CSR^{(0.011)} \sqrt{\left(\frac{N}{\exp\left(\frac{0.2195-CSR}{0.036}\right)}\right)} \quad (5-12)$$

$$r_u = \left(\frac{\exp\left(\frac{CSR-0.1677}{0.029}\right) \cdot N_{5\%DA}}{100}\right) \cdot \left(\left(\frac{N}{N_{5\%DA}}\right) - \exp\left(\frac{0.2195-CSR}{0.036}\right)\right) + 0.3346 \cdot CSR^{(0.011)} \quad (5-13)$$

$$r_u = \left[\left(\left(\frac{CSR}{0.2931} \right)^{-\frac{1}{0.14}} - \exp\left(\frac{0.2195-CSR}{0.036}\right) \right) \left(\frac{\exp\left(\frac{CSR-0.1677}{0.029}\right) \cdot N_{5\%DA}}{100} \right) + 0.3346 \cdot CSR^{(0.011)} \right] \left(\frac{\left(\frac{N}{N_{5\%DA}}\right)^{-1}}{\left(\frac{CSR}{0.2931}\right)^{-\frac{1}{0.14}}} \right) \quad (5-14)$$

Exceso de la presión de poros para 3 kg/cm² según modelo para 3 zonas.

$$r_u = 0.3248 \cdot CSR^{(0.1044)} \sqrt{\left(\frac{N}{\exp\left(\frac{0.2048-CSR}{0.035}\right)}\right)} \quad (5-15)$$

$$r_u = \left(\frac{\exp\left(\frac{CSR-0.1561}{0.024}\right) \cdot N_{5\%DA}}{100}\right) \cdot \left(\left(\frac{N}{N_{5\%DA}}\right) - \exp\left(\frac{0.2048-CSR}{0.035}\right)\right) + 0.3248 \cdot CSR^{(0.1044)} \quad (5-16)$$

$$r_u = \left[\left(\exp\left(\frac{0.2489-CSR}{0.023}\right) - \exp\left(\frac{0.2048-CSR}{0.035}\right) \right) \left(\frac{\exp\left(\frac{CSR-0.1561}{0.024}\right) \cdot N_{5\%DA}}{100} \right) + 0.3248 \cdot CSR^{(0.1044)} \right] \left(\frac{\left(\frac{N}{N_{5\%DA}}\right)^{-1}}{\exp\left(\frac{0.2489-CSR}{0.023}\right)} \right) \quad (5-17)$$

Se usó este modelo para predecir el comportamiento de la presión de poros para cada uno de los ensayos realizados y se los comparo con lo real obtenido de estos. Los resultados de este proceder, son mostrados en la Figura 5-24, en donde se puede evidenciar un alto grado de similitud entre ambos.

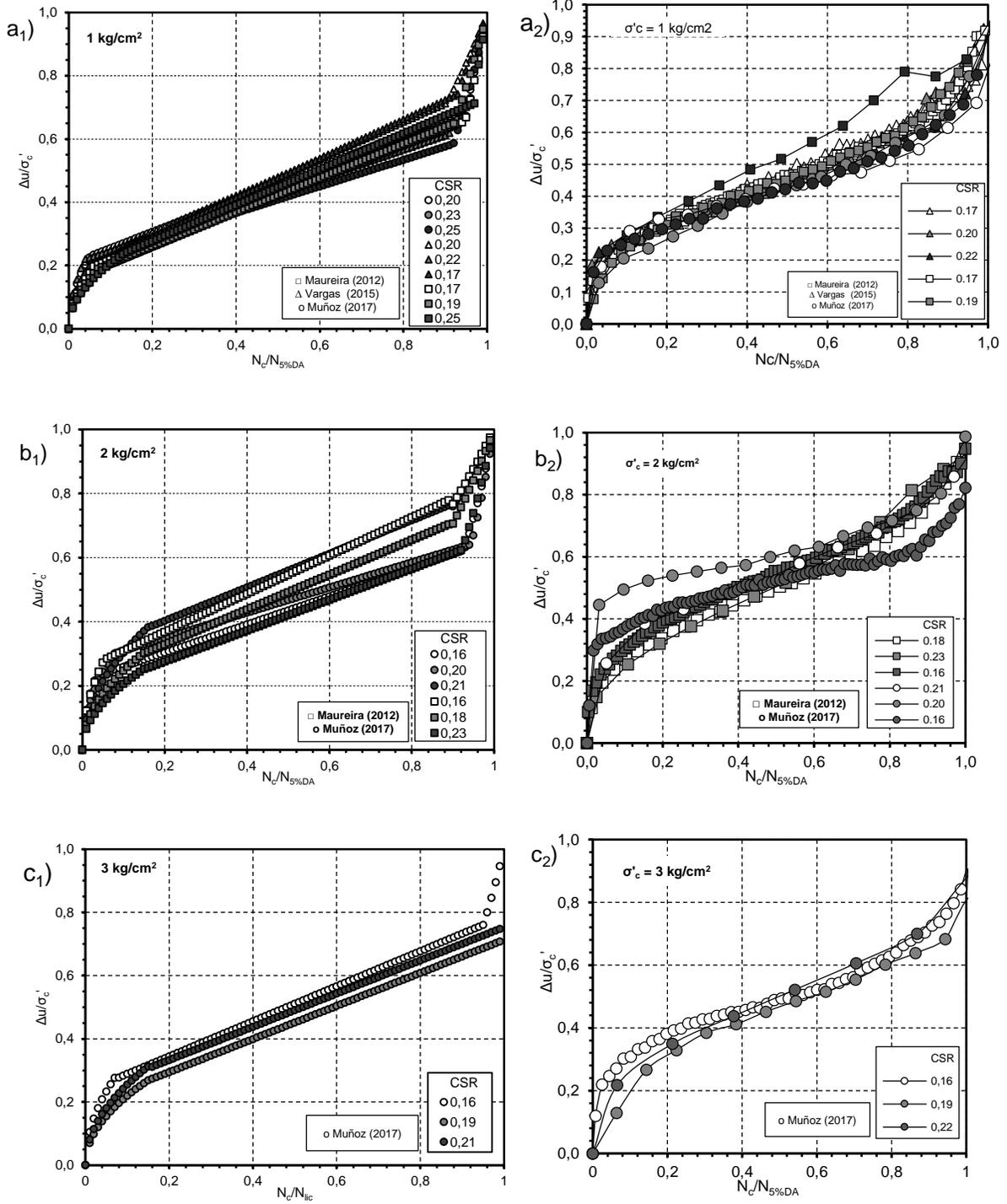


Figura 5-24. Desarrollo del exceso de presión de poros versus en número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) según el modelo propuesto para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 2 kg/cm^2 y (c) 3 kg/cm^2

Este modelo se puede utilizar para predecir el aumento del exceso de la presión de poros de esta arena ante un evento sísmico de diferentes magnitudes, mediante el procedimiento de Seed et al. (1983) . En la Figura 5-25 se presentan los resultados del exceso de presiones de poros calculado mediante el modelo propuesto, utilizando como input un sismo de magnitud $M_w=7, 7.5$ y 8 . Esta figura evidencia que el exceso de la presión de poros aumenta a mayor tasa medida que se incrementa la magnitud del sismo, sin embargo, para el confinamiento de 3 kg/cm^2 ocurre un efecto contrario. Esto se puede explicar debido a la alta compresibilidad que exhiben las arenas de relaves en densidades bajas. Así, el efecto de densificación del suelo en la resistencia cíclica tiene mayor predominancia que el aumento del comportamiento contractivo de las muestras producto del alza de la presión de confinamiento (Vargas, 2015).

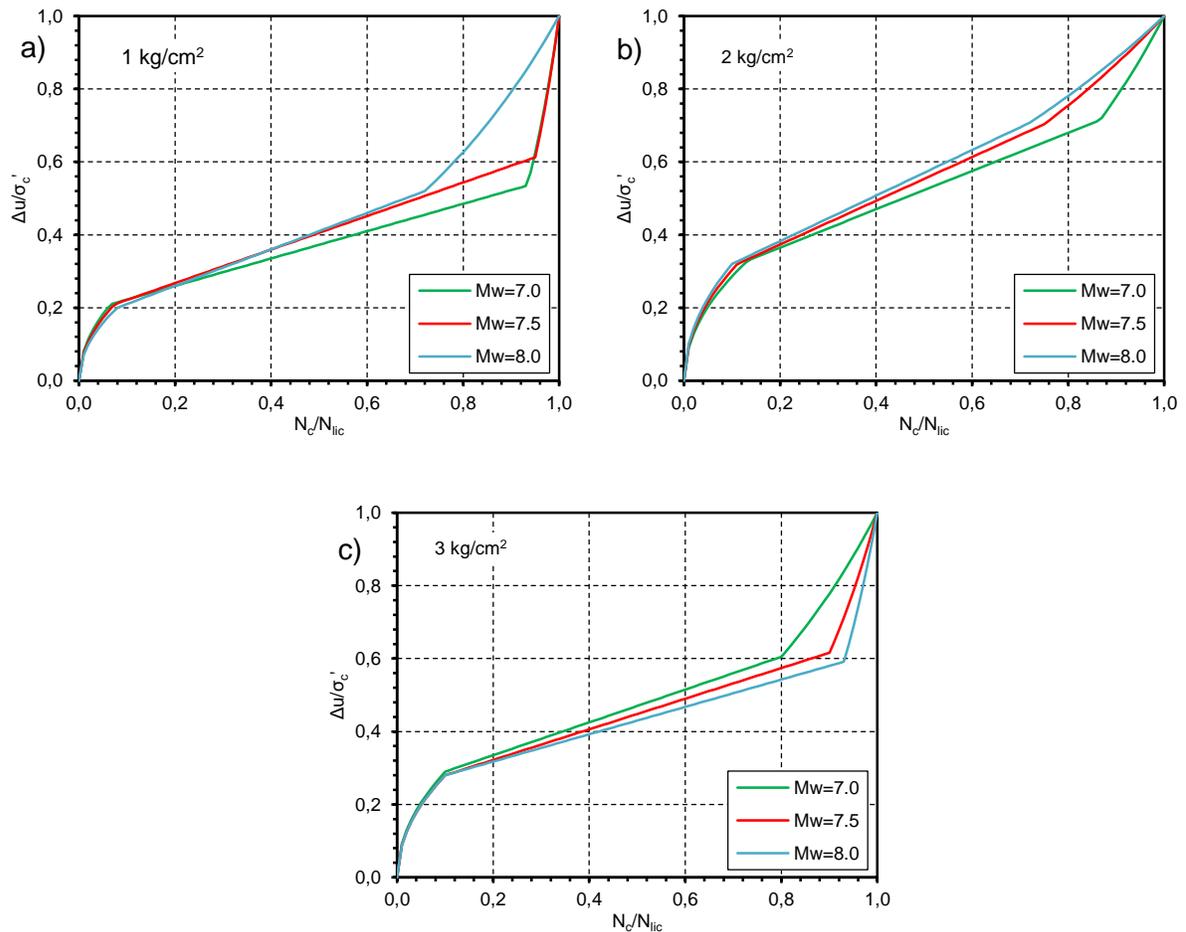


Figura 5-25. Exceso de presiones de poros calculado a partir del modelo propuesto para: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 2 kg/cm^2 y (c) 3 kg/cm^2 .

Otra visión en la predicción del comportamiento del exceso de presión de poroso fue desarrollada por Green et al (2000) quien propone el modelo GMP, el cual calcula empíricamente una expresión para el exceso de presión de poros basada en la energía disipada por unidad de volumen. Este modelo basado en energía, es un avance a lo realizado anteriormente por Booker et al 1976, logrando encontrar una expresión con solo un parámetro a calibrar. Según este modelo, el exceso de presión de poros queda expresado con la siguiente ecuación.

$$r_u = \sqrt{\frac{W_s}{PEC}} \quad (5-18)$$

Donde

$W_s =$ Energía disipada por unidad de volumen dividida por el confinamiento inicial.

$PEC =$ "pseudo capacidad de energía = parámetro de calibración.

Para un ensayo triaxial cíclico no drenado, y uno corte simple, W_s puede ser calculado numéricamente por la expresión mostrada en la ecuación (5-19), cuya aplicación se puede ver gráficamente en la Figura 5-26, en donde W_s equivale al área equivalente a un loop de histéresis de un ensayo cíclico.

$$W_s = \frac{1}{2\sigma'_0} \sum_{i=1}^{n-1} (\sigma_{i+1} + \sigma_i)(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \quad (5-19)$$

Donde

$\sigma_i =$ esfuerzo desviador aplicado.

$\varepsilon_i =$ deformacion axial.

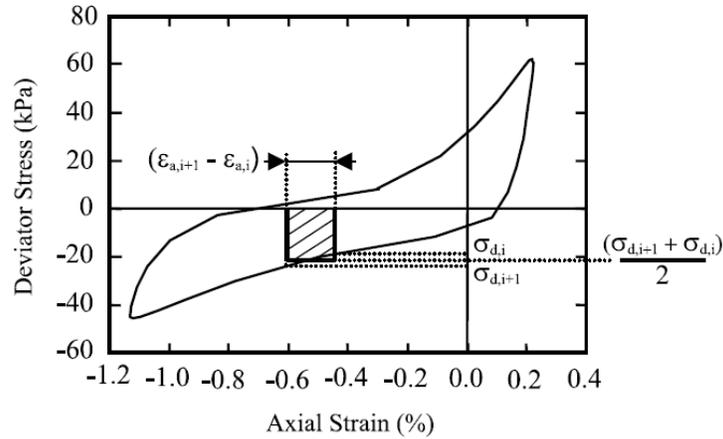


Figura 5-26. Disipación de energía por unidad de volumen para una muestra de suelo en ensayo triaxial cíclico, Green et al. (2000).

La pseudo capacidad de energía (PEC) es determinada desde los resultados de ensayos cíclicos, graficando r_u versus $\sqrt{W_s}$, para luego realizar dos líneas rectas, una entre el origen y el punto donde $r_u=0.65$ y otra línea horizontal donde $r_u=1$. Este proceso para determinar PEC, queda mejor explicado en la Figura 5-27 y una buena aproximación de este valor se logra con la expresión presentada en la ecuación (5-20).

$$PEC = \frac{W_s r_{u=0.65}}{0.4225} \quad (5-20)$$

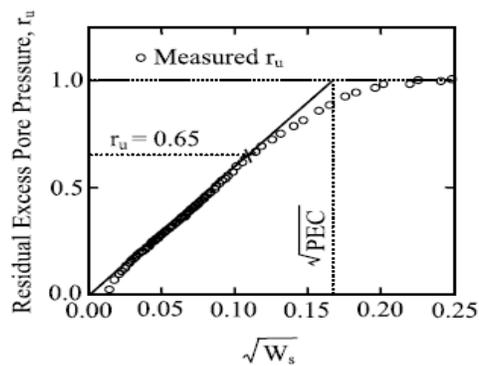


Figura 5-27. Grafico que ilustra como determinar el parámetro PEC a partir de los resultados de un ensayo cíclico, Green et al. (2000).

Este modelo ha tenido muy buenos resultados para predecir el desarrollo de la presión de poros para las diferentes arenas en donde se ha utilizado. Es por esto, y con el fin de contribuir con información sobre el funcionamiento de este modelo en arenas de relaves, se aplicó el modelo GMP a los ensayos realizados en este trabajo de memoria. Los resultados se pueden ver en la Figura 5-28, en donde se grafica el desarrollo del exceso de presión de poros versus el número de ciclos normalizado según el modelo GMP para 1, 2 y 3 kg/cm². Para realizar una comparación entre los resultados para esta arena con los obtenidos por Green et al. (2000), se incluyen en esta figura los datos reales de la presión de poros medida en cada ensayo y la curva calculada del exceso de presiones de poros para el modelo GMP.

El análisis de los resultados presentados en la Figura 5-28, se puede dividir en las 3 zonas definidas en la Figura 5-22 (d). Para la zona 1, los resultados evidencian una gran discrepancia con lo medido por los ensayos, debido principalmente por la gran compresibilidad que presenta el material estudiado, la cual promueve la densificación del esqueleto de suelo aumentando la deformación. En la segunda zona, los resultados muestran que el modelo GMP presenta unas tasas de crecimiento similares a las medidas en los ensayos realizados en esta memoria. En la tercera zona, es donde existe una mayor diferencia entre lo real medido y lo calculado empíricamente por el modelo de Green y colaboradores, efecto que se explica por el aumento en la deformación en los últimos ciclos.

Dado que este modelo utiliza las deformaciones como input para calcular el exceso de la presión de poros, es importante comparar estos resultados con la deformación en esta etapa, en donde se evidencia un aumento de aproximadamente 0,1 % de deformación axial en extensión, lo cual podría llegar a influir en este resultado. Al utilizar la deformación como parámetro para el cálculo del exceso de presiones de poros, es imprescindible que el instrumento y equipo que se utilice para realizar las mediciones en el ensayo, tenga una excelente precisión. En el caso del equipo utilizado, esta precisión no es muy alta, por lo que la precisión de los valores calculados de la presión de poros mediante este método está limitada.

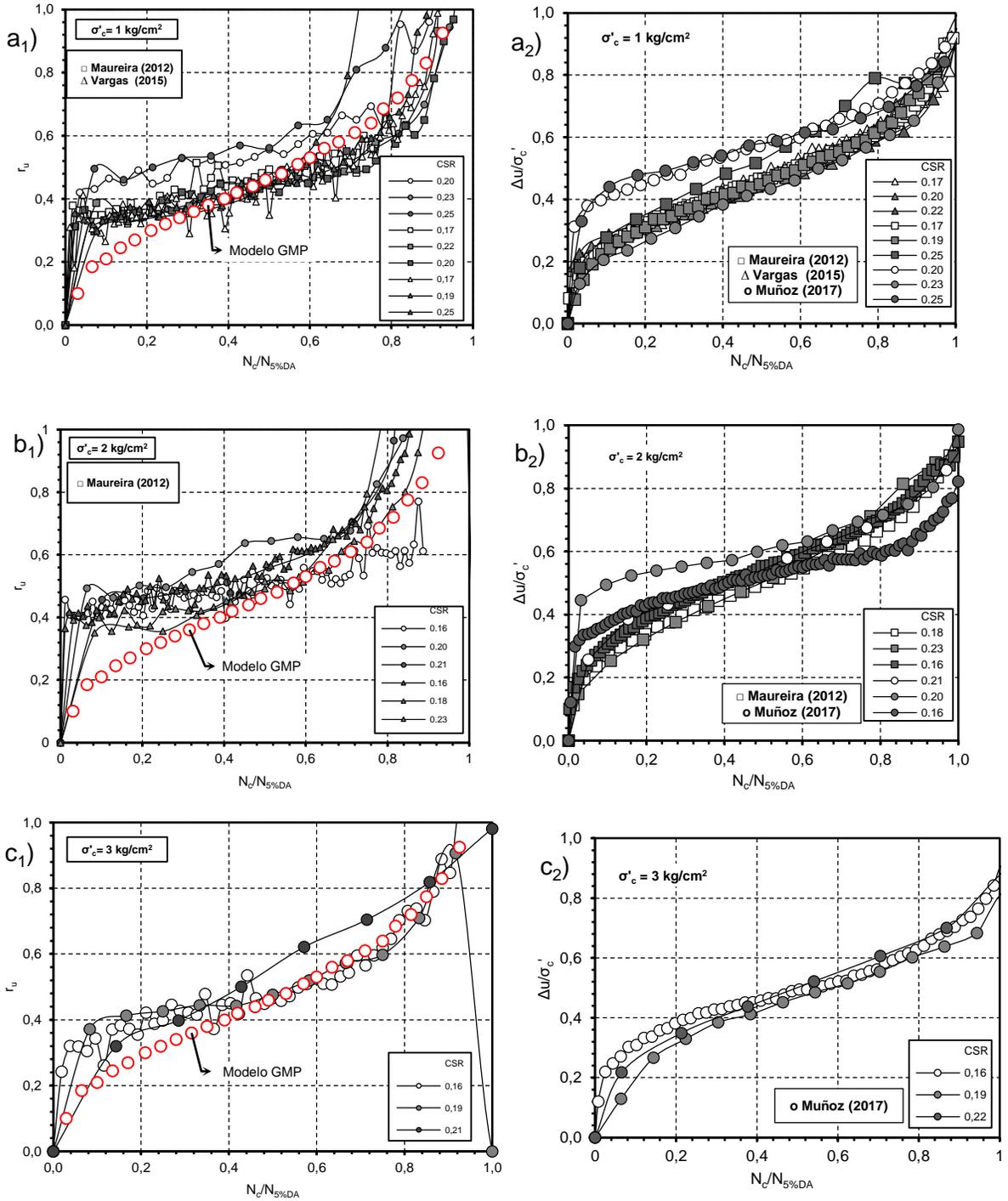


Figura 5-28. Desarrollo del exceso de presión de poros versus en número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) según el modelo GMP para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm², (b) 2 kg/cm² y (c) 3 kg/cm².

5.3.2.2. Análisis de ensayos anisótropos

El exceso de presión de poros en ensayos consolidados anisótroicamente es presentado en la Figura 5-10, en donde se incluyen los resultados obtenidos por Vargas (2015). En esta figura, se grafica $\Delta u/\sigma_c$ versus el número de ciclos (a y b) y también versus el número de ciclos normalizado por el criterio del 5% de deformación en doble amplitud, todos estos para muestras ensayadas con un $k_c=1.75$ y $k_c=2.29$. Los resultados dan cuenta que, en ambos casos, los primeros ciclos evidencian un gran aumento en la presión de poros que luego queda constante para un valor fijo de exceso de presión de poros. Esto contrarresta con lo presentado por Vaid & Chern (1983) (Figura 5-29), quienes para muestras de arena Ottawa, preparadas a una baja densidad, evidenciaron un aumento paulatino en la presión de poros seguido de un brusco aumento que culmina con un valor terminal. Este aumento en la presión de poros, fue asociado al gran cambio en la deformación que ocurría en ese mismo punto, fenómeno que asocia a la deformación de flujo contractiva (Castro, 1969).

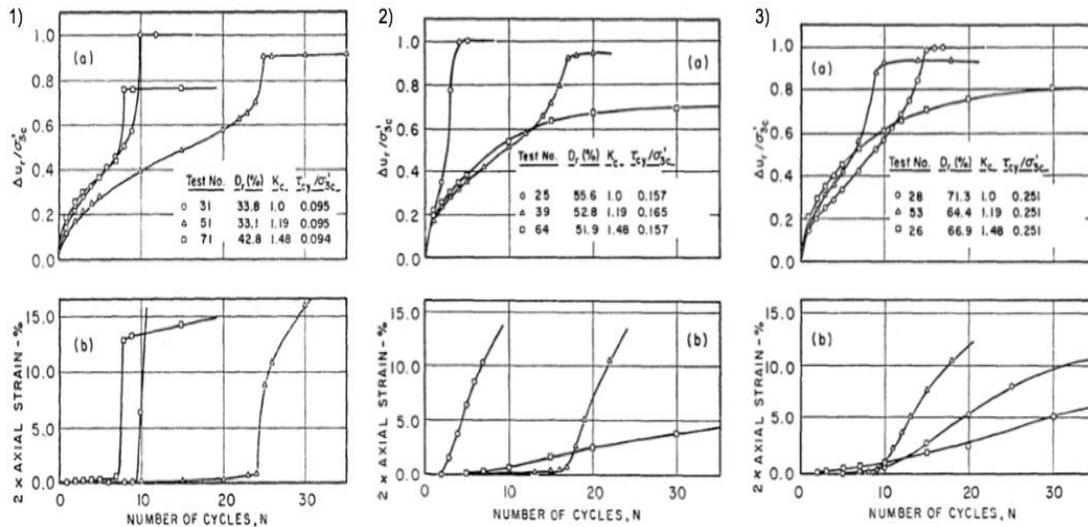
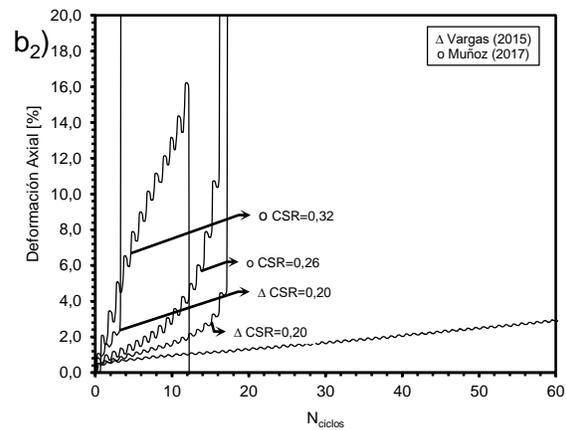
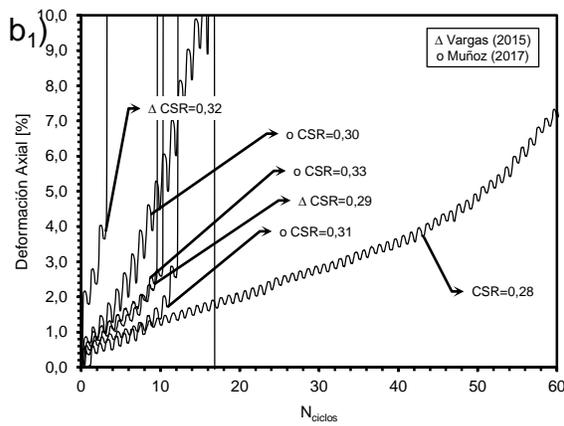
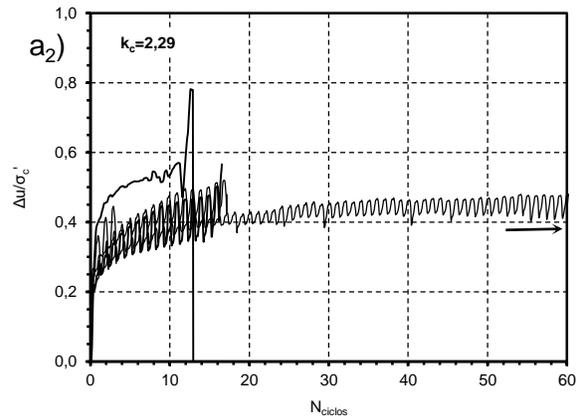
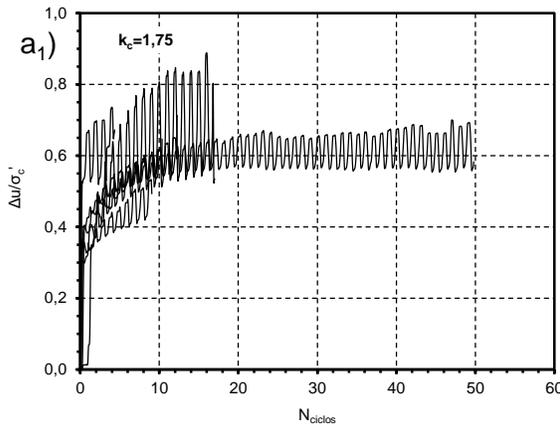


Figura 5-29. Comportamiento cíclico de muestras de densidades sueltas (1) medias (2) y densas (3), de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid and Chern 1983).

Con el fin de realizar una comparación similar a lo mencionado por Vaid & Chern (1983), en la Figura 5-30, se muestra un paralelo entre el desarrollo de la presión de poros y el aumento de la deformación axial. Los resultados expuestos en esta figura, evidencian que el aumento inicial en la presión de poros, está acompañado por aproximadamente un 1% de deformación axial, la cual sigue aumentando de manera progresiva a lo largo de los ciclos del ensayo, tiempo en el cual la presión de poros ya alcanzó su valor residual.



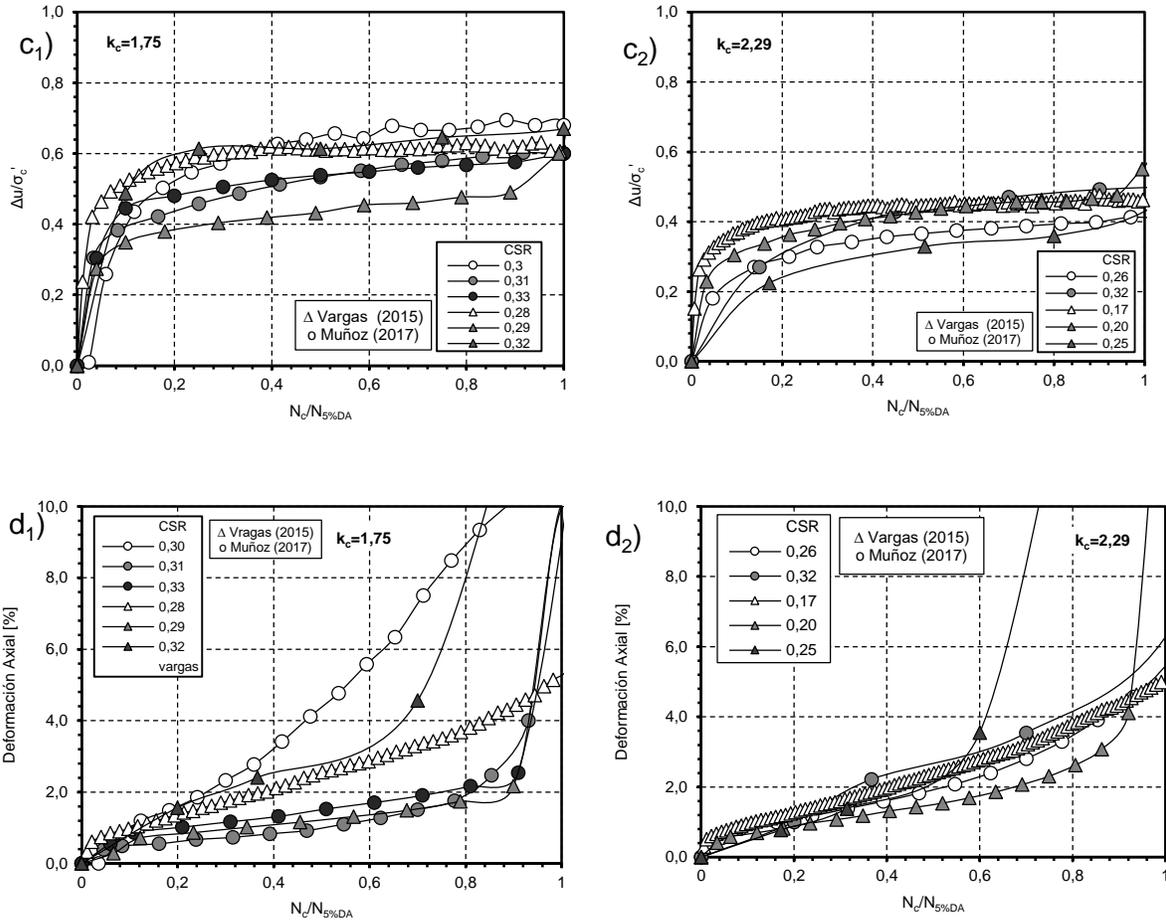


Figura 5-30. $\Delta u/\sigma'_c$ y deformación axial versus N_c y $N_c/N_{5\%DA}$

La Figura 5-30, evidencia que la presión de poros llega a un valor residual según el nivel de corte estático aplicado, disminuyendo a medida que aumenta este nivel de corte, independiente de la carga cíclica aplicada, lo cual es intuitivo ya que, al aplicar corte estático, nunca se lograra alcanzar la disminución total del confinamiento inicial, ya que la limitante en ese supuesto, es la envolvente de falla. En este sentido, Vaid & Chern (1983), propone un modelo empírico en función de k_c , la presión de confinamiento inicial y el ángulo de fricción interna; es así, que este modelo puede predecir el valor terminal del exceso de presión de poros mediante la ecuación (5-21).

$$\Delta u_{term} = \sigma'_c \left(1 - \frac{(k_c - 1)(1 - \sin(\phi))}{2 \sin(\phi)} \right) \quad (5-21)$$

Los resultados de aplicar este modelo a la arena estudiada es presentado en la Figura 5-31 donde la línea negra representa la trayectoria de Δu_{term} para $\phi = 42^\circ$, angulo de fricción interna reportado para el arena estudiada (Maureira 2012; Vargas 2015); Los puntos rojos de la Figura 5-31 representan el valor residual de la presión de poros para los ensayos realizados en esta investigación junto con los datos presentados por Vargas (2015), los cuales son obtenidos a partir la Figura 5-30, siendo aproximadamente $\Delta u_{term} = 0.6$ para el $k_c = 1.75$ y $\Delta u_{term} = 0.4$ para $k_c = 2.29$.

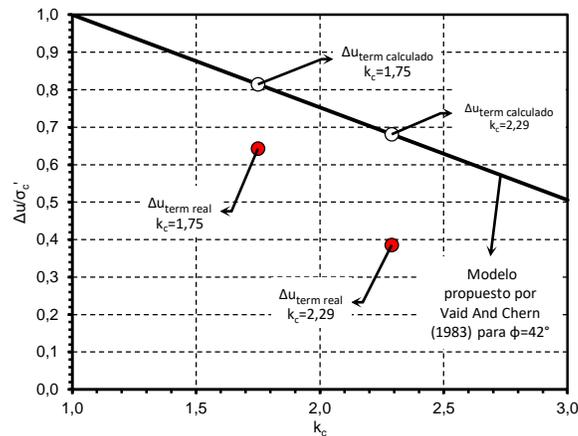


Figura 5-31. Comparación entre el valor residual de la presión de poros medido con el valor calculado mediante el me método de Vaid & Chern (1983).

Los resultados mostrados en la Figura 5-31 , evidencian una gran diferencia entre la predicción de la presión de poros residual y el valor obtenido en los ensayos realizados, esta divergencia puede ser vinculada a la diferencia entre el tipo de arena de su estudio (arena natural de Ottawa ASTM C-109) con el de esta investigación (arena de relaves). El valor de ϕ que mejor se ajusta a los datos de este trabajo es $\phi = 31^\circ$.

5.3.3. DEFORMACIÓN

5.3.3.1. Análisis de ensayos Isotrópicos

La deformación axial en ensayos triaxiales cíclicos es una variable que varía dependiendo de las condiciones iniciales del ensayo, tales como, la densidad relativa, presión media efectiva y corte estático inicial. La Figura 5-32, muestra los tres tipos de deformación que se pueden encontrar en este tipo de ensayos, las cuales serán utilizadas para describir las deformaciones obtenidas en este trabajo. Como se plantea en esta memoria, normalmente se utilizan tres tipos de criterios para definir licuación, entre los cuales destacan los que utilizan la deformación como gatillarte de este fenómeno, tal como se puede apreciar en la Figura 5-32, definir un 5 o un 10% de deformación en doble amplitud, queda determinado principalmente por la forma en la que esta se desarrolla, por lo que no existe un criterio único para definirla. Esto nos indica que existe la necesidad de buscar un criterio que los unifique.

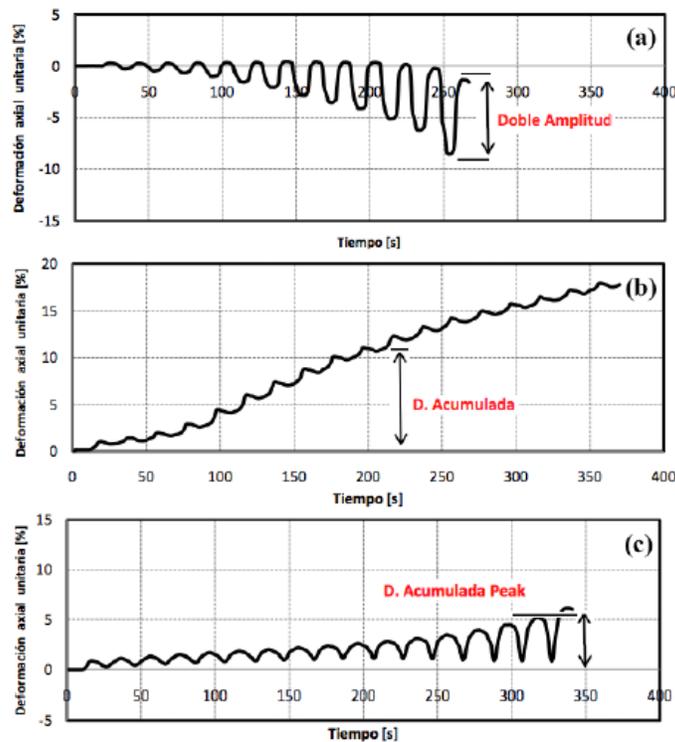


Figura 5-32. Tipos de deformaciones en ensayos cíclicos: (a) Deformación en doble amplitud, (b) Deformación Acumulada y (c) Deformación acumulada peak. (Vargas 2015)

El resultado de la deformación axial versus el número de ciclos para cada ensayo realizado es mostrado en la Figura 5-33. En esta figura se agregaron los resultados obtenidos por Maureira (2012) y Vargas (2015), los cuales van en la misma línea que los presentados en esta memoria. En esta figura, se puede apreciar que a medida que se aplican los ciclos de carga, la deformación comienza a acumularse paulatinamente de la forma “peak to peak” para finalmente culminar en una gran deformación generalmente a tracción. Este comportamiento es similar a lo encontrado para arenas naturales con un contenido de finos no plásticos similar al usado en esta memoria tal como se ilustra en la

Figura 5-34, como también para arenas naturales con un pequeño (1%) de contenido de finos súper plásticos (Figura 5-35).

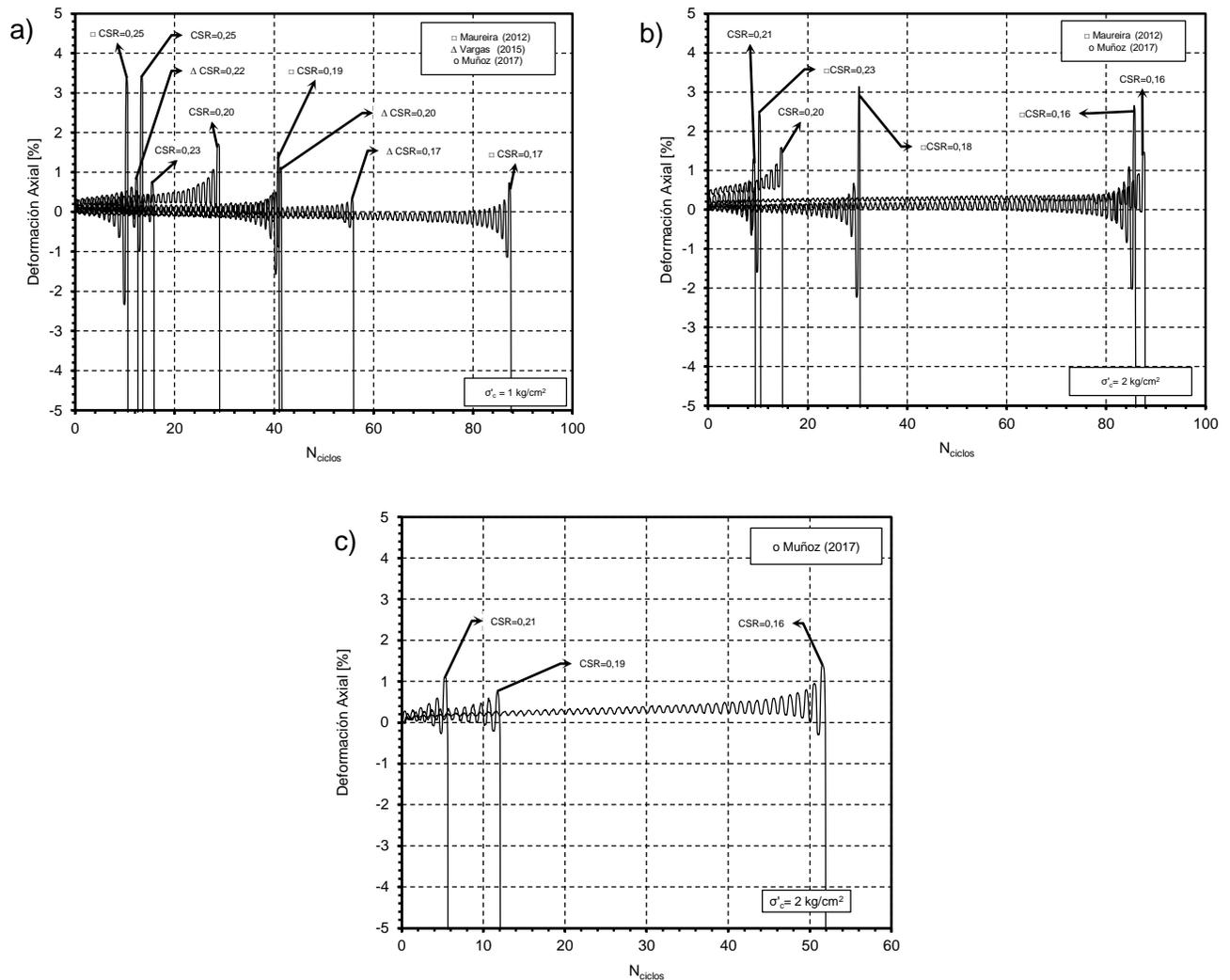


Figura 5-33. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm², (b) 2 kg/cm², (c) 3 kg/cm².

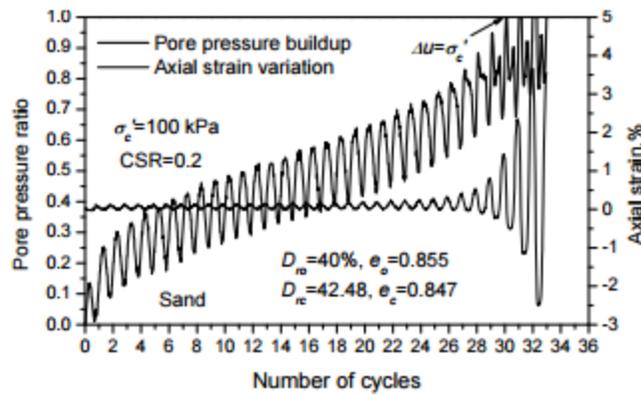


Figura 5-34. Resultados de la deformación axial versus el número de ciclos para Arena Natural con 18% de finos no plásticos (Swamy, Boominathan, and Rajagopal 2010).

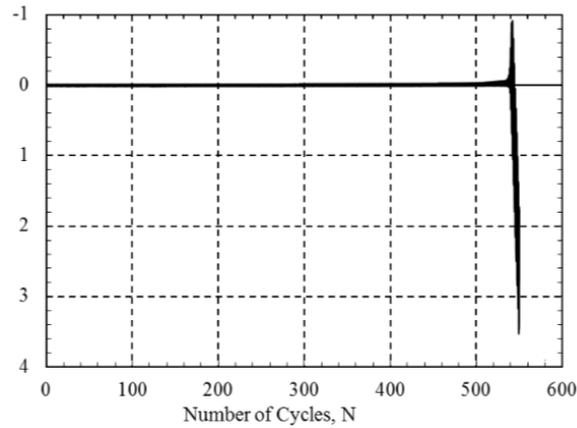


Figura 5-35. Resultado de la deformación axial versus el número de ciclos para un ensayo triaxial cíclico no drenado en arena de Ottawa con 1% de Laponita (Ochoa, 2016).

Con el fin de analizar más a fondo la deformación en los ensayos triaxiales no drenados con consolidación isótropa, se realizó una normalización del número de ciclos, por el número de ciclos para alcanzar el 5% de deformación en doble amplitud, además de calcular la deformación como el promedio de esta para cada ciclo. El resultado de esto se presenta en la Figura 5-36. En esta figura, las curvas evidencian que existen muestras que inicialmente tienen una acumulación de deformación en extensión como otras que lo hacen a compresión, esta deformación inicial, se mantiene a lo largo de los ciclos para finalmente generar una gran deformación en extensión. Los resultados indican que estas deformaciones iniciales no están correlacionadas con la carga cíclica aplicada (CSR), ni

con la presión de confinamiento. Por lo que se puede asociar a la gran compresibilidad característica de las arenas de relaves.

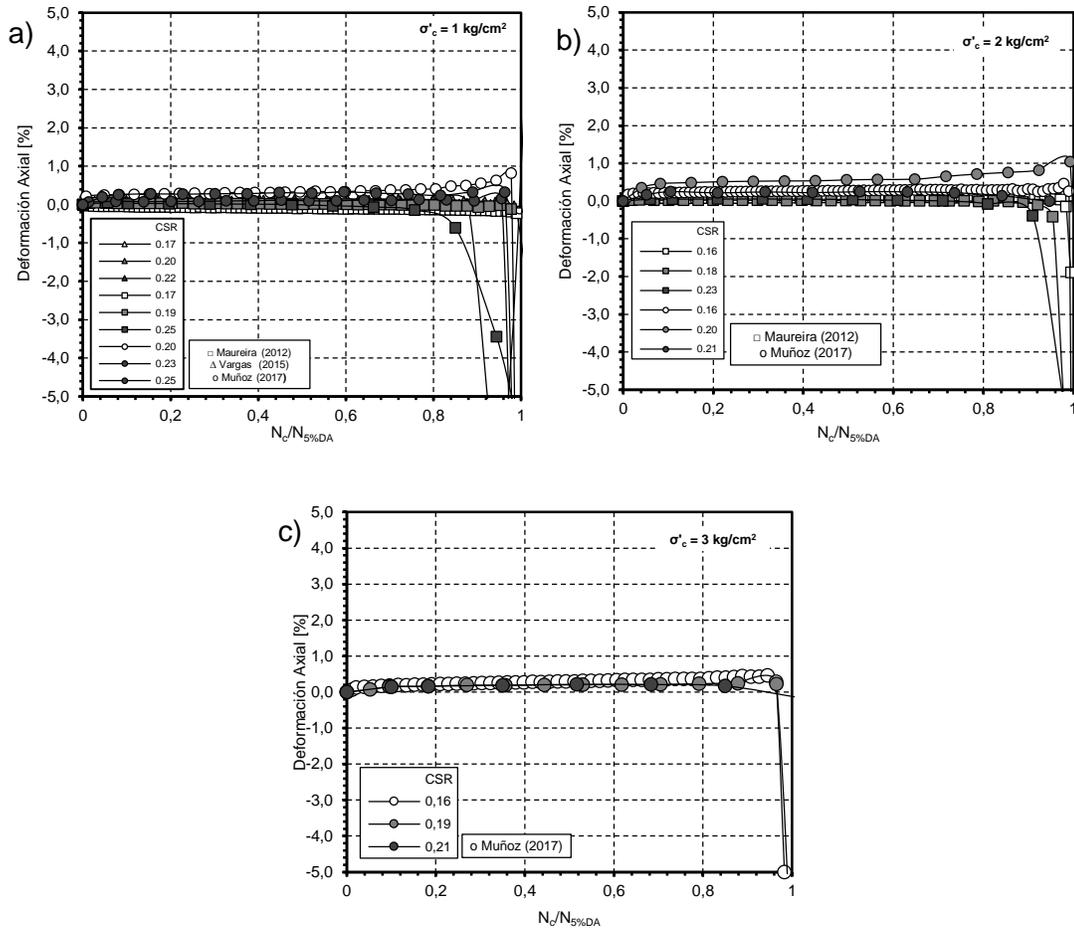


Figura 5-36. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) para una presión de confinamiento de: (a) 1 kg/cm², (b) 2 kg/cm², (c) 3 kg/cm².

5.3.3.2. Análisis de ensayos Anisótropos

Para complementar los datos presentados en la Figura 5-13, se añaden los obtenidos por Vargas (2015) y son presentados en la Figura 5-37. Esta, evidencia que la forma en la que se desarrolla la deformación es como se muestra en la Figura 5-32 (b), la cual se denomina deformación acumulada. Este tipo de deformación es típica en muestras sueltas de arenas con presencia de corte estático (Sze and Yang 2014).

La Figura 5-37 advierte que no existe una correlación directa entre la tasa de aumento de la deformación y la carga cíclica aplicada. Esto se evidencia de mejor manera en los gráficos donde el número de ciclos esta normalizado, en ellos, la tasa de incremento es equivalente a la pendiente de la curva de deformación, y al estar normalizados, todos los ensayos se hacen comparables. El aumento de corte estático tampoco muestra una correlación con la tasa de crecimiento de la deformación; aun así, es necesario realizar una mayor cantidad de ensayos para confirmar tal comportamiento.

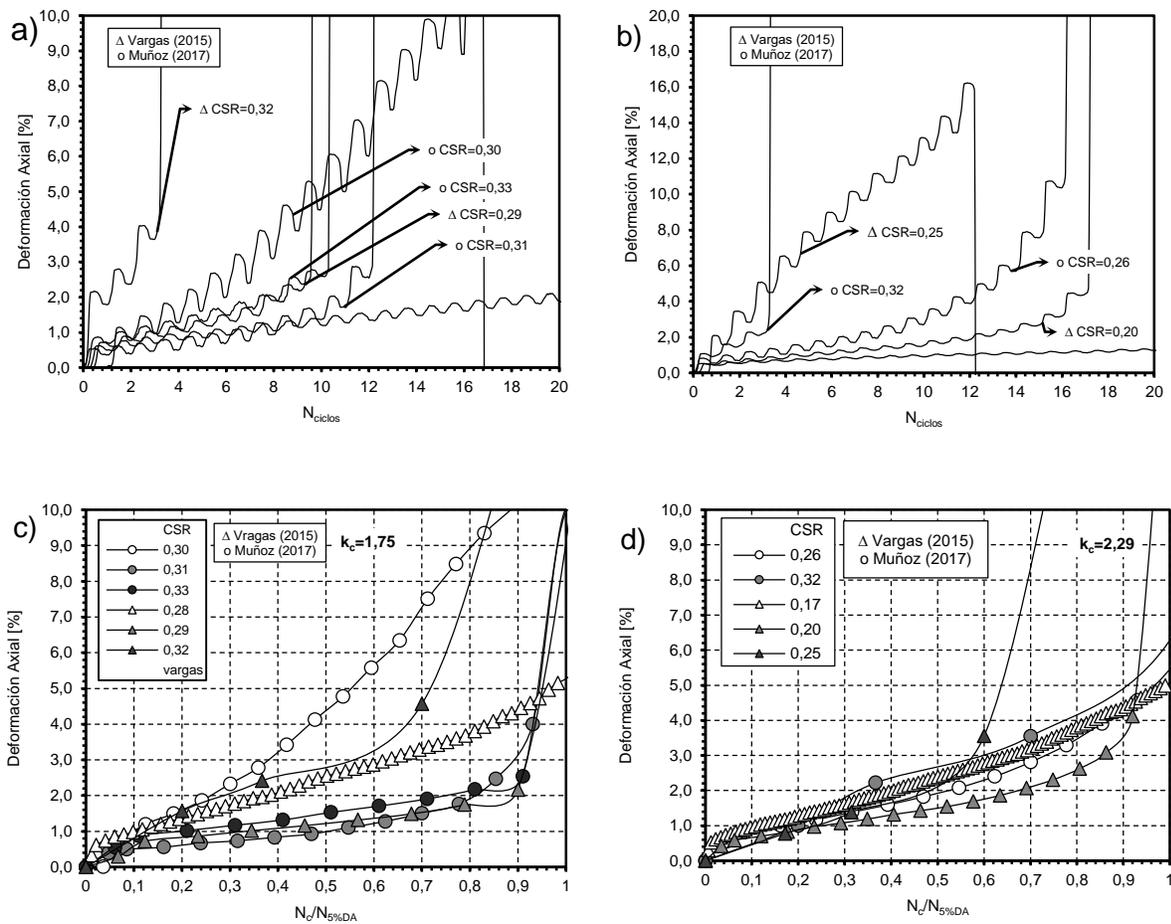


Figura 5-37. Desarrollo de la deformación axial versus el número de ciclos (N_c) y versus el número de normalizado ($N_c/N_{5\%DA}$) para ensayos consolidados anisótricamente a 1 kg/cm^2 con $k_c = 1.75$ y $k_c = 2.29$

Para realizar un análisis más acabado de la deformación, se calculó la energía disipada por unidad de volumen de suelo en un ensayo triaxial cíclico mediante la ecuación (5-19), la cual corresponde al área bajo la curva del loop de histéresis que genera cada uno

de los ciclos del ensayo. Esto es presentado en la Figura 5-38, en donde se muestra la acumulación de energía disipada en los ensayos realizados para los confinamientos de 1, 2 y 3 kg/cm² (a, b y c respectivamente) versus el número de ciclos normalizado por el criterio del 5% de deformación en doble amplitud. Los resultados presentados en esta figura, indican que la máxima energía es disipada en el final del ensayo, en donde los valores de esta, crecen asintóticamente, comportamiento asociado a las grandes deformaciones que ocurren en esa etapa del ensayo.

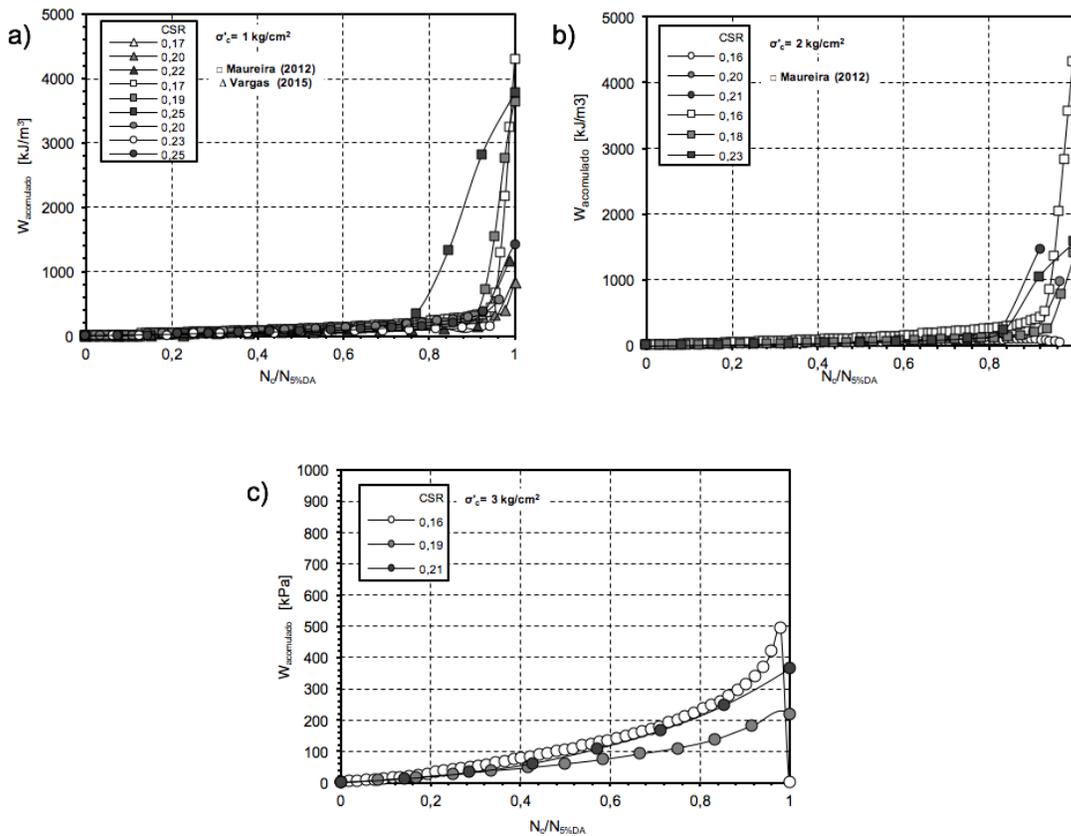


Figura 5-38. Trabajo acumulado versus el número de ciclos normalizado para una presión de confinamiento de 1, 2 y 3 kg/cm² (a, b y c respectivamente).

Con el fin de buscar una relación entre la energía disipada, la carga cíclica y la presión de confinamiento, Se determinó la energía acumulada hasta el 90% del ensayo, debido a que es en ese lugar en donde se estima que comienzan las grandes deformaciones, tal como se puede apreciar en la Figura 5-12. Esto se presenta en la Figura 5-39, en donde se grafica esta energía versus la carga cíclica aplicada (CSR). En esta

figura, las presiones de confinamiento efectivo de 1, 2 y 3 kg/cm², son mostradas en blanco, gris y negro y los datos provenientes de Vargas (2015), Maureira (2012) y los realizados en esta memoria son representados por triángulos, cuadrados y círculos respectivamente. En esta figura se puede evidenciar que no existiría una correlación entre la cantidad de energía acumulada, la carga cíclica y el confinamiento inicial efectivo aplicado. Aún existe la incertidumbre de esta conclusión, debido a que el equipo utilizado no puede medir las deformaciones con una gran precisión, factor esencial para determinar la energía acumulada en el ensayo.

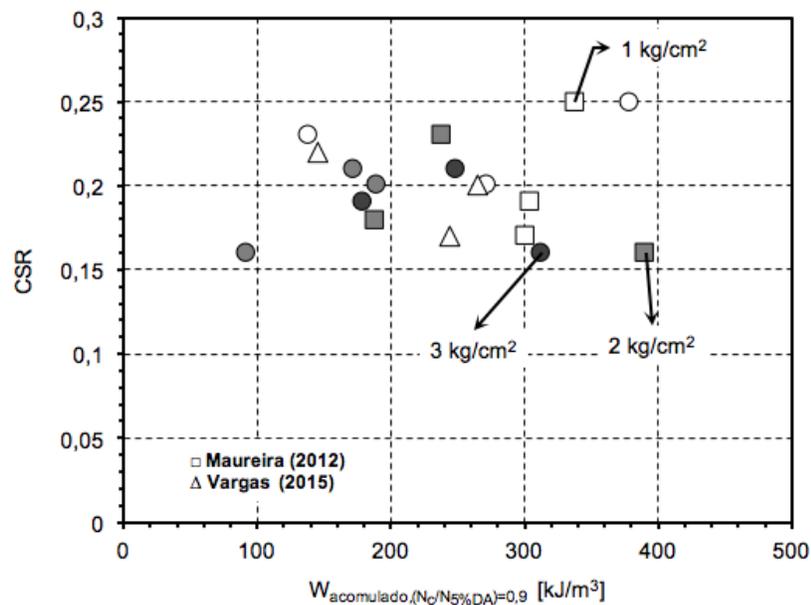


Figura 5-39. Carga cíclica aplicada (CSR) versus el trabajo acumulado al 90% del ensayo para las 3 presiones de confinamiento.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIÓN GENERAL

En este trabajo se presentan los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos isotrópos y anisótropos realizados en la arena de relaves “El Torito” la cual tiene un contenido de finos no plásticos igual al 23%. Las muestras fueron confeccionadas con un $D_{R(bulk)}$ de 40% y ensayadas a presiones de confinamiento de 1, 2 y 3 kg/cm². El objetivo de este trabajo fue analizar el comportamiento cíclico de arenas de relaves enfocando el análisis en el comportamiento de la presión de poros y la deformación.

Los resultados de los ensayos realizados muestran que el desarrollo de la presión de poros para este tipo de arena tiene un comportamiento que difiere al de una arena natural. Esto queda evidenciado en la comparación realizada entre los resultados obtenidos en este trabajo con las curvas para estimar el exceso de la presión de poros presentadas por Lee and Albaisa (1974), para arenas naturales. Esta comparación evidencia que el exceso de presión de poros para las arenas de relaves es mayor a los límites presentados por estos autores para arenas naturales, principalmente en la etapa inicial del ensayo, lo cual es asociado a la gran compresibilidad que tienen estas arenas (Maureira 2012, Vargas 2015, Cordova 2017).

Con la información obtenida de la batería de ensayos triaxiales isotrópos, se propuso un modelo empírico analítico, el cual permite predecir el exceso de la presión de poros para una presión de confinamiento y sollicitación cíclica específica. Este modelo se basa en las propiedades del comportamiento de la presión de poros, las cual fue estudiada mediante las variables N_i , N_g , ΔU_m y Δu_i descritas en esta memoria. Los resultados obtenidos por el modelo empírico analítico propuesto, entrega resultados similares a los medidos mediante los ensayos triaxiales realizados, esto gracias a que se complementó la información de esta memoria con la presentada en los trabajos de Maureira (2012) y Vargas (2015). Con este modelo es posible predecir el comportamiento de la presión de poros ante un evento sísmico de magnitud específica, utilizando el método propuesto por Seed et al. (1983), aportando información útil para modelos numéricos a la hora de evaluar el potencial de licuefacción de un sitio.

El exceso de presión de poros según el modelo GMP propuesto por Green, Mitchell y Polito (2000), en las muestras de la arena de relaves, no se ajusta completamente a lo medido para estos ensayos. La etapa en donde se registra una mayor discordancia entre los datos, corresponde a los primeros ciclos del ensayo, efecto atribuido a las deformaciones que se registran en ese período.

Las presiones de poros residuales (Δu_{term}) encontradas para los ensayos triaxiales cíclicos anisótopos no concuerdan con el modelo predictivo propuesto por Vaid and Chern (1983), comportamiento asociado a la naturaleza del material estudiado. Es necesario de mayor información, para realizar un modelo que pueda predecir la presión de poros residual en arenas de relaves, ya que son muchas las variables que influyen en este comportamiento.

Este estudio corrobora la existencia diferentes formas de acumulación y desarrollo de la deformación axial en arenas de relaves ante distintos estados de carga inicial, tal como lo reportan diferentes autores que estudiaron este fenómeno tanto en arenas naturales (Swamy, Boominathan, y Rajagopal 2010) como en arenas de relaves (Vargas, 2015). Esta diferencia en la forma en que se desarrolla la deformación provoca incoherencias a la hora de evaluar el fenómeno de licuación dado que no existe un criterio unificado para esto, lo que implica una necesidad de realizar más estudios enfocados en esta problemática.

6.2. RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS

Se sugiere investigar el comportamiento de la presión de poros en arenas de relaves para altas presiones de confinamiento efectivas, con diferentes densidades relativas y realizar una comparación con arenas naturales.

Se recomienda un estudio enfocado en la creación de un modelo que permita predecir las presiones de poros residuales (Δu_{term}) para diferentes estados de carga anisótropos.

Se recomienda un estudio enfocado en analizar la forma en que se acumulan las deformaciones axiales en los ensayos triaxiales cíclicos, para así proponer un criterio único para definir la el fenómeno de licuación.

Se recomienda realizar un estudio enfocado en la creación de un modelo que permita predecir el exceso de presión de poros utilizando en arenas de relaves, mediante el criterio de energía como el modelo de Green et al. (2000).

7. BIBLIOGRAFÍA

- Asenjo, Rodrigo Haroldo. 2010. "EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA EN UNA ARENA DE RELAVES."
- Castro, Gonzalo, and Steve J. Poulos. 1977. "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103(6): 501–6. <http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplay.cgi?7415>.
- Corral, Andres. 2008. "Efecto Del Esfuerzo de Corte Estático Inicial En La Resistencia Cíclica de Arenas."
- DeAlba, Pedro, Clarence K Chan, and H B Seed. 1975. *Determination of Soil Liquefaction Characteristics by Large Laboratory Tests*.
- Degregorio, Vincent. 1990. "Loading Systems, Sample Preparation and Liquefaction." 116(5): 805–21.
- Finn, W. D. Liam, Geoffrey R. Martin, and Peter M. Byrne. 1976. "Seismic Response and Liquefaction of Sands." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 102(8): 841–56.
- Green, R A, J K Mitchell, and C P Polito. 2000. "An Energy-Based Excess Pore Pressure Generation Model for Cohesionless Soils." *John Booker memorial symposium*: 16–17.
- Heidelberg, Springer-verlag Gmbh Berlin, Yasuyo Hosono, and Mitsutoshi Yoshimine. 2008. "Effects of Anisotropic Consolidation and Initial Shear Load on Liquefaction Resistance of Sand in."
- Hosono, Y., M. Yoshimine, and M Yoshimine. 2004. "Liquefaction of Sand in Simple Shear Condition." *Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena* (1996): 129–36.
- Idriss, I M, and R W Boulanger. 2004. "SEMI-EMPIRICAL PROCEDURES FOR EVALUATING LIQUEFACTION POTENTIAL DURING EARTHQUAKES." *11th International Conference on soil dynamics and earthquake engineering*: 32–56.
- Ishibashi, I, Makoto Kawamura, and SK Bhatia. 1985. "Effect of Initial Shear on Cyclic Behavior of Sand." *Journal of Geotechnical ...* 1(12): 1395–1410. [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:12\(1395\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:12(1395)).
- Ishihara, K. 1993. "Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes." *Géotechnique* 43(3): 351–451.
- Ishihara, K, and J Koseki. 1989. "Discussion on the Cyclic Shear Strength of Fines Containing Sands." *Earthquake Geotechnical Engineering, Proc., XII Int. Conf. on Soil Mechanics*: 101–6.

- Koester, J.P. 1994. "Influence of Fines Type and Content on Cyclic Strength." *Geotechnical Special Publication* (44): 17–33.
<http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-0028722389&partnerID=40&md5=4cf066d4bf5dfc7daaa5b3eab73a869c>.
- Ladd, R.S. 1977. "Specimen Preparation and Cyclic Stability of Sands." *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 103(GT6): 535–47.
- Lee, K. L., and A. Albaisa. 1974. "Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 100(4): 387–406.
- Lee, K.L., and H.B. Seed. 1967. "Drained Strength Characteristics of Sand." *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions* 93(SM6): 117–41.
- Maureira, Sebastian. 2012. Tesis.Uchile.Cl "RESPUESTA CÍCLICA DE ARENA DE RELAVES EN UN AMPLIO RANGO DE PRESIONES TESIS."
http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2007/celis_c/sources/celis_c.pdf.
- Mohamad, By Ramli, and Ricardo Dobry. 1986. "UNDRAINED MONOTONIC AND CYCLIC TRIAXIAL STRENGTH OF SAND." *Journal of Geotechnical Engineering* 112(10): 941–58.
- Osorio, Benjamin Isaac. 2009. "RESISTENCIA ESTÁTICA Y CÍCLICA DE RELAVES INTEGRALES."
- Ochoa-Cornejo, F., Bobet, A., Johnston, C. T., Santagata, M., & Sinfield, J. V. (2016). Cyclic behavior and pore pressure generation in sands with laponite, a super-plastic nanoparticle. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 265-279.
- Pillai, V. S., and B Bmuhunthan. 2001. "A Review of the Influence of Initial State Shear ($K \alpha$) and Confining Stress ($K \sigma$) On Failure Mechanisms and Earthquake Liquefaction of Soils."
- Pillai, VS. 1991. "Liquefaction Analysis of Sands : Some Interpretation of Seed α ™ S $K \alpha$ (Sloping Ground) and $K \sigma$ (Depth) Correction Factors Using Steady State Concept."
- Polito, Carmine P. Martin II, James R . 2001. "EFFECTS OF NONPLASTIC FINES ON THE LIQUEFACTION RESISTANCE OF." 127(May): 408–15.
- Polito, C. 1999. "The Effects Of Non-Plastic and Plastic Fines On The Liquefaction Of Sandy Soils." *PHD Theis@Virginia Tech* (December): 274.
- Riemer, Michael, Yoshi Moriwaki, and james Obermeyer. 2008. "Effect of High Confining Stresses on Static and Cyclic Strengths of Mine Tailing Materials." *Stress: The International Journal on the Biology of Stress*: 1–10.
- Rollins, Kyle M, and H Bolton Seed. 1990. "Influence of Buildings on Potential

- Liquefaction Damage.” *Journal of Geotechnical Engineering* 116(2): 165–85.
- Seed, H.B, Idriss I.M, Lee K, L AND Makadisi. 1975. “The Slides in the San Fernando Dams During THE Earthquake of feb.9.1971.” *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division, ASCE*, 101: 651–88.
- Seed, H.B. 1983. “Earthquake-Resistant Desing of Earth Dams.” *Symposium Seismic Desing of Earth Dams and Caverns (ASCE)*: 41–64.
- Seed, H B, and I M Idriss. 1971. “Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential.” *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9*: 1971.
- Seed, H Bolton, I M Idriss, and Ignacio Arango. 1983. “Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data.” *Journal of Geotechnical Engineering* 109(3): 458–82.
- Seed, Raymond B, and Leslie F Harder. 1990. “SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength.” *H. Bolton Seed Memorial Symposium*: 351–76.
- Swamy, K. R., A. Boominathan, and K. Rajagopal. 2010. “Undrained Response and Liquefaction Behaviour of Non-Plastic Silty Sands Under Cyclic Loading.” In *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, , 1–10.
- Sze, H Y, and J Yang. 2014. “Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading : Impact of Sample Preparation.” *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 140(1): 152–69.
- Vaid, Y.P., and W. D. L. Finn. 1979. “Static Shear and Liquefaction Potential.” *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105(10): 1233–46.
- Vaid, Y P, and J C Chern. 1983. “Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction.” *Soils and Foundations* 23(4): 139–43.
- Vaid, Y P, J D Stedman, and S Sivathayalan. 2001. “Confining Stress and Static Shear Effects in Cyclic Liquefaction.” *Canadian Geotechnical Journal* 38(3): 580–91.
- Vargas, Marcelo. 2015. “Efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático inicial en la resistencia cíclica de arena de relaves, tesis.”
- Verdugo, Ramon, and Kenji Ishihara. 1997. “The Steady State Of Sandy Soils.”
- Verdugo, R. (2011): “Seismic Stability Analysis of Large Tailings Dams”, 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering , 359-383.
- Yoshimi, Yoshiaki, and Hiroshi Oh-oka. 1975. “Influence of Degree of Shear Stress

Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand.” *Soils and Foundations* 15(3): 27–40.

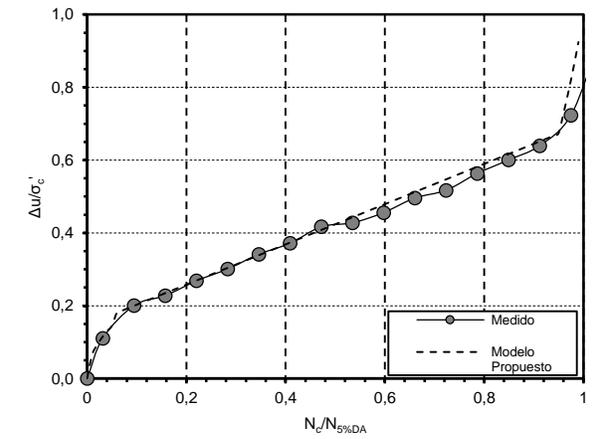
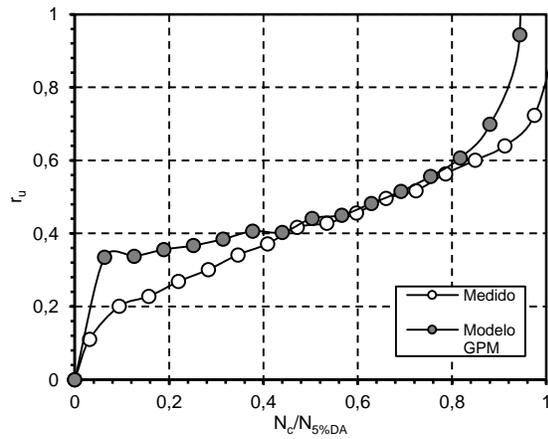
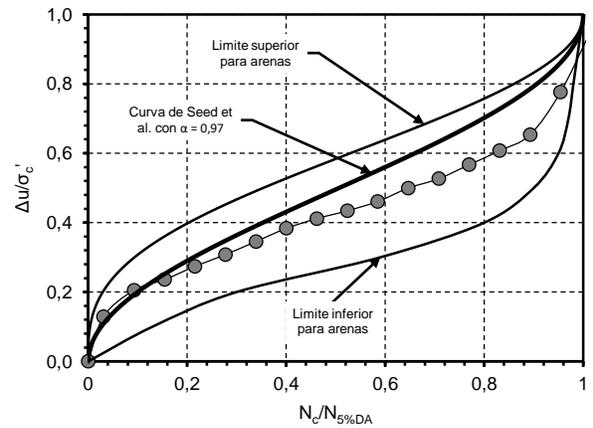
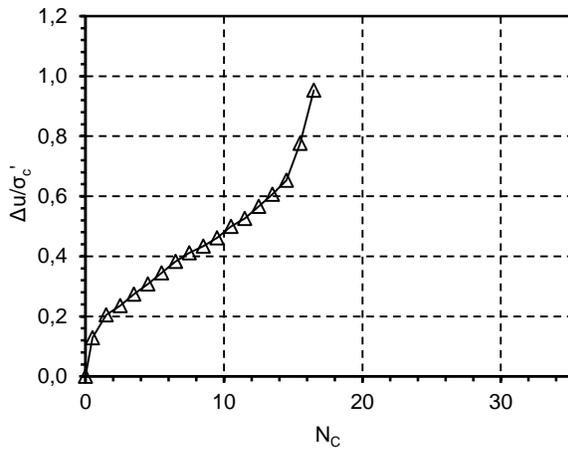
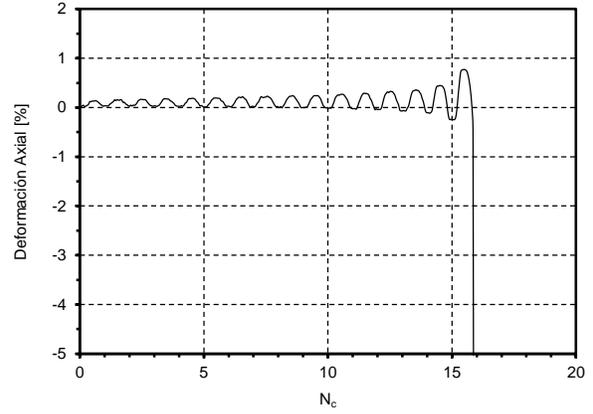
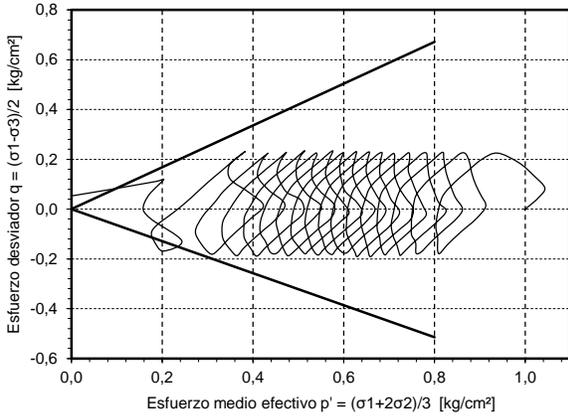
YOSHIMI, YOSHIKI, and KOHJI TOKIMATSU. 1983. “SPT PRACTICE SURVEY AND COMPARATIVE TESTS.” *Soils and Foundations* 23(3): 105–11. <http://ci.nii.ac.jp/naid/110003914901/en/>.

Yoshimine, Mitsutoshi, and Yasuyo Hosono. 2000. “Effects of Anisotropy of Sand on Results of Undrained Triaxial Tests.” *The Second Japan-Philippine Workshop on Safety and Stability of Infrastructure against Environmental Impacts* (50): 158–69.

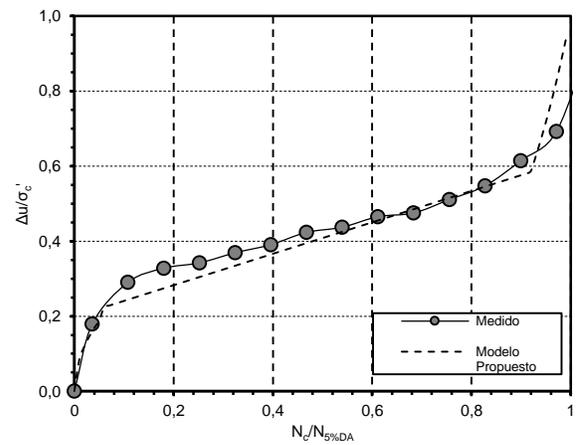
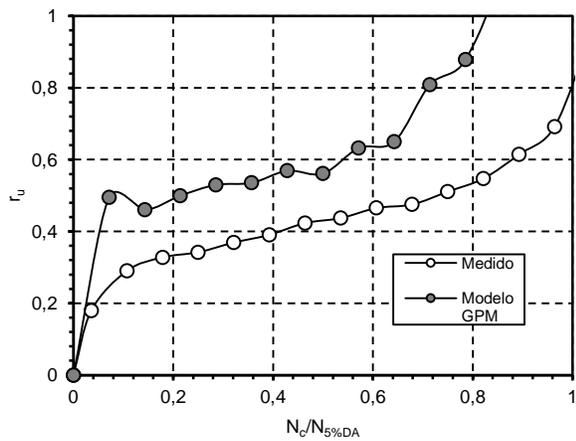
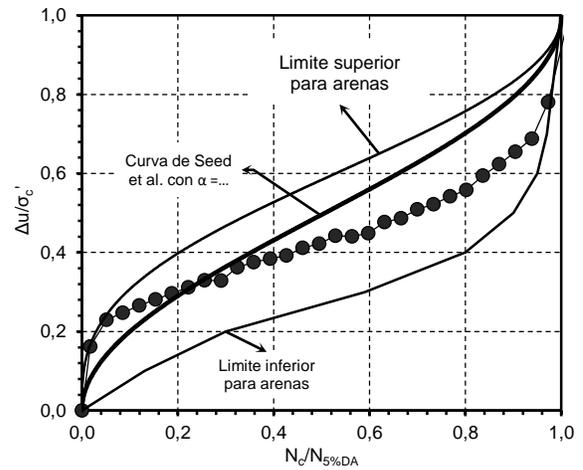
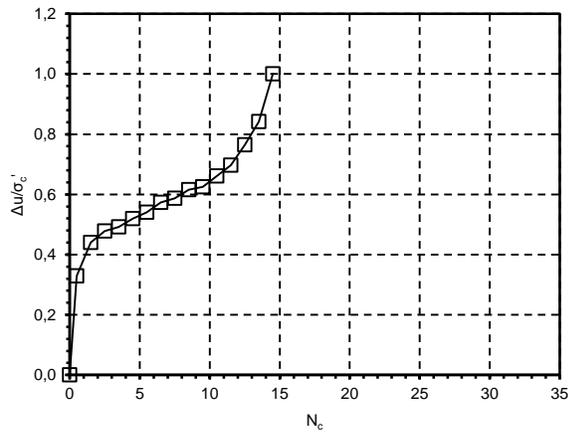
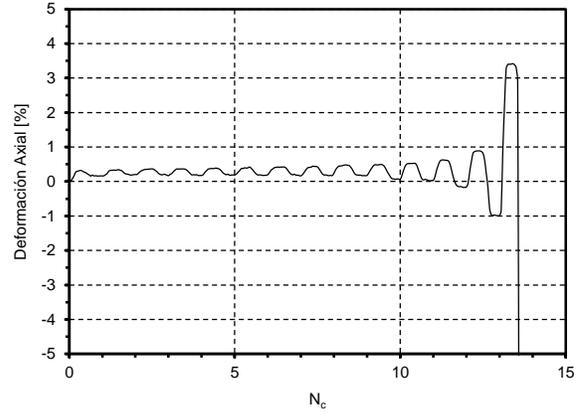
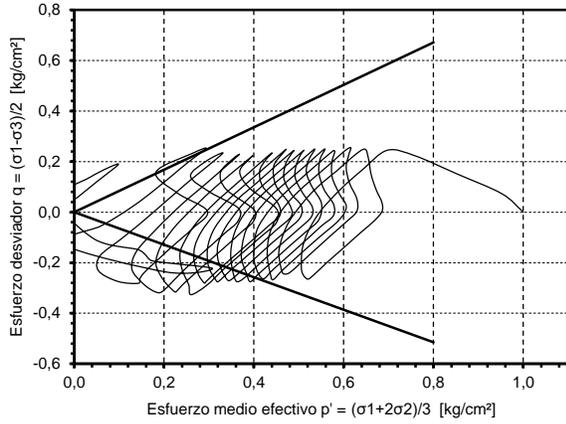
Youd, T. Leslie, and Izzat M. Idriss. 2001. “Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(10): 817–33.

ANEXOS

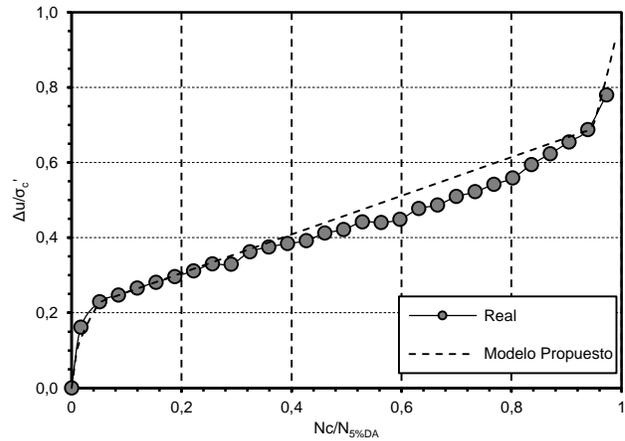
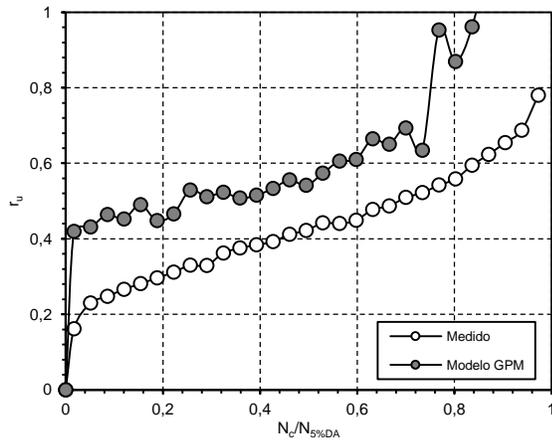
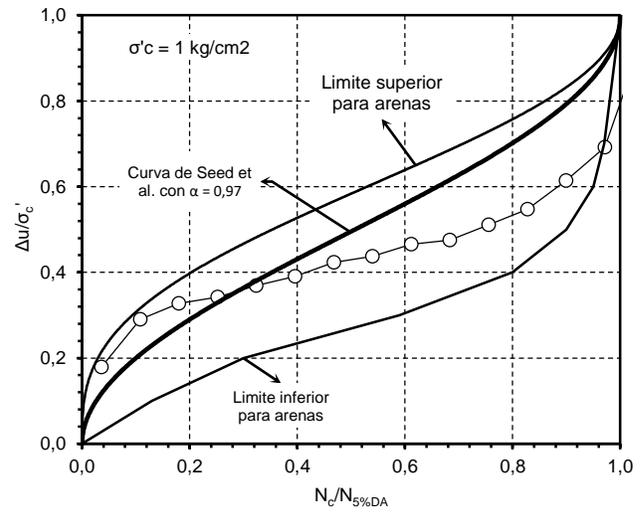
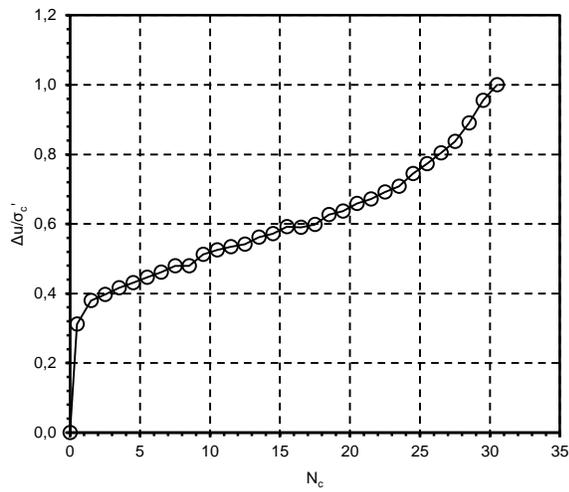
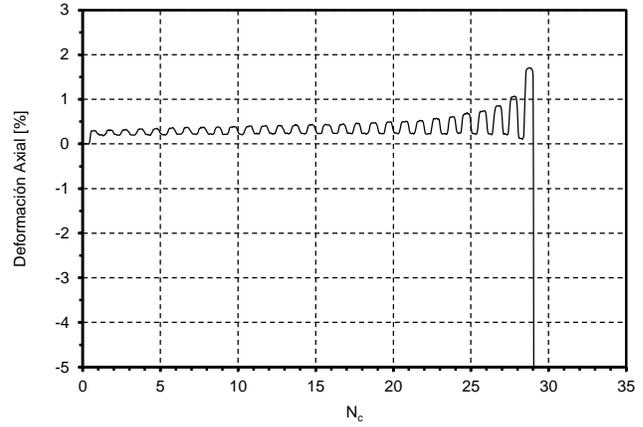
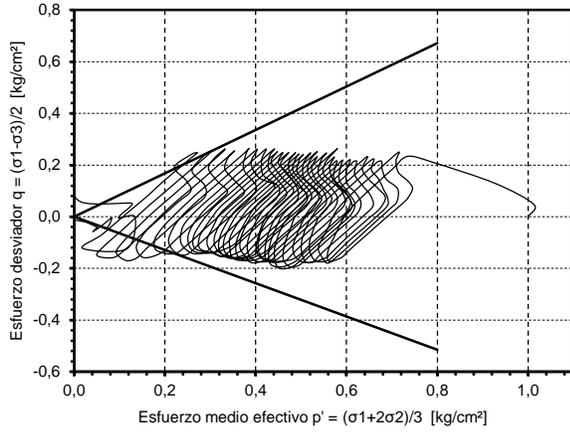
Información Ensayo Triaxial Cíclico #1			
p'_0 [kg/cm ²]	3	CSR	0.23
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	17
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	16
DR_f [%]	42%	$N_{10\%DA}$	16



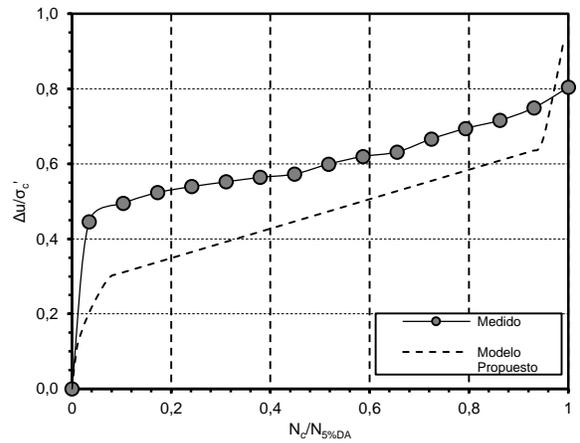
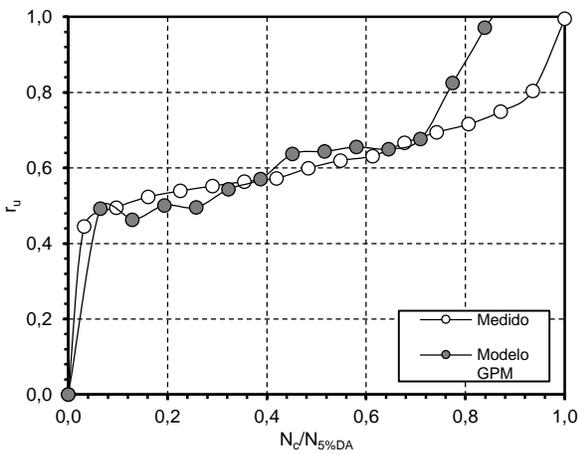
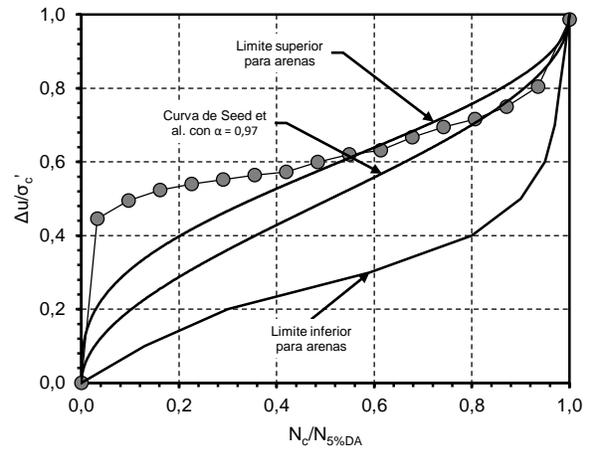
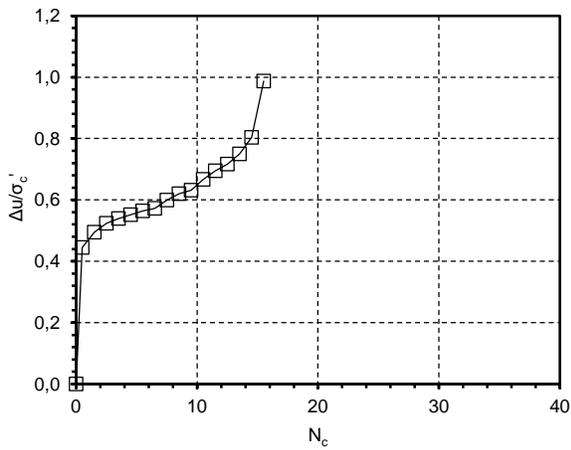
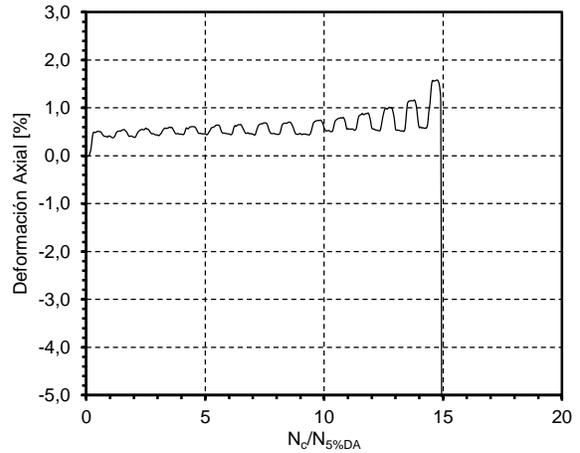
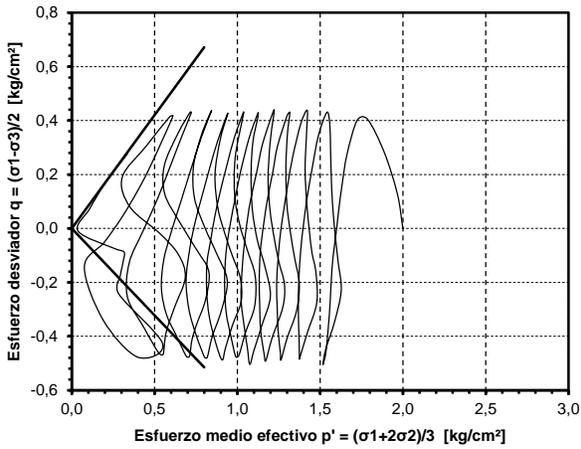
Información Ensayo Triaxial Cíclico #2			
p'_0 [kg/cm ²]	1	CSR	0.25
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	14
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	14
DR_f [%]	43%	$N_{10\%DA}$	14



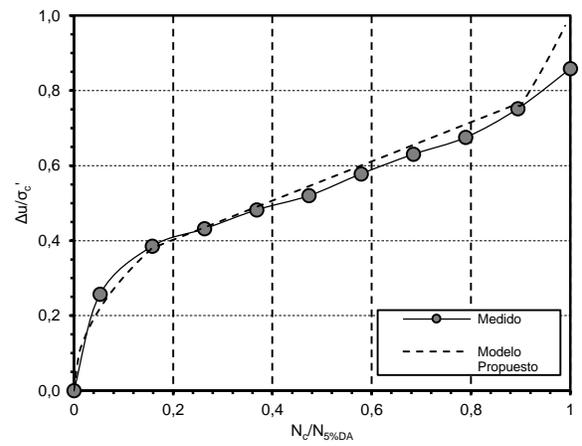
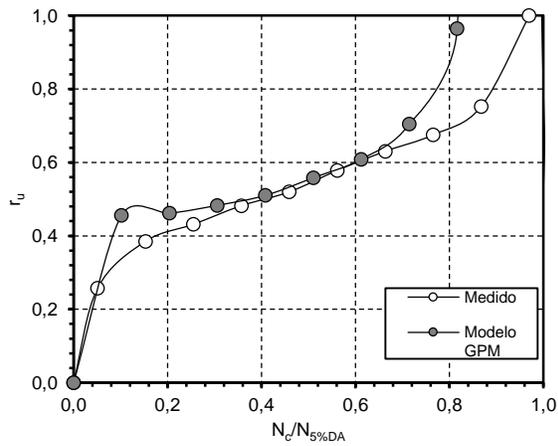
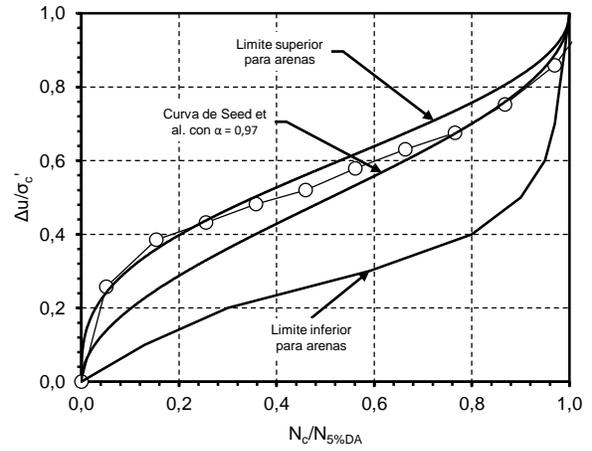
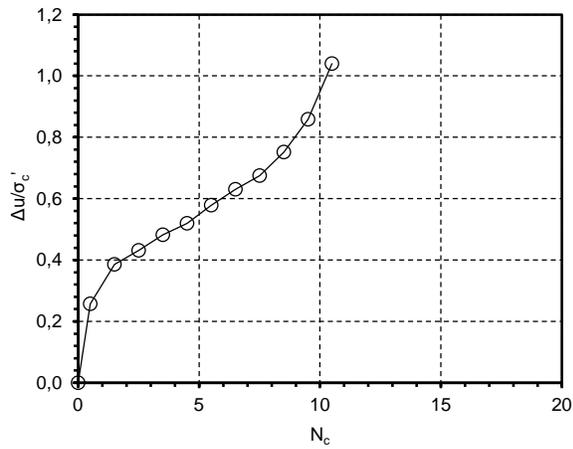
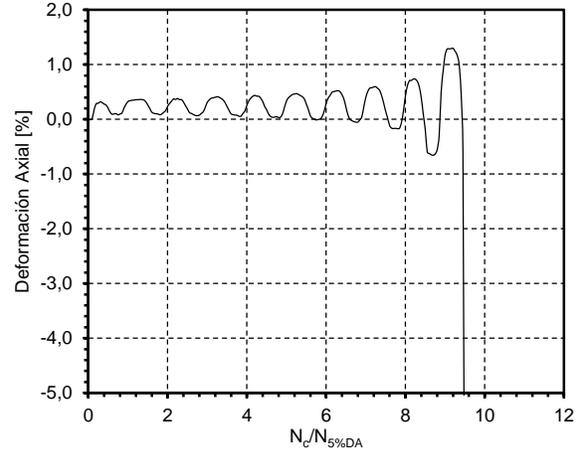
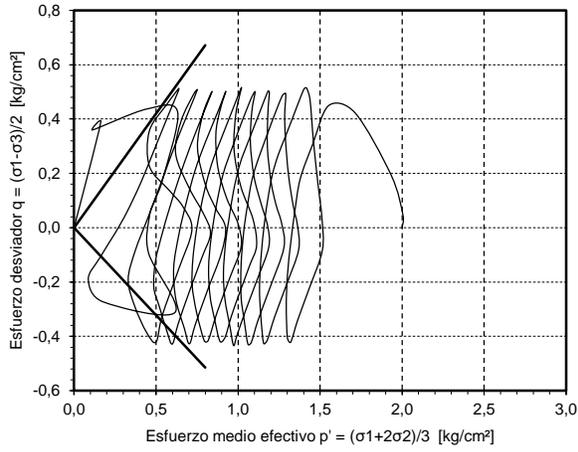
Información Ensayo Triaxial Cíclico #3			
p'_0 [kg/cm ²]	3	CSR	0.20
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	30
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	30
DR_f [%]	43%	$N_{10\%DA}$	30



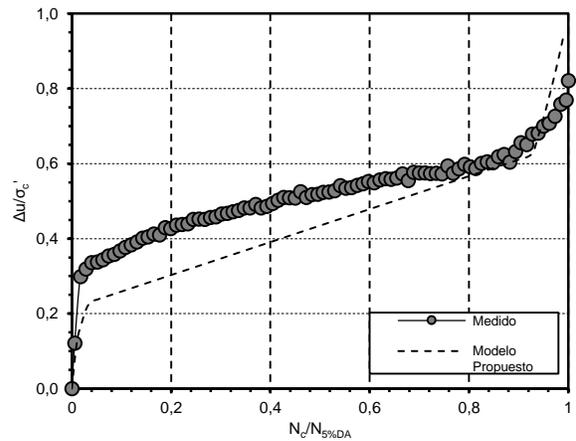
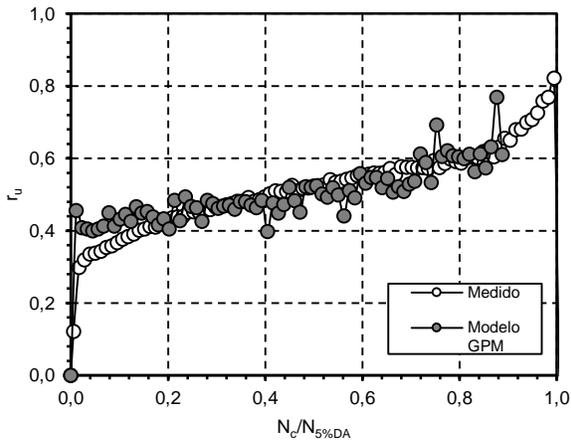
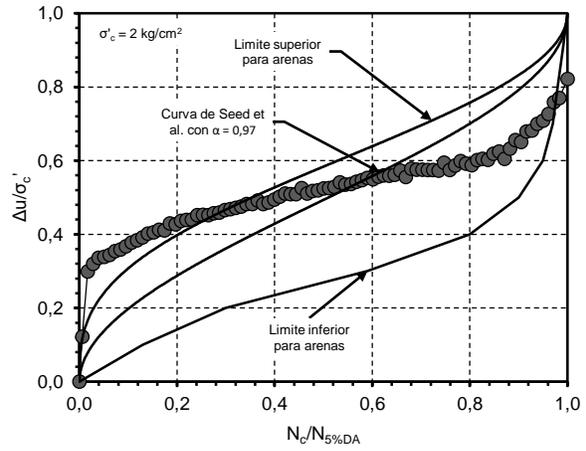
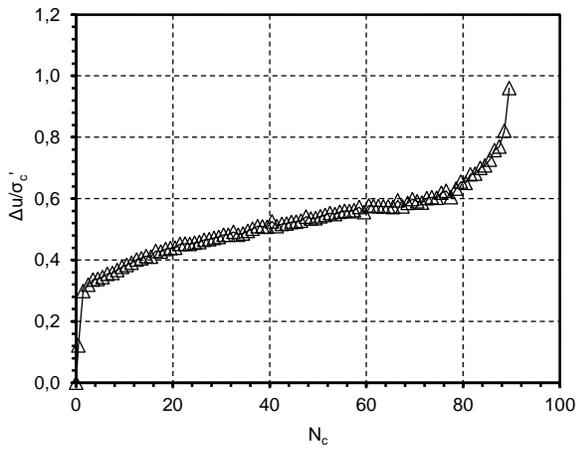
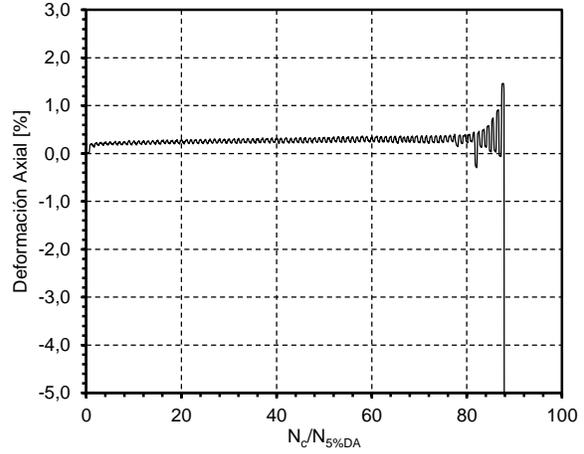
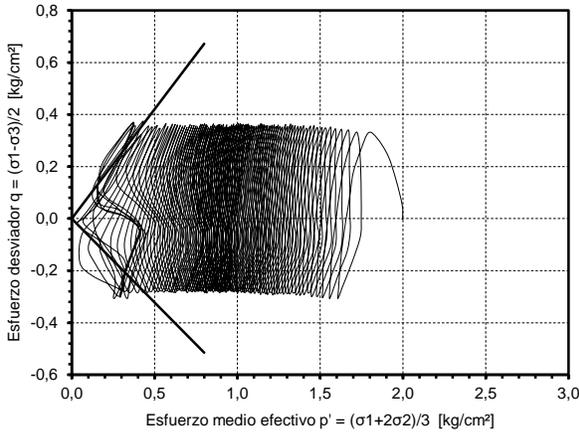
Información Ensayo Triaxial Cíclico #4			
p'_0 [kg/cm ²]	3	CSR	0.20
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	16
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	15
DR_f [%]	42%	$N_{10\%DA}$	15



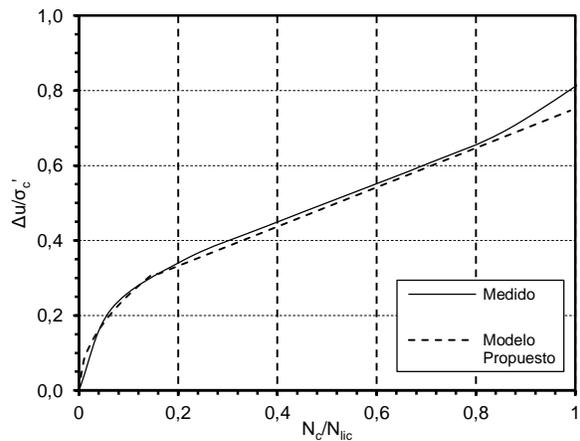
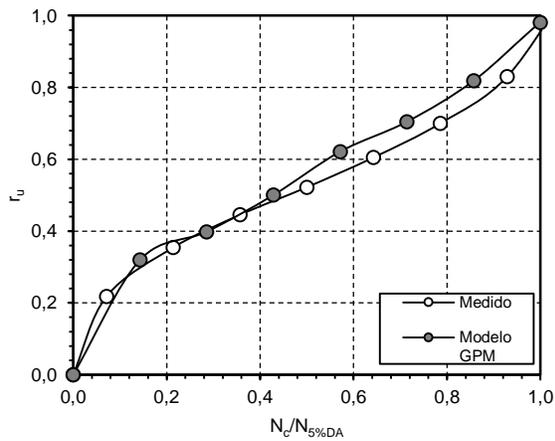
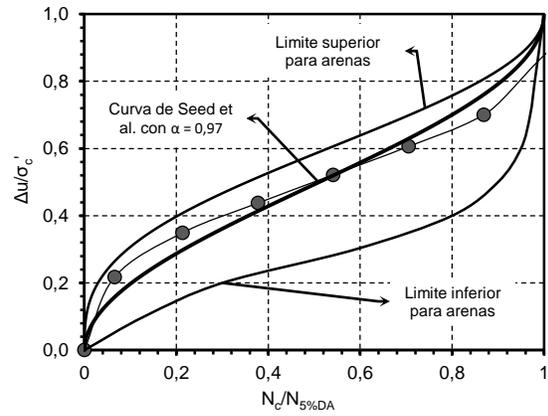
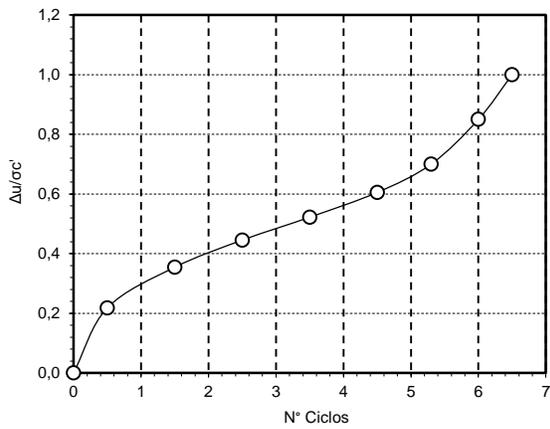
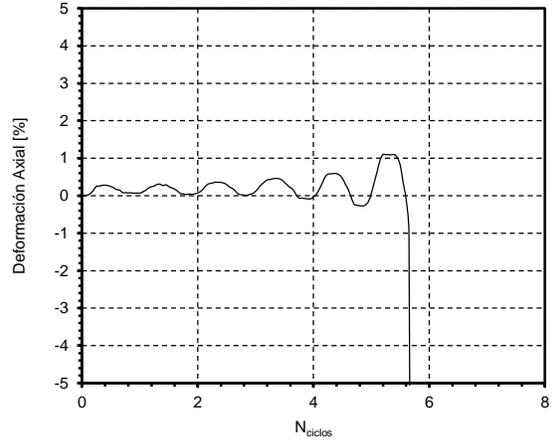
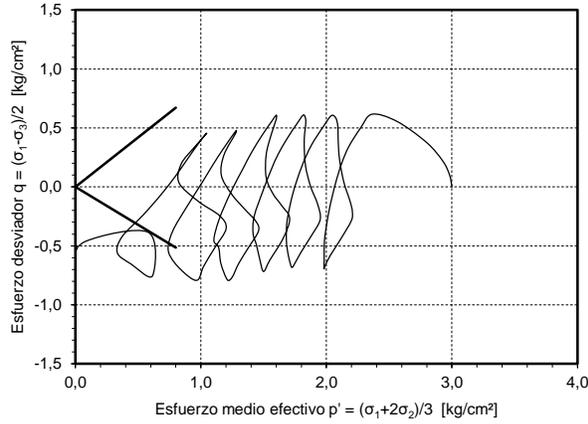
Información Ensayo Triaxial Cíclico #5			
p'_0 [kg/cm ²]	3	CSR	0.21
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	10
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	9
DR_f [%]	42%	$N_{10\%DA}$	9



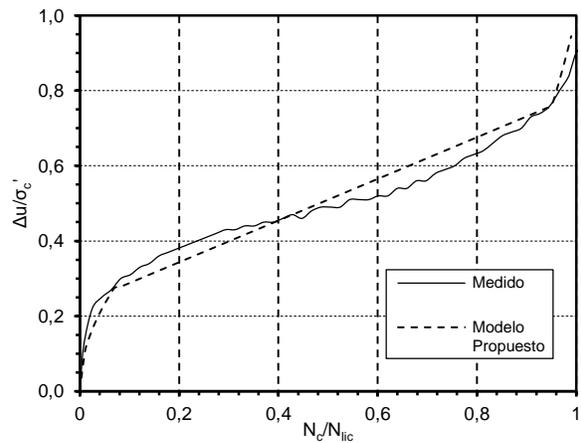
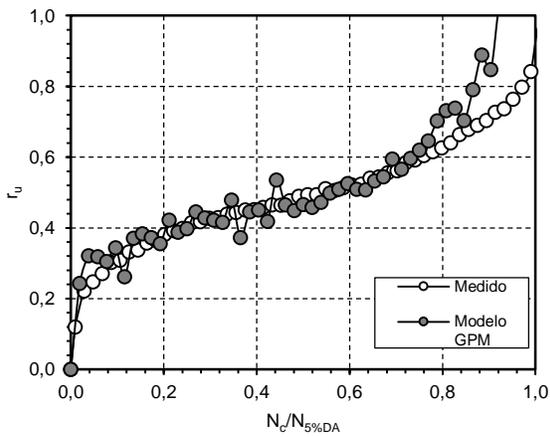
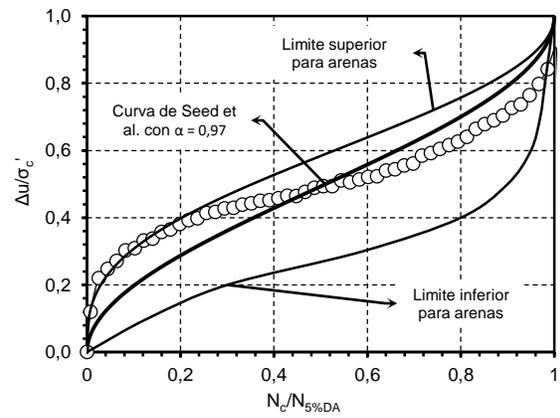
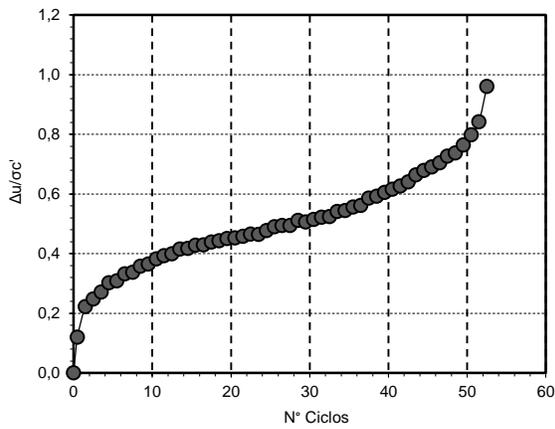
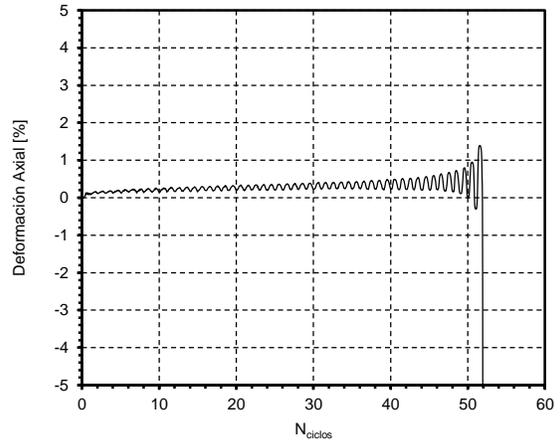
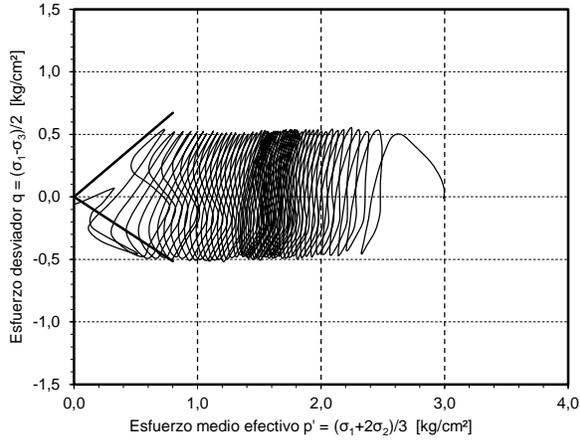
Información Ensayo Triaxial Cíclico #6			
p'_0 [kg/cm ²]	3	CSR	0.16
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	88
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	88
DR_f [%]	44%	$N_{10\%DA}$	88



Información Ensayo Triaxial Cíclico #7			
p'_0 [kg/cm ²]	5	CSR	0.22
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	7
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	6
DR_f [%]	42%	$N_{10\%DA}$	6



Información Ensayo Triaxial Cíclico #8			
p'_0 [kg/cm ²]	5	CSR	0.16
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	53
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	53
DR_f [%]	44%	$N_{10\%DA}$	53



Información Ensayo Triaxial Cíclico #9			
p'_0 [kg/cm ²]	5	CSR	0.19
BP [kg/cm ²]	2	$N_{100\%pp}$	13
DR_i [%]	40%	$N_{5\%DA}$	12
DR_f [%]	43%	$N_{10\%DA}$	12

