



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

**EFFECTO ACOPLADO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO Y EL
CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENA
DE RELAVES**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN
CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
MENCIÓN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MARCELO ALEJANDRO VARGAS GARCÍA

PROFESOR GUÍA:
RAMÓN VERDUGO ALVARADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS
CÉSAR PASTEN PUCHI
JAVIER UBILLA VILLAGRÁN

SANTIAGO DE CHILE
2015

RESUMEN DE TESIS PARA OPTAR AL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL Y AL GRADO DE MAGISTER EN
CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN
INGENIERÍA GEOTÉCNICA.
POR: MARCELO VARGAS G.
FECHA: 28/04/2015.
PROF. GUÍA: RAMÓN VERDUGO A.

EFFECTO ACOPLADO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO Y EL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENA DE RELAVES

Los altos niveles de producción de cobre en la actualidad, junto con la baja ley de los yacimientos, hacen que se generen cantidades importantes de desechos llamados relaves. El almacenamiento de grandes volúmenes de relaves obliga al estudio del comportamiento tanto estático como sísmico de este material, de manera de asegurar la estabilidad mecánica de las presas de relaves. En este contexto es de gran importancia estudiar la resistencia de los relaves frente al fenómeno de licuación, materia del presente trabajo.

Diversos estudios han mostrado que el nivel de presión de confinamiento afecta la resistencia cíclica de arenas, proponiéndose el factor de corrección K_σ . Análogamente, se ha observado que el nivel de corte estático inicial también afecta la resistencia cíclica, a raíz de lo cual se ha introducido el factor de corrección K_α . Sin embargo, el efecto acoplado de ambas variables, que corresponde a la condición real de terreno, no ha sido debidamente investigado. Consecuentemente, mediante ensayos triaxiales cíclicos no drenados consolidados tanto isotrópicamente como anisotrópicamente, se ha estudiado el efecto conjunto de ambas variables en la resistencia cíclica de arena de relaves, para distintos niveles de densidad relativa inicial.

Los resultados obtenidos del efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático en la resistencia cíclica de arena de relaves, se han resumido a través del parámetro $K_{\sigma\alpha}$. Este factor se presenta gráficamente con la intención de advertir donde la combinación de presión de confinamiento y corte estático inicial (en términos del parámetro α) tiene efectos positivos o negativos en la resistencia cíclica de arena de relaves. El análisis de datos indica una sobrestimación de la resistencia al usar el producto de los factores por separado ($K_\sigma \times K_\alpha$), en comparación al uso del factor acoplado $K_{\sigma\alpha}$, para cada una de las densidades estudiadas.

Los resultados experimentales muestran que existe en definitiva dos modos de desarrollo de deformaciones. Por un lado, está el caso donde la probeta claramente exhibe deformaciones axiales cíclicas, identificándose la falla por un nivel de deformación entre los peaks de compresión y extensión. Por otro lado, está la condición de una reducida deformación cíclica, pero un marcado desarrollo de deformación acumulada hacia la zona en compresión, identificándose la falla por el nivel de deformaciones máximo acumulado. Cada uno de estos modos depende de la combinación de densidad relativa, presión confinante, corte estático y nivel de sollicitación cíclica.

“And in the end, the love you take is equal to the love you make”.

The Beatles.

AGRADECIMIENTOS

Primero que todo agradecer a mis padres, Marcelo y Verónica, por el cariño y comprensión que me han entregado durante toda mi vida, así como también por las herramientas que me han permitido construir lo que soy. Gracias por ser ejemplos a seguir y por mostrarme que en la vida uno jamás termina de aprender. A mis hermanas, Paula y Lore, por la alegría con que me contagian día a día, por su cariño y por todo lo que hemos vivido juntos en el Chascomus.

Agradecerte profundamente a ti, Carli. Muchas gracias por tu amor, comprensión y apoyo a lo largo de todo este proceso. Gracias por tu constante cariño y por tu paciencia. A mis grandes amigos Rodrigo Castillo y Rodrigo Torres, por ser mis hermanos por elección y por el ánimo con que me impregnaron constantemente. A mis amigas Natalia Pereira y Nelly Huerta, por su gran preocupación y constante energía positiva para que todo saliera bien.

A mis amigos Omar Gonzalez y Mario Carrillo, por su tiempo y dedicación para ayudarme en todo el proceso experimental. Omar, infinitas gracias por tus consejos, no tan sólo del laboratorio si no que de la vida. Guardo con mucho aprecio nuestras largas conversaciones y risas.

A mi profesor guía Ramón Verdugo, por la confianza depositada en mi para desarrollar esta investigación y por los incontables valiosos consejos entregados. Muchas gracias por todo lo que me ha enseñado y por su constante ayuda en este trabajo.

A los miembros que componen la comisión de tesis, profesores Ricardo Moffat, César Pastén y Javier Ubilla. Muchas gracias por sus observaciones y su gran disposición a participar de este trabajo.

A David Solans por su tremenda ayuda para realizar la parte experimental de esta tesis y por sus valiosos consejos. También a Sebastián Maureira por entregarme sus conocimientos y enseñarme todo lo que necesitaba saber, gracias por guiarme en los primeros pasos de este trabajo y por tu constante disposición de contestar mis dudas.

A mis grandes amigos de civil: Gato, Flaco, Nico (eres distinto!), Caro, Luci, Margarita, Jesa y Vivi. Muchas gracias por los momentos vividos, las risas y todas las tremendas experiencias que hemos pasado juntos.

A mis amigos del laboratorio: Ale, Jope, Gugui, Carlitos, Daniel y Manuel, gracias por los buenos momentos y tremendas experiencias en el Mecesup. Muchas gracias también a Gaspar Besio, por su constante apoyo y por el ánimo entregado, además de sus consejos para hacer más llevadero todo el proceso.

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	CONTEXTO GENERAL	1
1.2	OBJETIVOS	2
1.2.1	OBJETIVOS GENERALES	2
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.3	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	2
2	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	COMPORTAMIENTO MONÓTONO DE ARENAS	4
2.1.1	STEADY STATE O ESTADO ÚLTIMO	4
2.1.2	PHASE TRANSFORMATION Y QUASY-STEADY STATE	6
2.1.3	INESTABILIDAD	8
2.1.4	COMPORTAMIENTO MONÓTONO NO DRENADO DE ARENAS	11
2.1.4.1	EFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EN LA RESPUESTA MONÓTONA NO DRENADA	18
2.1.4.2	EFECTO DEL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESPUESTA MONÓTONA NO DRENADA	22
2.1.5	COMPORTAMIENTO MONÓTONO DRENADO DE ARENAS	33
2.2	COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO DE ARENAS	40
2.2.1	ESTADO TENSIONAL BAJO CARGAS CÍCLICAS	41
2.2.2	LICUACIÓN DE ARENAS	43
2.2.2.1	FALLA DE FLUJO Y MOVILIDAD CÍCLICA	44
2.2.2.2	COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO DE ARENAS	46
2.2.2.3	CRITERIOS EXPERIMENTALES PARA DEFINIR LICUACIÓN	52
2.2.3	RESISTENCIA CÍCLICA	53
2.2.4	FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA CÍCLICA	55
2.2.4.1	EFECTO DE LA DENSIDAD RELATIVA EN LA RESISTENCIA CÍCLICA	57
2.2.4.2	EFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EN LA RESISTENCIA CÍCLICA	64
2.2.4.2.1	FACTOR $K\sigma$	74
2.2.4.3	EFECTO DEL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA	81
2.2.4.3.1	FACTOR $K\alpha$	120
2.3	TENSIONES ESTÁTICAS EN PRESAS DE RELAVES	129
2.4	EFECTO DEL CORTE ESTÁTICO EN LAS DEFORMACIONES CÍCLICAS BAJO CONDICIÓN NO DRENADA DE CARGA	133
2.5	ROTURA DE PARTÍCULAS	143
3	EQUIPOS, SUELO ENSAYADO Y METODOLOGÍA	153
3.1	EQUIPOS UTILIZADOS	153
3.2	SUELO ENSAYADO	158
3.2.1	CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA SUELO ENSAYADO	158
3.2.2	DESCRIPCIÓN MINERALÓGICA	160
3.3	METODOLOGÍA DE ENSAYO	161
3.3.1	PREPARACIÓN DE PROBETAS	161
3.3.2	SATURACIÓN	161
3.3.3	EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VACÍOS FINAL	162
3.3.4	CONSOLIDACIÓN	163
3.3.5	PROGRAMA DE ENSAYOS	164
3.3.5.1	ENSAYOS TRIAXIALES MONÓTONOS NO DRENADOS (CIU)	164
3.3.5.2	ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS NO DRENADOS	165
3.3.5.3	CONSOLIDACIONES ISÓTROPAS	170
4	PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	171
4.1	CURVAS DE COMPRESIBILIDAD ISÓTROPAS	171

4.2	COMPORTAMIENTO MONÓTONO NO DRENADO	176
4.3	COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO.....	185
4.3.1	EFFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENAS DE RELAVES.....	185
4.3.1.1	COMPARACIÓN K_{σ} CON LA LITERATURA DISPONIBLE	190
4.3.2	EFFECTO DEL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENAS DE RELAVES	193
4.3.2.1	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE TRIAXIALES CÍCLICOS ANISOTRÓPICOS.....	199
4.3.2.2	COMPARACIÓN K_{α} CON LA LITERATURA DISPONIBLE	212
4.3.3	FACTOR DE CORRECCIÓN $K_{\sigma\alpha}$	217
5	CARACTERIZACIÓN DE LAS DEFORMACIONES BAJO CARGAS CÍCLICAS Y CORTE ESTÁTICO.....	238
5.1	TIPOS DE DEFORMACIÓN CÍCLICA.....	238
5.2	CRITERIO DE DEFORMACIÓN ACUMULADA PARA EVALUAR LA OCURRENCIA DE LICUACIÓN.....	241
6	CONCLUSIONES.....	250
7	BIBLIOGRAFÍA	252
8	ANEXO A. CONSOLIDACIONES ISÓTROPAS.....	260
9	ANEXO B. ENSAYOS TRIAXIALES MONÓTONOS.....	266
10	ANEXO C. ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS.....	293
11	ANEXO D. DEFORMACIONES CÍCLICAS.....	402

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.	Comparación estado crítico postulado por: Casagrande (1940), Roscoe et al (1958) y Seed & Lee (1967) (Lade & Yamamuro, 1996).....	5
Figura 2.2.	Línea de estado último arena de Toyoura, plano $e-p'$ (Verdugo & Ishihara, 1996). ...	6
Figura 2.3.	Línea de estado último arena de Toyoura, plano $q-p'$ (Verdugo & Ishihara, 1996). ...	6
Figura 2.4.	Línea de división inicial (IDL) para arena Toyoura (Verdugo, 1992).....	8
Figura 2.5.	Línea de pseudo estado último para arena de Toyoura (Verdugo, 1992).	8
Figura 2.6.	Diagrama esquemático de la posición de la línea de inestabilidad (Yamamuro & Lade, 1997a).	10
Figura 2.7.	Diagrama esquemático de la posición de la “inestabilidad temporal” (Yamamuro & Lade, 1997a).	11
Figura 2.8.	Ensayos CIU en compresión $\sigma'_0 = 490$ kPa: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de corte, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Verdugo, 1992. Modificado por Yoshimine & Ishihara, 1998).	13
Figura 2.9.	Esfuerzo desviador vs deformación axial de muestras con resistencia residual iguales a cero (Ishihara, 1993).	14
Figura 2.10.	Ensayos CIU en compresión $e = 0.735$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Verdugo & Ishihara, 1996).....	14
Figura 2.11.	Ensayos CIU en compresión $e = 0.833$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Verdugo & Ishihara, 1996).....	16
Figura 2.12.	Ensayos CIU en compresión $e = 0.907$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Verdugo & Ishihara, 1996).....	17

Figura 2.13. Comportamiento no drenado de arenas a grandes deformaciones (Yoshimine & Ishihara, 1998).	18
Figura 2.14. Comportamiento no drenado de arena de Cambria a altas presiones en compresión: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial; (b) Presión de Poros vs deformación de axial (Lade & Yamamuro, 1996).	19
Figura 2.15. Comportamiento no drenado de arena de Cambria a altas presiones en compresión: Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Lade & Yamamuro, 1996).	20
Figura 2.16. Comportamiento no drenado de arena de Cambria a altas presiones en extensión: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial; (b) Presión de Poros vs deformación de axial (Lade & Yamamuro, 1996).	21
Figura 2.17. Comportamiento no drenado de arena de Cambria a altas presiones en extensión: Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Lade & Yamamuro, 1996).	22
Figura 2.18. Efecto de las variables de estado iniciales (e'_c , σ'_3 y K_c) en la respuesta no drenada de una arena de relaves suelta (Vaid & Sivathayalan, 2000).	23
Figura 2.19. Comportamiento monótono en compresión de arena de río Fraser en su estado más suelto (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).	24
Figura 2.20. Comportamiento monótono en extensión de arena de río Fraser en su estado más suelto (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).	25
Figura 2.21. Ángulo de fricción movilizado en compresión y extensión para “critical stress ratio” (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).	26
Figura 2.22. Ángulo de fricción movilizado en compresión y extensión para “steady state” (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).	26
Figura 2.23. Línea de división inicial para ensayos consolidados isotrópamente (Kato et al., 2001).	27
Figura 2.24. Línea de división inicial para ensayos consolidados anisotrópicamente: (a) $K_c = 0.5$, (b) $K_c = 0.33$ (Kato et al., 2001).	28
Figura 2.25. Comparación de la línea de división inicial para distintos valores de K_c (Kato et al., 2001).	28
Figura 2.26. Dependencia del comportamiento monótono no drenado respecto de la dirección de aplicación de σ_1 y el parámetro de Habib (Vaid & Sivathayalan, 2000).	30
Figura 2.27. Influencia del corte estático inicial y la dirección de aplicación de σ_1 en el comportamiento monótono no drenado de arenas: (a) $\alpha = 0^\circ$, (b) $\alpha = 30^\circ$ (Sivathayalan & Vaid, 2002).	31
Figura 2.28. Influencia del corte estático inicial y la dirección de aplicación de σ_1 en el comportamiento monótono no drenado de arenas: (a) $\alpha = 60^\circ$, (b) $\alpha = 90^\circ$ (Sivathayalan & Vaid, 2002).	32
Figura 2.29. Dependencia de la resistencia última no drenada respecto de la dirección de aplicación de σ_1 y el corte estático inicial K_c (Sivathayalan & Vaid, 2002).	33
Figura 2.30. Comportamiento drenado arena de río sacramento estado más denso ($e = 0.61$, $DR_i = 100\%$) (Lee & Seed, 1967b).	35
Figura 2.31. Comportamiento drenado arena de río sacramento estado más suelto ($e = 0.87$, $DR_i = 38\%$) (Lee & Seed, 1967b).	36
Figura 2.32. Ensayos CID en compresión $\sigma'_0 = 0.1$ MPa: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs índice de vacíos (Verdugo & Ishihara, 1996).	37
Figura 2.33. Ensayos CID en compresión $\sigma'_0 = 0.5$ MPa: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs índice de vacíos (Verdugo & Ishihara, 1996).	38
Figura 2.34. Estado último evaluado por ensayos triaxiales drenados y no drenados (Verdugo & Ishihara, 1996).	39

Figura 2.35. Razón entre esfuerzo desviador y presión media efectiva, q/p' , versus deformación axial: (a) $\sigma'_0 = 0.1$ MPa, (b) $\sigma'_0 = 0.5$ MPa (Verdugo & Ishihara, 1996).....	40
Figura 2.36. Estado tensional en un elemento de suelo sujeto a cargas cíclicas (Seed, 1979).....	41
Figura 2.37. Condición de tensiones para ensayos triaxiales no drenados bajo condiciones de carga cíclica (Seed & Lee, 1966).....	43
Figura 2.38. Trayectorias no drenadas para falla de flujo y movilidad cíclica en el plano de índice de vacíos versus presión media efectiva (Castro & Poulos, 1977).....	45
Figura 2.39. Mecanismo de generación de asentamientos producto del incremento de la presión de poros por carga cíclica (Seed, 1979).....	47
Figura 2.40. Ensayos torsionales cíclicos en probetas de arena de río Fuji: (a) Suelta, (b) Densa (Ishihara, 1985).....	49
Figura 2.41. Ensayo torsional cíclico en probeta suelta de arena de río Fuji: (a) Trayectoria de tensiones, (b) Curva tensión-deformación (Ishihara, 1985).	50
Figura 2.42. Ensayo torsional cíclico en probeta densa de arena de río Fuji: (a) Trayectoria de tensiones (b) Curva tensión-deformación (Ishihara, 1985).	51
Figura 2.43. Ilustración de la movilidad cíclica para arena densa (Ishihara, 1985).....	52
Figura 2.44. Relación de tensión-deformación de arenas para diferentes densidades (Ishihara, 1985).....	53
Figura 2.45. Registro de sollicitación de corte en el tiempo (Seed & Idriss, 1971).....	54
Figura 2.46. Número de ciclos uniformes equivalentes, N_{eq} , para distintas magnitudes de sismos (Seed et al., 1975).....	55
Figura 2.47. Elementos de suelo bajo: (a) Terraplén, (b) Estructura (Pillai, 1991).	57
Figura 2.48. Curvas de consolidación isotropas: (a) Arena de relaves, (b) Arena de Ottawa (Vaid et al., 1985).....	59
Figura 2.49. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus densidad relativa e índice de vacíos para arena de relaves (Vaid et al., 1985).	60
Figura 2.50. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus densidad relativa e índice de vacíos para arena de Ottawa (Vaid et al., 1985).....	60
Figura 2.51. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus densidad relativa e índice de vacíos para arena del delta del río Fraser (Canadá) (Vaid & Sivathayalan, 1995).....	62
Figura 2.52. Resistencia cíclica para diferentes densidades relativas con contenido de finos de 18% (Verdugo & Viertel, 2004).....	63
Figura 2.53. Resistencia cíclica en función de la densidad relativa para distintos valores de contenido de finos (Verdugo & Viertel, 2004).....	63
Figura 2.54. Resistencia cíclica en función del índice de vacíos para distintos valores de contenido de finos (Verdugo & Viertel, 2004).....	64
Figura 2.55. Esfuerzo de corte máximo versus presión de confinamiento para probetas inalteradas de distintas presas de arena evaluadas en ensayos triaxiales cíclicos (Seed, 1983)....	65
Figura 2.56. Determinación de la resistencia cíclica a partir de ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotropamente (Seed, 1983).	66
Figura 2.57. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus presión de confinamiento para distintos niveles de densidad relativa (Vaid & Sivathayalan, 1996).....	67
Figura 2.58. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus presión de confinamiento: (a) Arena de relaves, (b) Arena de Ottawa (Vaid et al., 1985).....	68
Figura 2.59. Resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras sueltas de arena de relaves (Maureira, 2012).....	69
Figura 2.60. Resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras densas de arena de relaves (Maureira, 2012).....	70
Figura 2.61. Definición del índice de parámetro de estado relativo (Idriss & Boulanger, 2004). 71	

Figura 2.62. Resistencia cíclica versus ξ_R para muestras reconstituidas de arena del delta del río Fraser, Canadá (Boulanger, 2003).....	72
Figura 2.63. Resistencia cíclica versus densidad relativa modificada por presión en arena de relaves (Maureira, 2012).....	73
Figura 2.64. Curvas de consolidación isotrópica en muestras de arena de relaves confeccionadas a distintas densidades (Maureira, 2012).	74
Figura 2.65. Relación entre K_σ y la presión de confinamiento propuesto por Seed (1983) (Harder & Boulanger, 1997).	75
Figura 2.66. Relación entre K_σ y la presión de confinamiento propuesto por Seed & Harder (1990) (Harder & Boulanger, 1997).	76
Figura 2.67. Relación entre K_σ y la presión de confinamiento propuesto por Hynes & Olsen (1999).	77
Figura 2.68. Curvas recomendadas para estimar el factor K_σ en la práctica ingenieril (Youd et al., 2001).	78
Figura 2.69. Relación entre K_σ y la presión de confinamiento propuesto por Vaid, Stedman & Sivathayalan (Vaid et al., 2001).	79
Figura 2.70. Relación entre K_σ y la tensión vertical efectiva normalizada por la presión atmosférica, propuesto por Boulanger (Boulanger, 2003).	80
Figura 2.71. Recopilación de curvas de K_σ versus presión de confinamiento efectiva para arenas de relaves.	81
Figura 2.72. Estado tensional in situ de un elemento de suelo sujeto a esfuerzo de corte estático inicial y esfuerzo de corte cíclico (Ishibashi et al., 1985).	82
Figura 2.73. Interpretación gráfica del término R para cuantificar la reversibilidad de esfuerzos (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).	83
Figura 2.74. Efecto del corte estático inicial en la razón de esfuerzo de corte dinámico que define la licuación (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).	84
Figura 2.75. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical requerida para generar en probetas con DR = 50 %: (a) 2 % de deformación de corte, (b) 5 % de deformación de corte, (c) 10 % de deformación de corte (Vaid & Finn, 1979).	85
Figura 2.76. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical requerida para generar distintos niveles de deformación en probetas con DR = 50 %: (a) 10 ciclos, (b) 30 ciclos (Vaid & Finn, 1979).	86
Figura 2.77. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical requerida para generar en probetas con DR = 68 %: (a) 2 % de deformación de corte, (b) 5 % de deformación de corte, (c) 10 % de deformación de corte (Vaid & Finn, 1979).	87
Figura 2.78. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical requerida para generar distintos niveles de deformación en probetas con DR = 68 %: (a) 10 ciclos, (b) 30 ciclos (Vaid & Finn, 1979).	88
Figura 2.79. Comportamiento cíclico de muestras de densidades sueltas de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid & Chern, 1983).	89
Figura 2.80. Comportamiento cíclico de muestras de densidades medias de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid & Chern, 1983).	90
Figura 2.81. Comportamiento cíclico de muestras de densidades densas de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid & Chern, 1983).	91
Figura 2.82. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica en muestras de densidades sueltas de arena de Ottawa: (a) 1% de deformación axial, (b) 2.5 % de deformación axial (Vaid & Chern, 1983).	92

Figura 2.83. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica en muestras de densidades medias de arena de Ottawa: (a) 1% de deformación axial, (b) 2.5 % de deformación axial (Vaid & Chern, 1983).	93
Figura 2.84. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica en muestras de densidades densas de arena de Ottawa: (a) 1% de deformación axial, (b) 2.5 % de deformación axial (Vaid & Chern, 1983).	94
Figura 2.85. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica para originar en 10 ciclos niveles de deformación axial determinados: (a) Muestras sueltas, (b) Muestras medias densas, (c) Muestras densas (Vaid & Chern, 1983).	95
Figura 2.86. Tensiones efectivas al comienzo de la respuesta contractiva bajo carga cíclica no drenada para : (a) Arena de relaves, (b) Arena de Ottawa (Vaid & Chern, 1985).	97
Figura 2.87. Condiciones de tensiones de corte cíclicas necesarias para generar respuesta contractiva con e_c y σ'_{3c} constantes (Vaid & Chern, 1985).	98
Figura 2.88. Resistencia cíclica versus número de ciclos para originar deformación contractiva o 2.5% de deformación axial debido a movilidad cíclica (Vaid & Chern, 1985).	99
Figura 2.89. Resistencia cíclica versus número de ciclos para originar 2.5% de deformación axial debido a movilidad cíclica (Vaid & Chern, 1985).	100
Figura 2.90. Influencia del corte estático inicial en la resistencia cíclica de arena de relaves bajo cargas cíclicas (Vaid & Chern, 1985).	101
Figura 2.91. Esquema del efecto del corte estático inicial en muestras contractivas de arena: (a) Con reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p < S_{us}$, (b) Con reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p > S_{us}$, (c) Sin reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p > S_{us}$ (Mohamad & Dobry, 1986).	104
Figura 2.92. Resumen del efecto del corte estático inicial en muestras contractivas de arena (Mohamad & Dobry, 1986).	105
Figura 2.93. Curvas de tensión deformación para el primer ciclo de compresión y extensión en triaxiales cíclicos no drenados en muestras consolidadas isotrópicamente (Mohamad & Dobry, 1986).	105
Figura 2.94. Respuesta monótona no drenada de muestras sueltas y medias densas de arena de Ottawa (Vaid & Chern, 1983).	106
Figura 2.95. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica para originar en 10 ciclos niveles de deformación axial determinados: (a) Muestras sueltas, (b) Muestras medias densas, (c) Muestras densas, modificado de Vaid & Chern (1983) (Mohamad & Dobry, 1986).	108
Figura 2.96. Curvas de resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras densas de arena Aio a presión de confinamiento de: (a) 0.1 MPa, (b) 3 MPa, (c) 5 MPa (Hyodo et al, 2002). ...	110
Figura 2.97. Curvas de resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras densas de arena Aio con razón de corte estático igual a 0.4 (Hyodo et al, 2002).	111
Figura 2.98. Variación de la resistencia cíclica para 20 ciclos respecto a la razón de corte estático (Hyodo et al, 2002).	112
Figura 2.99. Curvas de resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras de arena de Toyoura con densidades: (a) Seltas, (b) Densas (Hosono & Yoshimine, 2004).	114
Figura 2.100. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras sueltas de arena de relaves con distintos valores de corte estático inicial (Corral, 2008).	115
Figura 2.101. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras densas de arena de relaves con distintos valores de corte estático inicial (Corral, 2008).	116
Figura 2.102. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras de arena de relaves con densidad relativa de 70 % y a distintos valores de corte estático inicial (Asenjo, 2010).	117

Figura 2.103. Resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras de relave integral con presión de confinamiento de 1 kg/cm ² y a distintos valores de corte estático inicial (Santos, 2011).	118
Figura 2.104. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras de relave integral con presión de confinamiento de 5 kg/cm ² y a distintos valores de corte estático inicial (Santos, 2011).	119
Figura 2.105. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras de arena del río Fraser (Canadá) a distintos valores de corte estático inicial y con presión de confinamiento de: (a) 100 kPa, (b) 200 kPa, (c) 400 kPa (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).	120
Figura 2.106. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial propuesto por Seed (1983) (Pillai, 1991).	122
Figura 2.107. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial propuesto por Seed & Rollins (1990) (Pillai, 1991).	122
Figura 2.108. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial propuesto por Seed & Harder (Seed & Harder, 1990).	123
Figura 2.109. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial propuesto por Harder & Boulanger en 1997 (Harder & Boulanger, 2003).	124
Figura 2.110. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial, para arena del delta del río Fraser a distintas densidades relativas y a presión de confinamiento de 100 kPa (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).	125
Figura 2.111. Relación entre el factor de corrección $K_{\alpha\sigma}$ respecto al corte estático inicial, para arena del delta del río Fraser a distintas densidades relativas y a presión de confinamiento de 200 kPa (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).	126
Figura 2.112. Relación entre el factor de corrección $K_{\alpha\sigma}$ respecto al corte estático inicial, para arena del delta del río Fraser a distintas densidades relativas y a presión de confinamiento de 400 kPa (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).	127
Figura 2.113. Recopilación de curvas de K_α respecto al corte estático inicial para: (a) DR = 20 ~ 45 %; (b) DR = 40 ~ 64 % (Hosono & Yoshimine, 2004).	128
Figura 2.114. Recopilación de curvas de K_α respecto al corte estático inicial para arenas de relaves.	129
Figura 2.115. Modelo de elementos finitos para una presa de relaves típica (Troncoso, 1992).	130
Figura 2.116. Resultados modelo de elementos finitos para una presa de relaves típica: (a) Distribución de razón de tensiones principales estáticas (σ_1/σ_3); (b) Distribución de tensiones deviatoricas estáticas ($\sigma_1-\sigma_3$) (Troncoso, 1992).	130
Figura 2.117. Tensión media $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ en la base de la presa de relaves con pendiente del talud aguas abajo de: (a) 4:1; (b) 3:1 (Verdugo, 2011).	131
Figura 2.118. Esfuerzo de corte horizontal τ_{xy} en la base de la presa de relaves con pendiente del talud aguas abajo de: (a) 4:1; (b) 3:1 (Verdugo, 2011).	132
Figura 2.119. Parámetro α en la base de la presa de relaves con pendiente del talud aguas abajo de: (a) 4:1; (b) 3:1 (Verdugo, 2011).	132
Figura 2.120. Parámetro K_c en la base de la presa de relaves con pendiente del talud aguas abajo de: (a) 4:1; (b) 3:1 (Verdugo, 2011).	133
Figura 2.121. Definición de criterios de deformación de corte máxima y deformación de corte residual (Tatsuoka et al., 1982).	135
Figura 2.122. Resistencia cíclica versus número de ciclos según los criterios de 100% de exceso de presión de poros, 5 % DA, 5 % RS y 10 % RS para: (a) Muestras Densas, (b) Muestras Sueltas (Hyodo et al., 1991).	136

Figura 2.123. Resistencia cíclica versus número de ciclos para arena de Toyoura con distintos niveles de corte estático inicial según: (a) 5 % DA, (b) 10% RS (Hyodo et al., 1991).....	137
Figura 2.124. Deformación axial residual (ϵ_r) versus la razón de tensión efectiva (η_r) en arena de Toyoura para: (a) Muestras Densas, (b) Muestras Sueltas (Hyodo et al., 1991).....	138
Figura 2.125. Deformación axial (ϵ_a) versus la razón de tensión efectiva (η) a partir de pruebas triaxiales monótonas no drenadas en arena de Toyoura para: (a) Muestras Densas, (b) Muestras Sueltas (Hyodo et al., 1991).	139
Figura 2.126. Acumulación de deformaciones a partir de pruebas con cilindro hueco torsional en arena de Toyoura para: (a) DR = 60 % y CSR= 0.5, (b) DR = 60 % y CSR= 1.0 (Arangelovski & Towhata, 2006).	141
Figura 2.127. Definición del parámetro “rc”: (a) Criterio de definición, (b) Valores de “rc” según tipo de carga (Galandarzadeh & Ahmadi, 2012).....	142
Figura 2.128. Efecto de los parámetros “rc” y “K” en la deformación axial en probetas de arena fina con DR \approx 50 %: (a) Corte estático inicial aplicado en compresión, (b) Corte estático inicial aplicado en extensión (Galandarzadeh & Ahmadi, 2012).....	143
Figura 2.129. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales CIU (Solans, 2010).....	145
Figura 2.130. Área superficial específica en función de la presión de confinamiento ensayos triaxiales CIU y consolidaciones isotropas (Solans, 2010).	146
Figura 2.131. Distribución granulométrica inicial y post-ensayos triaxiales CIU (Maureira, 2012).	146
Figura 2.132. Variación del área superficial con la densidad relativa post-ensayos triaxiales CIU (Maureira, 2012).	147
Figura 2.133. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 1 kg/cm ² (Solans, 2010).....	148
Figura 2.134. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 20 kg/cm ² (Solans, 2010).	149
Figura 2.135. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 35 kg/cm ² (Solans, 2010).	149
Figura 2.136. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 50 kg/cm ² (Solans, 2010).	150
Figura 2.137. Área superficial específica en función de razón de tensiones cíclicas para distintas presiones de confinamiento (Solans, 2010).....	150
Figura 2.138. Distribución granulométrica inicial y post-ensayos triaxiales cíclicos en arena de relaves a 40 % de densidad relativa de confección (Maureira, 2012).	151
Figura 2.139. Distribución granulométrica inicial y post-ensayos triaxiales cíclicos en arena de relaves a 75 % de densidad relativa de confección (Maureira, 2012).	151
Figura 2.140. Variación del área superficial con la presión de confinamiento post-ensayos triaxiales cíclicos en arena de relaves (Maureira, 2012).	152
Figura 3.1. Esquema general equipo triaxial de altas presiones (Solans, 2010).	154
Figura 3.2. Componentes del equipo triaxial de altas presiones (Maureira, 2012).	155
Figura 3.3. Componentes del equipo triaxial cíclico de bajas presiones.....	157
Figura 3.4. Sector extracción arena de relaves estudiada.	158
Figura 3.5. Distribución granulométrica arena de relaves Tranque El Torito.....	159
Figura 3.6. Imagen arena de relaves estudiada.....	160
Figura 3.7. Consolidación Isotrópica y Anisotrópica.....	163
Figura 3.8. Cabezal inferior lubricado para ensayo triaxial monótono.	164
Figura 3.9. Esquema del programa ensayos triaxiales cíclicos para cada densidad relativa.....	166

Figura 4.1. Consolidación isotrópica estados con $DR_i = 14\%$, $DR_i = 40\%$, $DR_i = 60\%$, $DR_i = 75\%$ y $DR_i = 93\%$ para arena de relaves, escala logarítmica.	172
Figura 4.2. Consolidación isotrópica estados con $DR_i = 14\%$, $DR_i = 40\%$, $DR_i = 60\%$, $DR_i = 75\%$ y $DR_i = 93\%$ para arena de relaves, escala aritmética.	172
Figura 4.3. Curvas de compresibilidad normalizadas para $DR_i = 14\%$, $DR_i = 40\%$, $DR_i = 60\%$, $DR_i = 75\%$ y $DR_i = 93\%$	173
Figura 4.4. Comparación de curvas de compresibilidad arena de relaves y arena de Toyoura..	174
Figura 4.5. Comparación de curvas de compresibilidad arena de relaves y arena de Sengenyama.	174
Figura 4.6. Comparación de curvas de compresibilidad normalizadas para el estado cercano al más suelto en arena de relaves y más suelto en arena de Sengenyama y arena de Toyoura.	175
Figura 4.7. Comparación de curvas de compresibilidad normalizadas para el estado cercano al más denso en arena de relaves y más denso en arena de Sengenyama y arena de Toyoura.	175
Figura 4.8. Respuesta monótona no drenada de muestras con $DR_i = 40\%$: (a) Trayectoria de tensiones efectivas, (b) Tensión- deformación, (c) Presión de poros.	178
Figura 4.9. Respuesta monótona no drenada de muestras con $DR_i = 60\%$: (a) Trayectoria de tensiones efectivas (b) Tensión- deformación, (c) Presión de poros.	179
Figura 4.10. Respuesta monótona no drenada de muestras con $DR_i = 75\%$: (a) Trayectoria de tensiones efectivas, (b) Tensión- deformación, (c) Presión de poros.	180
Figura 4.11. Ángulo de fricción interna movilizado en los ensayos triaxiales monótonos no drenados en compresión.	182
Figura 4.12. Línea de estado último en el plano e-p' para la arena de relaves, escala logarítmica.	183
Figura 4.13. Línea de estado último en el plano e-p' para la arena de relaves, escala aritmética.	183
Figura 4.14. Comparación de líneas de estado último de arena de relaves, arena de Toyoura y arena de Sengenyama.	184
Figura 4.15. Curvas de resistencia cíclica con confinamiento isótropo para criterio de 5 % de deformación D.A: (a) $DR_i = 40\%$, (b) $DR_i = 60\%$, (c) $DR_i = 75\%$	187
Figura 4.16. Resistencia cíclica necesaria para alcanzar en 20 ciclos el 5 % de deformación axial en D.A versus la presión media efectiva.	188
Figura 4.17. Resistencia cíclica necesaria para alcanzar en 20 ciclos el 5 % de deformación axial en D.A versus: (a) Densidad relativa inicial, (b) Densidad relativa final.....	189
Figura 4.18. Factor de corrección por confinamiento K_σ según el criterio de 5 % de deformación axial en D.A en 20 ciclos.....	190
Figura 4.19. Comparación de los factores de corrección por confinamiento K_σ con aquellos obtenidos de distintas investigaciones en arenas de relaves y arenas naturales recomendadas en la literatura técnica.	192
Figura 4.20. Comparación de los factores de corrección por confinamiento K_σ con aquellos obtenidos de investigaciones en arenas de relaves similares a la de este estudio.	192
Figura 4.21. Comparación de los factores de corrección por confinamiento K_σ con aquellos obtenidos por Hynes & Olsen (1998) y Boulanger & Idriss (2004).....	193
Figura 4.22. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 40\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2	196
Figura 4.23. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 60\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2	197

Figura 4.24. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 75\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2	198
Figura 4.25. Curvas de R_{c20} versus parámetro α según densidades relativas iniciales: (a) $DR_i = 40\%$, (b) $DR_i = 60\%$, (c) $DR_i = 75\%$	201
Figura 4.26. Curvas de R_{c20} versus parámetro α según presiones de confinamiento: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2	202
Figura 4.27. Círculo de Mohr de elemento de suelo sujeto a carga cíclica.	203
Figura 4.28. Factor de corrección por corte estático inicial K_α según el criterio de 5% de deformación axial en D.A en 20 ciclos: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2	211
Figura 4.29. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Corral (2008) y Santos (2011) en arenas de relaves similares a la de este estudio.	213
Figura 4.30. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Asenjo (2010) en arenas de relaves similares a la de este estudio.	213
Figura 4.31. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Rollins & Seed (1990).	215
Figura 4.32. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Seed & Harder (1990) y Vaid et al. (2001).	215
Figura 4.33. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Boulanger & Idriss (1997).	216
Figura 4.34. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Hosono & Yoshimine (2004).	216
Figura 4.35. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio: (a) $DR_i = 40\%$, (b) $DR_i = 60\%$, (c) $DR_i = 75\%$	219
Figura 4.36. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 40%	220
Figura 4.37. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 60%	221
Figura 4.38. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 75%	222
Figura 4.39. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 40% junto con plano $K_{\sigma\alpha} = 1$	226
Figura 4.40. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 60% junto con plano $K_{\sigma\alpha} = 1$	227
Figura 4.41. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 75% junto con plano $K_{\sigma\alpha} = 1$	228
Figura 4.42. Diagrama de presas de relaves estudiadas por Verdugo (2011): (a) Presa 4:1, (b) Presa 3:1 (Modificado de Verdugo, 2011).	229
Figura 4.43. Presión media efectiva y parámetro α de presas de relaves estudiadas por Verdugo (2011): (a) Presa 4:1, (b) Presa 3:1.	230
Figura 4.44. Curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 40% : (a) Datos experimentales, (b) Datos experimentales junto con información del análisis numérico.	231
Figura 4.45. Curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 60% : (a) Datos experimentales, (b) Datos experimentales junto con información del análisis numérico.	232

Figura 4.46. Curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 75 %: (a) Datos experimentales, (b) Datos experimentales junto con información del análisis numérico.....	233
Figura 4.47. Comparación entre los factores de corrección $K_{\sigma\alpha}$ y $K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$ para muestras con $DR_i = 40\%$: (a) 5 kg/cm ² , (b) 10 kg/cm ² , (c) 15 kg/cm ²	235
Figura 4.48. Comparación entre los factores de corrección $K_{\sigma\alpha}$ y $K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$ para muestras con $DR_i = 60\%$: (a) 5 kg/cm ² , (b) 10 kg/cm ² , (c) 15 kg/cm ²	236
Figura 4.49. Comparación entre los factores de corrección $K_{\sigma\alpha}$ y $K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$ para muestras con $DR_i = 75\%$: (a) 5 kg/cm ² , (b) 10 kg/cm ² , (c) 15 kg/cm ²	237
Figura 5.1. Tipos de deformaciones en ensayos cíclicos: (a) Deformación en doble amplitud, (b) Deformación acumulada, (c) Deformación acumulada peak.	239
Figura 5.2. Deformaciones cíclicas representativas de muestras de arena de relaves considerando $DR_i = 40\%$	240
Figura 5.3. Deformaciones cíclicas representativas de muestras de arena de relaves considerando $DR_i = 75\%$	240
Figura 5.4. Deformaciones cíclicas representativas de muestras de arena de relaves considerando $DR_i = 60\%$	241
Figura 5.5. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 40\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$, considerando criterio de 5 % de deformación axial acumulada: (a) 1 kg/cm ² , (b) 5 kg/cm ² , (c) 10 kg/cm ² , (d) 15 kg/cm ²	243
Figura 5.6. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 60\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$, considerando criterio de 5 % de deformación axial acumulada: (a) 1 kg/cm ² , (b) 5 kg/cm ² , (c) 10 kg/cm ² , (d) 15 kg/cm ²	244
Figura 5.7. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 75\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$, considerando criterio de 5 % de deformación axial acumulada: (a) 1 kg/cm ² , (b) 5 kg/cm ² , (c) 10 kg/cm ² , (d) 15 kg/cm ²	245

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Clasificación de las observaciones en terreno a partir de los mecanismos del comportamiento del suelo (Castro, 1987).	46
Tabla 2.2. Resumen de coeficientes de regresión determinados de las pruebas experimentales (Hyodo et al., 1991).	139
Tabla 3.1. Características equipo triaxial altas presiones.	153
Tabla 3.2. Caracterización geotécnica arena de relaves.	159
Tabla 3.3. Resumen ensayos monótonos no drenados.	165
Tabla 3.4. Resumen ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 40 %.....	167
Tabla 3.5. Resumen ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 60 %.....	168
Tabla 3.6. Resumen ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 75 %.....	169
Tabla 4.1. Resumen de ensayos triaxiales CIU en compresión.	184
Tabla 4.2. Resumen de valores de R_{c20} en ensayos triaxiales cíclicos anisotrópicos.....	195
Tabla 4.3. Esfuerzos de corte cíclico y esfuerzo de corte máximo para ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 40 %.....	204
Tabla 4.4. Esfuerzos de corte cíclico y esfuerzo de corte máximo para ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 60 %.....	205
Tabla 4.5. Esfuerzo de corte cíclico y esfuerzo de corte máximo para ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 75 %.....	206

Tabla 4.6. Análisis de ensayos triaxiales cíclicos mediante la metodología de Mohamad & Dobry.	208
Tabla 4.7. Factores p_{ij} según cada densidad relativa inicial.....	223
Tabla 4.8. Factores p_{ij} según cada densidad relativa inicial.....	223
Tabla 4.9. Comparación factor $K_{\sigma\alpha}$ experimental y numérico.....	224
Tabla 5.1. Ensayos cíclicos con densidad relativa inicial de 40 %	246
Tabla 5.2. Ensayos cíclicos con densidad relativa inicial de 60 %	247
Tabla 5.3. Ensayos cíclicos con densidad relativa inicial de 75 %	248

1 INTRODUCCIÓN

1.1 CONTEXTO GENERAL

El estudio del desempeño de materiales granulares no cohesivos ante sollicitaciones cíclicas ha sido abordado por numerosas investigaciones en los últimos 50 años, las cuales han utilizado enfoques tanto de laboratorio como de terreno para interpretar el comportamiento que tienen estos suelos durante eventos sísmicos. En este ámbito, la licuación de arenas es el tópico que condensa mayor interés en los investigadores, a raíz de las interrogantes que aún se generan y de las lecciones que han dejado los daños por este fenómeno en diversos terremotos a lo largo de la historia.

En el trabajo de Seed et al. (1983), en el que se propuso un método simplificado para la evaluación de la resistencia cíclica, se plantearon dos variables que afectan de manera contundente la resistencia de arenas ante sollicitaciones de carácter sísmico, las que corresponden a la presión de confinamiento (σ'_o) y al corte estático inicial, representado por el parámetro α ($\alpha = \tau_{est} / \sigma'_v$, siendo τ_{est} el corte estático inicial). En este método se propuso la corrección de la resistencia cíclica de un estado basal, presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 y sin corte estático inicial ($\alpha = 0$), a partir de la utilización de factores multiplicativos que condensan el efecto de ambas variables por separado. Dichos factores son denominados K_σ , para corregir por presión de confinamiento, y K_α , para corregir por corte estático inicial.

Por ejemplo, en el ámbito de la minería, la explotación del mineral trae consigo una generación importante de material de desecho, el cual debe ser depositado en sectores específicos denominados “tranques de relaves”. Dichas estructuras de tierra pueden llegar a tener dimensiones considerables y por ende grandes taludes, lo que origina que la relación entre la presión de confinamiento y el corte estático inicial sea muy relevante en los estados tensionales en terreno.

La evidencia empírica muestra que la utilización de forma separada de los factores de corrección propuestos por Seed, arrojan resultados que difieren de pruebas experimentales en que se considera la presencia de ambas variables como condiciones iniciales de ensayo (Vaid, Stedman y Sivathayalan, 2001). Lo anterior trae como conclusión la posibilidad de que el efecto de ambas variables no se encuentre debidamente representado por los factores existentes y que más bien corresponda a un efecto acoplado entre ellas, el que podría ser condensado en un factor único denominado $K_{\sigma\alpha}$.

De esta manera, resulta importante investigar el efecto conjunto de la presión de confinamiento y el corte estático inicial en la resistencia cíclica de arenas, ya que puede implicar que se generen diseños más óptimos tanto en el ámbito económico como en el técnico.

Para poder estudiar el fenómeno antes descrito, en este trabajo se han realizado pruebas triaxiales cíclicas tanto isotrópicas como anisótropas, para distintas presiones de confinamientos, considerando análisis numéricos (Verdugo, 2011) que señalan que para presas de relaves con alturas de hasta 100 m, con pendiente de aguas arriba de 2.5:1 (H:V) y pendiente aguas abajo de

4:1 (H:V) y 3:1 (H:V), se requiere estudiar la licuación a presiones de confinamiento de hasta 15 kg/cm² y niveles de corte estáticos, expresados en términos del parámetro α , en el rango de 0 a 0.30.

Además, dada las características de la campaña experimental de la presente investigación, se podrá evaluar cualitativamente las deformaciones cíclicas asociadas a cada estado tensional estudiado, de manera de poder obtener una aproximación del comportamiento en terreno.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVOS GENERALES

Investigar el efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático inicial en la resistencia cíclica triaxial de arenas de relaves.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para arena de relaves a distintos valores de densidad relativa, considerando diferentes combinaciones de presiones de confinamiento y corte estático inicial.
- Entregar una parametrización del factor $K_{\sigma\alpha}$, dependiente de la presión de confinamiento, el corte estático inicial y la densidad relativa.
- Comparar el factor $K_{\sigma\alpha}$ con los valores desacoplados de $K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$.
- Determinar gráficamente curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ a partir de la combinación de presión de confinamiento y corte estático inicial, delimitando las regiones donde la combinación de las variables de control tiene un efecto positivo o negativo en la resistencia cíclica de arenas de relaves.
- Analizar y caracterizar las deformaciones cíclicas producto de los ensayos triaxiales cíclicos, para poder evaluar el eventual desempeño en terreno de taludes arena de relaves ante sollicitaciones sísmicas.
- Analizar la utilización del criterio de deformación axial acumulada para definir la ocurrencia de licuación.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis se encuentra constituida por 6 capítulos adicionales y 4 anexos, cuyas descripciones generales se detallan a continuación.

En el Capítulo 2 se presenta una descripción detallada de los estudios previos que sustentan esta investigación y que conforman su marco teórico. Dentro de los temas abordados se encuentran el comportamiento monótono de arenas, en el que se desarrollan tópicos como el concepto de estado último; el comportamiento cíclico de arenas, destacándose la descripción del fenómeno de licuación; la rotura de partículas y estudios sobre las deformaciones cíclicas en condiciones anisotrópicas.

En el Capítulo 3 se entrega una completa descripción de los equipos utilizados en esta investigación y la caracterización geotécnica del suelo empleado. Además se describe la metodología desarrollada para llevar a cabo la parte experimental de la tesis.

En el Capítulo 4 se encuentra el detalle de los resultados obtenidos de la campaña experimental, así como también el análisis y las discusiones de los hallazgos.

En el Capítulo 5 se realiza una descripción cualitativa de las deformaciones obtenidas en los ensayos triaxiales cíclicos, para poder estudiar la evolución de estas mismas en presas de arena de relaves. Además se realiza el análisis cuantitativo de los ensayos cíclicos desarrollados utilizando el criterio de 5 % de deformación acumulada para definir la ocurrencia de licuación.

En el Capítulo 6 se exponen las conclusiones obtenidas para los objetivos trazados en el capítulo 1.

2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 COMPORTAMIENTO MONÓTONO DE ARENAS

El comportamiento monótono de arenas ha sido estudiado bajo dos perspectivas distintas a lo largo de la historia de la mecánica de suelos. La primera de ellas consiste en estudiar el efecto que tiene la aplicación de la carga monótona en condición drenada, es decir, permitiendo que el fluido presente en los intersticios del esqueleto de suelo pueda drenar fuera o hacia él, lo que se traduce en un cambio volumétrico de la muestra ensayada y además en la nula generación de presión de poros.

El segundo enfoque corresponde a estudiar el efecto de la carga monótona en condición no drenada, lo cual significa que el agua contenida en los huecos disponibles dentro de la masa de suelo se encuentra impedida de drenar. A raíz de esto último, no se genera una variación volumétrica en la muestra pero si se produce una generación de presión de poros.

Ahora bien, los conceptos anteriores requieren incluir el nivel de empaquetamiento de la masa de suelo a ensayar, parámetro de relevancia al momento de estudiar el comportamiento del material. Los suelos se pueden diferenciar en empaquetamientos sueltos o densos y en base a dichas configuraciones se obtienen respuestas contractivas o dilatantes, respectivamente.

Con la intención de entender el comportamiento monótono de arenas, se presentan a continuación los conceptos que delimitan el marco teórico para este análisis.

2.1.1 STEADY STATE O ESTADO ÚLTIMO

El concepto de un estado final o crítico fue primeramente postulado por Casagrande (1936) con el nombre de “*Critical Void Ratio*”. Utilizando pruebas de corte directo, Casagrande observó que cuando arenas sueltas y densas eran ensayadas en condiciones drenadas, cambiaban su índice de vacíos alcanzando un valor constante común. Roscoe et al. (1958) extendieron el concepto de Casagrande y observaron que estudios sobre arcillas también convergían a una línea de estado crítico. Seed y Lee (1967) utilizaron una definición distinta para el concepto de “*Critical Void Ratio*”, describiéndolo como la combinación de presión de confinamiento e índice de vacíos que existe cuando el cambio volumétrico total es igual a cero, en condición drenada. La Figura 2.1 muestra la comparación de las nociones presentadas para explicar el concepto de “*Critical Void Ratio*”.

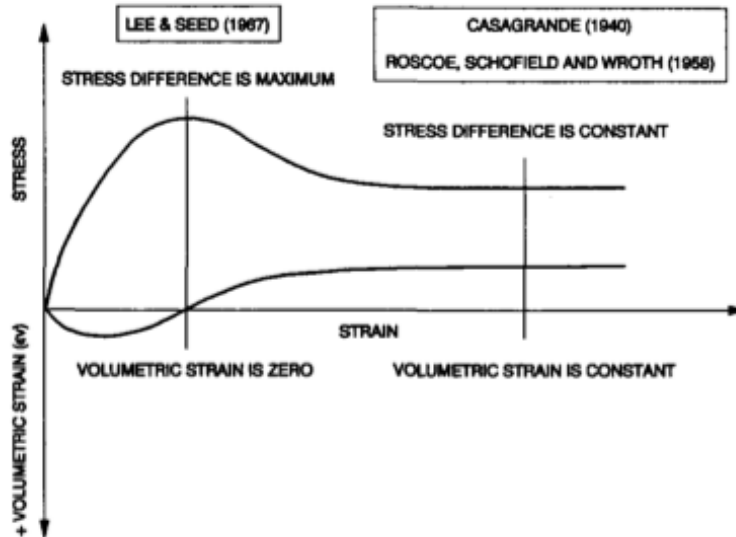


Figura 2.1. Comparación estado crítico postulado por: Casagrande (1940), Roscoe et al (1958) y Seed & Lee (1967) (Lade & Yamamuro, 1996).

Posteriormente se definió el “*Steady State*” o “Estado Último” (Castro y Poulos, 1977; Poulos, 1981) como estado en que la masa de suelo se encuentra continuamente deformándose a volumen constante, presión normal efectiva constante, esfuerzo de corte constante y velocidad constante. El “*Steady State of Deformation*” es alcanzado cuando el nivel de deformaciones son lo suficientemente grandes (20-25%) y está determinado únicamente por el índice de vacíos inicial. Resultados experimentales han mostrado que el “estado último” no se encuentra afectado por la fábrica inicial (estado que describe el arreglo inicial de partículas de suelo que puede ser completamente borrado bajo grandes deformaciones), mientras el suelo sea homogéneo (Verdugo, 1992; Ishihara, 1993; Verdugo e Ishihara, 1996).

El “estado último” se representa geoméricamente como una combinación de la densidad, expresada en términos del índice de vacíos “ e ”, el esfuerzo desviador “ q ” y la presión media efectiva “ p ” y su ubicación en este espacio es independiente si es alcanzada a través de condición drenada o no drenada (Been, Jefferies y Hachey, 1991; Verdugo, 1992; Ishihara, 1993).

En la Figura 2.2 se presenta el “estado último” obtenido por Verdugo (1992) en arena de Toyoura y en ella se destacan los estados iniciales como cuadrados sin relleno y el “*steady state*” como círculos negros. Se puede observar que el estado último se alcanza desde estados muy sueltos hasta muy densos y que todos los índices de vacíos finales yacen sobre una única línea denominada “línea de estado último”. Dicha línea en el plano q - p' (Figura 2.3) corresponde a una recta que pasa por el origen, por lo que se puede concluir que existe un único ángulo de fricción movilizado en el “*steady state*”.

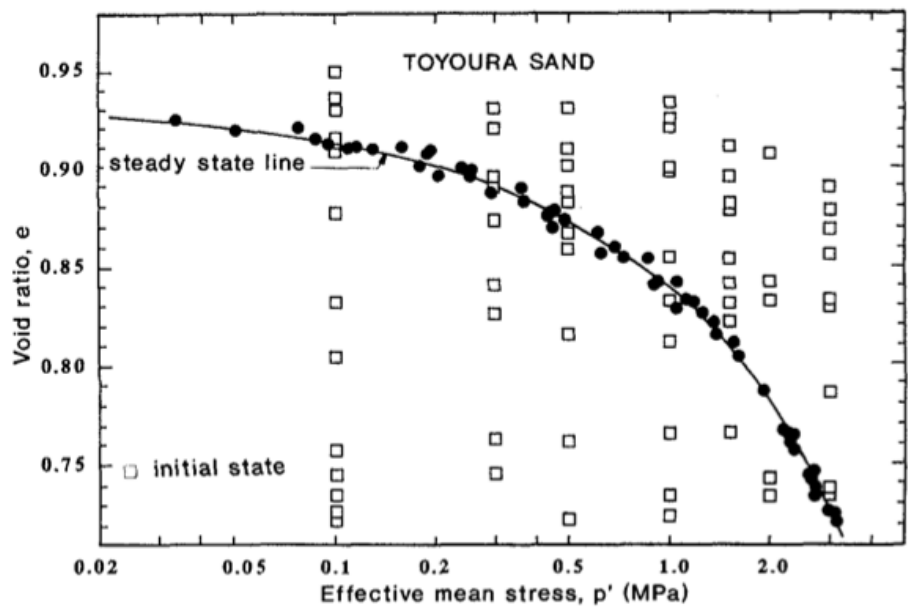


Figura 2.2. Línea de estado último arena de Toyoura, plano e - p' (Verdugo & Ishihara, 1996).

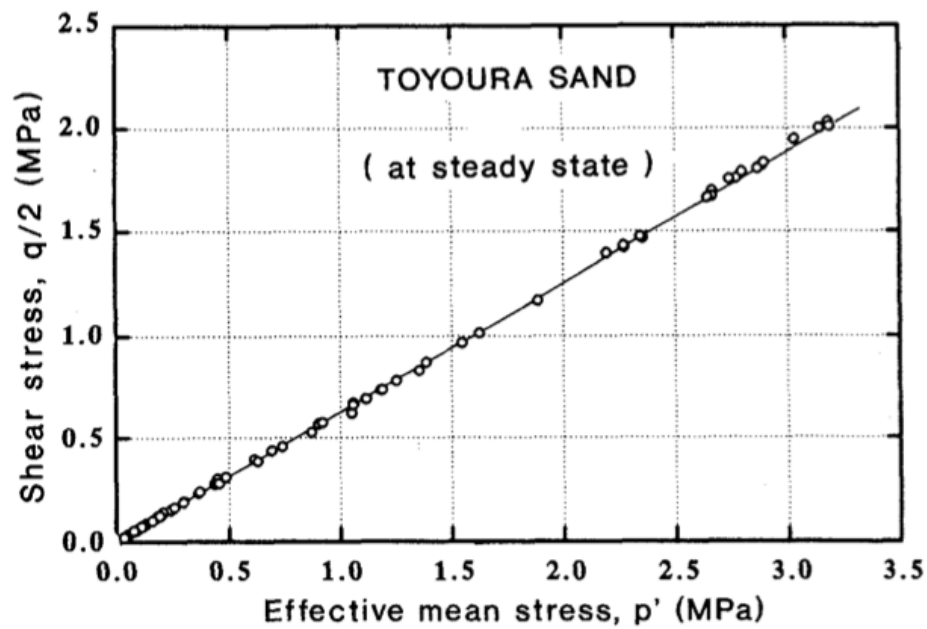


Figura 2.3. Línea de estado último arena de Toyoura, plano q - p' (Verdugo & Ishihara, 1996).

2.1.2 PHASE TRANSFORMATION Y QUASY-STEADY STATE

El concepto de “*Phase Transformation*” o “Transformación de Fase” (Ishihara, 1975) corresponde al instante en que la respuesta del suelo cambia de contractiva a dilatante, en condición no drenada.

La transformación de fase se experimenta en estados densos o de mediana densidad a presiones de confinamiento relativamente bajas y se caracteriza como el cambio de dirección de la trayectoria efectiva. Primeramente, el suelo al ser cargado de forma no drenada responde contractivamente, generando un aumento del exceso de presión de poros, hasta alcanzar un valor mínimo de presión normal efectiva. Desde este punto en adelante experimenta un cambio de la dirección de la trayectoria efectiva, el cual se traduce en un comportamiento dilatante. Una vez ocurrida la transformación de fase, la respuesta en términos de tensión-deformación muestra un incremento en la resistencia hasta alcanzar el estado último.

Para el caso de arenas sueltas, luego de alcanzado el peak de resistencia en condición no drenada, existe un fenómeno de decrecimiento del esfuerzo desviador “ q ” y el esfuerzo normal efectivo “ p ” hasta un valor mínimo local. Dicha condición de resistencia es conocida como “*Quasi-Steady State*” o “Pseudo Estado Último” (Alarcón-Guzmán et al., 1988). Este tipo de comportamiento fue advertido igualmente por otras investigaciones (Castro, 1975; Mohamad y Dobry, 1986; Konrad, 1990; Lade e Ibsen, 1997) y ha sido referido también como “*flow with limited deformation*” o “flujo con deformación limitada” (Cubrinovski e Ishihara, 2000).

Uno de los aspectos importantes del “pseudo estado último”, es que el esfuerzo movilizado a este nivel de deformación puede ser marcadamente menor que el esfuerzo movilizado en el “estado último”, el cual se alcanza a deformaciones mucho mayores. Además, este estado mínimo de resistencia coincide con el punto definido como “transformación de fase”, a pesar de que este último fue concebido para explicar el estado de transición desde comportamiento contractivo a dilatante en arenas, independiente de si involucra una disminución de la resistencia al corte. Destacar también que la ocurrencia o no ocurrencia de la momentánea pérdida de resistencia al corte se encuentra completamente supeditada al índice de vacíos y a la presión normal efectiva de consolidación (Verdugo, 1992; Ishihara, 1993).

La Figura 2.4 muestra, en el plano $e-p'$, ensayos realizados por Verdugo (1992) en arena de Toyoura. En dicha figura se define una línea que demarca el límite de aquellos estados iniciales post consolidación donde ocurre una disminución temporal de resistencia y aquellos en que no. Dicha trazo se denomina “*initial dividing line*” o “línea de división inicial” (IDL). Además, a partir del mismo estudio se determina que es posible dibujar una línea que represente la condición promedio del “pseudo estado último” en el plano $e-p'$ (Figura 2.5) y que sirve como forma para evaluar la resistencia mínima. Esta línea está fuertemente afectada por la fábrica inicial y estructura del suelo, por lo que el uso de la línea de “pseudo estado último” esta restringida a aquellos casos en donde el deposito de suelo y la muestra del material ensayado en el laboratorio tienen fabrica similar (Verdugo & Ishihara, 1996).

Sin embargo, en contraste de lo expresado anteriormente, algunos investigadores sugieren que la existencia del “pseudo estado último” no sería un comportamiento real del suelo, sino que más bien una particularidad motivada por el ensayo empleado para el estudio. Según Zhang y Garga (1997) el “pseudo estado último” correspondería al estado último del suelo, dado que cumple todas las condiciones de la definición del “*steady state*”. Así, el aumento de resistencia experimentada por el suelo se debería al potencial dilatante de los extremos de la probeta, a raíz de las condiciones de borde impuestas. También podría deberse al cambio volumétrico producto de la variación de la penetración de membrana y por la compresión del agua de los poros. En menor medida podría ser atribuido a la corrección de área utilizada regularmente.

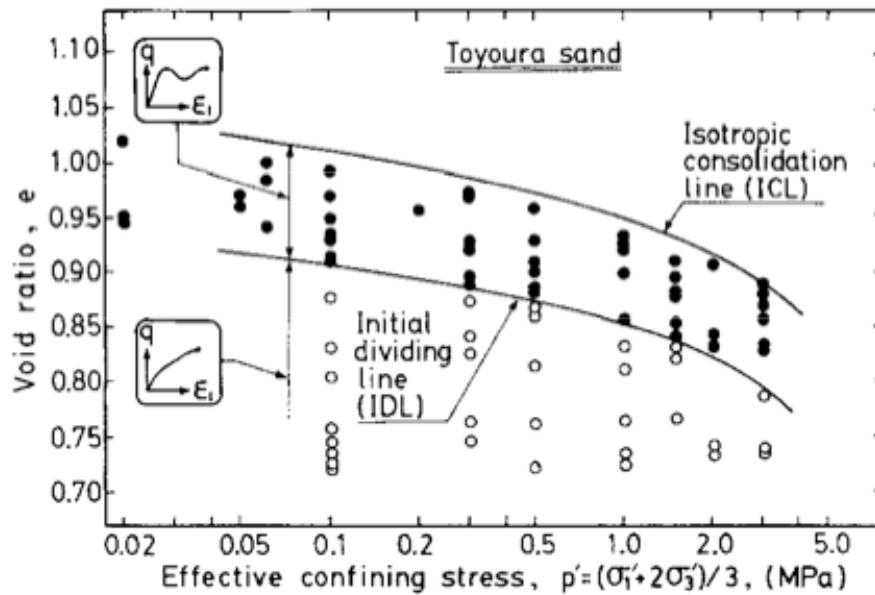


Figura 2.4. Línea de división inicial (IDL) para arena Toyoura (Verdugo, 1992).

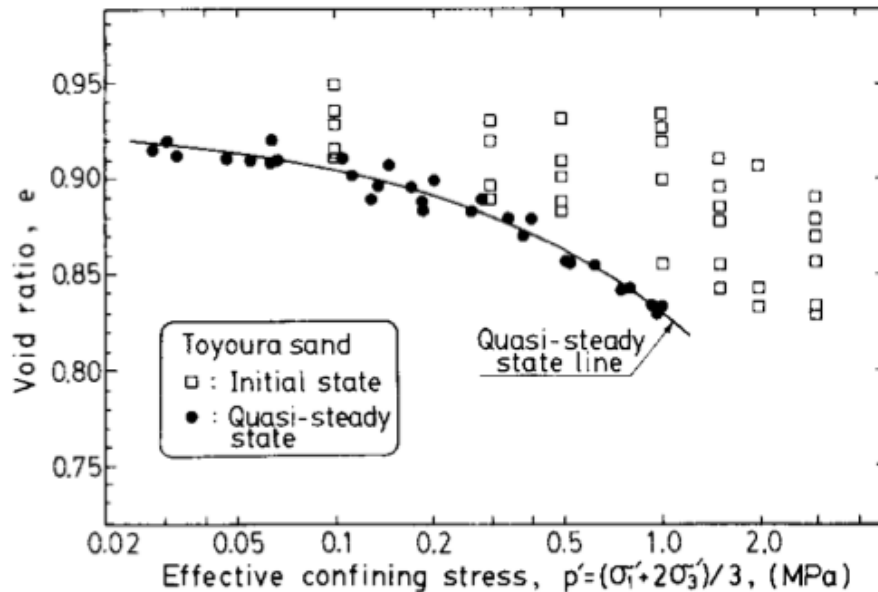


Figura 2.5. Línea de pseudo estado último para arena de Toyoura (Verdugo, 1992).

2.1.3 INESTABILIDAD

El concepto de inestabilidad según Lade (1992), corresponde al instante en que la masa de suelo, al ser sometida a una carga no drenada, sufre un decrecimiento abrupto de la resistencia al corte generando grandes deformaciones. Inestabilidad no es sinónimo de falla, sin embargo ambos pueden motivar eventos catastróficos. Lade (1992) definió el límite de la región de estabilidad como “*Instability Line*” o “Línea de Inestabilidad”, sin embargo otras investigaciones también

observaron este mismo fenómeno, acuñándole distintas denominaciones. Vaid y Chern (1985) catalogaron el mismo límite como “*Critical Stress Ratio*”, Sladen et al. (1985) lo llamaron “*Collapse Surface*”, mientras que Olson y Starks (2003) “*Yield Strength Ratio*”.

La condición necesaria para que se desarrolle la inestabilidad es que el comportamiento del suelo sea contractivo, ya que la pérdida de resistencia resulta como consecuencia del desarrollo de valores importantes de presión de poros, las que motivan una disminución de las tensiones efectivas. El comportamiento contractivo se puede dar en materiales con empaquetamientos sueltos a presiones de confinamiento bajas o en materiales densos sometidos a altas presiones de confinamiento. Los eventos que gatillan la inestabilidad pueden ser pequeños en magnitud, tales como pequeños sismos, vibraciones de máquinas, el resultado de la consolidación o fluencia volumétrica (Yamamuro y Lade, 1997a).

El estado de esfuerzos a partir del cual la inestabilidad puede alcanzarse bajo condiciones no drenadas corresponde a la parte superior de la superficie de fluencia, como se puede ver en la Figura 2.6. En dicha figura se grafica en el eje de las ordenadas el esfuerzo desviador “*q*” y en el eje de las abscisas la presión media efectiva “*p*”, y en ella se puede observar que cuando se ensaya una probeta mas allá del punto superior de la superficie de fluencia, el suelo puede deformarse plásticamente bajo el efecto de esfuerzos en decrecimiento.

El punto superior de la trayectoria efectiva corresponde a la máxima diferencia de tensiones principales y ocurre un poco después del punto superior de la superficie de fluencia, debido a que incluye el efecto de la liberación de energía producto de las deformaciones elásticas (Yamamuro y Lade, 1997a).

Así, en un suelo contractivo, la línea que conecta los puntos superiores de las trayectorias efectivas forma el límite inferior de la región de inestabilidad para condiciones no drenadas. Es decir, la línea de inestabilidad pasa por los puntos que cumplen:

$$q_{m\acute{a}x} = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_{m\acute{a}x} \quad 2.1$$

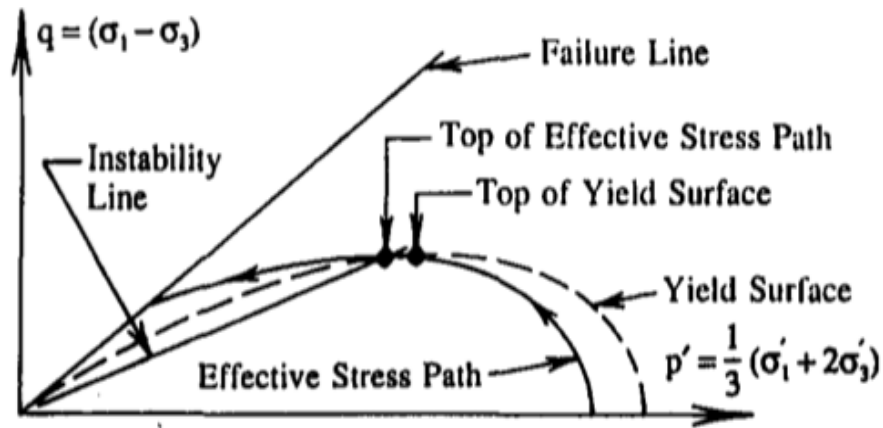


Figura 2.6. Diagrama esquemático de la posición de la línea de inestabilidad (Yamamuro & Lade, 1997a).

La trayectoria de tensiones efectivas alcanza el valor del esfuerzo desviador máximo a bajas deformaciones, de ahí en adelante se produce el ingreso a la región de inestabilidad hasta alcanzar su límite superior, el cual corresponde al estado último. Experimentos de Yamamuro y Lade (1997a) en materiales granulares a altas presiones, muestran que las muestras tanto densas como sueltas evidenciaron un comportamiento contractivo total durante todo el proceso de carga. Es decir, las condiciones que gobiernan la inestabilidad de materiales granulares densos a altas presiones siguen el mismo patrón de comportamiento que exhiben los materiales granulares sueltos a bajas presiones.

Adicionalmente, se puede definir una región de “*temporary instability*” o “inestabilidad temporal”, a partir de probetas ensayadas a presiones de confinamiento bajas. Esta región separa el comportamiento completamente contractivo del comportamiento dilatante en el material ensayado y nos permite determinar que trayectorias sufrirán de inestabilidad y aquellas que se encuentran en una región estable (Figura 2.7).

Por otra parte, resultados de Bopp y Lade (1997) muestran que el efecto de la densidad inicial tiene una consecuencia muy pequeña en la pendiente de la línea de inestabilidad. Los experimentos evidenciaron que la pendiente decrece levemente al disminuir la densidad relativa inicial. Así también, menores valores de densidad relativa inicial también afectan la ubicación de la región de “inestabilidad temporal”, disminuyendo su posición en el plano q - p' .

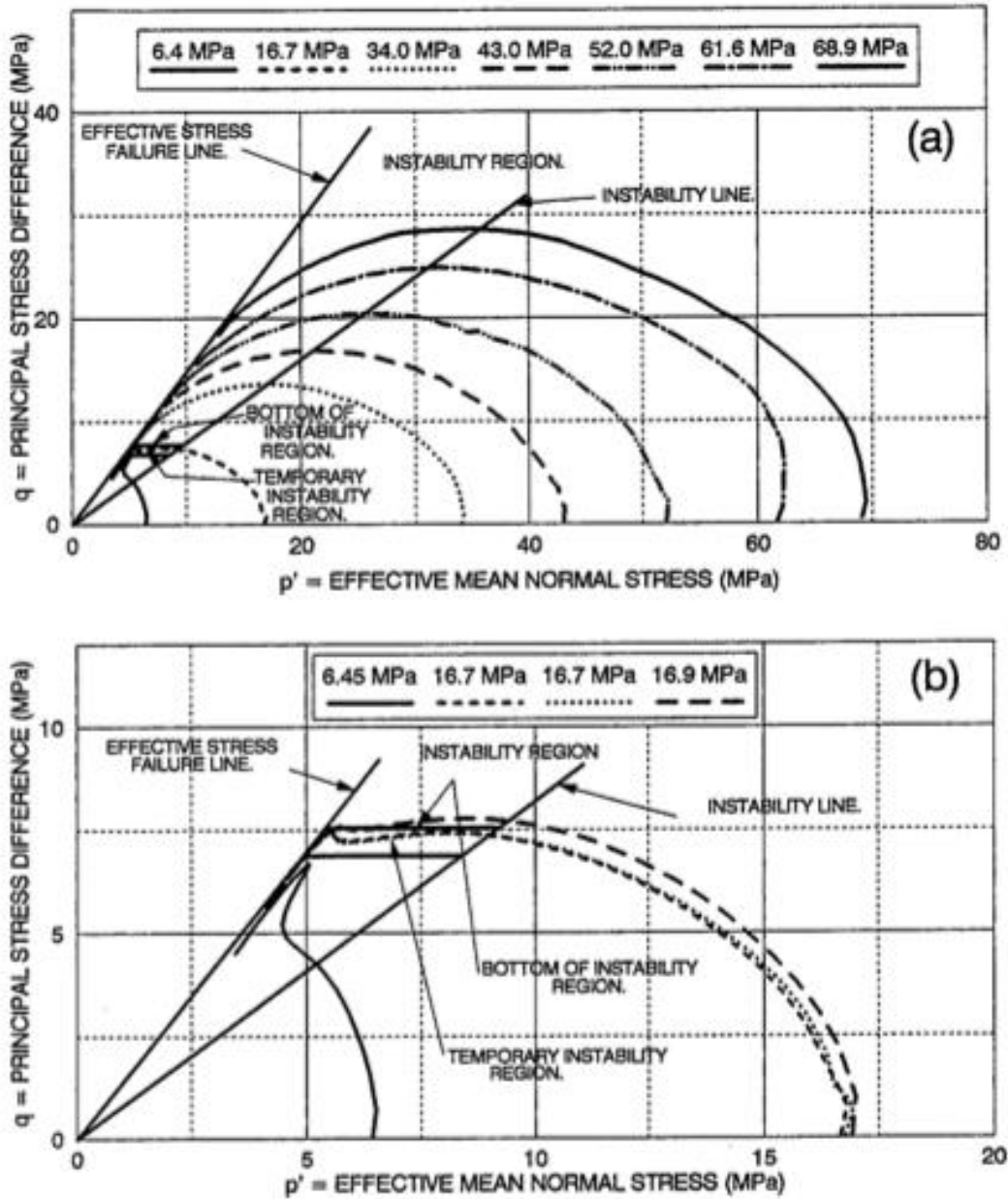


Figura 2.7. Diagrama esquemático de la posición de la “inestabilidad temporal” (Yamamuro & Lade, 1997a).

2.1.4 COMPORTAMIENTO MONÓTONO NO DRENADO DE ARENAS

Con la intención de caracterizar y describir el comportamiento monótono no drenado de arenas, se presenta a continuación un vasto programa de ensayos triaxiales no drenados, consolidados isotrópamente, realizados por Verdugo (1992) y exhibidos también por Ishihara (1993) y Verdugo e Ishihara (1996). Todas las pruebas fueron realizadas en arena de Toyoura, la cual corresponde a una arena fina y uniforme conformada por partículas sub redondeadas a sub angulares, las cuales están constituidas en un 75 % cuarzo, 22 % feldespato y 3 % magnetita. Este material posee un tamaño medio $D_{50} = 0.17$ mm y coeficiente de uniformidad $C_u = 1.7$. El índice

de vacíos máximo corresponde a $e_{\text{máx}} = 0.977$ y el índice de vacíos mínimo $e_{\text{mín}} = 0.597$, además la gravedad específica de la arena corresponde a $G_s = 2.65$ (Verdugo e Ishihara, 1996).

La Figura 2.8 muestra los resultados de probetas confeccionadas a distintas densidades e igual presión de confinamiento (490 kPa) y se puede observar el efecto del grado de empaquetamiento del material en la resistencia al corte no drenada. En dicha figura, se evidencia un aumento del esfuerzo desviador con respecto a la deformación de corte a medida que se aumenta la densidad inicial (Figura 2.8a), comportamiento que también se observa en las trayectorias de tensiones efectivas (Figura 2.8b). Si la densidad de la arena es alta, como en el caso de $e = 0.762$, no se aprecia una pérdida de resistencia al corte y el comportamiento puede considerarse rígido. Cuando la arena es suelta, $e = 0.861$ y $e = 0.868$, se puede observar el fenómeno de “transformación de fase” descrito en la sección 2.1.2, ya que se advierte un cambio en la trayectoria de tensiones efectivas de contractiva a dilatante. Si el índice de vacíos es mayor a $e = 0.88$ y menor a $e = 0.93$, se distingue una pérdida temporal en la resistencia al corte para luego evidenciar un aumento hasta alcanzar el “estado último”. Este fenómeno también fue descrito en la sección 2.1.2 y fue denominado como “pseudo estado último”. Para el caso de $e = 0.93$ se observa que la resistencia al corte no drenada alcanza un valor nulo. Pruebas en estados mas sueltos que este último mencionado también evidenciaron resistencias al corte no drenadas iguales a cero (Figura 2.9), por lo que el valor de $e = 0.93$ es considerado el índice de vacíos mínimo para el cual la resistencia residual es nula en este material y es denominado “índice de vacíos umbral” (e_0) (Verdugo, 1992; Ishihara, 1993).

Adicionalmente, con la intención de estudiar el efecto de la presión de confinamiento para una densidad en particular, se llevaron a cabo ensayos monótonos no drenados para las densidades relativas post consolidación de 18.5 % ($e = 0.907$), 37.9 % ($e = 0.833$) y 63.7 % ($e = 0.735$).

En la Figura 2.10 se presentan los resultados para la densidad relativa post consolidación de 63.7 % ($e = 0.735$), la cual fue ensayada a presiones de confinamiento de 0.1, 1.0, 2.0 y 3.0 MPa. Como se puede observar de la figura, existe una respuesta primeramente contractiva y luego dilatante por parte de las muestras ensayadas (“transformación de fase”), siendo más marcada la dilatación a medida que se disminuye la presión de confinamiento. Además se observa que todas las muestras alcanzan una idéntica condición última a grandes deformaciones (25 %), independiente de la presión de confinamiento, mostrando que la resistencia última depende sólo de la densidad de ensayo. Destacar también que durante la descarga de las muestras una vez finalizado los experimentos, las trayectorias de tensiones efectivas son coincidentes, indicando el desarrollo de una fábrica común a grandes deformaciones.

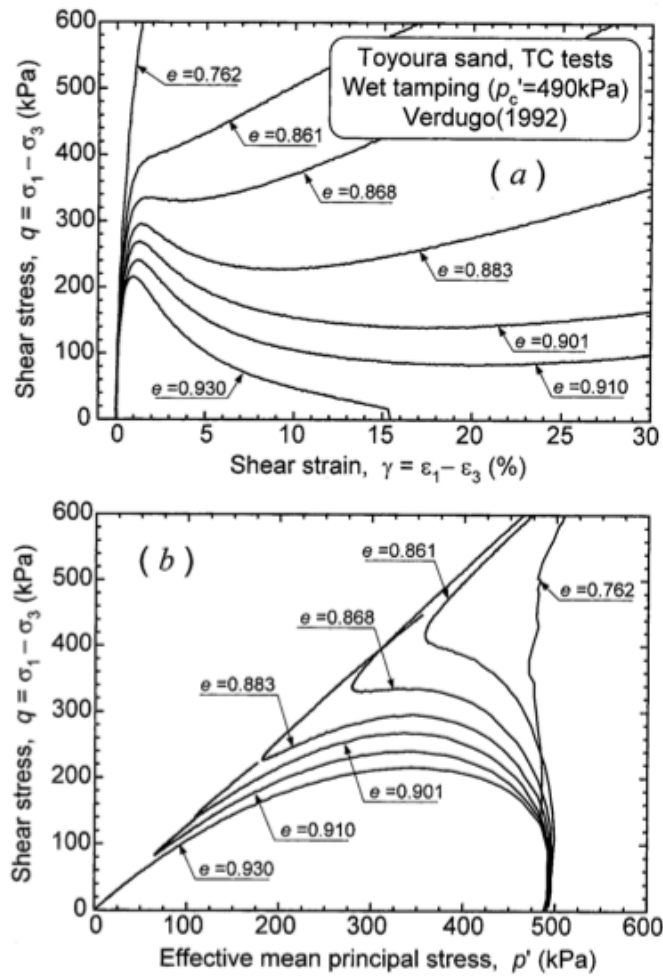


Figura 2.8. Ensayos CIU en compresión $\sigma'_0 = 490 \text{ kPa}$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de corte, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Verdugo, 1992. Modificado por Yoshimine & Ishihara, 1998).

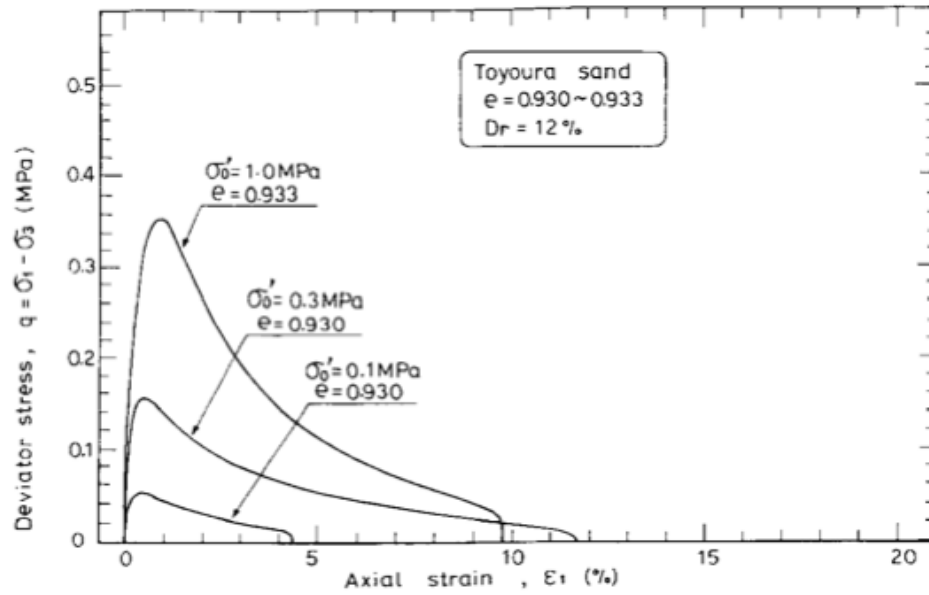


Figura 2.9. Esfuerzo desviador vs deformación axial de muestras con resistencia residual iguales a cero (Ishihara, 1993).

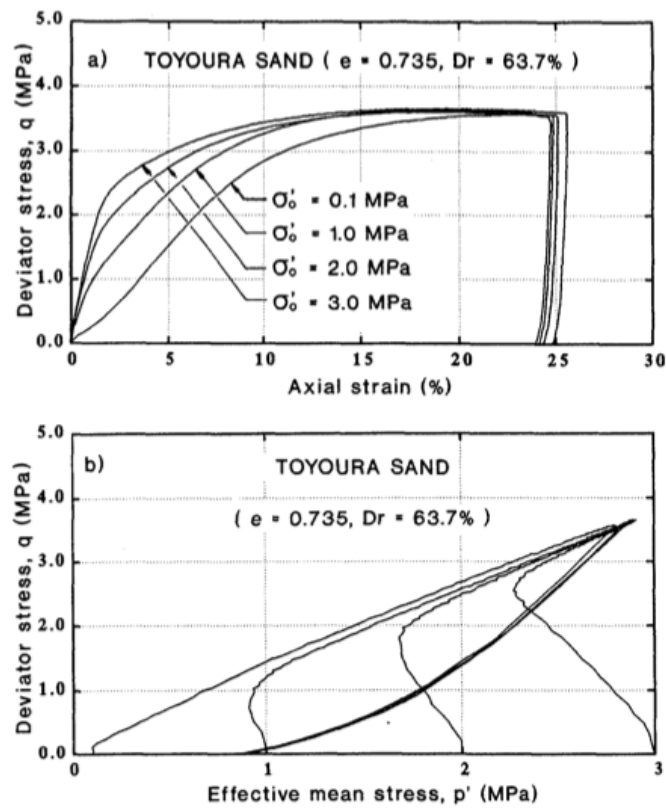


Figura 2.10. Ensayos CIU en compresión $e = 0.735$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Verdugo & Ishihara, 1996).

En la Figura 2.11 se entregan los resultados para la densidad relativa post consolidación de 37.9 % ($e = 0.833$), la cual también fue ensayada a presiones de confinamiento de 0.1, 1.0, 2.0 y 3.0 MPa. En dicha figura se observa, al igual que en la Figura 2.10, que a grandes deformaciones se alcanza un valor único de resistencia residual, reforzando de esta manera la tesis de que la resistencia última sólo depende del índice de vacíos inicial. Sin embargo, para deformaciones más bajas el efecto de la presión de confinamiento motiva comportamientos disimiles en las probetas ensayadas. Para las presiones de confinamiento de 2.0 y 3.0 MPa, se observa una pérdida de resistencia al corte a deformaciones axiales entre 5-10 % (pseud estado último) para luego recuperarse a deformaciones mayores (estado último). Las probetas ensayadas a presiones de confinamiento de 0,1 y 1 MPa muestran comportamientos dilatantes, por lo que no evidencian pérdidas de resistencia de ningún tipo. Las trayectorias efectivas de descargas de estos ensayos también son coincidentes, mostrando nuevamente la generación una fabrica común a grandes deformaciones.

En la Figura 2.12 se muestran los resultados para la densidad relativa post consolidación de 18,5 % ($e = 0,907$), donde se utilizaron presiones de confinamiento de 0.1, 1.0 y 2.0 MPa. Se observa que para las presiones de 1.0 y 2.0 MPa el suelo muestra un comportamiento altamente contractivo, motivando un peak de resistencia muy marcado, el que es mas asentuado a medida que se aumenta la presión de confinamiento. El pseud estado último para estas probetas se desarrolló entre 4-16 % de deformación axial. Destacar que aunque la resistencia última no es estrictamente igual en las deformaciones finales alcanzadas, la tasa de variación es muy pequeña, por lo que el estado de tensiones hacia el final de los ensayos fue considerada como la condición de estado último por los autores.

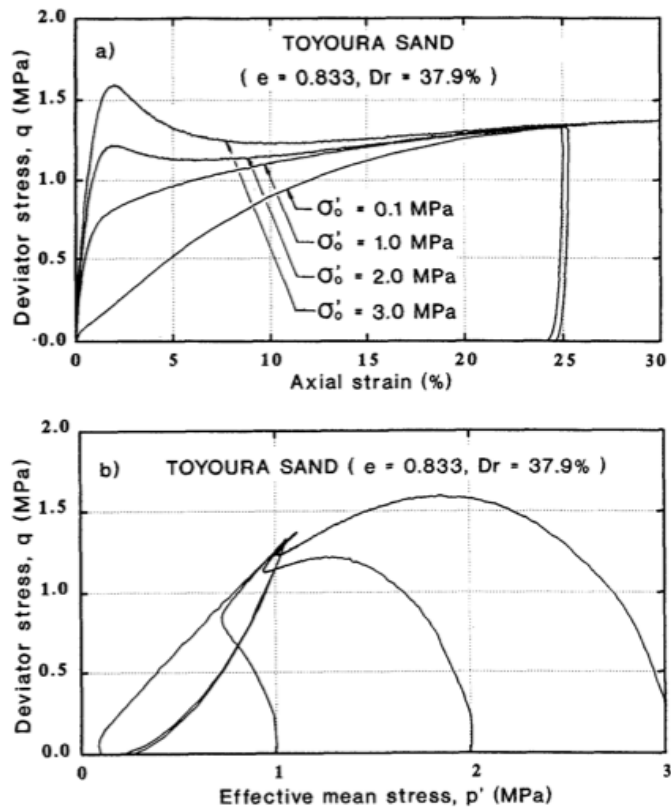


Figura 2.11. Ensayos CIU en compresión $e = 0.833$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Verdugo & Ishihara, 1996).

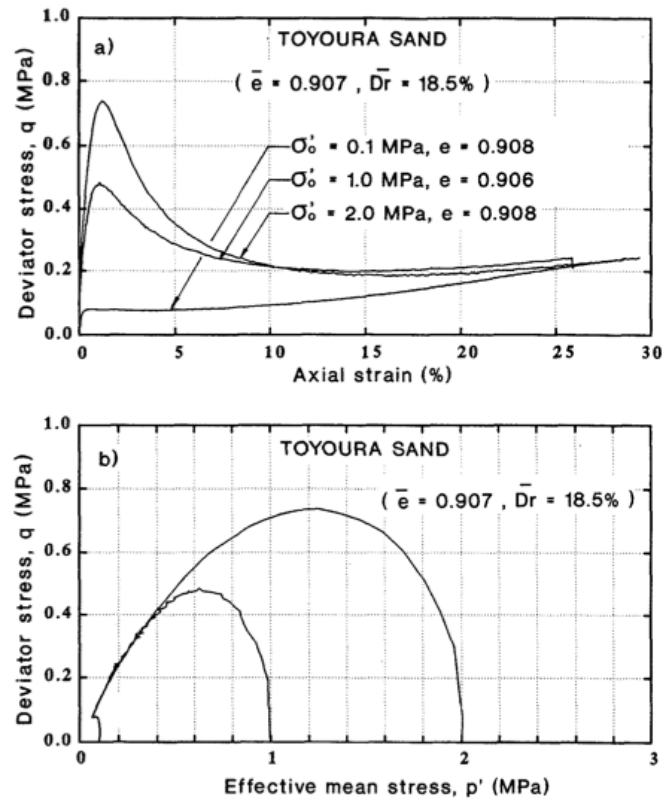


Figura 2.12. Ensayos CIU en compresión $e = 0.907$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Verdugo & Ishihara, 1996).

Al analizar las figuras presentadas previamente en un contexto más global, se puede concluir que en el comportamiento no drenado existen fenómenos cuya ocurrencia están directamente relacionadas con la posición relativa que ocupa la combinación de densidad inicial y la presión media efectiva, respecto de la ubicación de la línea de estado último del material en estudio.

En la Figura 2.13 se presenta un esquema general del comportamiento no drenado de arenas a grandes deformaciones, en donde se puede observar que cuando la arena se vuelve más suelta o la presión media efectiva de consolidación aumenta (Figura 2.13a y 2.13b respectivamente), las líneas de transformación de fase y estado último tienden a converger en una sola. Además, si la línea de transformación de fase o pseudo estado último coincide con la línea de estado último, no existirá recuperación de resistencia al corte luego de alcanzado el peak de resistencia y se alcanzará la condición denominada “*critical steady state*” o estado último crítico (Figura 2.13f).

La caracterización de los fenómenos descritos en las secciones 2.1.1 (estado último) y 2.1.2 (transformación de fase y pseudo estado último) son ejemplificados también en la Figura 2.13. En la parte 2.13c se muestra el alcance del estado último sin pérdida ninguna en resistencia al corte y en las partes 2.13d y 2.13e se observan la transformación de fase y el pseudo estado último.

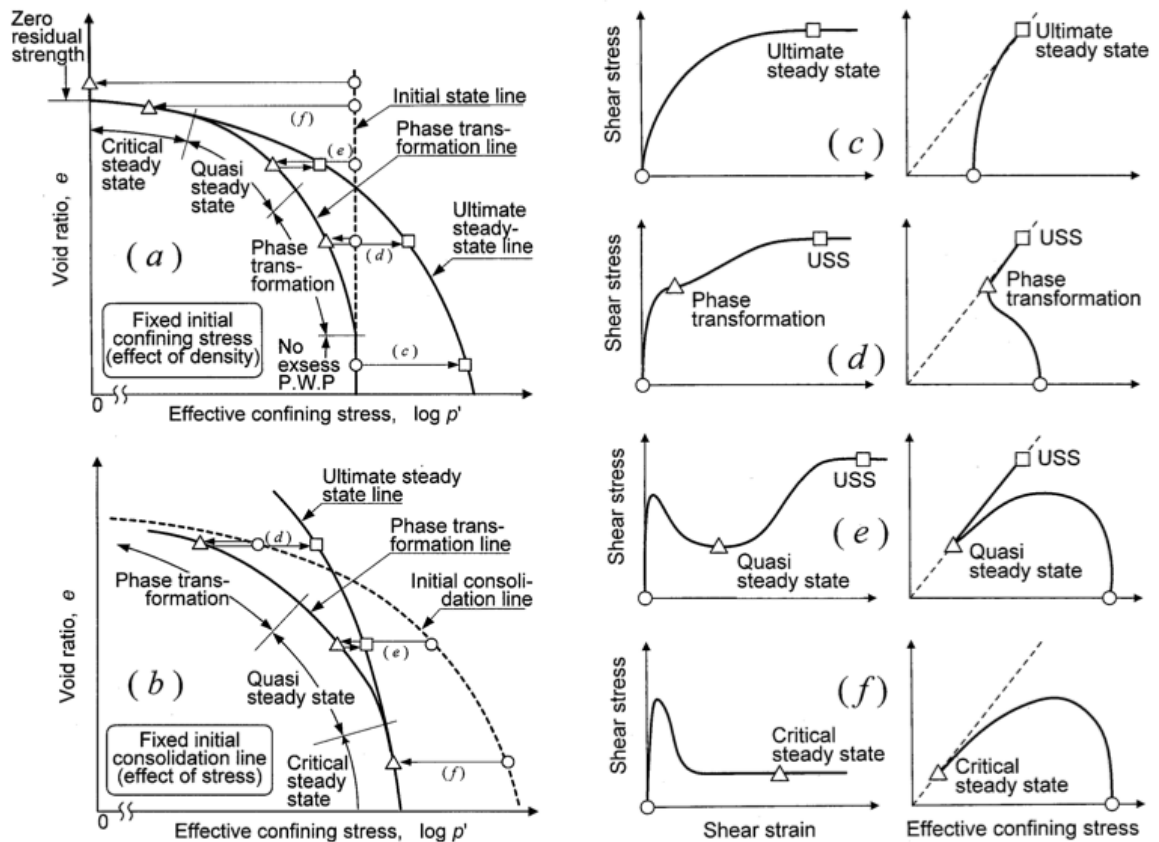


Figura 2.13. Comportamiento no drenado de arenas a grandes deformaciones (Yoshimine & Ishihara, 1998).

2.1.4.1 EFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EN LA RESPUESTA MONÓTONA NO DRENADA

Con la intención de complementar la caracterización del comportamiento monótono no drenado en arenas para un rango importante de presiones de confinamiento, se entregan a continuación los resultados presentados por Lade y Yamamuro (1996) a partir de ensayos CIU en arena de Cambria ($D_{50} = 1.66$, $C_u = 1.30$). Dicho estudio contempla la utilización de presiones de cámara en un rango de 6.4 a 68.9 MPa, las cuales son consideradas como altas presiones.

De la Figura 2.14 se puede observar el efecto que tiene el incremento de presión de confinamiento en la evolución del esfuerzo desviador (2.14a) y la presión de poros (2.14b) para muestras densas de arena de Cambria. Se nota que a medida que aumenta la presión de cámara existe un consiguiente aumento del esfuerzo desviador y un incremento en la generación de presiones de poros. Además, al aumentar la presión de confinamiento se motiva la generación de un peak de resistencia al corte, el cual se acentúa a mayores valores de presión de cámara. Lo anterior se entiende debido a que al aumentar la presión de confinamiento la masa de suelo genera una respuesta contractiva cada vez mayor, lo que produce que las presiones de poros aumenten y por consiguiente las tensiones efectivas disminuyan considerablemente (Figura 2.15).

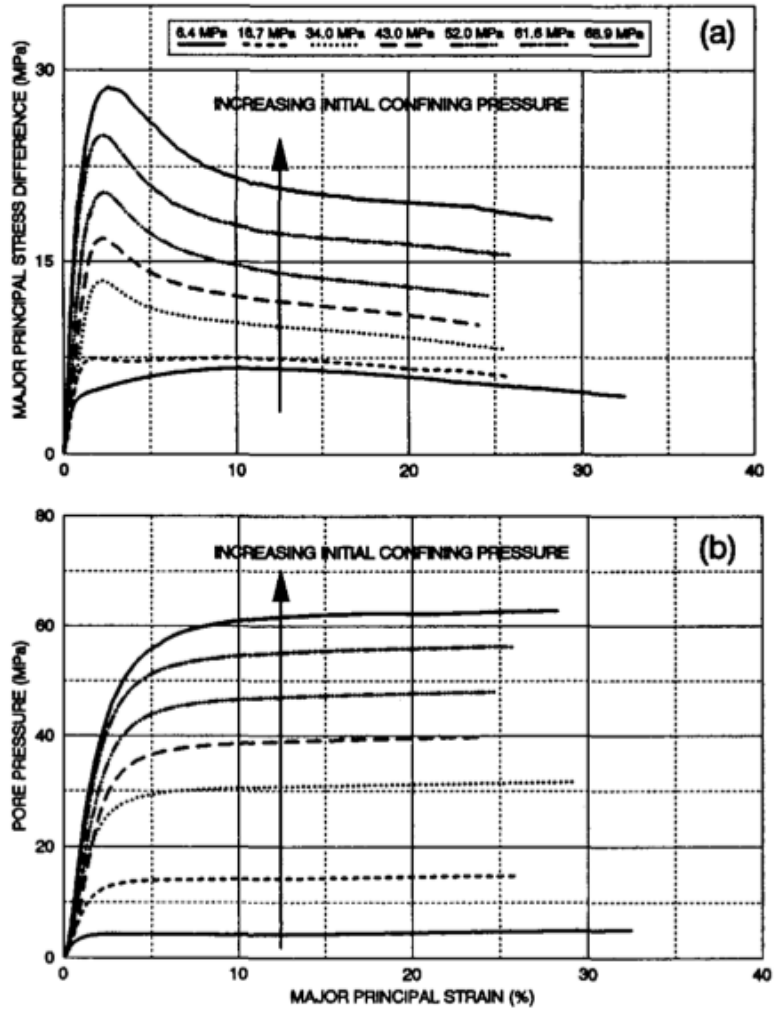


Figura 2.14. Comportamiento no drenado de arena de Cambria a altas presiones en compresión: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial; (b) Presión de Poros vs deformación de axial (Lade & Yamamuro, 1996).

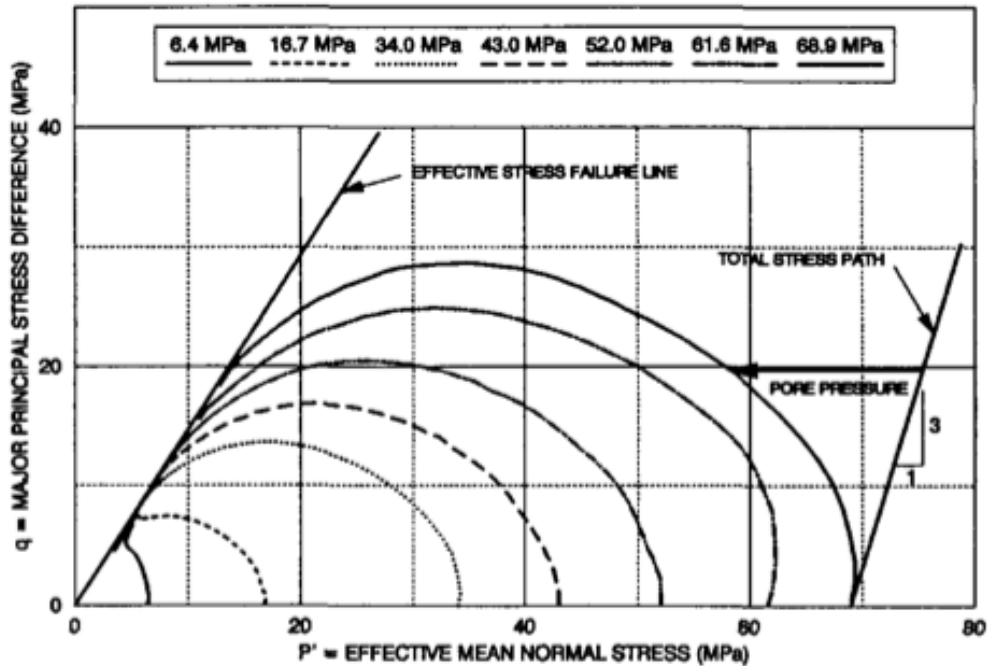


Figura 2.15. Comportamiento no drenado de arena de Cambria a altas presiones en compresión: Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Lade & Yamamuro, 1996).

Adicionalmente, una serie de ensayos monótonos no drenados en extensión, con presiones de confinamiento entre 12 y 52 MPa, fueron realizados en muestras densas de arena de Cambria. La generación de localización de deformaciones en los ensayos fue un problema significativo para los investigadores. La inestabilidad inherente de la prueba en extensión causada por la concentración de tensiones en las no homogeneidades (tanto del material como geométricas) de las probetas, inevitablemente motivaron localización de deformaciones en forma de “necking” (estrangulamiento). Para impedir el desarrollo de localización de deformaciones en las probetas durante los ensayos, Yamamuro y Lade desarrollaron un método (Yamamuro y Lade, 1995) que utiliza pequeñas placas de acero inoxidable las cuales son dobladas para seguir el contorno de las probetas. Las placas son posicionadas de manera que permitan que la probeta se deforme radialmente y para permitir la aplicación de esfuerzo de corte sin que exista interferencia entre ellas.

En la Figura 2.16 se presentan los resultados de los ensayos monótonos no drenados en extensión mencionados previamente. En ella se puede observar que el comportamiento sigue prácticamente el mismo patrón que el comportamiento en compresión, sólo con la diferencia que en este caso las deformaciones alcanzadas son muchos menores. Al aumentar el confinamiento, existe un consiguiente aumento del esfuerzo desviador y de las presiones de poros. Además, al igual que en el caso en compresión, el aumento en presión de cámara motiva el desarrollo de un peak de resistencia al corte, el cual se enfatiza a mayores valores de presión de confinamiento y junto con ello se genera decrecimiento sostenido de las trayectorias de tensiones efectivas (Figura 2.17).

Finalmente, destacar que la aplicación de altas presiones de confinamiento puede producir también el efecto de rotura de partículas, el cual será analizado en la sección 2.5.

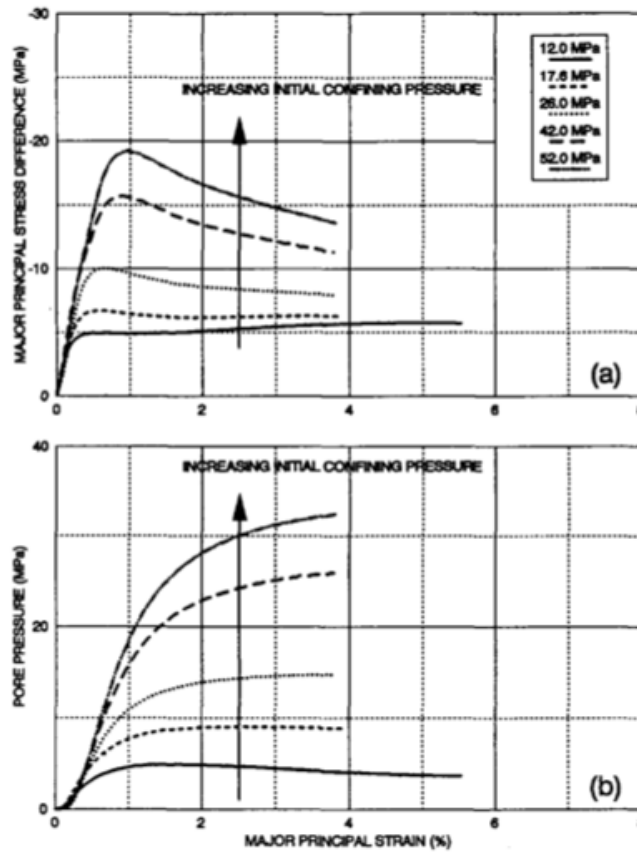


Figura 2.16. Comportamiento no drenado de arena de Cambria a altas presiones en extensión: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial; (b) Presión de Poros vs deformación de axial (Lade & Yamamuro, 1996).

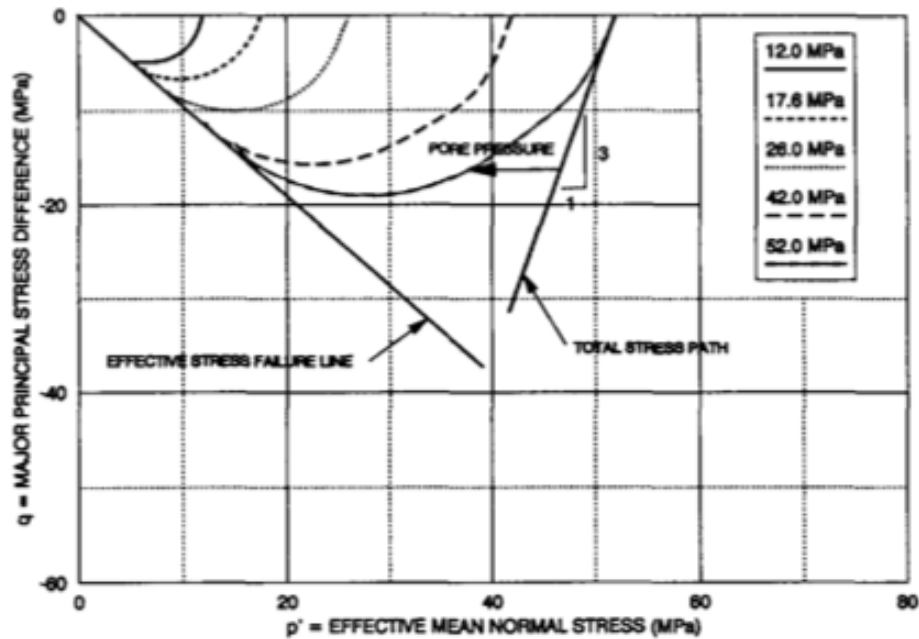


Figura 2.17. Comportamiento no drenado de arena de Cambria a altas presiones en extensión: Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (Lade & Yamamuro, 1996).

2.1.4.2 EFECTO DEL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESPUESTA MONÓTONA NO DRENADA

Hasta este punto se ha analizado el efecto de las variables de estado correspondiente al índice de vacíos y la presión de confinamiento (e_c y σ'_3). Sin embargo, no se ha mencionado la tercera variable de estado, que corresponde al esfuerzo de corte inicial, expresado por $K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$ para el ensayo triaxial.

Experimentos considerando corte estático inicial fueron realizados por Vaid y Sivathayalan (2000) con la intención de observar el funcionamiento conjunto de las variables de estado. En la Figura 2.18 se presenta el efecto que tienen cada una de estas variables sobre muestras sueltas de arena de relaves con tamaño medio $D_{50} = 0,4$ mm. La figura muestra que todas las variables de estado influyen colectivamente en las respuesta no drenada. Así, estos resultados llevan a las siguientes conclusiones: (i) ciertos estados de índices de vacíos no pueden ser alcanzados por algunos estados tensionales; (ii) incluso estados densos a altas presiones de confinamiento pueden experimentar respuestas contractivas; (iii) un incremento en presión de confinamiento a K_c constante o un incremento de K_c a presión de confinamiento constante origina una respuesta del tipo “*strain-softening*” (perdida de resistencia), independiente del substancial aumento de densidad. Comportamientos similares en otras arenas han sido expuestos por Bishop (1966) (Vaid y Sivathayalan, 2000).

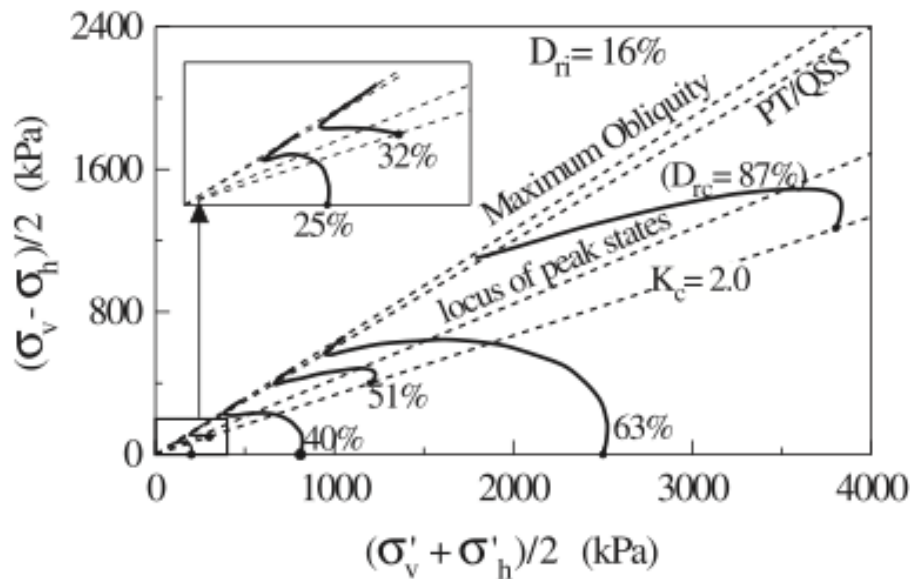


Figura 2.18. Efecto de las variables de estado iniciales (e_c , σ'_3 y K_c) en la respuesta no drenada de una arena de relaves suelta (Vaid & Sivathayalan, 2000).

Posteriormente Vaid, Stedman y Sivathayalan (2001), investigaron el efecto del nivel de corte estático inicial para distintas presiones medias efectivas. El material utilizado corresponde a muestras de arena del río Fraser (British Columbia, Canadá), cuyo tamaño medio es $D_{50} = 0,3$ mm y coeficiente de uniformidad $C_u = 1.8$. El índice de vacíos máximo corresponde a $e_{m\acute{a}x} = 0.926$ y el índice de vacíos mínimo $e_{m\acute{i}n} = 0.605$. Las probetas ensayadas se confeccionaron a la menor densidad relativa posible (6-8 %), pero luego de la consolidación debido a presiones medias efectivas de 100, 200 y 400 kPa, las densidades posterior a la consolidación alcanzadas fueron de 17 %, 20 % y 24 % respectivamente. Las magnitudes de K_c utilizadas para cada presión media efectiva mencionada fueron de 1, 1.25, 1.5 y 2.0.

De la Figura 2.19 se puede observar que los ensayos en compresión, incluso para el estado más suelto de la arena en estudio, presentan una leve respuesta del tipo “*strain softening*”. Se advierte además, un pequeño aumento del mismo fenómeno al aumentar el valor de K_c a presión de confinamiento constante o al incrementar la presión de cámara, dejando K_c en un valor determinado. Para el caso de la respuesta en extensión (Figura 2.20), se observa que para valores de confinamiento bajos, las probetas evidencian un comportamiento del tipo “*critical steady state*”, que se transforma al tipo “*quasy steady state*” a medida que se aumenta la presión de cámara. Ambos comportamientos mencionados fueron definidos en la Figura 2.13. Además, se destaca que la respuesta en compresión de probetas confeccionadas a estados más densos que el estado más suelto, son del tipo “*strain hardening*” (endurecimiento con la deformación).

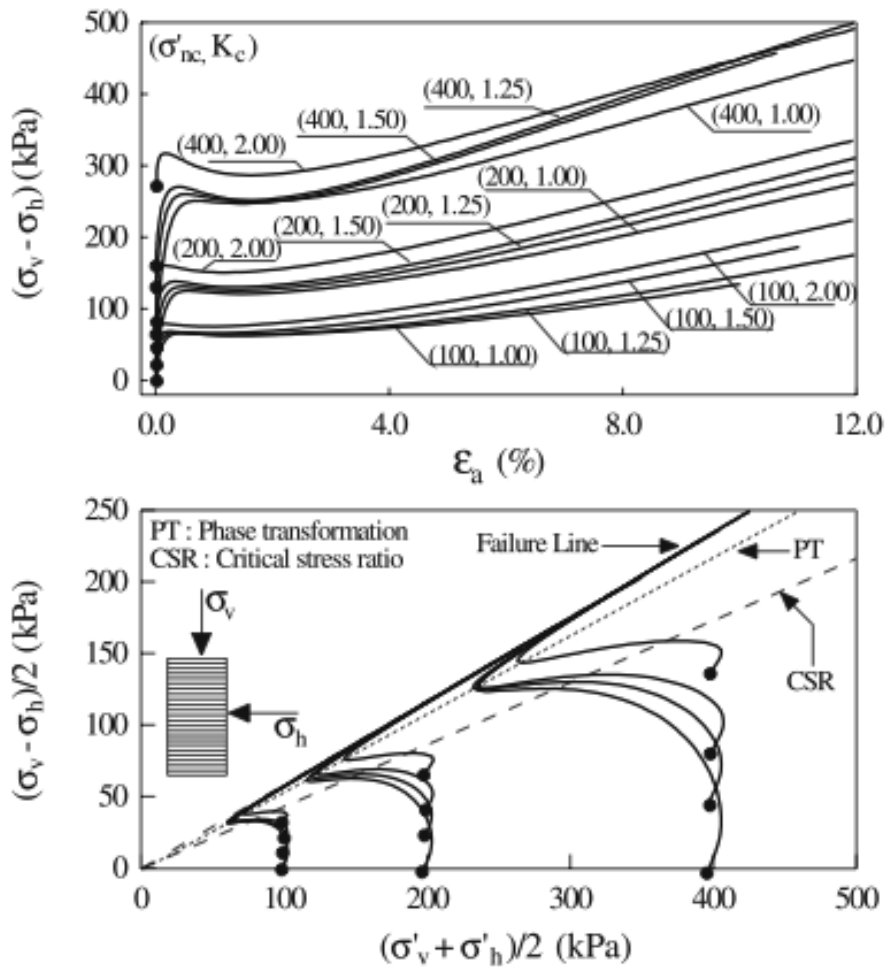


Figura 2.19. Comportamiento monótono en compresión de arena de río Fraser en su estado más suelto (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).

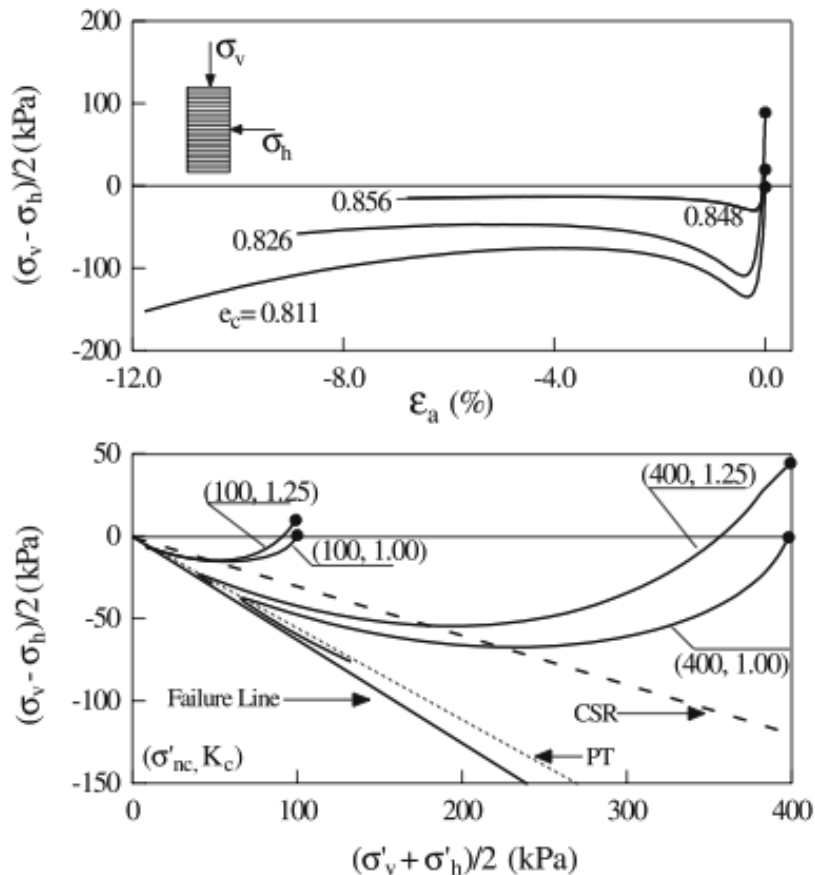


Figura 2.20. Comportamiento monótono en extensión de arena de río Fraser en su estado más suelto (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).

El lugar geométrico de los puntos máximos de las tensiones efectivas con presencia de “*strain softening*” se ubican en una línea recta denominada “*critical stress ratio*”, la que se encuentra en conformidad a lo expresado en la sección 2.1.3 del presente capítulo.

De acuerdo a Vaid, Stedman y Sivathayalan (2001), el ángulo de fricción movilizado para el “*critical stress ratio*” en compresión fue de 26° , independiente del estado de densidad inicial. A su vez, la línea de “*critical stress ratio*” en extensión depende del índice de vacíos de depositación, ya que el ángulo movilizado es de 17° para el estado más suelto y se incrementa a 23° para densidades relativas cercanas a 50 %. Esto último deja en evidencia que el ángulo de fricción movilizado en el “*critical stress ratio*” es claramente dependiente del modo de carga (Figura 2.21).

En la Figura 2.22 se presenta el ángulo de fricción para el “*quasy steady state*” y el “*steady state*”, tanto para compresión como para extensión, el cual corresponde a un ángulo de fricción único de 34° . De acuerdo a los resultados experimentales encontrados, se evidencia que independiente del nivel de corte estático inicial, la línea de estado último y la línea de pseudo estado último se mantienen invariantes, lo cual es consecuente con otras investigaciones (Verdugo, 1992; Kato et al., 2001).

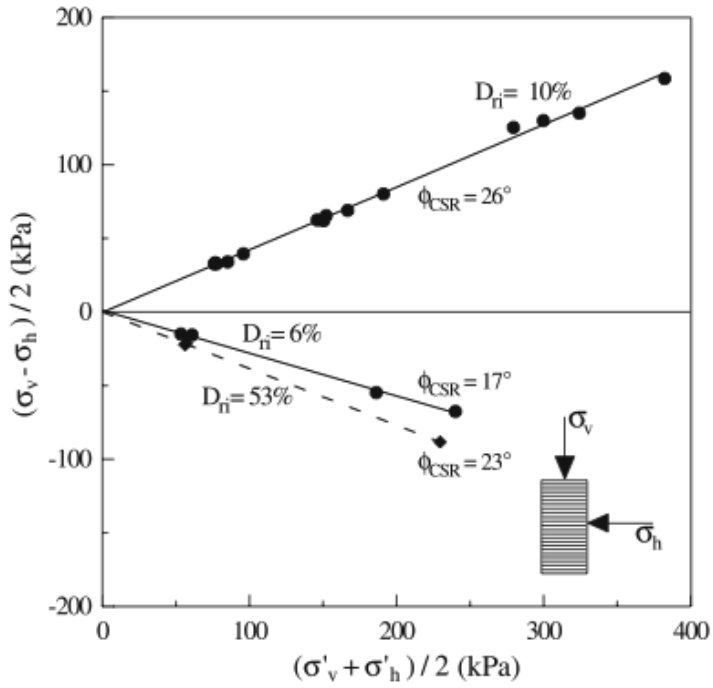


Figura 2.21. Ángulo de fricción movilizado en compresión y extensión para “critical stress ratio” (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).

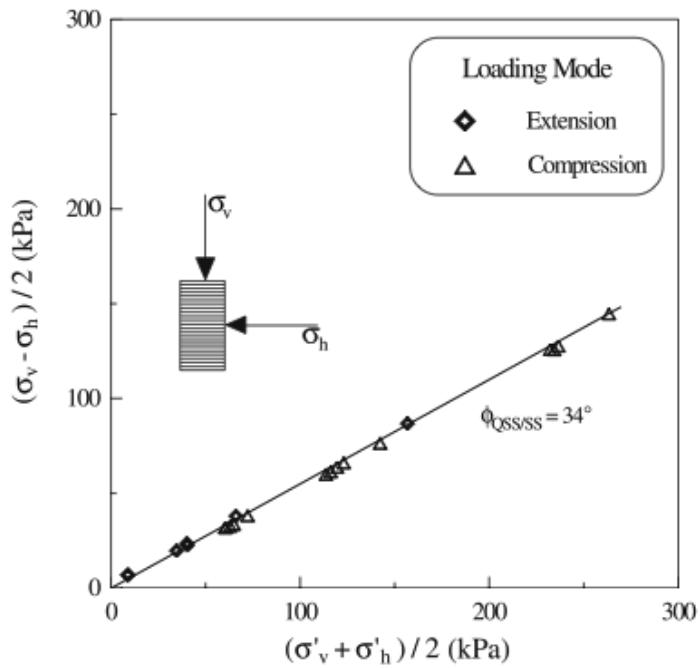


Figura 2.22. Ángulo de fricción movilizado en compresión y extensión para “steady state” (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).

En complemento de lo anterior, resultados experimentales sobre arena de Toyoura realizados por Kato, Ishihara y Towhata (2001), muestran que si bien el efecto del corte estático inicial no modifica la posición de la línea de estado último ni la posición de la línea de pseudo estado último, este sí tendría efecto sobre la posición de la “*initial diving line*” (sección 2.1.2). La Figura 2.23 muestra la posición de la “*steady state line*”, la “*quasy steady state line*” y la “*initial diving line*” en el plano e-p’, para el caso de pruebas con consolidaciones isotrópicas, y en ella se observa que la línea de estado último ocupa una posición intermedia entre las otras dos líneas. Destacar que se utilizan cuadrados sólidos para estados que evidencian comportamientos contractivos y cuadrados vacíos para estados con comportamientos dilatantes y además que se definió el corte estático inicial de la forma $K_c = \sigma'_3 / \sigma'_1$.

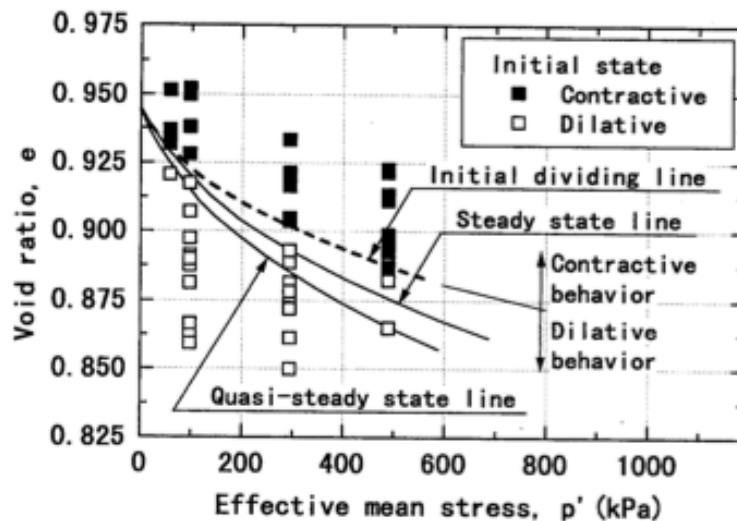


Figura 2.23. Línea de división inicial para ensayos consolidados isotrópicamente (Kato et al., 2001).

Ahora bien, en las Figura 2.24 se muestra la evolución de la “*initial diving line*” al momento de aplicar valores de corte estático iguales a $K_c = 0.5$ (Figura 2.24a) y $K_c = 0.33$ (Figura 2.24b). Se observa que la “*steady state line*” se ubica en hacia el lado de los estados dilatantes de la “*initial diving line*” para el caso de baja consolidación anisotrópica y se mueve hacia el lado de los estados contractivos para menores de K_c .

La Figura 2.25 es un resumen de las posiciones de la “*initial diving line*” para todos los estados de consolidación. En esta figura se puede notar que para el caso de $K_c = 0.33$ la “*initial diving line*” está casi en la misma posición que la “*quasy steady state line*” cuando $p' = 200$ kPa y además que a medida que se aumenta la consolidación anisotrópica la arena se vuelve más contractiva.

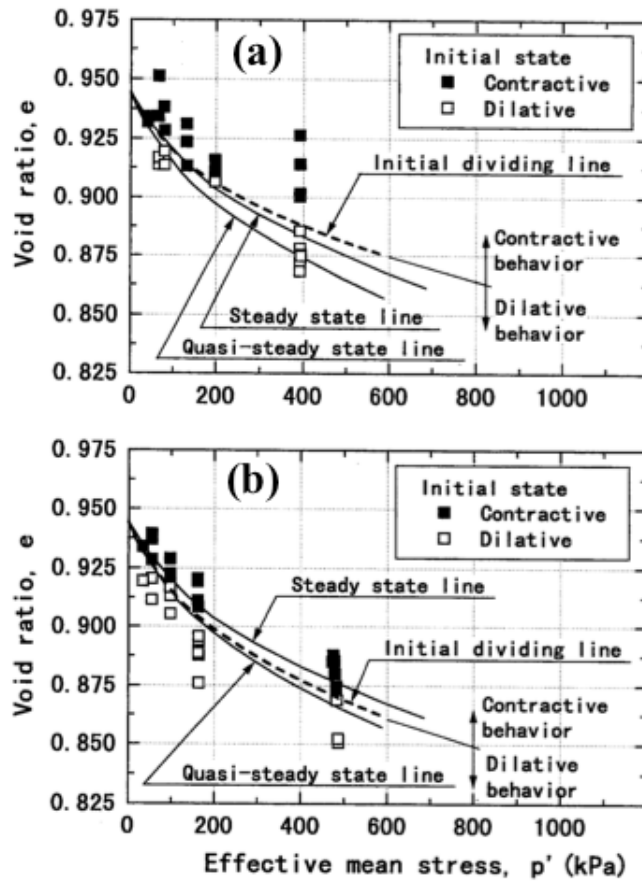


Figura 2.24. Línea de división inicial para ensayos consolidados anisotrópicamente: (a) $K_c = 0.5$, (b) $K_c = 0.33$ (Kato et al., 2001).

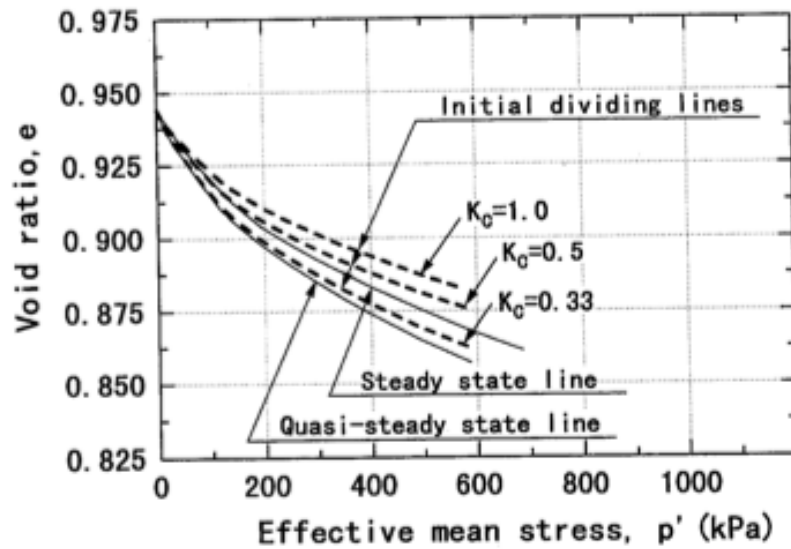


Figura 2.25. Comparación de la línea de división inicial para distintos valores de K_c (Kato et al., 2001).

De esta forma, resulta relevante también estudiar el efecto que tiene la dirección de aplicación de la carga en un ensayo monótono no drenado y como esta afecta, junto con la aplicación de corte estático inicial, en el comportamiento de arenas.

La dirección de aplicación de esfuerzo de corte puede ser especificado por el ángulo " α ", el cual corresponde a la inclinación de la tensión principal mayor (σ_1) respecto al eje del espécimen de suelo (dirección de depositación). Por otra parte, para poder estudiar el efecto de la tensión principal intermedia (σ_2) en pruebas triaxiales, se utiliza el parámetro de Habib o parámetro "b", el cual se define como:

$$b = \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad 2.2$$

Para el caso de la prueba triaxial en compresión se tiene que $b = 0$ y $\alpha = 0^\circ$, y para el caso de la prueba triaxial en extensión $b = 1$ y $\alpha = 90^\circ$.

En la Figura 2.26 se tienen resultados de pruebas monótonas sobre arena del río Fraser (Vaid y Sivathayalan, 2000). El estado inicial de dichas probetas corresponde a densidad relativa 30 % y presión media efectiva de 200 kPa. De los ensayos se observa que el comportamiento cambia de una respuesta "*strain hardening*" a "*strain softening*" sólo mediante el incremento del ángulo " α " desde 0° a 90° , para un valor del parámetro de Habib igual a cero (triaxial en compresión). Además en dicha figura se advierte que un aumento del parámetro "b" a valor constante de $\alpha = 90^\circ$ (triaxial en extensión), origina que la respuesta "*strain softening*" se acreciente aún más. La dependencia del comportamiento monótono no drenado de arenas, respecto de la dirección de la carga aplicada, es una expresión de su anisotropía inherente y sobreviene de la forma de depositación del material en terreno.

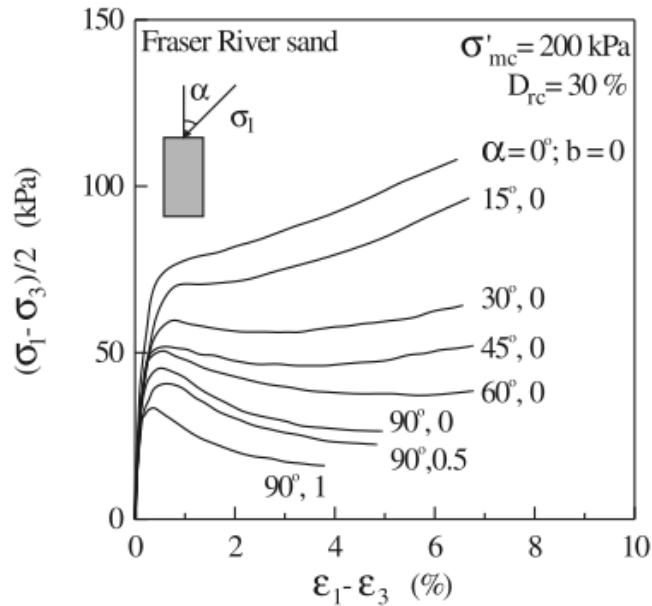


Figura 2.26. Dependencia del comportamiento monótono no drenado respecto de la dirección de aplicación de σ_1 y el parámetro de Habib (Vaid & Sivathayalan, 2000).

En la misma línea anterior, Sivathayalan y Vaid (2002) ampliaron el espectro de estudio e investigaron el efecto del corte estático y la dirección de aplicación del esfuerzo principal mayor para una amplia gama de combinaciones. Al igual que en publicaciones anteriores de los autores, el material utilizado corresponde a arena del río Fraser, cuyas características ya han sido detalladas anteriormente.

En la Figuras 2.27 y 2.28 se presentan los resultados encontrados a partir de probetas con densidades relativas de aproximadamente 20 % a presiones de confinamiento de 200 kPa. De la Figura 2.27a se puede observar que para $\alpha = 0$ la arena no muestra signos de “*strain softening*” en ningún grado, independiente del nivel de corte estático inicial. Además, se identifica la generación de “*strain hardening*” a deformaciones mayores al 2 %.

De las Figuras 2.27b, 2.28a y 2.28b se puede notar que al aumentar progresivamente el valor de “ α ”, la arena evidencia un sucesivo aumento de la respuesta del tipo “*strain softening*”. Por otra parte, al observar con más detención la Figura 2.28a, se distingue que la resistencia no drenada mínima para $K_c = 1.25$ es aproximadamente la mitad de cuando $K_c = 2.0$, lo que permite concluir que la influencia de K_c es mas prominente cuando la dirección de σ_1 se encuentra más alineado con los planos de depositación de la muestra (Figuras 2.28a y 2.28b) que cuando es cercana a la vertical (Figuras 2.27a y 2.27b). Según estos resultados los autores concluyen, además, que el triaxial en compresión no puede describir completamente la dependencia de la resistencia residual respecto del corte estático inicial, ya que caracteriza el comportamiento sólo para $\alpha = 0^\circ$.

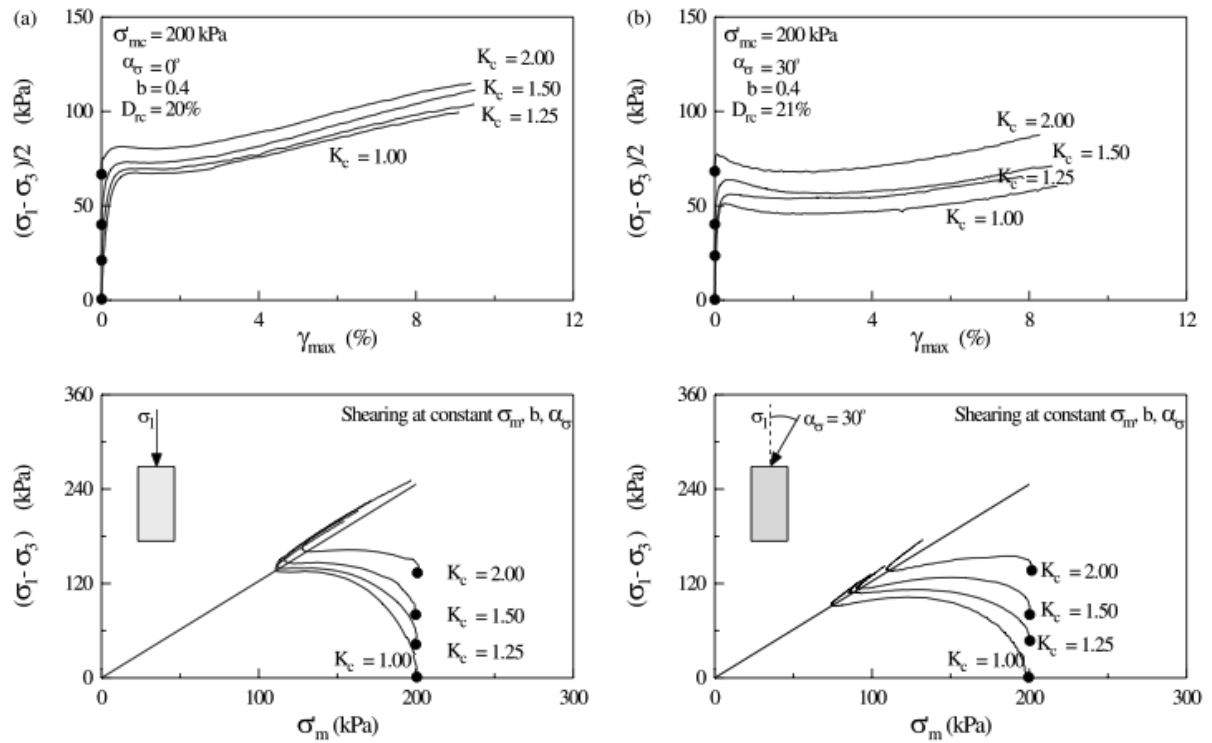


Figura 2.27. Influencia del corte estático inicial y la dirección de aplicación de σ_1 en el comportamiento monótono no drenado de arenas: (a) $\alpha = 0^\circ$, (b) $\alpha = 30^\circ$ (Sivathayalan & Vaid, 2002).

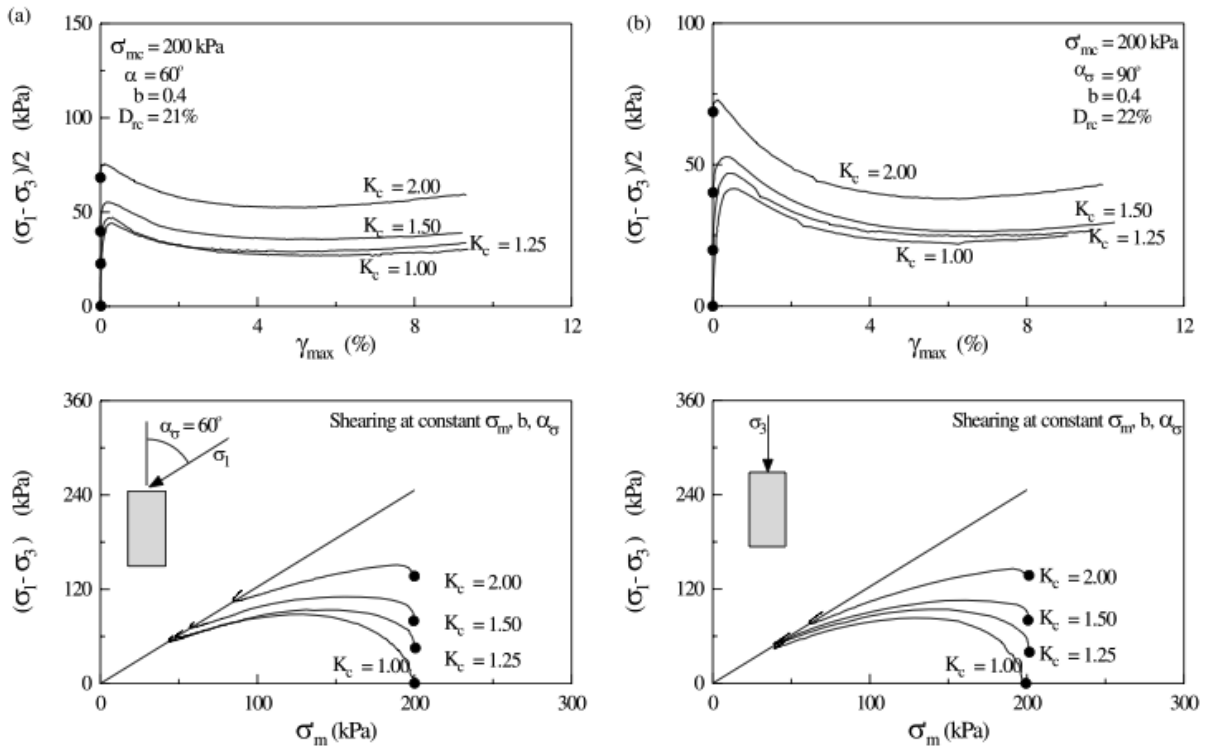


Figura 2.28. Influencia del corte estático inicial y la dirección de aplicación de σ_1 en el comportamiento monótono no drenado de arenas: (a) $\alpha = 60^\circ$, (b) $\alpha = 90^\circ$ (Sivathayalan & Vaid, 2002).

Finalmente en la Figura 2.29 se presenta la dependencia de la resistencia última respecto de la combinación de los parámetros recién estudiados. Se observa que para un valor dado de K_c existe una disminución de la resistencia residual, al aumentar α , y que para un valor de α determinado, la tasa de incremento de la resistencia última respecto del corte estático es prácticamente constante. Es importante señalar que estos ensayos utilizaron una densidad inicial de confección idéntica, sin embargo, la aplicación del corte inicial drenado modificó esta densidad lo que puede explicar el aumento de la resistencia última.

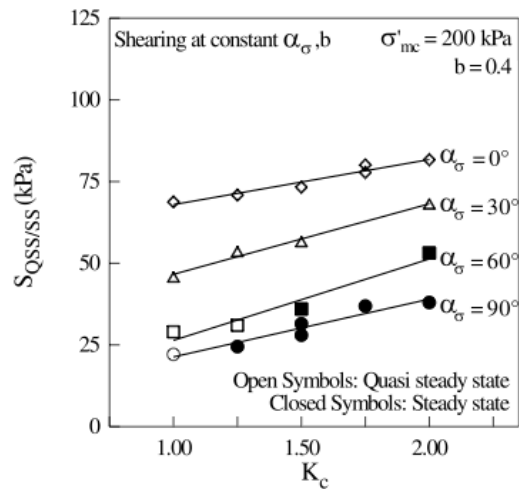


Figura 2.29. Dependencia de la resistencia última no drenada respecto de la dirección de aplicación de σ_1 y el corte estático inicial K_c (Sivathayalan & Vaid, 2002).

2.1.5 COMPORTAMIENTO MONÓTONO DRENADO DE ARENAS

El comportamiento drenado de materiales granulares ha sido estudiado por un número importante de investigadores a lo largo del tiempo. En ese sentido, investigaciones de Casagrande (1936) sentaron las bases del estudio en esta materia y permitieron afrontarla dentro de un marco teórico mucho más sólido, ya que demostró la dependencia del ángulo de fricción de las arenas con respecto al índice de vacíos. Casagrande reveló a través de sus resultados que mientras arenas densas dilatan al ser sometidas a esfuerzos de corte, y por ende evidencian mayores valores de ángulos de fricción, arenas sueltas contraen al ser sometidas al mismo tipo de sollicitación, desarrollando ángulos de fricción menores. Así mismo, definió el concepto de “critical void ratio” (sección 2.1.1) para describir el particular estado de densidad al cual las arenas no muestran cambios volumétricos al estar bajo esfuerzos de cizalle y más aún demostró que el “critical void ratio” disminuye al aumentar la presión confinante aplicada sobre la arena.

Lee y Seed (1967b) estudiaron el efecto de la carga monótona drenada en muestras de arena del río Sacramento (San Francisco, USA), la que fue lavada entre las mallas 50 y 100 con la intención de obtener un material uniforme. El índice de vacíos máximo corresponde a $e_{m\acute{a}x} = 1.03$ y el índice de vacíos mínimo $e_{m\acute{i}n} = 0.61$, además la gravedad específica de la arena corresponde a $G_s = 2.68$. Se ensayaron probetas con estados iniciales sueltos ($e = 0.87$, $DR_i = 38\%$), medianamente sueltos ($e = 0.78$, $DR_i = 60\%$), medianamente densos ($e = 0.71$, $DR_i = 78\%$) y densos ($e = 0.61$, $DR_i = 100\%$), para presiones de confinamiento desde 1 kg/cm^2 hasta 120 kg/cm^2 .

El efecto de las presiones de cámara utilizadas sobre muestras densas ($e = 0.61$, $DR_i = 100\%$) se presentan en la Figura 2.30 y se observa que el incremento de la presión de confinamiento tiene 3 grandes implicancias. La primera de ellas es que reduce el comportamiento frágil en el gráfico de tensión-deformación, ya que el peak de resistencia va en disminución hasta llegar a una respuesta sin peak. La segunda implicancia es que incrementa la deformación en la que se genera la falla y la tercera es que reduce el comportamiento dilatante del material. Lo último mencionado quiere

decir que, al igual que lo expuesto en la sección 2.1.4.1, las altas presiones de confinamiento motivan respuestas contractivas en cualquier esqueleto de suelo, incluso en aquellos más densos.

Resultados de muestras sueltas ($e = 0.87$, $DR_i = 38 \%$) sometidos a los mismos estados tensionales iniciales son presentados en la Figura 2.31. El comportamiento exhibido es similar a los presentados en la Figura 2.30, excepto que la tendencia a la dilatancia a bajas presiones no es tan marcada como para muestras densas, mientras que el comportamiento contractivo para altas presiones es evidente.

Es importante notar que para cada presión de confinamiento utilizada el esfuerzo de corte tiende a producir muestras con el mismo índice de vacíos en la falla, a pesar de que las densidades iniciales fuesen muy distintas.

En ese sentido, Verdugo (1992) llevó a cabo ensayos drenados en muestras de arena de Toyoura para distintos estados de índices de vacíos iniciales considerando presiones de confinamiento de 0.1 y 0.5 MPa. En las Figuras 2.32 y 2.33 se presentan los resultados obtenidos y en ellas se puede comprobar que para bajos niveles de deformación las curvas de tensión-deformación evidenciaron comportamientos disímiles, pero dependientes de cada estado de densidad inicial (Figuras 2.32a y 2.33a). Sin embargo, para niveles de deformaciones mucho mayores todas las curvas tienden hasta un punto en común. Comportamientos similares se observan en términos del esfuerzo desviador e índices de vacíos, ya que inicialmente se tienen valores distintos para las densidades iniciales, pero a medida que el nivel de deformaciones crece las curvas tienden a alcanzar un valor de esfuerzo desviador e índice de vacíos común (Figuras 2.32b y 2.33b). Lo anterior confirma los conceptos planteados por Casagrande (1936), Roscoe et al. (1958) y Been et al. (1991), presentados en la sección 2.1.1.

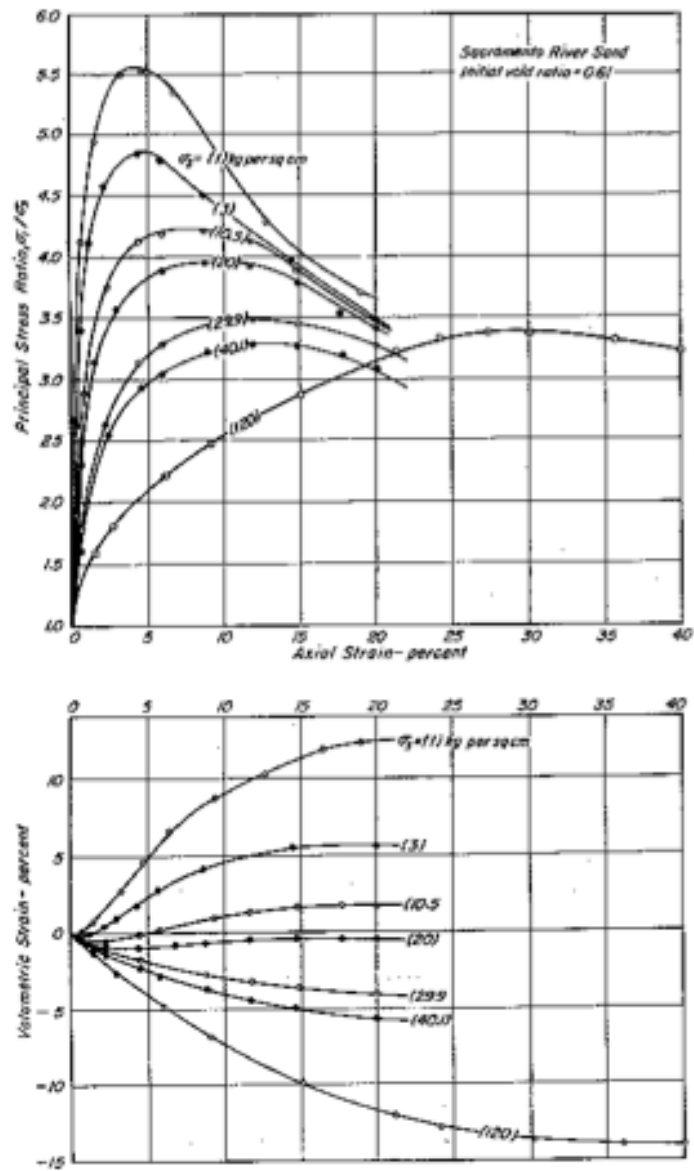


Figura 2.30. Comportamiento drenado arena de río sacramento estado más denso ($e = 0.61$, $DR_i = 100\%$) (Lee & Seed, 1967b).

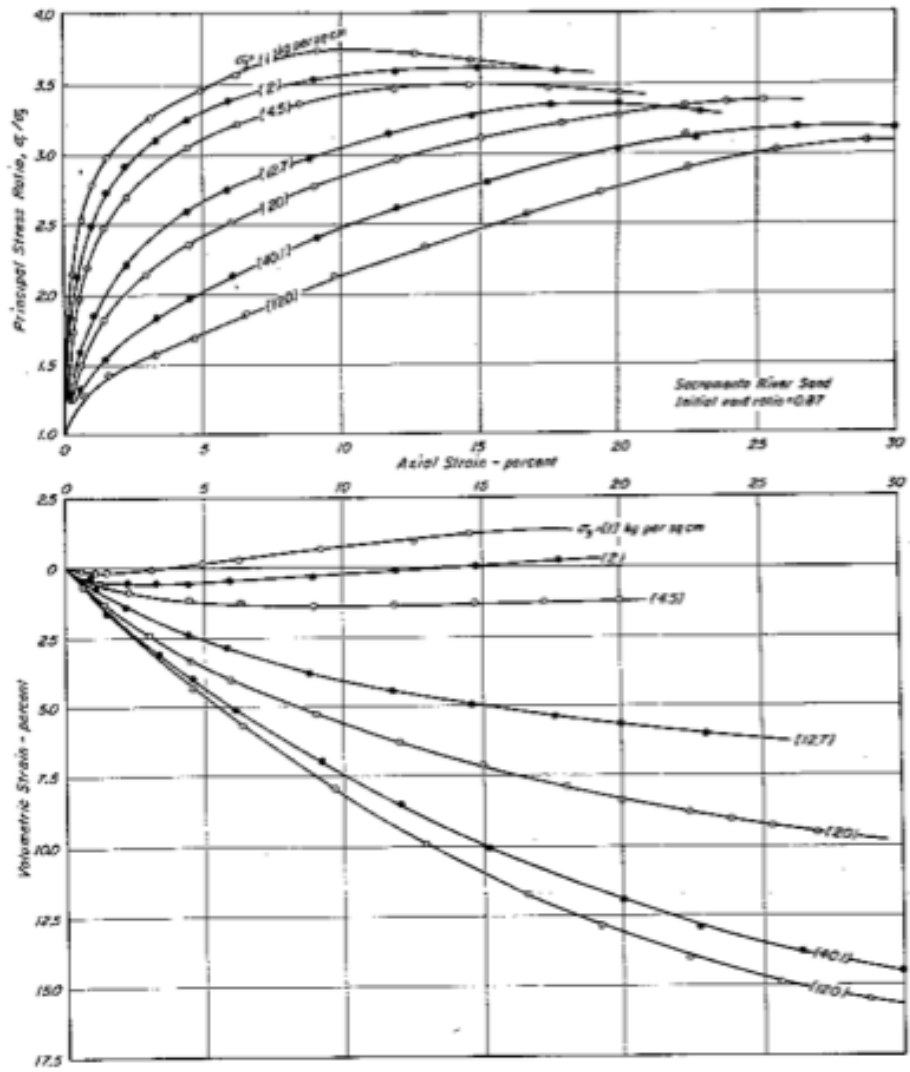


Figura 2.31. Comportamiento drenado arena de río sacramento estado más suelto ($e = 0.87$, $DR_i = 38\%$) (Lee & Seed, 1967b).

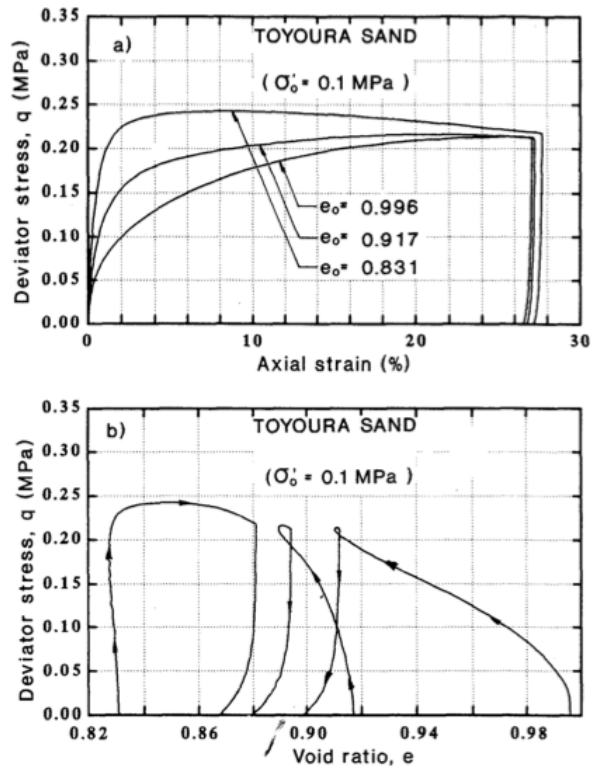


Figura 2.32. Ensayos CID en compresión $\sigma'_0 = 0.1$ MPa: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs índice de vacíos (Verdugo & Ishihara, 1996).

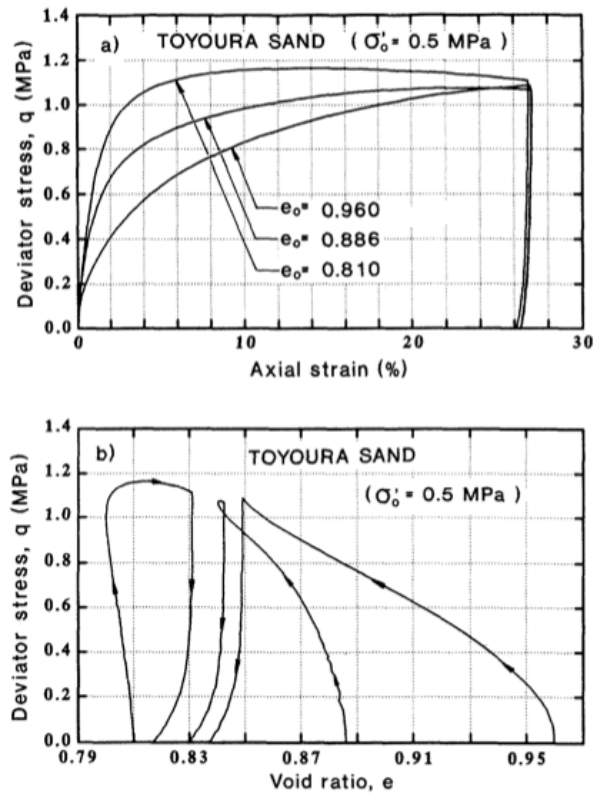


Figura 2.33. Ensayos CID en compresión $\sigma'_0 = 0.5$ MPa: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs índice de vacíos (Verdugo & Ishihara, 1996).

A partir de los resultados presentados previamente, se puede advertir que la respuesta a grandes deformaciones de la arena de Toyoura bajo carga monótona drenada, puede ser vista como el “*steady state of deformation*”. En la Figura 2.34 se presentan los resultados de los estados últimos, en términos de índices de vacíos, alcanzados mediante pruebas triaxiales drenadas (círculos sin relleno) y triaxiales no drenadas (cuadrados negros). Como puede observarse de la figura existe una buena correlación entre los estados últimos de ambos modos de carga, lo que permite concluir que el estado último es alcanzado indistintamente tanto por ensayos triaxiales drenados como triaxiales no drenados (sección 2.1.1). Sin embargo, aún cuando los estados últimos drenados evidencian una buena tendencia, su dispersión es notoria y eso lleva a concluir que los ensayos drenados no son el mejor camino para establecer el “*steady state of deformation*”, ya que es más clara su determinación con pruebas sin drenar.

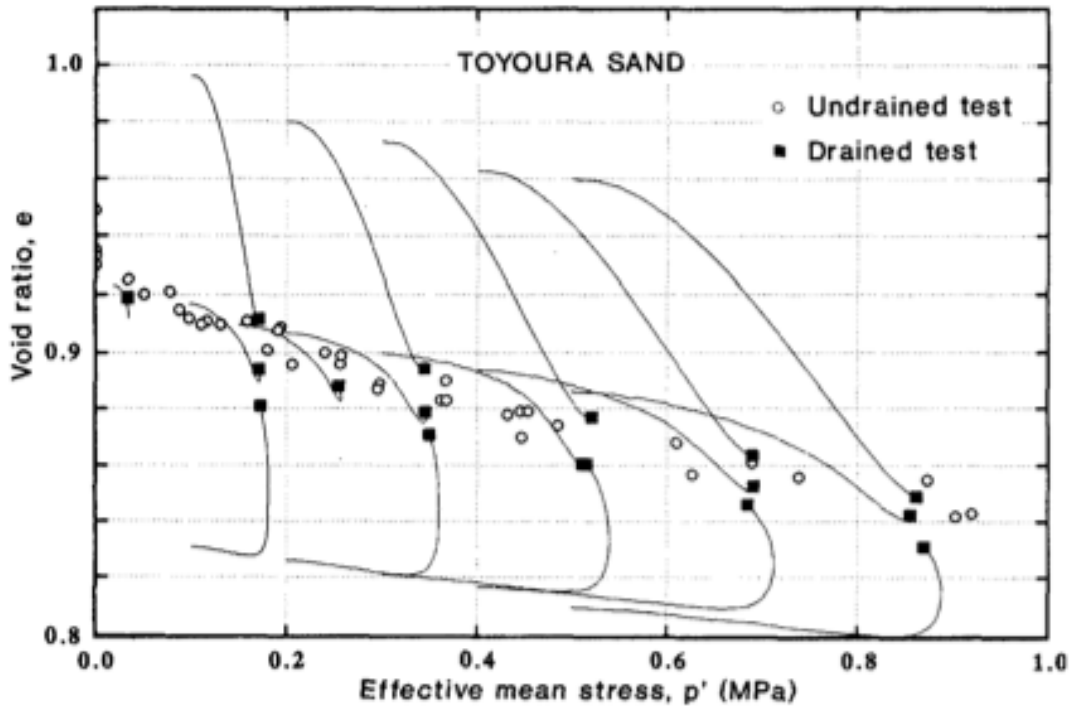


Figura 2.34. Estado último evaluado por ensayos triaxiales drenados y no drenados (Verdugo & Ishihara, 1996).

Finalmente, en la Figura 2.35 se presenta la razón entre el esfuerzo desviador y la presión media efectiva (q/p') respecto a la deformación axial para los ensayos drenados presentados previamente. Se puede observar que a grandes deformaciones la razón q/p' movilizada, y por consiguiente el ángulo de fricción movilizado a grandes deformaciones, es un valor constante e independiente de la densidad inicial, la presión de confinamiento y del tipo de carga (drenada o no drenada).

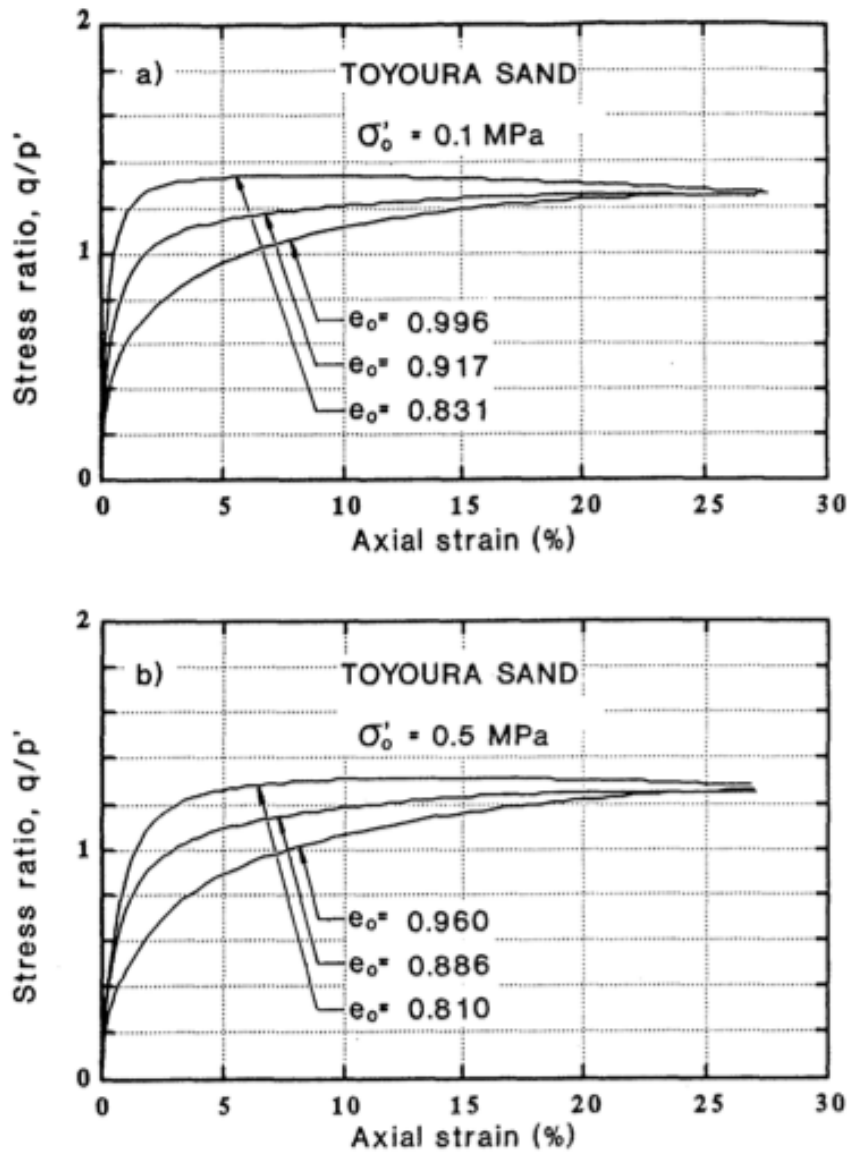


Figura 2.35. Razón entre esfuerzo desviador y presión media efectiva, q/p' , versus deformación axial: (a) $\sigma'_0 = 0.1 \text{ MPa}$, (b) $\sigma'_0 = 0.5 \text{ MPa}$ (Verdugo & Ishihara, 1996).

2.2 COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO DE ARENAS

El comportamiento cíclico no drenado en arenas ha sido un tópico relevante en la geotécnica como consecuencia de las experiencias vividas en los terremotos de Niigata (Japón) y Alaska (USA) en 1964, donde el fenómeno de licuación produjo cuantiosos daños en diversas estructuras y depósitos de suelos, producto de las excesivas deformaciones desarrolladas. A raíz de lo anterior, las investigaciones en el campo de la dinámica de suelos y en particular en el área de la licuación han ido en constante aumento, estudiándose diversos factores que pueden afectar el desempeño de un material determinado bajo ciertas condiciones existentes. En ese sentido, el fenómeno de licuación en arenas es un tema que aún genera ciertas interrogantes, e inherente a ello, desafíos por responder lo que aun se desconoce.

En la presente sección se entrega una descripción de los conceptos generales que enmarcan el comportamiento cíclico no drenado de arenas, de modo de contextualizar la investigación realizada en la presente tesis.

2.2.1 ESTADO TENSIONAL BAJO CARGAS CÍCLICAS

Durante un evento de naturaleza sísmica un elemento de suelo se ve sujeto a un complejo sistema de deformaciones producto del errático movimiento del terreno. Sin embargo, en muchos terremotos, gran parte de las deformaciones del material son atribuibles a la propagación vertical de ondas de corte proveniente de estratos más profundos, por lo que la caracterización del estado tensional de un elemento de suelo queda representado por el esquema de la Figura 2.36. En ella se considera que el efecto de la sollicitación sísmica puede ser vista como una serie de deformaciones de corte que revierten sus direcciones en repetidas ocasiones. Si la superficie del terreno no tiene pendiente entonces antes del movimiento sísmico no existen esfuerzos de corte inducidos en el plano horizontal del elemento de suelo considerado, y por el contrario, se considerará un esfuerzo de corte estático inicial de existir una carga externa producto de alguna estructura existente o debido a la inclinación de la superficie del terreno, como en el caso de un talud. Por otro lado, durante el evento telúrico, la tensión normal en ese plano permanece constante mientras actúan los esfuerzo de corte inducidos.

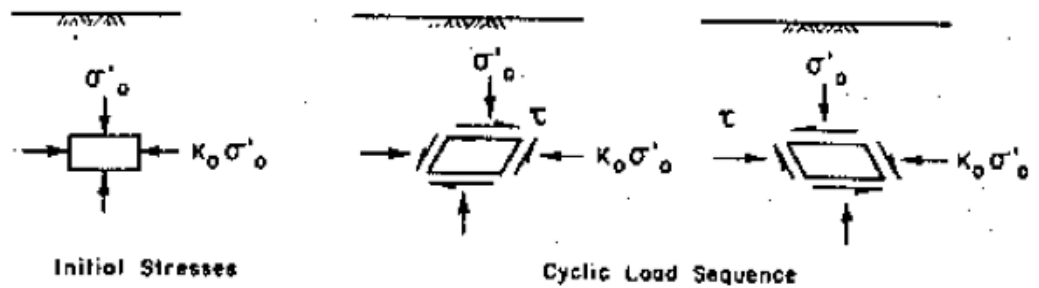


Figura 2.36. Estado tensional en un elemento de suelo sujeto a cargas cíclicas (Seed, 1979).

Dentro de las distintas modalidades experimentales de las que se dispone para poder representar una excitación cíclica, el ensayo de laboratorio que mejor reproduce las deformaciones que se observan en terreno es el corte simple cíclico, sin embargo, dichas condiciones se pueden reproducir aproximadamente en el triaxial cíclico (Wijewickreme et al., 2004).

En la Figura 2.37, Seed y Lee (1966) presentan un esquema en el cual describen los estados tensionales de 3 situaciones distintas en el proceso de carga de una muestra de suelo en un aparato triaxial. En la condición descrita como “a”, la probeta esta sujeta a una presión σ_3 por todo su contorno, lo cual queda representado en el círculo de Mohr por un punto (ver segunda columna Figura 2.37a) y por consiguiente la tensión normal en el plano XX es igual a σ_3 . Para la condición “b”, la tensión vertical es incrementada en σ_{dp} 2 y la tensión horizontal disminuida en la misma cantidad. Se puede observar que la tensión normal en el plano XX sigue siendo σ_3 pero una tensión de corte igual a σ_{dp} 2 ha sido inducida en dicho plano. El diagrama de Mohr resultante para ese caso se muestra en la segunda columna de la Figura 2.37 (2.37b). Por último,

en la condición “c”, la tensión vertical es reducida en $\sigma_{dp} - 2$ y la tensión horizontal aumentada en el mismo valor. Nuevamente la tensión normal resultante en el plano XX es σ_3 y la tensión de corte en el mismo plano igual a $\sigma_{dp} - 2$, pero con dirección contraria a la estipulada en el caso “b”.

De lo anterior se puede deducir que al llevar una muestra a un estado de esfuerzo isotrópico y luego solicitada bajo los escenarios expuestos en los casos “b” y “c”, las condiciones de tensiones en el plano XX serán similares a aquellas presentadas en la Figura 2.36, excepto por la variación de tensión normal.

La aplicación de cambios simultáneos en las tensiones verticales y horizontales que actúan en la muestra, con la intención de mantener las tensiones principales constantes, es un proceso complicado utilizando un aparato triaxial. Sin embargo, al trabajar con probetas saturadas está dificultad puede ser superada. Por ejemplo, la condición de tensiones expresada en la Figura 2.37 caso “b” puede ser obtenida en la muestra mediante la aplicación simultánea de los esfuerzos mostrados en la tercera columna de la misma Figura. De esta manera, la condición “b” puede ser alcanzada a través del incremento de la tensión axial en σ_{dp} , manteniendo la tensión horizontal constante, y de manera asociada disminuyendo la presión de confinamiento en $\sigma_{dp} - 2$. Destacar que un decrecimiento en la presión de confinamiento simplemente repercutirá en la disminución de la presión de poros y como la deformación de la probeta es causada sólo por los cambios de tensiones efectivas, el valor será igual si es que se disminuye o se mantiene la presión de confinamiento. De hecho, si la reducción de σ_3 no es realizada, las tensiones efectivas y la deformación registrada serían las mismas, pero la presión de poros estaría incrementada en $\sigma_{dp} - 2$. Por lo tanto, las condiciones de tensiones expresadas para el caso “b” pueden ser obtenidas aplicando los esfuerzos descritos en la cuarta columna de la Figura 2.37b, más la correspondiente corrección de la presión de poros por el valor señalado previamente. De igual forma, el estado tensional descrito en el caso “c” puede ser obtenido bajo el mismo procedimiento presentado previamente, sólo que para esta condición la tensión axial es disminuida en σ_{dp} , manteniendo la presión de confinamiento constante, y de forma conjunta se aumenta la presión de confinamiento en $\sigma_{dp} - 2$. Siguiendo la misma lógica que en el caso anterior, el estado tensional para el caso “c” queda representado por las tensiones presentadas en la cuarta columna de la Figura 2.37c, más la correspondiente corrección de la presión de poros en un valor de $\sigma_{dp} - 2$.

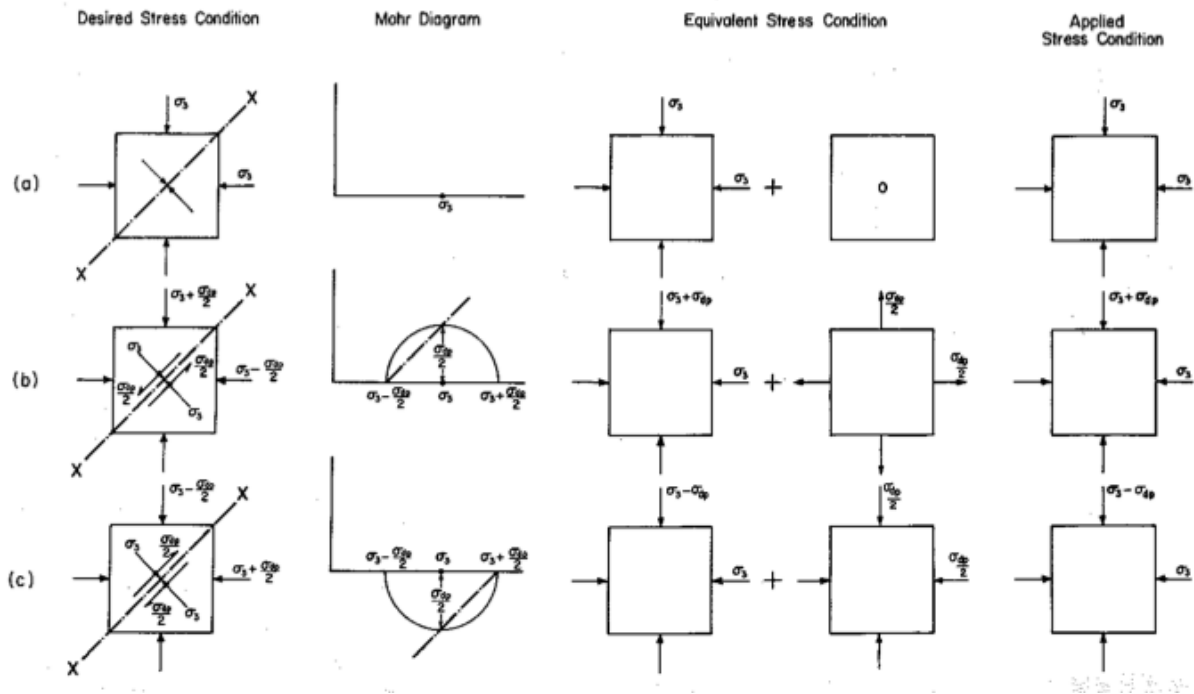


Figura 2.37. Condición de tensiones para ensayos triaxiales no drenados bajo condiciones de carga cíclica (Seed & Lee, 1966).

2.2.2 LICUACIÓN DE ARENAS

El término licuación ha sido utilizado para caracterizar aquellos eventos en que se originan grandes deformaciones y elevados valores de presión de poros en suelos no cohesivos saturados, debido a la aplicación de cargas monótonas, transcientes o cíclicas bajo condiciones no drenadas. La tendencia de suelos no cohesivos secos a densificar producto de la aplicación de un esfuerzo cíclico es conocida, sin embargo, cuando se tienen suelos no cohesivos saturados y se aplica de manera rápida una carga bajo condición no drenada, la tendencia a la densificación produce un aumento de la presión de poros y por ende motiva un decrecimiento de las tensiones efectivas del esqueleto de suelo.

En el contexto general la definición de licuación puede ser entendida como la unión de dos conceptos, el primero de ellos es definido como “*flow failure*” o “falta de flujo” y el segundo corresponde a “*cyclic mobility*” o “movilidad cíclica”. Ambos términos son muy importantes, por lo que cualquier análisis sobre el peligro de licuación debe considerar a ambos de manera cuidadosa.

Si bien en terreno la falla de flujo ocurre con mucha menos frecuencia que la movilidad cíclica, sus daños pueden ser considerablemente más severos. Por otro parte, la movilidad cíclica puede ocurrir para una mayor cantidad de configuraciones de suelos, en comparación a la falla de flujo, y sus efectos pueden ser desde muy leves a daños considerables (Kramer, 1996).

2.2.2.1 FALLA DE FLUJO Y MOVILIDAD CÍCLICA

El concepto de falla de flujo, también acuñado como licuación verdadera, denota la condición donde el suelo puede desarrollar grandes deformaciones con un valor constante de resistencia última no drenada, debido a la generación y subsistencia de elevados valores de presión de poros, las cuales reducen la presión de confinamiento efectiva hasta un valor muy bajo. La generación de la presión de poros que eventualmente motiva una falla de flujo puede deberse a la aplicación tanto de cargas estáticas como cíclicas (Seed, 1979). La ocurrencia de la falla de flujo depende netamente del índice de vacíos del material no cohesivo y de la presión de confinamiento, y su ocurrencia tiene como consecuencia una pérdida de la resistencia del material. Lo anterior trae como conclusión que las condiciones iniciales que se encuentran sobre la línea de estado último en el plano $e-p'$, pueden motivar la respuesta contractiva necesaria para el desarrollo de este fenómeno.

La falla de flujo puede ser gatillada sólo cuando el esfuerzo de corte necesario para el equilibrio estático es mayor a la resistencia última no drenada ($\tau_{est} > S_u$), por lo que al analizar este fenómeno desde el punto de vista de tensiones, la falla de flujo se origina cuando la trayectoria de esfuerzos alcanza la línea de inestabilidad para luego decaer hasta la resistencia última (sección 2.1.3). Lo anterior permite que el comportamiento pueda ser diferenciado en dos etapas, la primera de ellas corresponde al momento en que se genera la carga que gatilla la trayectoria, estática o cíclica, hacia la línea de inestabilidad e involucra deformaciones relativamente pequeñas. En la segunda etapa el suelo que ya se encuentra en una condición de inestabilidad desarrolla grandes deformaciones, las que son originadas por los esfuerzos de corte necesarios para el equilibrio estático o “*driving shear stresses*”. Deben diferenciarse estos esfuerzos que permiten el desarrollo de la falla de flujo de los esfuerzos de corte “*locked-in*” (Castro, 1987), que corresponden a aquellos generados producto de la depositación y posterior acomodo del suelo en su proceso de formación. Dichos esfuerzos no motivan la licuación verdadera.

Por otra parte, 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 ($r_u = \Delta u / \sigma'_0$) igual a 100 %, también denominado “*initial liquefaction*” o “licuación inicial”. Dicho estado implica que la presión de poros alcanza un valor igual a la presión de confinamiento, sin embargo, esta condición no tiene implicancias sobre la magnitud de las deformaciones a las que pueda estar sometido el suelo, aún cuando define una condición útil para poder evaluar el subsecuente comportamiento de este último. A diferencia de la falla de flujo, la generación de movilidad cíclica no implica una pérdida de resistencia, pero sí una continua degradación de la rigidez del esqueleto de suelo. Otra divergencia con respecto a la falla de flujo es que las deformaciones producidas en la movilidad cíclica son originadas tanto por esfuerzos de corte estáticos como cíclicos y los asentamientos evidenciados en terreno son producto de la disipación de las presiones de poros.

La evidencia física de la situación detallada anteriormente es la generación en la superficie de terreno de “*sand boils*” o “volcanes de arena”. Dependiendo del tiempo requerido para poder recuperar la condición de equilibrio hidráulico, la licuación de superficie de terreno puede seguir ocurriendo aún cuando la sollicitación cíclica haya acabado. Ahora bien, para que se origine movilidad cíclica el corte estático inicial debe ser menor a la resistencia última no drenada del material ($\tau_{est} < S_u$), por lo que esta última no se moviliza durante este fenómeno.

En la Figura 2.38 se presenta un resumen de los estados iniciales sujetos a falla de flujo o movilidad cíclica en el plano de índice de vacíos versus presión media efectiva. De ella se puede observar la trayectoria C-A, la cual muestra la falla de flujo para un estado contractivo identificada con el término “*liquefaction*” por Castro y Poulos (1977) y la trayectoria D-B para denotar el efecto de la carga cíclica en una muestra de suelo denso, la cual motiva un decrecimiento de la presión media efectiva hasta llegar a ser nula (movilidad cíclica). Destacar que si el estado inicial D hubiese sido solicitado con una carga monótona, la trayectoria seguiría una dirección que apuntaría hacia la línea de estado último. Lo planteado en la Figura 2.38 busca poner énfasis en que estados iniciales sobre la línea de estado último en el plano e-p’ pueden originar movilidad cíclica y falla de flujo, en contraste de estados bajo la línea de estado último que sólo puede motivar movilidad cíclica.

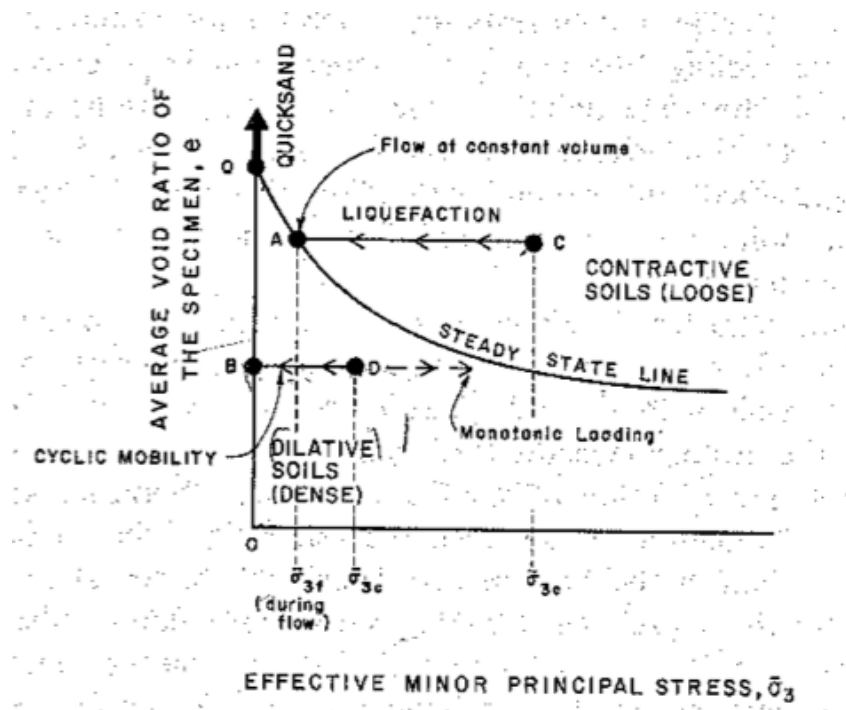


Figura 2.38. Trayectorias no drenadas para falla de flujo y movilidad cíclica en el plano de índice de vacíos versus presión media efectiva (Castro & Poulos, 1977).

En la Tabla 2.1 se presenta una clasificación realizada por Castro (1987) de las observaciones en terreno basado en los comportamientos expuestos previamente. De esta tabla se puede concluir que sin la existencia esfuerzos de corte necesarios para el equilibrio estático, denominados “*driving shear stresses*”, la licuación deja de ser un problema de inestabilidad y pasa a ser una problema de asentamientos producto de la disipación del exceso presión de poros (Verdugo, 1992).

Tabla 2.1. Clasificación de las observaciones en terreno a partir de los mecanismos del comportamiento del suelo (Castro, 1987).

	Comportamiento del suelo	Observación en terreno
Sin “driving Shear Stresses”	Volumen disminuye y la Presión de poros aumenta	Asentamientos, volcanes de arena.
Con “driving Shear Stresses”	Perdida de estabilidad – Licuación.	Falla de flujo, hundimiento de edificios grandes y flotación de estructuras livianas.
	Distorsión por corte limitada (masa de suelo permanece estable).	Falla de taludes, asentamiento de edificios y corrimiento lateral

2.2.2.2 COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO DE ARENAS

Como se ha comentado previamente, el principio básico para la ocurrencia de falla de flujo y movilidad cíclica en arenas saturadas es debido a que como consecuencia de la aplicación de esfuerzos cíclicos el esqueleto de suelo tiende a ser más compacto y por ende se origina un exceso de presión de poros, lo que se traduce en la disminución de las tensiones efectivas.

El mecanismo de acomodo de los granos producto de la sollicitación cíclica se ejemplifica en la Figura 2.39. En primera instancia el suelo se encuentra en equilibrio drenado (punto A), es decir, no existe exceso de presión de poros. Luego, producto de una excitación sísmica, el cambio que hubiese ocurrido en condición drenada se refleja en el incremento de la presión de agua en los intersticios del suelo y por consiguiente en la disminución de la tensión media efectiva (punto C). Una vez finalizado el evento sísmico se suscita un gradiente hidráulico que motiva el movimiento del agua fuera de los huecos del suelo hasta la condición en que el exceso de presión de poros se encuentra completamente disipado (punto B). Este proceso genera un cambio volumétrico el cual es evidenciado en terreno a través de asentamientos.

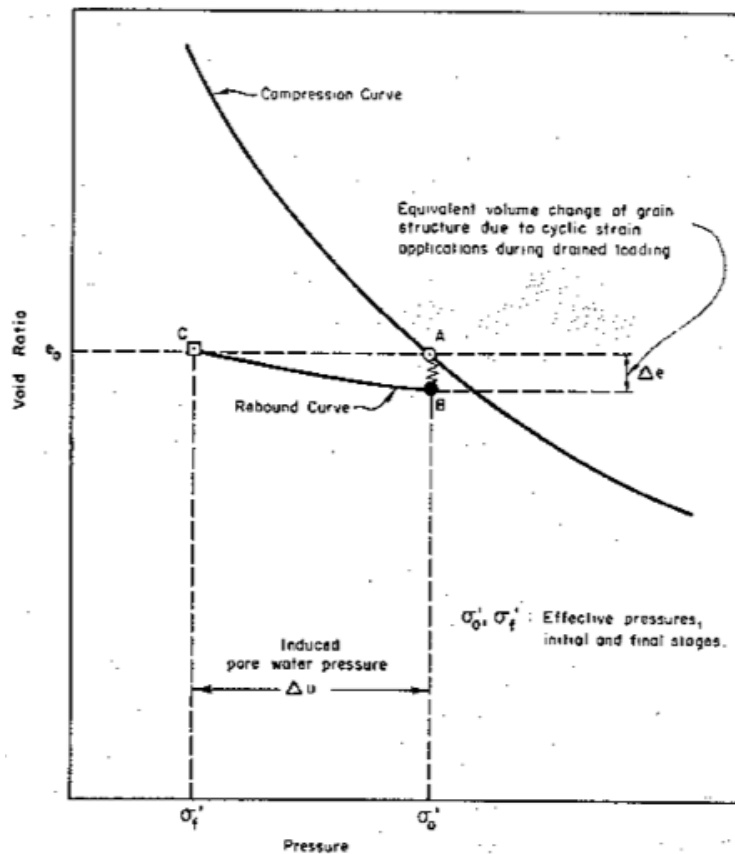


Figura 2.39. Mecanismo de generación de asentamientos producto del incremento de la presión de poros por carga cíclica (Seed, 1979).

El comportamiento cíclico no drenado de arenas ha sido estudiado experimentalmente en muchas investigaciones a lo largo de la historia de la mecánica de suelos. En ese sentido, los estudios desarrollados por Seed y Lee (1966) y Lee y Seed (1967) dieron el puntapié inicial a una metodología para afrontar este tópico. Dichos investigadores, mediante la utilización de un equipo triaxial, realizaron ensayos sobre probetas de arena saturadas del río Sacramento, las cuales fueron sometidas a esfuerzos cíclicos constantes hasta alcanzar cierto nivel de deformaciones. Este tipo de procedimiento ha sido llevado a cabo por otros investigadores, los cuales han utilizado aparatos triaxiales cíclicos, corte simple cíclico y cilindro hueco para caracterizar cíclicamente distintos materiales.

En esa misma línea, Ishihara (1985) desarrolló ensayos torsionales cíclicos no drenados mediante cilindro hueco utilizando arena del río Fuji (Japón), la cual posee un tamaño medio $D_{50} = 0.38$ mm y coeficiente de uniformidad $C_u = 2.21$. El índice de vacíos máximo corresponde a $e_{m\acute{a}x} = 1.08$ y el índice de vacíos mínimo $e_{m\acute{i}n} = 0.53$. Las probetas fueron consolidadas isotrópamente y sometidas a cargas cíclicas torsionales. Los resultados típicos encontrados para estados de densidad sueltos y densos son presentados en la Figura 2.40. Los resultados muestran que la presión de poros aumenta sostenidamente mientras el esfuerzo cíclico es aplicado, sin embargo, la forma de desarrollar dichas deformaciones es distinta si se trata de una muestra suelta o una densa. Si la muestra de arena es suelta la presión de poros aumenta rápidamente y la deformación

alcanza valores de ± 20 % de peak a peak. Por otra parte, para el caso de una muestra densa, el incremento de la presión de poros se suscita a una menor tasa, en comparación al caso suelto, y la deformación aumenta a una tasa creciente. Independiente de la densidad de la muestra, la aplicación de un esfuerzo cíclico después de una cierta cantidad de ciclos genera que la presión de poros alcance un valor igual a la presión de confinamiento efectiva, proceso denominado “*initial liquefaction*”, el cual es considerado un criterio para definir que la muestra de arena experimentalmente a licuado.

Para el caso de una arena suelta, el estado de “*initial liquefaction*” va de la mano del desarrollo de grandes deformaciones, por lo que ambas condiciones describen el estado de licuación. En cambio para una arena densa el estado de “*initial liquefaction*” no produce deformaciones importantes, pero debido a que existe algún grado de degradación de la rigidez acompañado de cierto nivel de deformaciones, la generación de este peak de presión de poros es considerado como una medida para reconocer un estado de inestabilidad cíclica en empaquetamientos más densos.

Es importante destacar que el instante en que la presión de poros alcanza momentáneamente el valor de la presión de confinamiento efectiva inicial, y por ende se genera la condición de cero tensión efectiva, también coincide con el momento donde se desarrolla esfuerzo de corte nulo. Dado que se considera la existencia de una envolvente de falla, tanto en compresión como en extensión, dicha condición de tensión efectiva y esfuerzo de corte nulos necesariamente debe darse en el origen del sistema coordenado que define el espacio. Esto último puede observarse de mejor manera en las Figuras 2.41 y 2.42, en donde se presentan los mismos resultados de la Figura 2.40 pero en términos de la razón entre el esfuerzo torsional cíclico y la presión de confinamiento efectiva (τ_d / σ'_0) versus la presión de confinamiento efectiva (Figuras 2.41a y 2.42a) y la deformación de corte (Figuras 2.41b y 2.42b). Los resultados presentados en 2.41a y 2.42a muestran que la presión de confinamiento efectiva disminuye constantemente al aplicarse un esfuerzo cíclico, además cuando la trayectoria de tensiones efectivas toca la línea de transformación de fase (ver sección 2.1.2) existe un significativo cambio en la respuesta de la muestra, ya que la trayectoria de tensiones efectivas se mueve hacia arriba y a la derecha indicando una respuesta dilatante cuando la muestra es cargada y hacia abajo y a la izquierda cuando es descargada, lo que se traduce en una respuesta contractiva con una generación importante de presión de poros.

Una vez que la línea de transformación de fase es cruzada, el fenómeno descrito previamente se repite constantemente. Con cada ciclo de carga-descarga la trayectoria de tensiones efectivas comienza a moverse a lo largo de la envolvente de falla y eventualmente empieza a pasar a través del origen del sistema coordenado, lo que indica la situación de tensión efectiva y esfuerzo de corte nulos descrita previamente. Destacar que la diferencia entre la muestra suelta y la muestra densa radica en que para esta última la trayectoria de tensiones efectivas cruza la línea de transformación de fase al primer ciclo, por lo que el cambio sustancial en dicha trayectoria ocurre mucho antes.

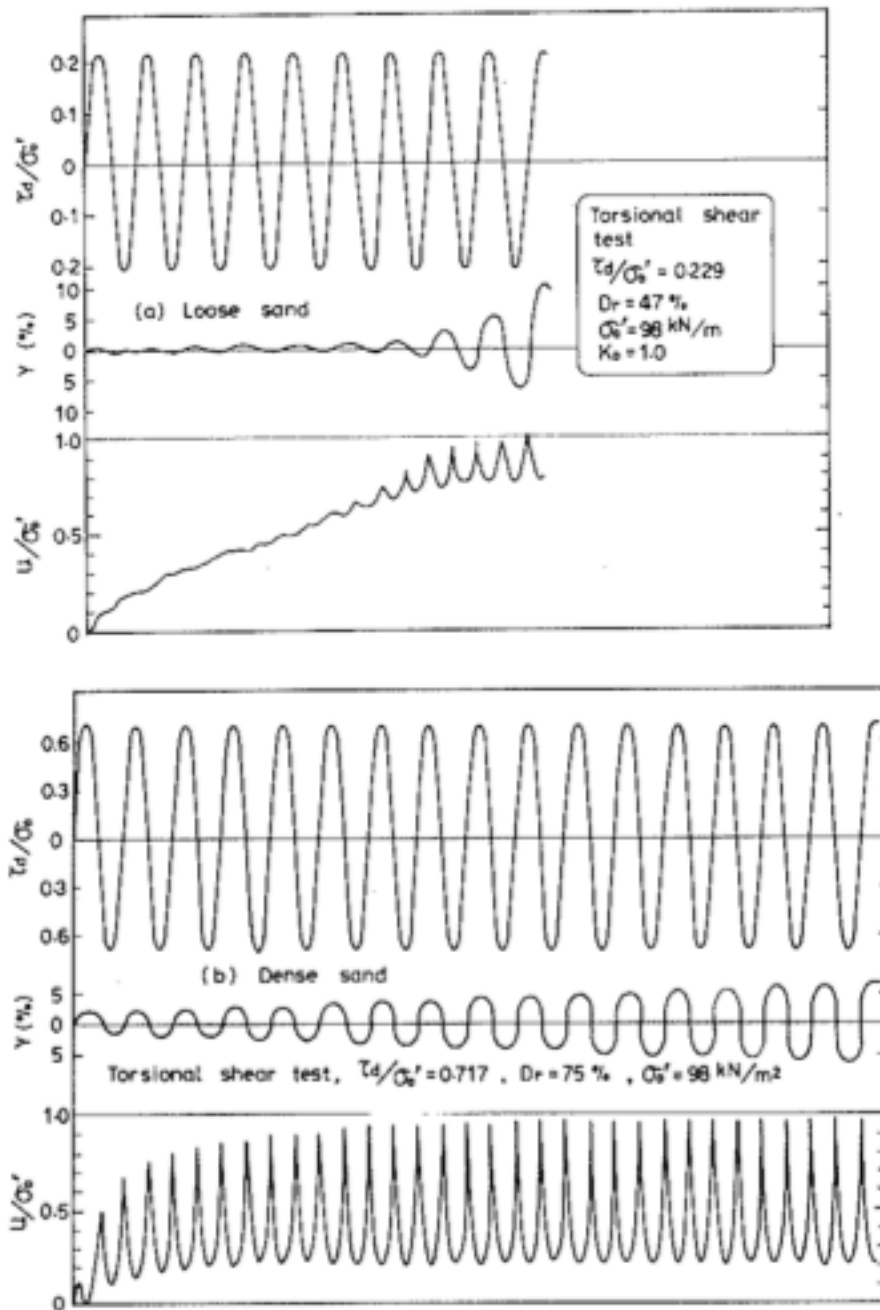


Figura 2.40. Ensayos torsionales cíclicos en probetas de arena de río Fuji: (a) Suelta, (b) Densa (Ishihara, 1985).

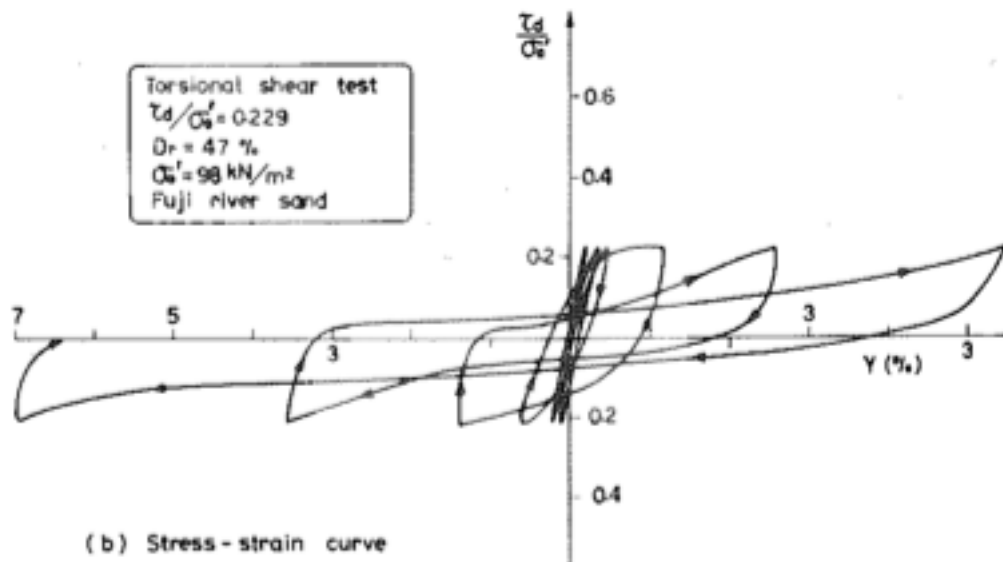
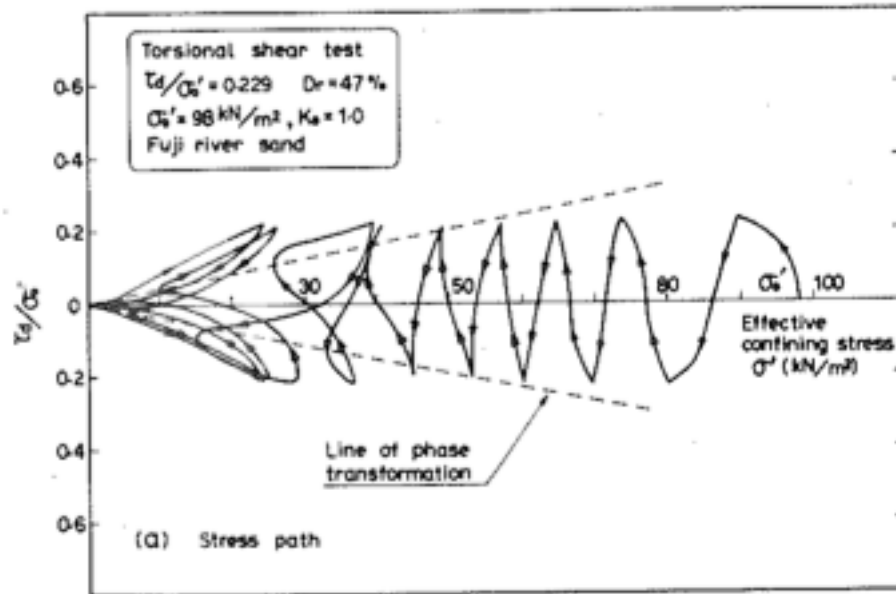


Figura 2.41. Ensayo torsional cíclico en probeta suelta de arena de río Fuji: (a) Trayectoria de tensiones, (b) Curva tensión-deformación (Ishihara, 1985).

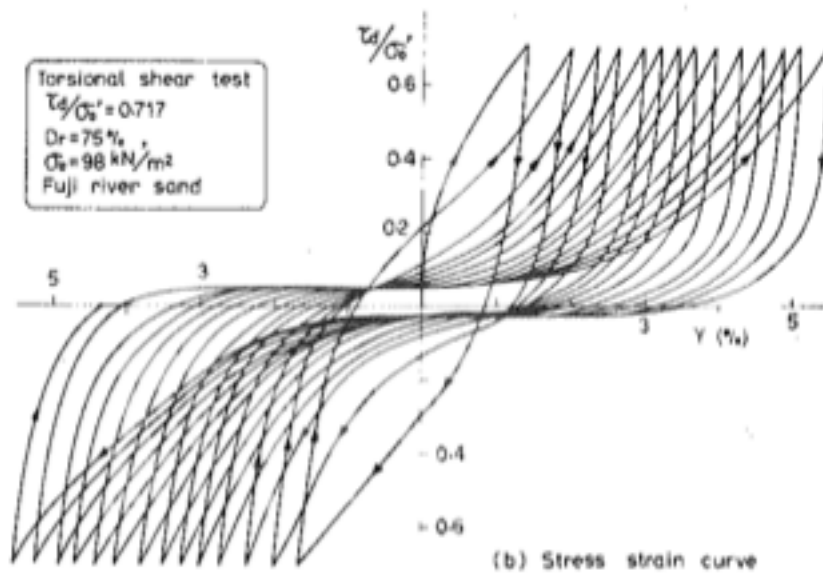
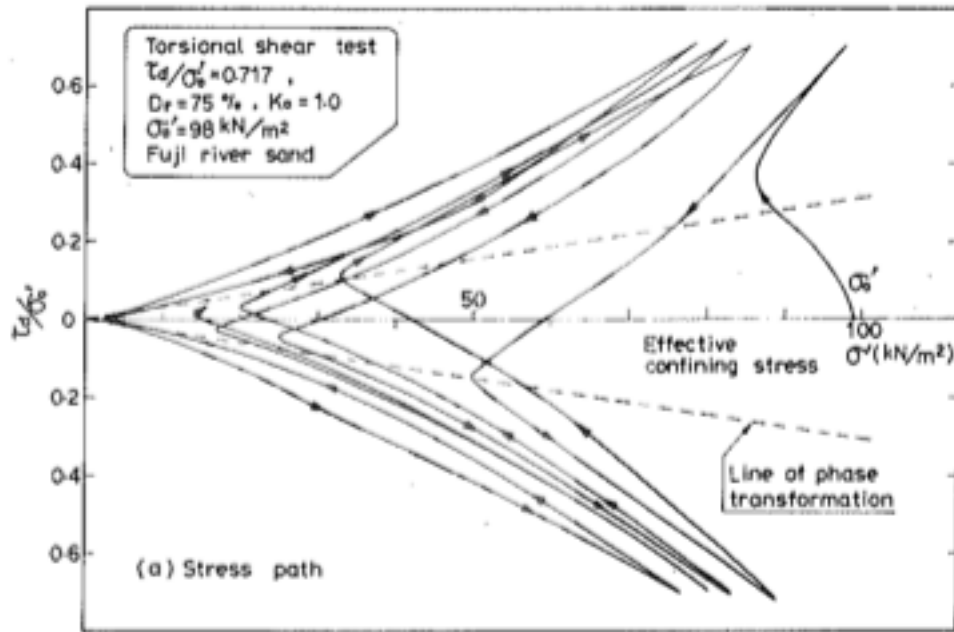


Figura 2.42. Ensayo torsional cíclico en probeta densa de arena de río Fuji: (a) Trayectoria de tensiones (b) Curva tensión-deformación (Ishihara, 1985).

Con la intención de entender de mejor manera el comportamiento en la vecindad de la condición de tensión efectiva nula, se presenta en la Figura 2.43 el esquema de un ciclo dentro de la trayectoria de tensiones efectivas y su forma equivalente en la curva tensión – deformación, correspondiente a la probeta densa analizada. En ella puede observarse que mientras que el esfuerzo de corte es bajo, es decir la trayectoria de tensiones efectivas se encuentra entre las líneas de transformación de fase en compresión y extensión, la curva de tensión – deformación es prácticamente horizontal, lo que muestra una degradación en la rigidez del esqueleto de suelo.

Por otra parte, cuando la trayectoria de tensiones efectivas sobrepasa el límite definido por las líneas de transformación de fase, la pendiente de la curva de tensión – deformación es elevada evidenciando un aumento en la rigidez del material. Esto permite entender además porque disminuye la presión de poros inmediatamente después del momento en que el esfuerzo de corte deja de ser nulo, ya que cualquier cambio en los esfuerzos cíclicos permite que la muestra de suelo desarrolle mayor rigidez y por ende resistencia al corte.

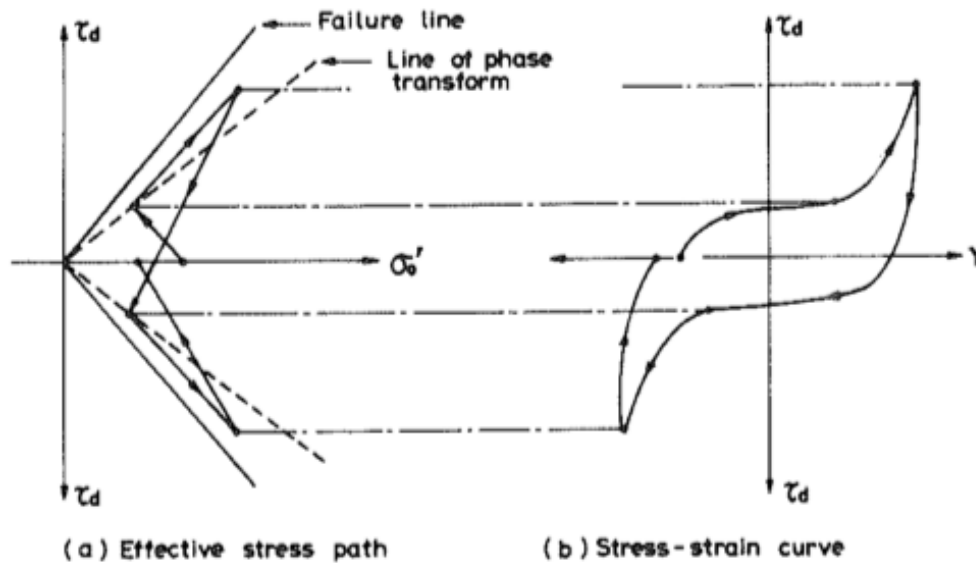


Figura 2.43. Ilustración de la movilidad cíclica para arena densa (Ishihara, 1985).

2.2.2.3 CRITERIOS EXPERIMENTALES PARA DEFINIR LICUACIÓN

Para poder definir el momento exacto en que se considera que el fenómeno de licuación ha ocurrido experimentalmente, es necesario definir algunos parámetros que permitan realizar dicha consideración. En ese sentido, como se comentó en la sección 2.2.2.2, la definición de licuación como el instante en que la presión de poros alcanza un valor igual a la presión de confinamiento efectiva, estado definido como “*initial liquefaction*”, resulta útil debido a que caracteriza la licuación como el instante en que las tensiones efectivas en el esqueleto de suelo son nulas y consecuentemente el esfuerzo de corte también.

Ahora bien, existen casos donde la presencia de corte estático inicial impide la generación de “*initial liquefaction*”, por lo que dicho estado no resulta ser el más apropiado para determinar el inicio de la licuación y se requiere entonces de un criterio basado en las deformaciones a las que pueda estar sujeta la masa de suelo. La Figura 2.44 muestra lo realizado por Ishihara (1985), el cual a partir de los resultados expuestos en las Figuras 2.41 y 2.42, graficó para distintas densidades relativas la relación entre la razón del esfuerzo torsional cíclico y la presión de confinamiento efectiva (τ_d / σ'_0) versus la deformación de corte peak (γ), para un número de ciclos igual a 10. De dicha figura se puede observar que el rango de deformaciones donde la presión de poros es igual a la presión de confinamiento efectiva, es una banda que va desde 2.5 %

a 3.5 % en amplitud simple. De esta manera, Ishihara concluye que 3% de deformación en amplitud simple corresponde a un criterio razonable para definir la movilidad cíclica. Sin embargo, Verdugo (1992) destaca que el nivel de deformaciones que debe ser escogido como criterio para definir la ocurrencia de licuación, debe ajustarse al valor de deformación esperado en terreno, de manera de no perder de vista el carácter ingenieril del fenómeno estudiado.

Comúnmente los niveles de deformaciones escogidos como criterios para la determinación de la ocurrencia de licuación corresponden a 2.5 %, 5 % y 10 % en doble amplitud, que es equivalente a medir la deformación total existente entre dos peaks consecutivos de compresión y extensión.

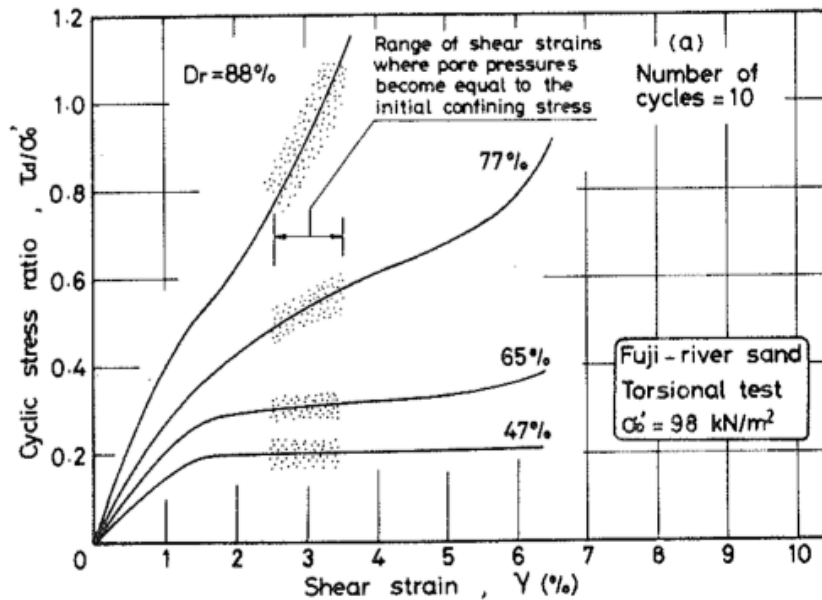


Figura 2.44. Relación de tensión-deformación de arenas para diferentes densidades (Ishihara, 1985).

2.2.3 RESISTENCIA CÍCLICA

El concepto de “*cyclic resistance ratio*” (CRR) o “resistencia cíclica” (R_c) corresponde a la medida experimental que se dispone para poder cuantificar la resistencia a la licuación, entendiendo esta como movilidad cíclica, que posee una masa de suelo, en un número de ciclos determinado. Dicho parámetro se define como la razón entre la tensión de corte cíclico máximo ($\tau_{m\acute{a}x}$) y la presión de confinamiento efectiva (σ'_0). Para el caso de pruebas triaxiales, donde la tensión de corte máximo corresponde a la mitad del esfuerzo desviador, la resistencia cíclica queda determinada por la siguiente expresión:

$$CRR = R_c = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_0} = \frac{\Delta\sigma}{2\sigma'_0} \quad 2.3$$

El número de ciclos asociado a un valor de resistencia cíclica se determina a partir de los criterios expuestos en la sección 2.2.2.3 y obedece al concepto enunciado por Seed et al. (1975), los cuales

realizaron un procedimiento de ponderación a un grupo de registros de sollicitaciones de corte en el tiempo para determinar el número de ciclos uniformes equivalentes N_{eq} , a una amplitud igual al 65 % del esfuerzo de corte máximo, que produciría un incremento de presión de poros igual al efecto de un registro de sollicitaciones de corte irregular (Figura 2.45). La Ecuación 2.4 corresponde a la expresión para determinar la sollicitaciones cíclica para lograr el número de ciclos uniformes equivalentes.

$$\tau_{cyc} = 0.65 \cdot \tau_{m\acute{a}x} \quad 2.4$$

Ahora bien, resulta lógico relacionar el valor del número de ciclos uniformes equivalentes con la magnitud de un sismo determinado para poder estudiar de manera correlacionada la resistencia cíclica con respecto a un tipo de sismo en particular. En ese sentido, en la Figura 2.46 se presenta la equivalencia entre el número de ciclos y la magnitud del sismo asociado determinada por Seed et al. (1975), en donde se observa que a mayor magnitud del sismo existe un valor mayor de ciclos equivalentes para una amplitud igual al 65 % del esfuerzo de corte peak. Esto nos lleva a pensar que para poder estudiar experimentalmente la resistencia cíclica de un material se debe asociar dicha parámetro a un sismo determinado. En esa línea, Ishihara (1993) propone la utilización de un número de ciclos equivalentes igual a 20, basado en la observación de muchos registro de aceleraciones registrados en terremotos en donde se pudo evidenciar la existencia de licuación. Entonces, la resistencia cíclica para 20 ciclos, R_{C20} , corresponde al parámetro utilizado en el presente trabajo para realizar cualquier análisis de riesgo de licuación.

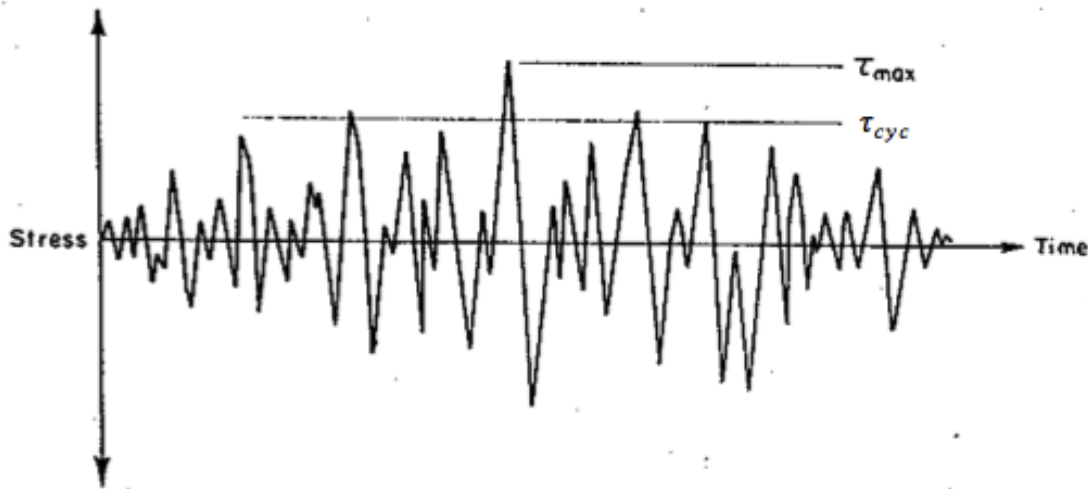


Figura 2.45. Registro de sollicitación de corte en el tiempo (Seed & Idriss, 1971).

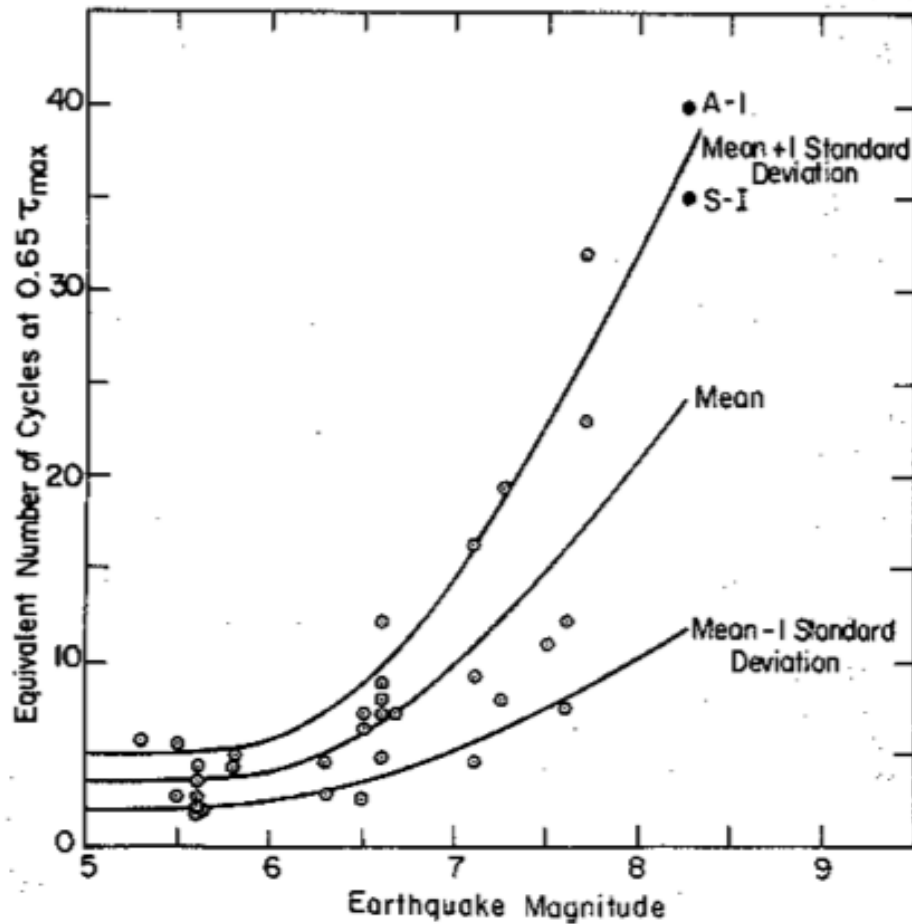


Figura 2.46. Número de ciclos uniformes equivalentes, N_{eq} , para distintas magnitudes de sismos (Seed et al., 1975).

2.2.4 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA CÍCLICA

Dentro de las experiencias de laboratorio que buscan evaluar la resistencia cíclica de un material, existen ciertos factores que alteran el valor de dicha variable cuando son variados durante los ensayos. En ese sentido, y en particular para pruebas triaxiales, se pueden diferenciar dos grupos dentro de estos factores, aquellos que dependen de la metodología de ensayo y aquellos dependientes de las condiciones de ensayo y del material.

Dentro del grupo de factores que dependen de la metodología de ensayo se encuentran:

- Método de preparación de la muestra
- Forma de la onda de carga
- Frecuencia de la aplicación de la carga
- Tamaño de la probeta
- Fricción de los cabezales y bases de la celda triaxial
- Efecto de la penetración de membrana

Por otra parte, el grupo de los factores que se encuentran supeditados a las condiciones de ensayo y a las características del material son:

- Presión de confinamiento aplicada
- Esfuerzo de corte estático inicial (consolidación anisotrópica)
- Densidad relativa
- Tamaño de partículas y su gradación
- Deformación previa o precarga
- Razón de preconsolidación
- Contenido de finos
- Plasticidad de los finos

Muchas investigaciones han estudiado cada uno de los puntos expuestos previamente, determinando sus efectos mediante el manejo de dichos parámetros como variables de control en pruebas experimentales, por lo que sus alcances se encuentran bien documentados en la literatura técnica disponible.

En particular, los efectos que poseen en la resistencia cíclica la densidad relativa, la presión de confinamiento y el corte estático inicial han sido estudiados para una variedad importante de materiales. Para el caso de la densidad relativa los resultados han sido concluyentes, ya que muestran que un aumento en su valor genera un aumento de la resistencia cíclica, considerando el resto de las variables constante. Sin embargo, para el caso de la presión de confinamiento y corte estático inicial los resultados no han sido del todo concluyentes, ya que el efecto puede variar profundamente dependiendo del estado inicial del suelo en el espacio q-p'-e, es decir, si se ubica en la zona contractiva o dilatante.

Seed (1983), en su método simplificado para la evaluación de la licuación, cuantificó el efecto de la presión de confinamiento y el corte estático inicial mediante la incorporación de dos factores, los que fueron denominados K_σ y K_α . Dichos factores buscan modificar la resistencia cíclica evaluada para el caso de una probeta sometida a 1 kg/cm^2 de presión efectiva y a corte estático inicial nulo. El corte estático inicial es representado por el parámetro α ($\alpha = \tau_{est} / p'_0$). La modificación es mediante la multiplicación sucesiva de la resistencia cíclica del caso base, según se plantea en la Ecuación 2.5.

$$CRR_{\sigma,\alpha} = CRR_{\sigma'_0=1 \text{ kg/cm}^2, \alpha=0} \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad 2.5$$

De la ecuación anterior se desprende que $CRR_{\sigma,\alpha}$ representa la resistencia cíclica para una presión de confinamiento mayor a 1 kg/cm^2 y con corte estático inicial no nulo. Este tipo de estados tensionales se pueden encontrar en elementos de suelos que se ubican a grandes profundidades o bajo taludes, presas, terraplenes o en elementos cercanos a estructuras.

En la Figura 2.47 se observan los elementos de suelos A, B y C para dos situaciones distintas en donde se evalúa cualitativamente las tensiones existentes en terreno. La primera de ellas corresponde al caso simplificado de una presa (2.47a) y la segunda para el caso simplificado de una estructura apoyada sobre el suelo analizado (2.47b).

Tanto para las situaciones ejemplificadas en 2.47a como en 2.47b, se observa que en el punto A existe corte estático en el elemento de suelo dado su cercanía con la superficie del talud o producto de las tensiones inducidas por la estructura existente. Para el caso de los puntos B y C no se debe considerar la presencia de corte estático ya que se encuentran bajo el eje de simetría de la presa y de la estructura. Ahora bien, para el punto C se debe considerar un valor importante de presión de confinamiento dado que se encuentra a mayor profundidad.

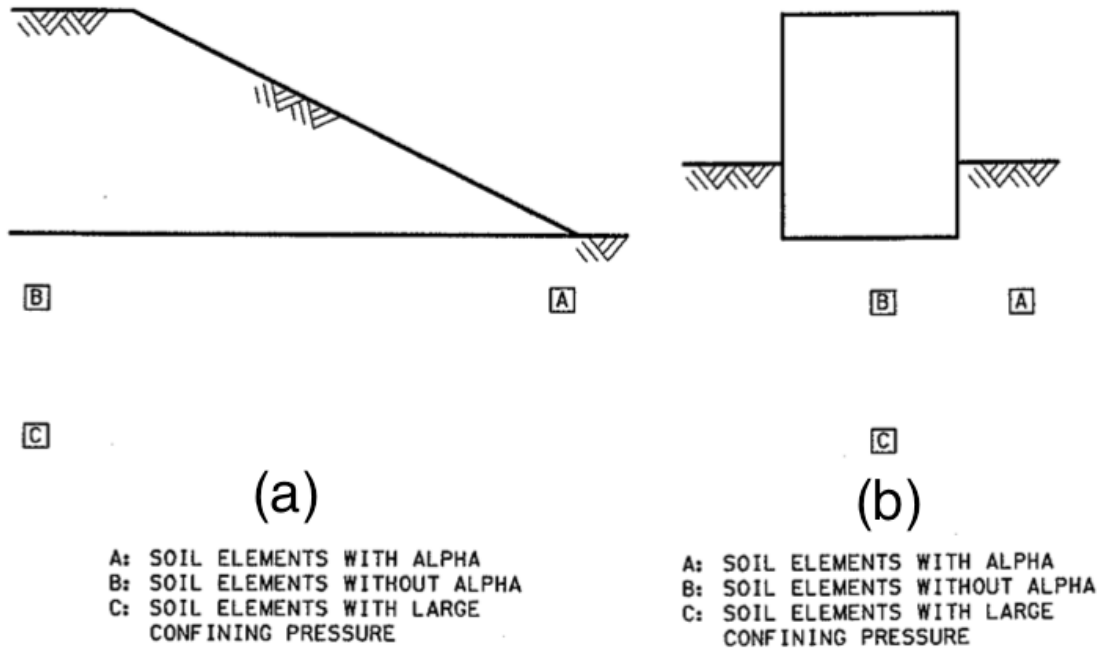


Figura 2.47. Elementos de suelo bajo: (a) Terraplén, (b) Estructura (Pillai, 1991).

La información anterior nos permite tener como antecedente que es necesaria la cuantificación de la presión de confinamiento y el corte estático inicial para poder realizar una correcta estimación de la resistencia cíclica del suelo que se está evaluando. En esa línea, los esfuerzos que han realizado las distintas investigaciones experimentales en esta materia han apuntado a estudiar la variación de K_σ y K_α para diversas condiciones iniciales de ensayo y con ello representar distintas situaciones que podrían existir en terreno.

En ese sentido, y dado el alcance del presente estudio, los efectos que poseen en la resistencia cíclica la presión de confinamiento y el corte estático inicial, y por consiguiente los factores K_σ y K_α , son abordados en profundidad en las siguientes secciones.

2.2.4.1 EFECTO DE LA DENSIDAD RELATIVA EN LA RESISTENCIA CÍCLICA

La relación entre el cambio de la resistencia cíclica con la densidad relativa guarda las mismas proporciones que para el caso estático estudiado en secciones precedentes, donde estados más densos originan resistencias mayores ante cargas monótona. Así mismo para el caso cíclico, se evidencia que el considerar un esqueleto de suelo más compacto, se traduce en un aumento en la resistencia cíclica, por lo que es muy relevante considerar la capacidad de densificación de los

materiales que se estudian bajo estas solicitaciones. En esa línea, en la Figura 2.48 se presentan las curvas de consolidación isotrópica de arena de relaves y de arena de Ottawa para un estudio realizado por Vaid et al. (1985). De dicha figura se puede evidenciar la gran comprensibilidad de la arena de relaves en comparación a la arena natural, fenómeno que ha sido destacado también por Solans (2010) y Maureira (2012) en sus respectivas investigaciones.

Respecto del efecto de la densidad relativa en el desempeño ante solicitaciones sísmicas, las investigaciones realizadas por Vaid et al (1985) y Vaid y Sivathayalan (1995) muestran el efecto que tiene el empaquetamiento del suelo en la resistencia cíclica de diferentes arenas, considerando un número de ciclos igual a 10 para alcanzar la licuación según un criterio de deformación de corte igual al $\pm 5\%$ y de 3.75% en amplitud simple respectivamente. En las Figuras 2.49 y 2.50 se entrega el análisis para arenas de relaves y de Ottawa, considerando distintos niveles de confinamiento y utilizando un aparato de corte simple cíclico. Se observa que para ambas arenas la resistencia cíclica aumenta junto con el aumento de la densidad relativa, para cada nivel de presión de confinamiento. Se destaca el rápido aumento de la resistencia cíclica para la arena de Ottawa al aumentar la densidad relativa, en todo el rango de presiones estudiado, en contraste de lo que muestra la arena de relaves la cual evidencia dicho comportamiento sólo para presiones de confinamiento bajas. Ahora bien, se observa que las curvas de resistencia cíclica tienden a un valor único a densidades relativas de 50% a 55% , lo que mostraría que la influencia de la presión de consolidación en la reducción de dicho parámetro es significativa sólo para densidades mayores a cierto umbral.

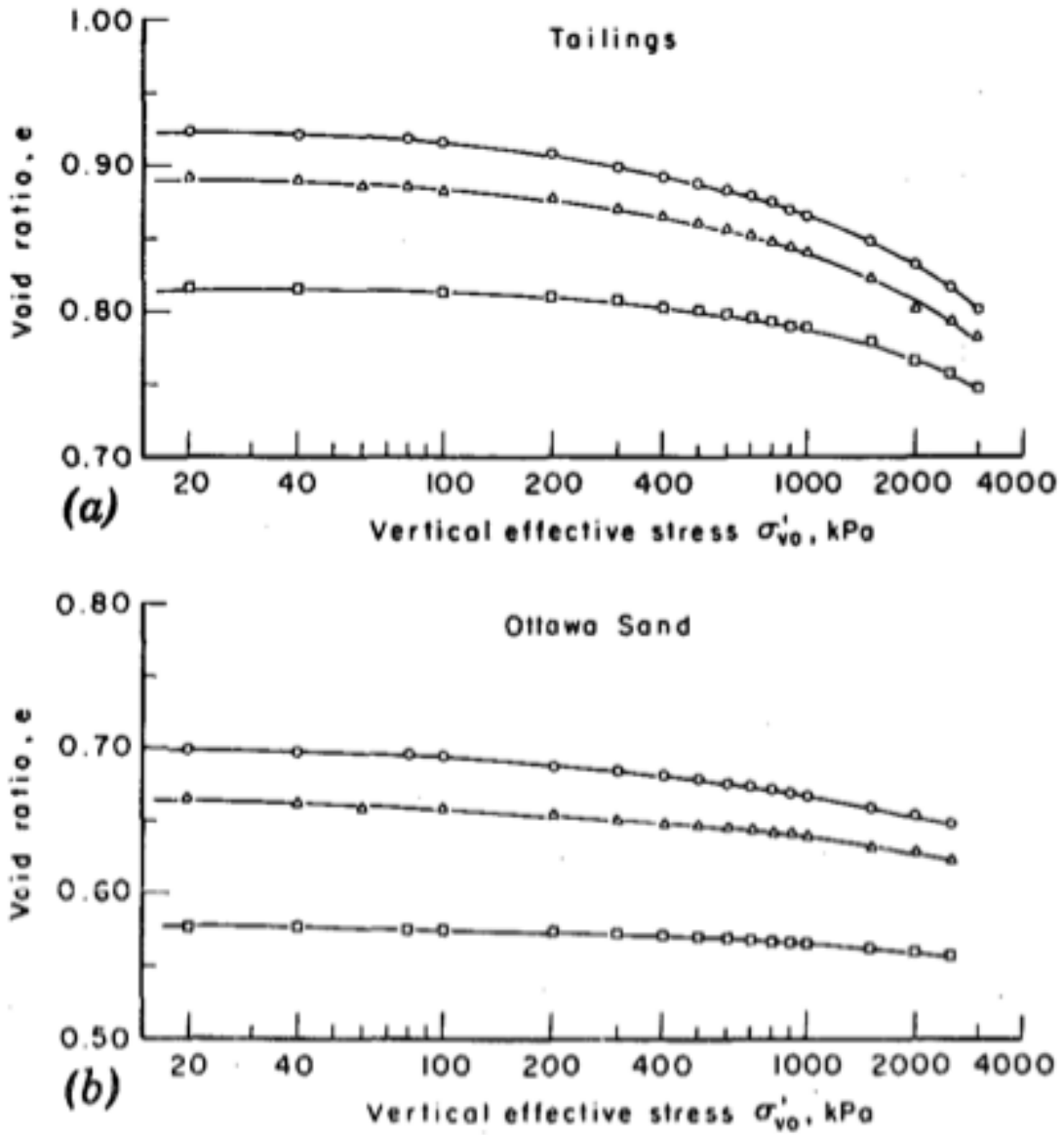


Figura 2.48. Curvas de consolidación isotropas: (a) Arena de relaves, (b) Arena de Ottawa (Vaid et al., 1985).

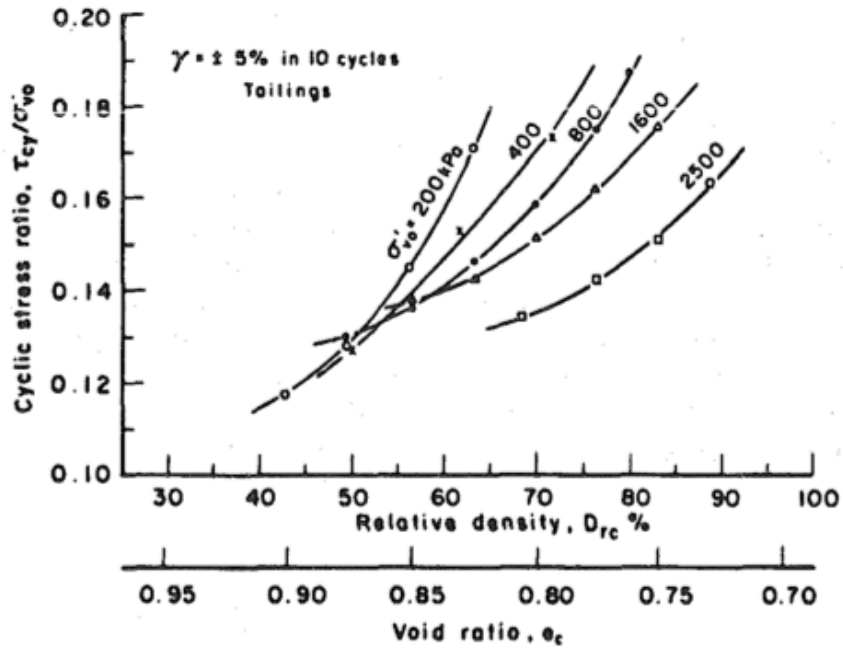


Figura 2.49. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus densidad relativa e índice de vacíos para arena de relaves (Vaid et al., 1985).

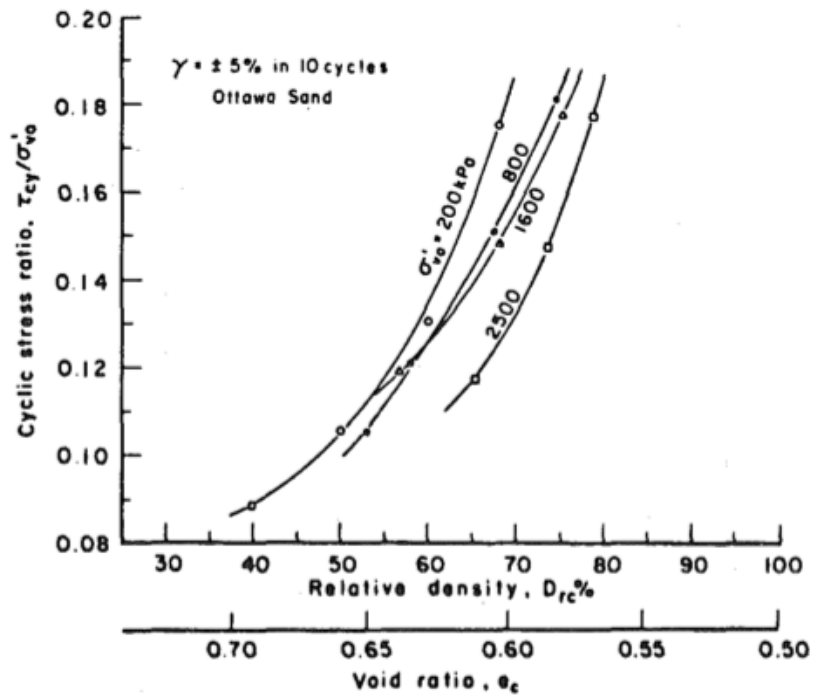


Figura 2.50. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus densidad relativa e índice de vacíos para arena de Ottawa (Vaid et al., 1985).

En la Figura 2.51 se observa la relación entre la resistencia cíclica, evaluada mediante pruebas de corte simple cíclico, y la densidad relativa e índice de vacíos para la arena del delta del río Fraser (Canadá), cuyas características geotécnicas ya han sido descritas previamente. De esta figura se desprende que, al igual que para la investigación presentada anteriormente, la resistencia cíclica aumenta al acrecentar la densidad relativa o al disminuir el índice de vacíos, para todos los valores de presión de confinamiento estudiados. Se puede advertir también de los datos expuestos que la tasa de crecimiento de la resistencia cíclica desde el menor valor de densidad relativa aumenta al incrementar la presión de confinamiento. Además de acuerdo a los investigadores, la convergencia de la resistencia cíclica hacía valores de densidades bajas, indica que esta variable es independiente de la presión de confinamiento para estados muy sueltos, lo que es concordante con lo planteado en la publicación anterior.

Finalmente en las Figuras 2.52, 2.53, 2.54 se presenta el estudio sobre el efecto de la densidad relativa y contenido de finos en la resistencia cíclica de arena de relaves realizado por Verdugo y Viertel (2004). De acuerdo a la evidencia experimental presentada, se puede concluir que las propiedades mecánicas de las arenas limosas se encuentran fuertemente controladas por el contenido de finos y la plasticidad de estos últimos.

En la Figura 2.52 se grafica la razón tensiones cíclicas versus el número de ciclos asociado al 100 % de presión de poros, para arena de relaves con un contenido de finos de 18 %, y de ella se desprende que al aumentar la densidad relativa de la muestra, las curvas se posicionan cada vez mas arriba denotando un incremento de la resistencia cíclica. En la Figura 2.53 se grafica la resistencia cíclica a los 20 ciclos, R_{C20} , para muestras con distintos contenidos de finos respecto a la densidad relativa. De esta figura se distingue que para el rango de contenido de finos estudiado, la resistencia cíclica disminuye a medida que el contenido de finos aumenta, independiente del grado de densificación. Para los casos con contenido de finos de 2 % y 10 %, se observa un incremento muy marcado de la resistencia cíclica a partir de 50 % de densidad relativa, mientras que para el caso con contenido de finos igual a 28 % la resistencia cíclica aumenta monótonamente a medida que se incrementa la densidad relativa. Por otra parte, el caso con contenido de finos igual a 18 % evidencia un comportamiento intermedio, ya que se evidencia un aumento pronunciado de la resistencia cíclica desde una densidad relativa igual a 80 %. En la Figura 2.54, a modo de presentar la evidencia experimental desde otra mirada, se grafica nuevamente R_{C20} pero ahora respecto al índice de vacíos, confirmando que para el amplio rango de contenido de finos empleado en el estudio, la resistencia cíclica sistemáticamente aumenta a medida que el índice de vacíos decrece y disminuye al aumentar el contenido de finos presente en la muestra.

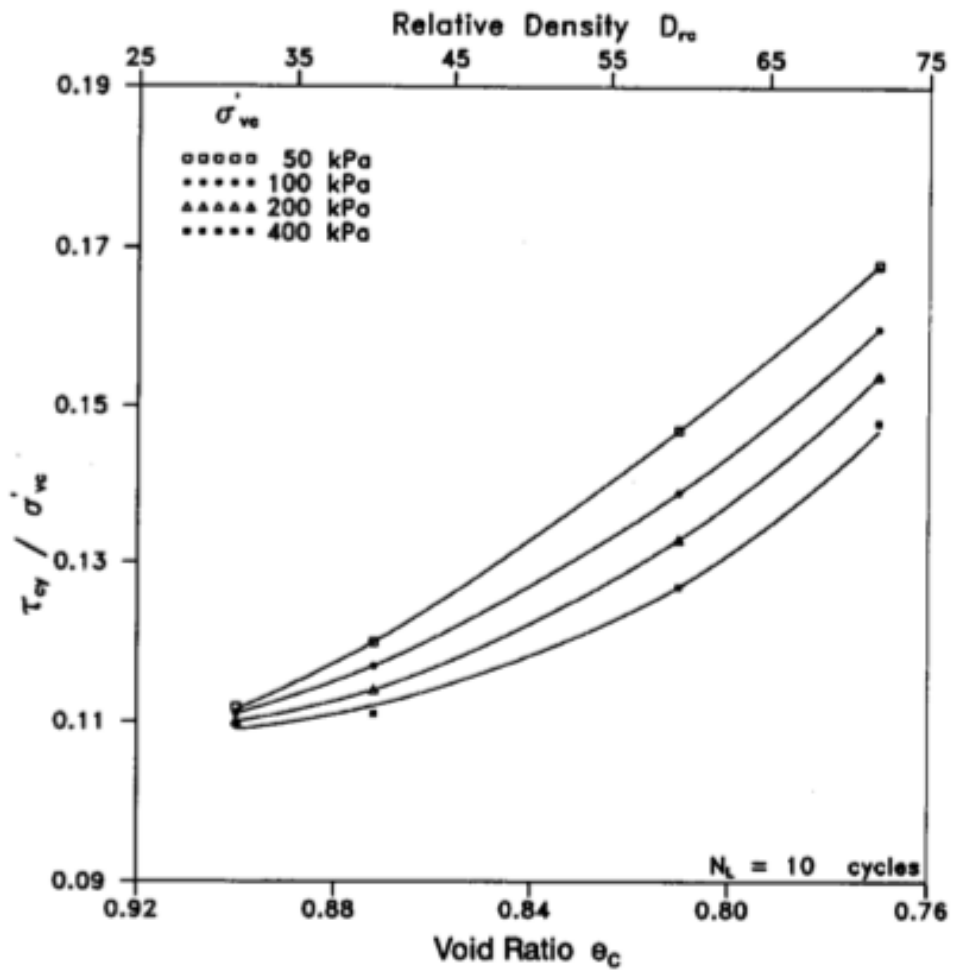


Figura 2.51. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus densidad relativa e índice de vacíos para arena del delta del río Fraser (Canadá) (Vaid & Sivathayalan, 1995).

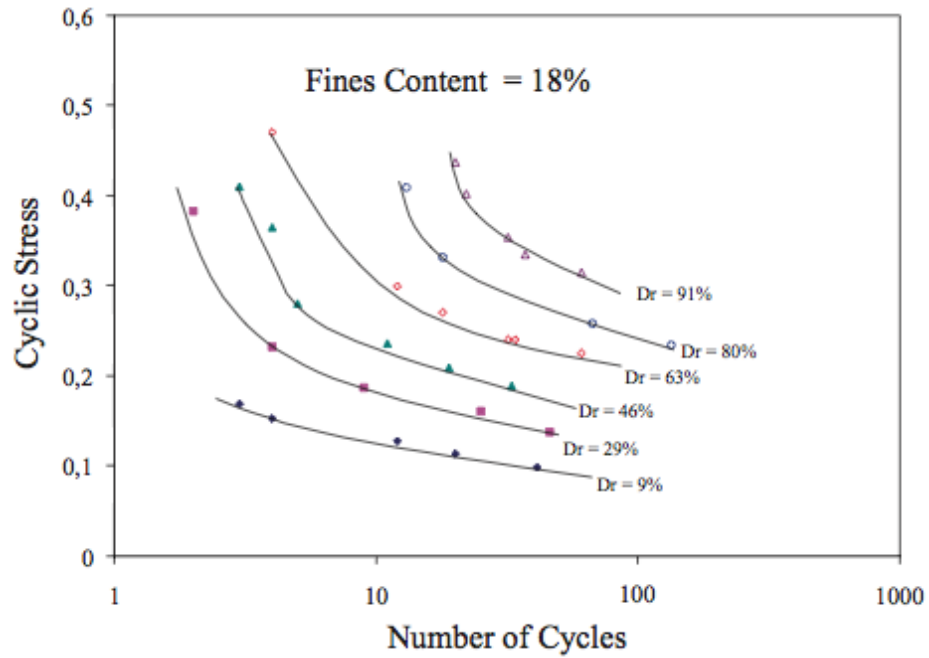


Figura 2.52. Resistencia cíclica para diferentes densidades relativas con contenido de finos de 18% (Verdugo & Viertel, 2004).

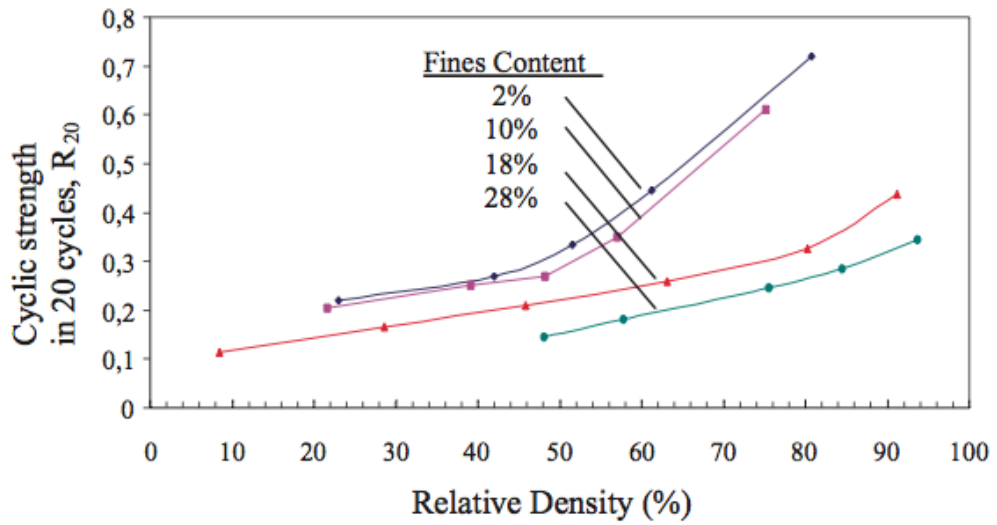


Figura 2.53. Resistencia cíclica en función de la densidad relativa para distintos valores de contenido de finos (Verdugo & Viertel, 2004).

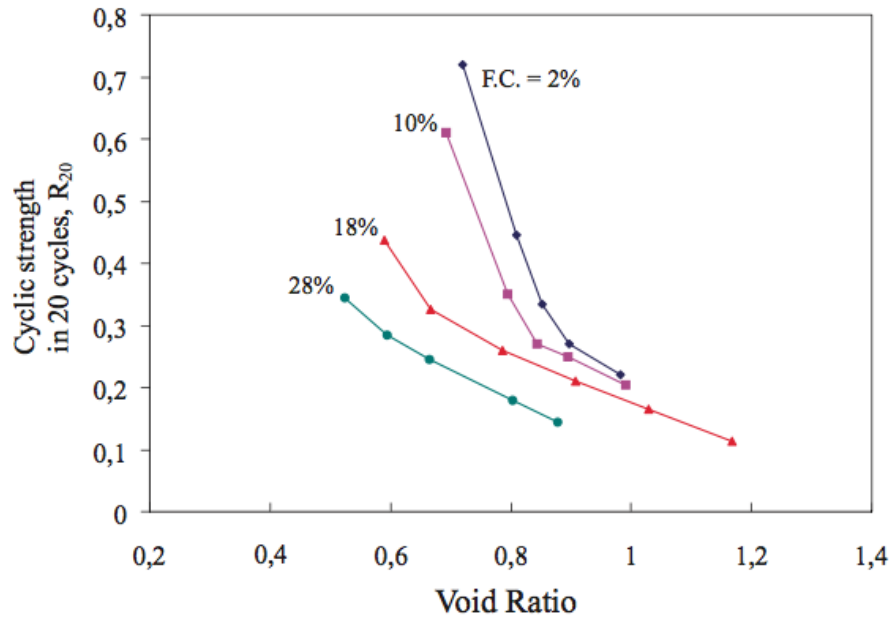
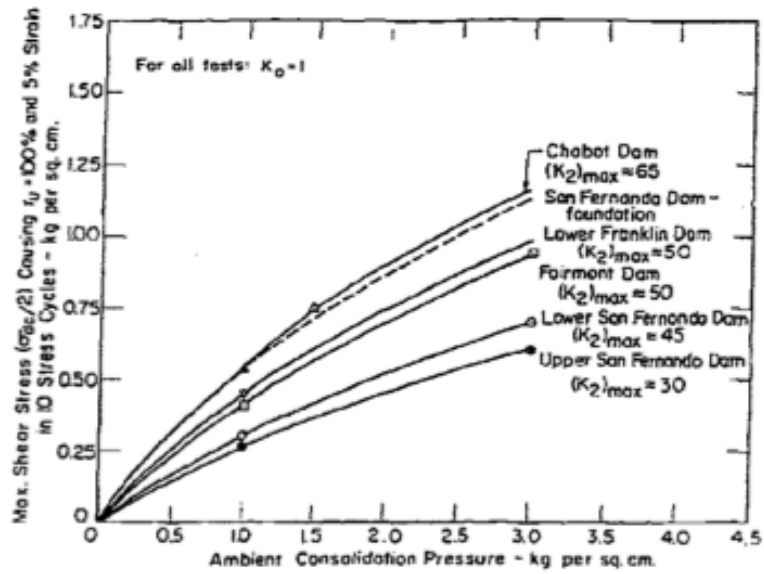


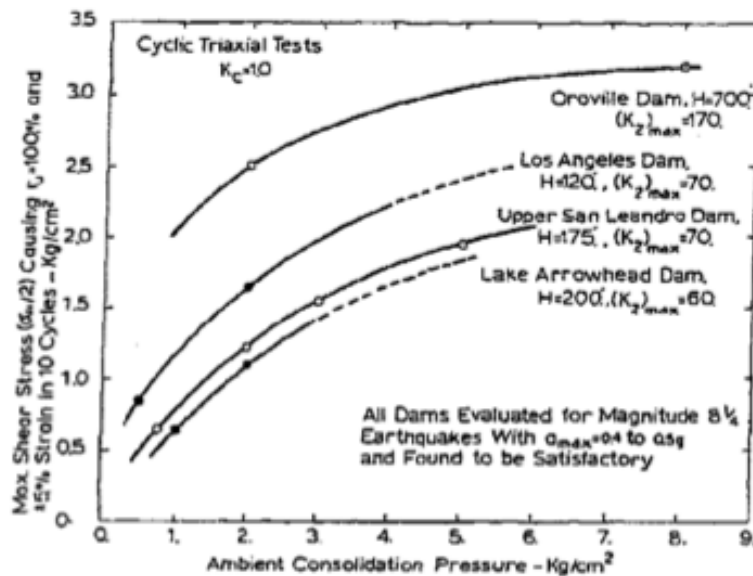
Figura 2.54. Resistencia cíclica en función del índice de vacíos para distintos valores de contenido de finos (Verdugo & Viertel, 2004).

2.2.4.2 EFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EN LA RESISTENCIA CÍCLICA

A partir de muchas investigaciones experimentales que se han llevado a cabo para distintas arenas naturales, se ha llegado a la conclusión de que la presión de confinamiento tiende a reducir la resistencia cíclica, para un mismo nivel de densidad relativa. Los resultados presentados en la Figura 2.55, que corresponden a pruebas experimentales realizadas por Seed (1983) en probetas inalteradas de distintas presas de arena consolidadas bajo condición isotrópica, muestran que mientras el esfuerzo de corte cíclico máximo necesario para alcanzar la definición de licuación aumenta con el incremento de la presión de confinamiento, la resistencia cíclica disminuye. Lo anterior se comprende de mejor forma en la Figura 2.56, donde se puede observar que la definición de resistencia cíclica es la recta secante que une el origen con un punto sobre la curva de esfuerzo de corte máximo a una presión de confinamiento determinada, lo que conlleva a que a mayores valores de presión de cámara la recta secante tendrá pendiente menor y por ende la resistencia cíclica decrecerá.

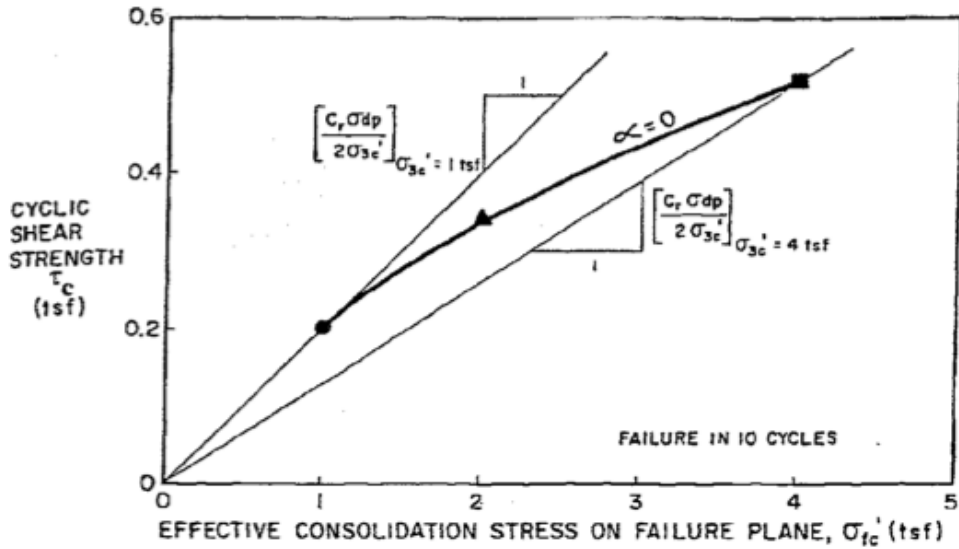


Cyclic Loading Resistance of Shell Materials for Selected Dams (see Table 2)



Cyclic Loading Characteristics of Shell Materials for Several Dams Shown by Analyses to be Capable of withstanding Strong Earthquake Shaking

Figura 2.55. Esfuerzo de corte máximo versus presión de confinamiento para probetas inalteradas de distintas presas de arena evaluadas en ensayos triaxiales cíclicos (Seed, 1983).



NOTE: $\sigma'_{fc} = \sigma'_{3c}$ for ISOTROPICALLY - CONSOLIDATED CYCLIC TRIAXIAL TESTS

$$\tau_s = c_r \frac{\sigma_{dp}}{2}$$

$$\text{CYCLIC STRESS RATIO} = \frac{\tau_s}{\sigma'_{fc}} = \frac{c_r \sigma_{dp}}{2\sigma'_{3c}}$$

$$\left[\frac{c_r \sigma_{dp}}{2\sigma'_{3c}} \right]_{\sigma'_{3c} = 1 \text{ tsf}} > \left[\frac{c_r \sigma_{dp}}{2\sigma'_{3c}} \right]_{\sigma'_{3c} > 1 \text{ tsf}}$$

$$K_\sigma = \left[\frac{c_r \sigma_{dp}}{2\sigma'_{3c}} \right]_{\sigma'_{3c}} \Big/ \left[\frac{c_r \sigma_{dp}}{2} \right]_{\sigma'_{3c} = 1 \text{ tsf}}$$

Figura 2.56. Determinación de la resistencia cíclica a partir de ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotrópamente (Seed, 1983).

Investigaciones de Vaid y Sivathayalan (1996) en arena del delta del río Fraser (Canadá) y Vaid et al. (1985) en arena de relaves y arena de Ottawa, muestran el comportamiento cíclico de estos materiales al variar la presión de confinamiento. Para el caso de la arena del río Fraser analizada por Vaid y Sivathayalan (1996) en un equipo de corte simple cíclico (Figura 2.57), se observa que un aumento en la presión de confinamiento genera un decrecimiento de la resistencia cíclica para todas las densidades estudiadas, siendo su influencia menor en la muestra más suelta, conforme a la tendencia aceptada a nivel general. De la misma figura se distingue que la tasa de decrecimiento de la resistencia cíclica es mayor para confinamientos bajos, lo que según los investigadores se encuentra en concordancia con la conocida dilatancia de arenas. El aumento en la presión de confinamiento posee un menor efecto en la dilatancia de empaquetamientos sueltos, pero para el caso de las arenas densas un incremento en la presión de confinamiento se traduce en una reducción de la dilatancia y en un incremento de la contractividad, lo que tiene una repercusión importante en la resistencia cíclica. Destacar que el criterio de definición de licuación fue cuando la deformación angular de la muestra alcanzó 3.75 % en amplitud simple.

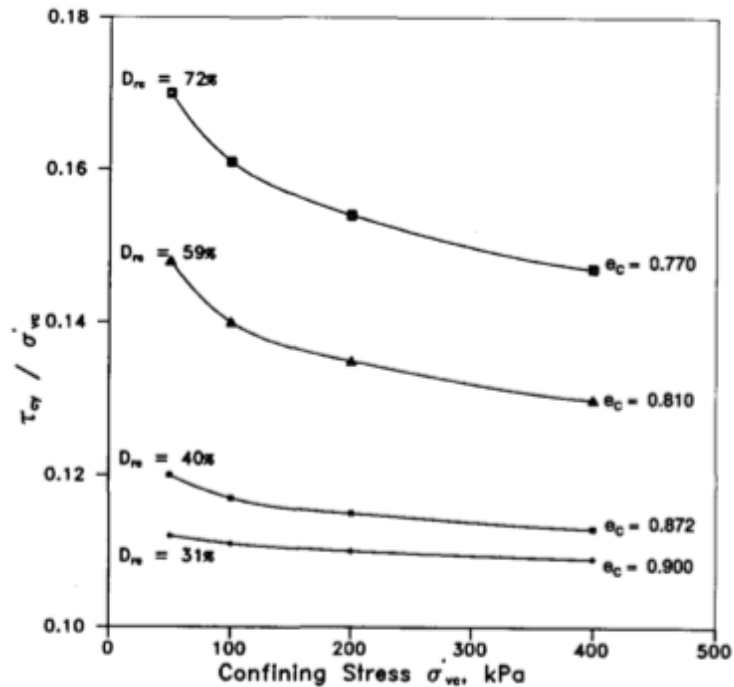


Figura 2.57. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus presión de confinamiento para distintos niveles de densidad relativa (Vaid & Sivathayalan, 1996).

Por otro lado, en la Figura 2.58 se presenta el estudio realizado por Vaid et al. (1985) en arena de relaves y arena de Ottawa. Se puede observar que en el caso de la arena de relaves (2.58a), para la densidad relativa de 43 %, la resistencia cíclica aumenta al incrementar la presión de confinamiento hasta 1600 kPa. Comportamiento similar pero más atenuado se observa para el caso de la densidad relativa igual 56 %, siendo distinto para el resto de las densidades estudiadas donde se observa un comportamiento ajustado a lo comúnmente aceptado. El fenómeno observado para densidades bajas responde a lo señalado en la sección anterior respecto a la alta compresibilidad de la arena de relaves, ya que hasta valores de presión de consolidación de 1600 kPa el efecto que posee la densificación del esqueleto de suelo sobre la resistencia cíclica supera con creces el efecto negativo del aumento de la presión de confinamiento. De acuerdo a los investigadores, para valores mayores de la densidad relativa, la disminución de la resistencia cíclica muestra que el efecto de la densificación es mucho menor al efecto de la presión de confinamiento, evidenciándose de esta manera el comportamiento típico de arenas naturales. Para el caso de la arena de Ottawa (2.58b), una situación similar a la previamente comentada se evidencia para el caso más suelto. Los autores señalan que en general, para todo el rango de presiones estudiado, es necesaria menos densificación inicial para generar un aumento en la resistencia cíclica, en comparación al otro material evaluado.

Para complementar la información sobre arena de relaves se presenta en las Figuras 2.59 y 2.60 el estudio realizado por Maureira (2012), el cual obtuvo resultados similares a los presentados previamente a partir de ensayos triaxiales cíclicos para un amplio rango de presiones de confinamiento en estados sueltos y densos. De sus resultados para el caso suelto (Figura 2.59) se puede observar un incremento de la resistencia cíclica con el aumento de la presión de consolidación para el rango de presiones de 5 a 50 kg/cm², proceso que también es explicado a

través de la densificación que presenta este tipo de arena producto de su relativa alta compresibilidad. De las muestras densas (Figura 2.60), se observa que la resistencia cíclica decrece con el aumento de la presión de confinamiento, como usualmente se espera.

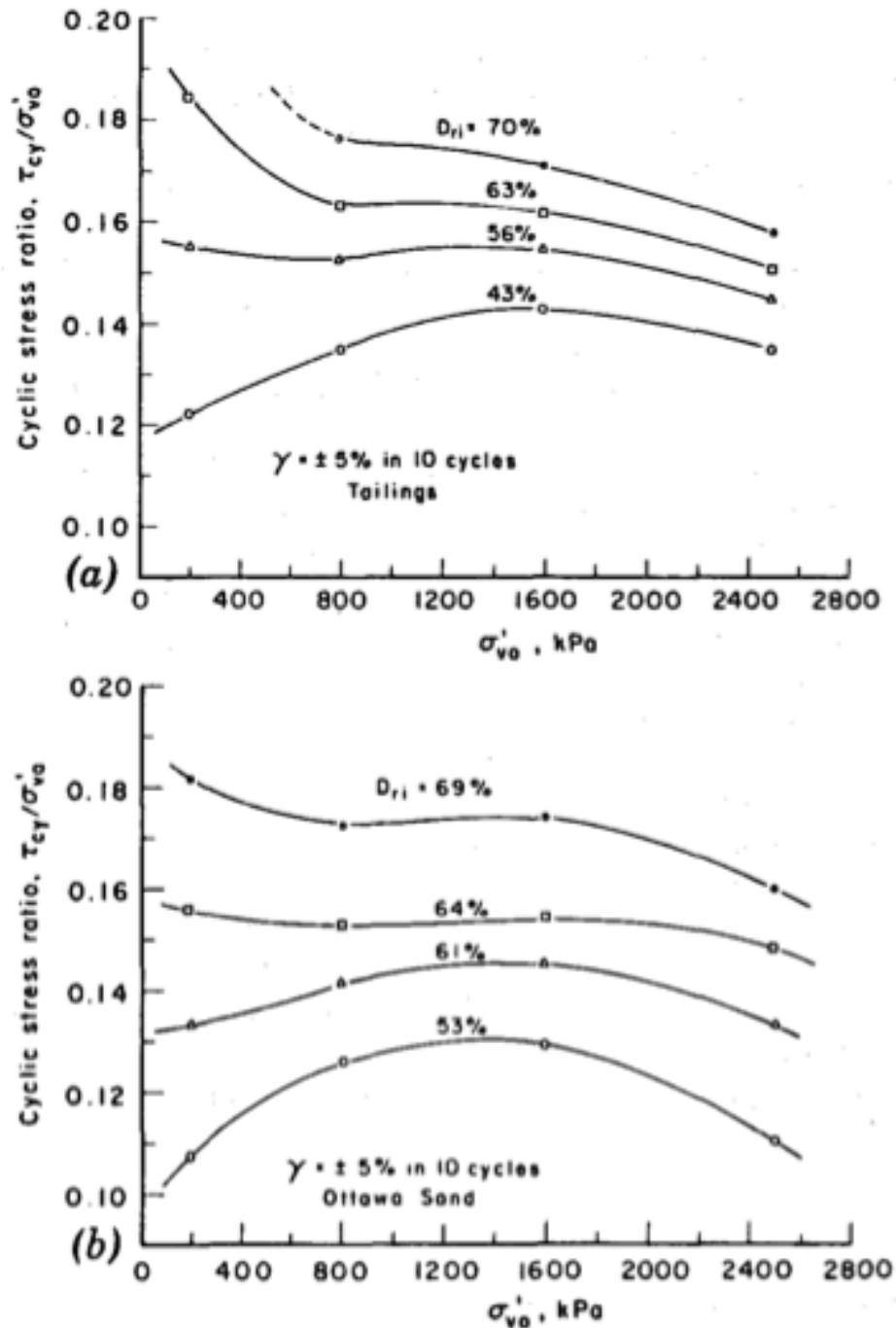


Figura 2.58. Resistencia cíclica a los 10 ciclos versus presión de confinamiento: (a) Arena de relaves, (b) Arena de Ottawa (Vaid et al., 1985).

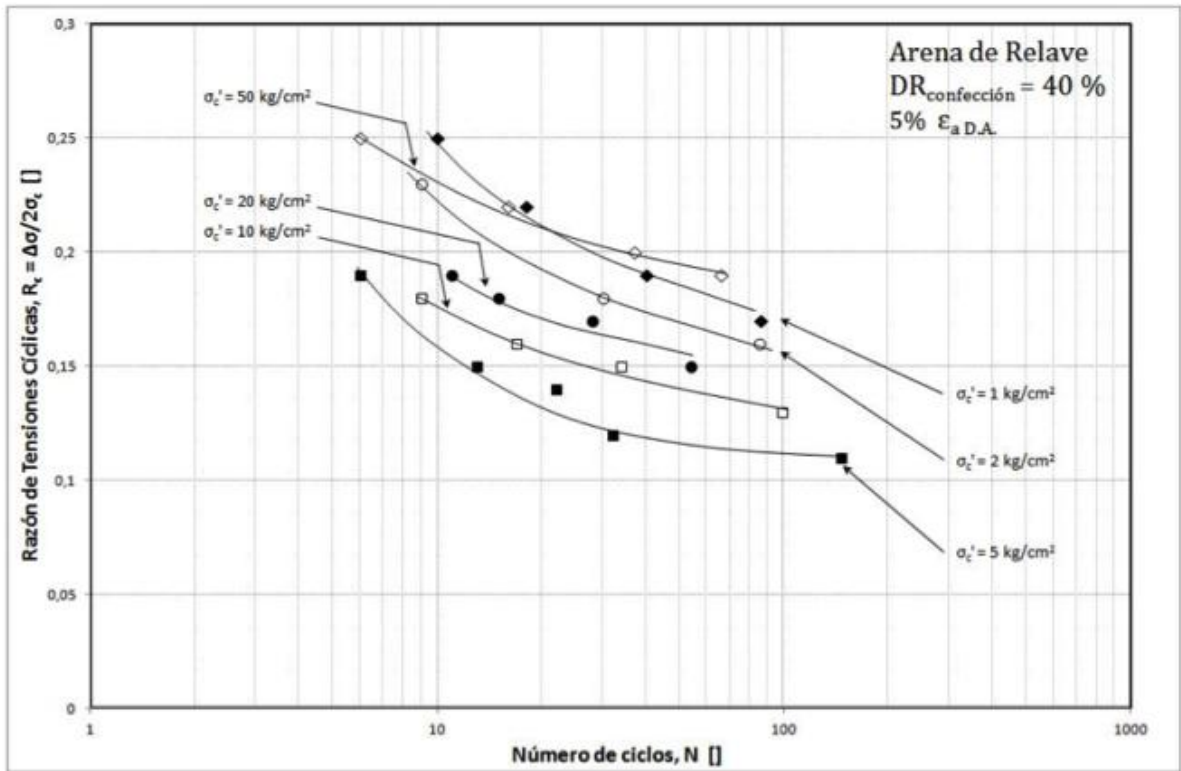


Figura 2.59. Resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras sueltas de arena de relaves (Maureira, 2012).

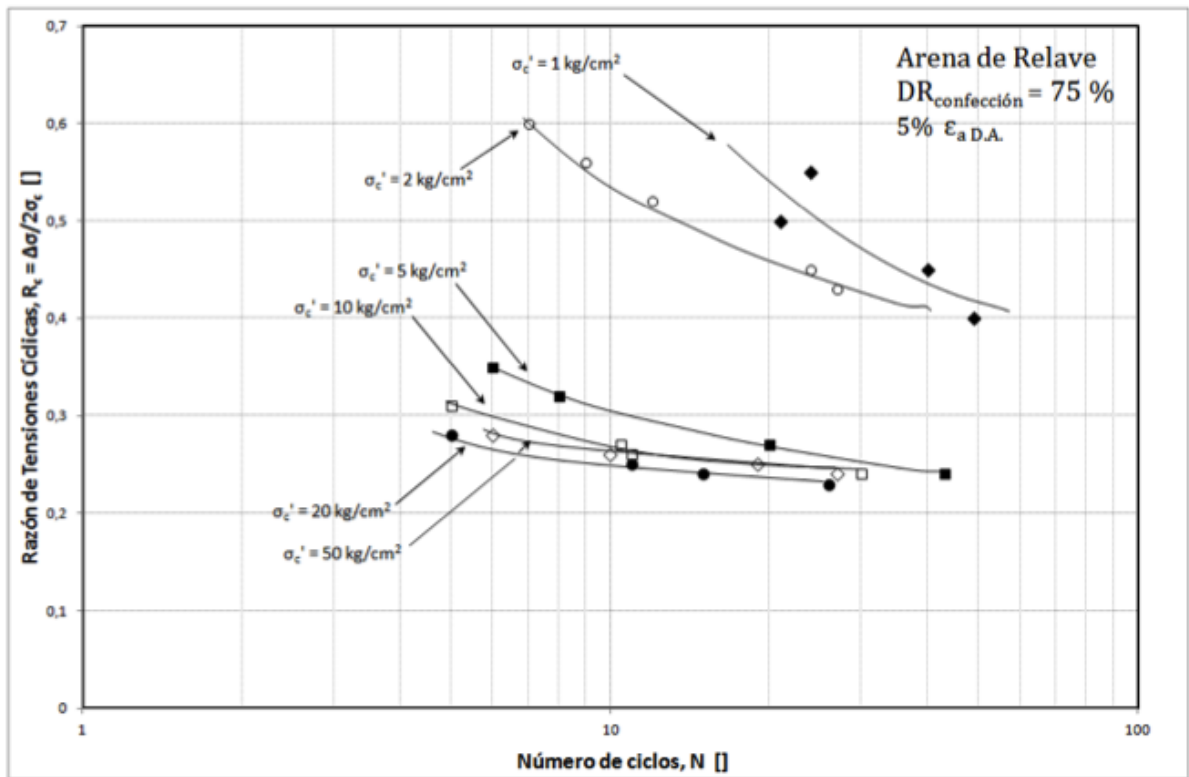


Figura 2.60. Resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras densas de arena de relaves (Maureira, 2012).

Ahora bien, con la intención de cuantificar la directa relación del efecto de la presión de confinamiento y la densidad relativa en la resistencia cíclica de arenas, algunos investigadores han propuesto parámetros que permiten entender de mejor forma este fenómeno. Boulanger (2003) infirió que el efecto en la resistencia cíclica de la presión de consolidación y la densidad relativa de una arena está relacionado con la posición relativa que tiene su estado inicial con respecto a la línea de estado último. A partir de esta idea definió el “*relative state parameter index*” o “índice de parámetro de estado relativo” (ξ_R), el cual corresponde a la diferencia entre la densidad relativa de un punto de estudio (D_R) y la densidad relativa en el estado último ($D_{R,CS}$) para la misma presión de confinamiento. Este parámetro fue derivado del “*relative dilatancy index*” o “índice de dilatancia relativa” propuesto por Bolton (1986), el cual es un parámetro empírico que incorpora los conceptos del estado último. La representación gráfica del “índice de parámetro de estado relativo” (ξ_R) se presenta en la Figura 2.61.

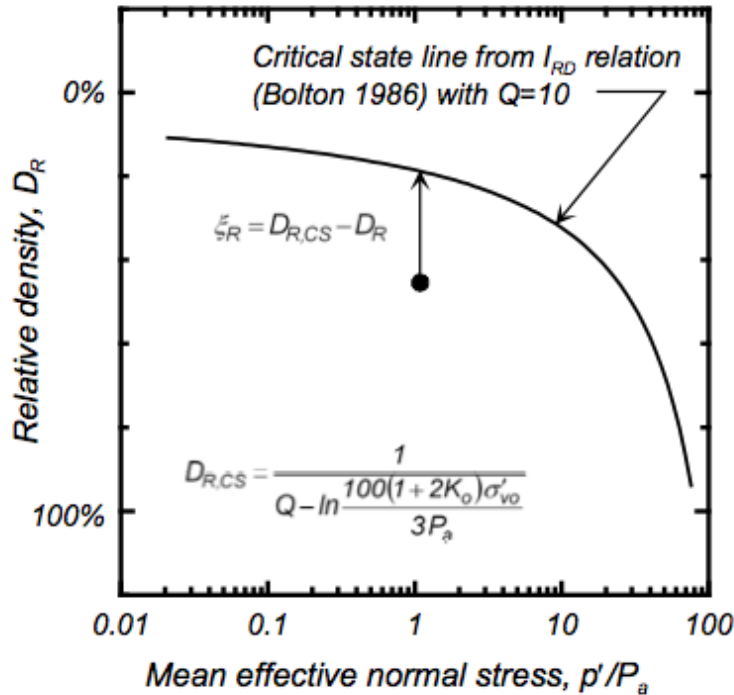


Figura 2.61. Definición del índice de parámetro de estado relativo (Idriss & Boulanger, 2004).

La expresión que define el “relative state parameter index” se entrega en la Ecuación 2.6. En ella se considera “Q” como constante que depende del tipo de partícula y que determina el valor de la presión media efectiva a la cual se suprime la dilatancia (Q = 10 para cuarzo y feldespato, 8 para caliza, 7 para antracita y 5.5 para tiza), K_0 el coeficiente de empuje en reposo (para el caso del corte simple), σ'_{v0} la tensión vertical efectiva, P_a la presión atmosférica y D_R la densidad relativa de ensayo.

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln \frac{100(1+2K_0)\sigma'_{v0}}{3P_a}} - D_R \quad 2.6$$

Los resultados entregados en las investigaciones de Vaid y Thomas (1995) y Vaid y Sivathayalan (1996) fueron graficados nuevamente pero esta vez considerando la resistencia cíclica en función de ξ_R , asumiendo valores de Q = 10 y Q = 9 y considerando un valor de K_0 igual a 0.45 para obtener la presión media efectiva en el caso de pruebas de corte simple (para pruebas triaxiales p' es directo de las tensiones aplicadas). Como se muestra en la Figura 2.62, las pruebas tanto de corte simple como triaxiales consideradas para la comparación muestran una clara relación en el plano CRR - ξ_R , donde el ajuste es mejor para Q = 9 que para Q = 10. Esta información señala que el parámetro ξ_R puede representar de manera consistente el efecto de la densidad relativa y la presión de confinamiento en la resistencia cíclica.

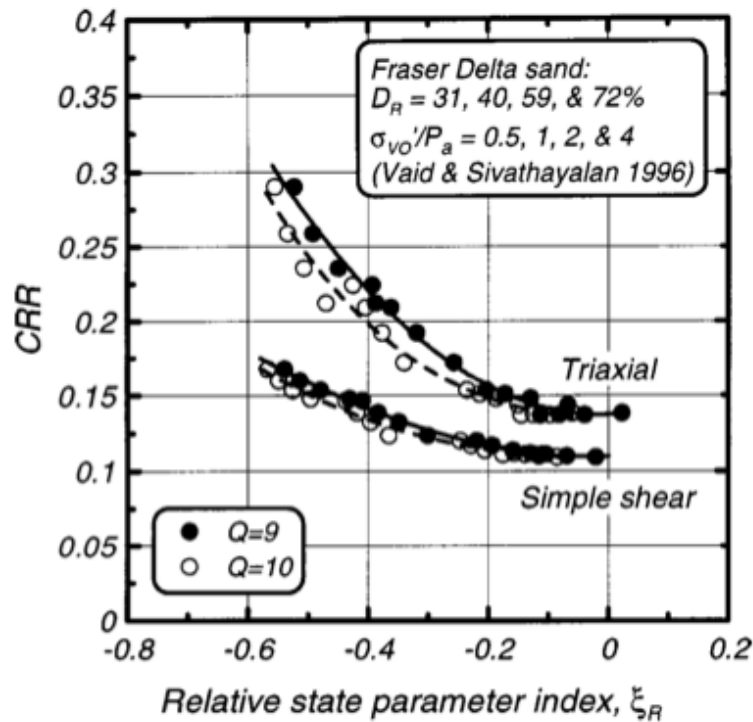


Figura 2.62. Resistencia cíclica versus ξ_R para muestras reconstituidas de arena del delta del río Fraser, Canadá (Boulanger, 2003).

En esa misma línea, pero enfocando su investigación en arena de relaves, Maureira (2012) propuso un concepto denominado “densidad relativa modificada por presión”, $DR_{presión}$, el cual busca correlacionar de mejor manera el efecto de la presión de confinamiento y la densidad relativa en la resistencia cíclica de este material, mediante la modificación de los índices de vacíos máximos y mínimos en la expresión clásica de densidad relativa, producto de la presión media efectiva de estudio. La expresión del parámetro $DR_{presión}$ se presenta en la Ecuación 2.7.

$$DR_{presión} = \frac{e_{máx}^* - e}{e_{máx}^* - e_{mín}^*} \quad 2.7$$

De la ecuación anterior se tiene que "e" corresponde al índice de vacíos inicial de ensayo a una presión media efectiva p' , " $e_{máx}^*$ " es el índice de vacíos en la línea de consolidación isotrópica del estado más suelto para una presión media efectiva p' y " $e_{mín}^*$ " corresponde al índice de vacíos en la línea de consolidación isotrópica del estado más denso para una presión media efectiva p' .

A partir de la Figura 2.63 se concluye que el nivel de empaquetamiento en estudio, en comparación con los estados más denso y más suelto a la misma presión media efectiva, es lo que controla el desempeño de la arena de relaves ante una sollicitación cíclica. Además, se observa que un incremento de $DR_{presión}$ se relaciona a un aumento de resistencia cíclica.

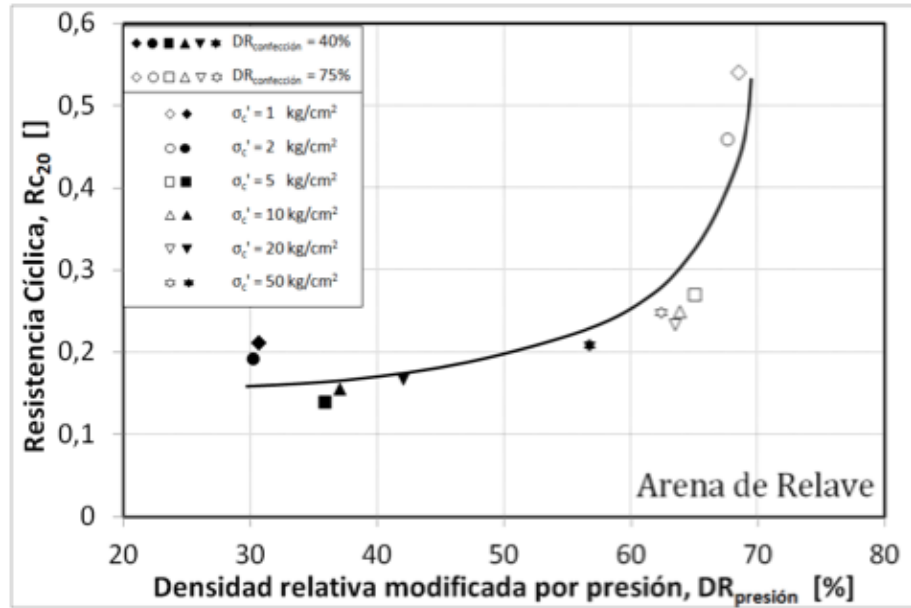


Figura 2.63. Resistencia cíclica versus densidad relativa modificada por presión en arena de relaves (Maureira, 2012).

De la Figura 2.64 se puede entender mejor el comportamiento evidenciado en las muestras sueltas ensayadas por Maureira (2012) e interpretado en la Figura 2.63, ya que se observa que la compresibilidad de la curva de consolidación isótropa para la densidad relativa de confección igual a 40% es mayor a la curva de consolidación isótropa del estado más denso, pero de características similares a la curva de consolidación isótropa del estado más suelto, lo que trae como consecuencia que el factor $DR_{presión}$ vaya en aumento. Allí se ejemplifica considerando $DR_{presión}$ para una presión de confinamiento de 5 kg/cm^2 , el cual corresponde a 36 %, y se compara con respecto a la $DR_{presión}$ del máximo confinamiento igual a 50 kg/cm^2 , que equivale a 57 %. Esto permite explicar que para probetas sueltas de arena de relaves existe un aumento de la resistencia cíclica al aumentar la presión de confinamiento debido a que el efecto de la densificación del material es más preponderante. Para el caso de los ensayos en probetas densas el proceso inverso ocurre, ya que este estado de densidad posee una curva de compresibilidad notablemente menor a la curva de consolidación isótropa del estado más suelto y relativamente parecida a la compresibilidad del empaquetamiento más denso. Esto trae como consecuencia que el factor $DR_{presión}$ disminuya al aumentar la presión de confinamiento, evidenciando así un decrecimiento en la resistencia cíclica.

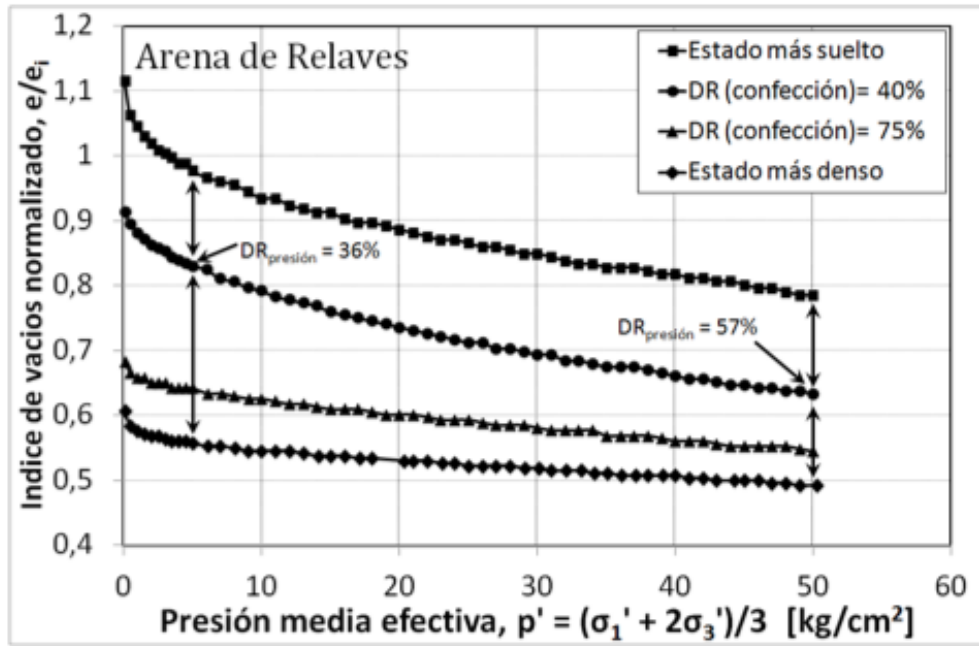


Figura 2.64. Curvas de consolidación isotrópica en muestras de arena de relaves confeccionadas a distintas densidades (Maureira, 2012).

2.2.4.2.1 FACTOR K_σ

Para cuantificar el efecto de la presión de confinamiento a valores mayores a 1 kg/cm^2 , Seed (1983) propuso la incorporación de un factor de corrección denominado K_σ . Dicho factor corresponde a la razón entre la resistencia cíclica asociada a un confinamiento mayor a 1 kg/cm^2 , respecto de la resistencia cíclica con presión de confinamiento igual a 1 kg/cm^2 , lo que queda definido por la Ecuación 2.8.

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_0 \neq 1 \text{ kg cm}^2}}{CRR_{\sigma'_0 = 1 \text{ kg cm}^2}} \quad 2.8$$

La caracterización inicial del factor K_σ entregado por Seed se puede observar en la Figura 2.65, de donde se desprende que el factor propuesto es menor a la unidad y decrece con el aumento de la presión de confinamiento. Recalcar que esta figura fue desarrollada a partir de ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotrópicamente bajo presiones de confinamiento menores a 5 kg/cm^2 y considerando estados de densidad principalmente densos.

Posterior al estudio desarrollado por Seed (1983) muchas investigaciones han buscado entregar mejores aproximaciones del factor K_σ , con la intención de lograr una caracterización más fehaciente del fenómeno estudiado. En ese sentido, Seed y Harder (1990) utilizando la misma metodología anterior, determinaron una curva para arenas limpias que se encuentra dentro de las más utilizada hoy en día (Figura 2.66). Dentro de las diferencias que se pueden evidenciar con la propuesta inicial, es que la curva de Seed y Harder (1990) además de reflejar un mayor

decrecimiento de la resistencia cíclica producto de la presión de consolidación, posee una forma cóncava a medida que aumenta la presión de confinamiento, mientras que la propuesta por Seed (1983) sugiere un decrecimiento lineal hasta 8 kg/cm².

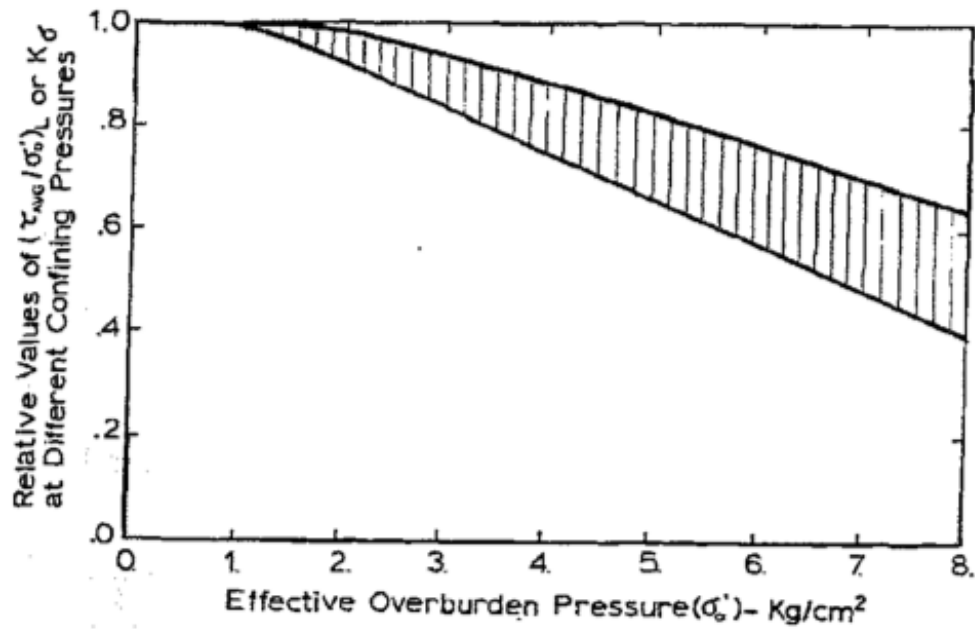


Figura 2.65. Relación entre K_σ y la presión de confinamiento propuesto por Seed (1983) (Harder & Boulanger, 1997).

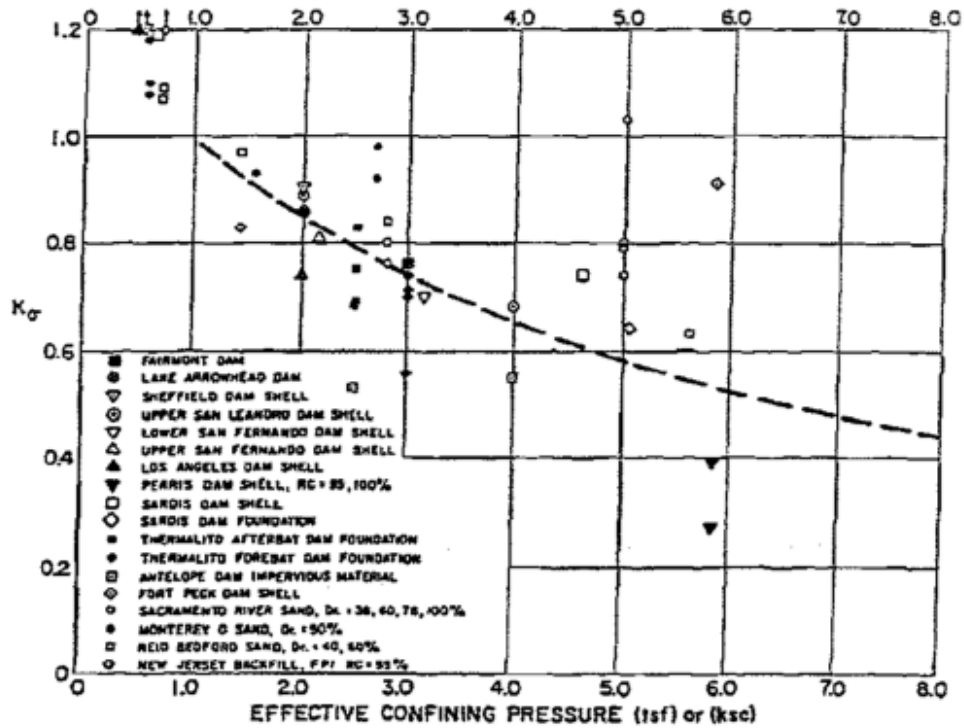


Figura 2.66. Relación entre K_{σ} y la presión de confinamiento propuesta por Seed & Harder (1990) (Harder & Boulanger, 1997).

Por otra parte, Hynes y Olsen (1999) entregan en la Figura 2.67 una recopilación de curvas del factor K_{σ} determinado por varios investigadores, junto con los datos utilizados para dichos efectos. Allí también se observa un decrecimiento del factor de corrección al aumentar la presión de confinamiento para la totalidad de las muestras ensayadas y además, se propone el cálculo del factor K_{σ} mediante la expresión presentada en la Ecuación 2.9.

$$K_{\sigma} = \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} f^{-1} \quad 2.9$$

De la ecuación anterior se tiene que σ'_{v0} corresponde a la presión de confinamiento en ensayos triaxiales y a la tensión vertical en ensayos de corte simple cíclico, P_a es la presión atmosférica y "f" corresponde a un factor que condensa las condiciones del terreno (densidad relativa, historial de tensiones, envejecimiento y razón de sobreconsolidación).

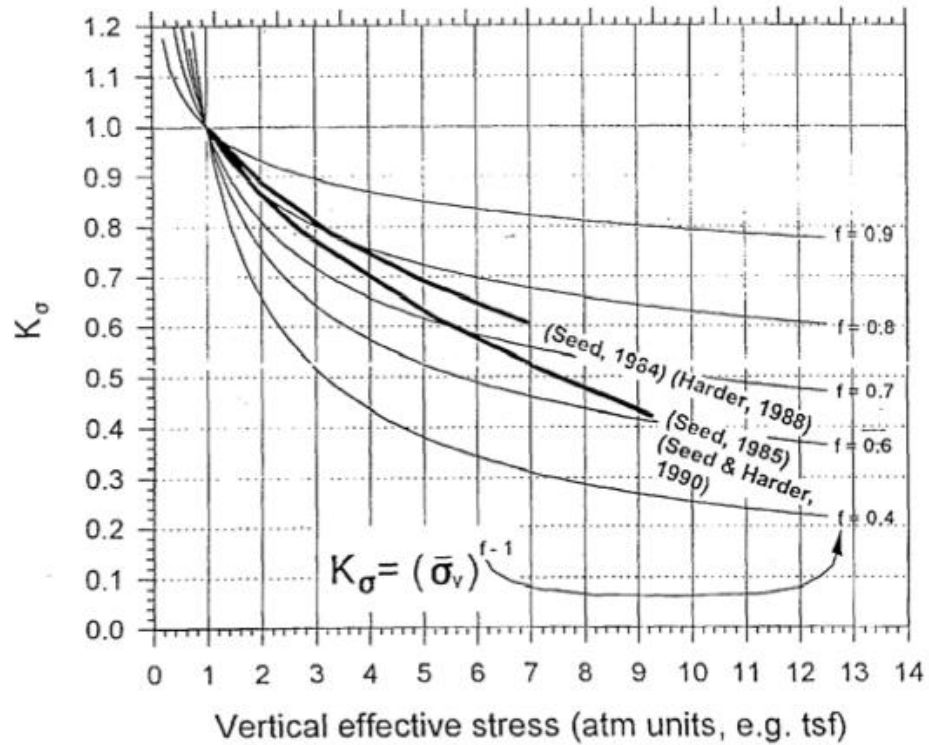


Figura 2.67. Relación entre K_σ y la presión de confinamiento propuesto por Hynes & Olsen (1999).

Según las recomendaciones realizadas por Youd et al. (2001), la determinación del factor K_σ para arenas debe ser realizada mediante la Ecuación 2.9, considerando un factor “f” igual a 0.8 para densidades relativas menores o iguales a 40%, “f” igual a 0.7 para densidades relativas del orden de 60 % y “f” igual a 0.6 para densidades relativas iguales o mayores a 80%, como se detalla en la Figura 2.68. Hynes y Olsen (1999) plantean que estos valores corresponden a estimaciones conservadoras de K_σ para la práctica ingenieril, tanto para arenas limpias como para arenas limosas.

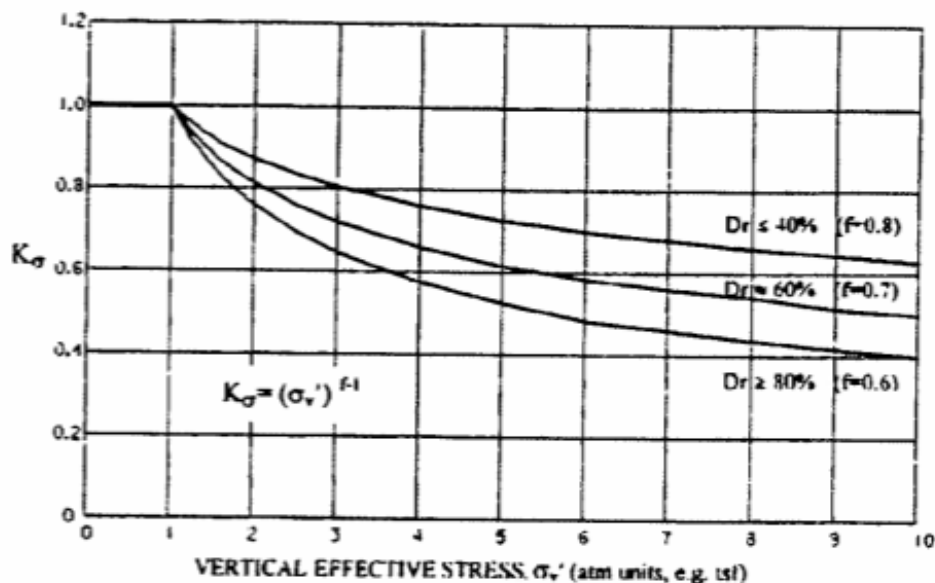


Figura 2.68. Curvas recomendadas para estimar el factor K_σ en la práctica ingenieril (Youd et al., 2001).

Vaid, Stedman y Sivathayalan (2001) también presentan una recopilación de curvas para el factor K_σ en la Figura 2.69, las cuales fueron obtenidas de investigaciones desarrolladas por Vaid et al. (1985) en arena de Ottawa y arena de relaves, Vaid y Thomas (1995) en tres tipos de arenas consolidadas isotrópicamente y el propio estudio desarrollado por los autores en arena del delta del río Fraser (Canadá). Además, se incorpora la curva determinada por Seed y Harder (1990) y se observa que esta resulta ser la más conservadora de todas las curvas propuestas. Destacar también que la gran mayoría de los datos documentados en esta figura corresponden a probetas densas, por lo que el factor K_σ consecuentemente disminuye a medida que se incrementa la presión de confinamiento. Sin embargo, para la arena del delta del río Fraser con densidad relativa igual a 19% se observa que K_σ es igual a 1, evidenciando que la presión de confinamiento no tiene efecto alguno para esta densidad. Esto último entrega antecedentes para concluir que el factor K_σ depende fuertemente de la densidad relativa y que una proposición única para su aplicación general no resulta racional.

En ese sentido, Boulanger (2003) propone el cálculo del factor K_σ a partir del “*relative state parameter index*” (ξ_R), dado que considera el efecto de la densidad relativa y la presión de confinamiento sobre la resistencia cíclica. La expresión propuesta corresponde a la planteada en la Ecuación 2.10.

$$K_\sigma = \frac{CRR \xi_R}{CRR \xi_{R1}} \quad 2.10$$

De la expresión anterior se tiene que ξ_{R1} corresponde al valor de ξ_R para la misma densidad relativa considerando $\sigma'_{v0} P_a = 1$. Los resultados encontrados siguiendo esta metodología se presentan en la Figura 2.70 y de ella se puede observar que los valores encontrados para el factor K_σ son significativamente más altos a los propuestos por otras investigaciones, además de que

para densidades relativas muy bajas el factor K_σ posee un efecto despreciable, lo que es consecuente con lo expresado por Vaid et al. (2001).

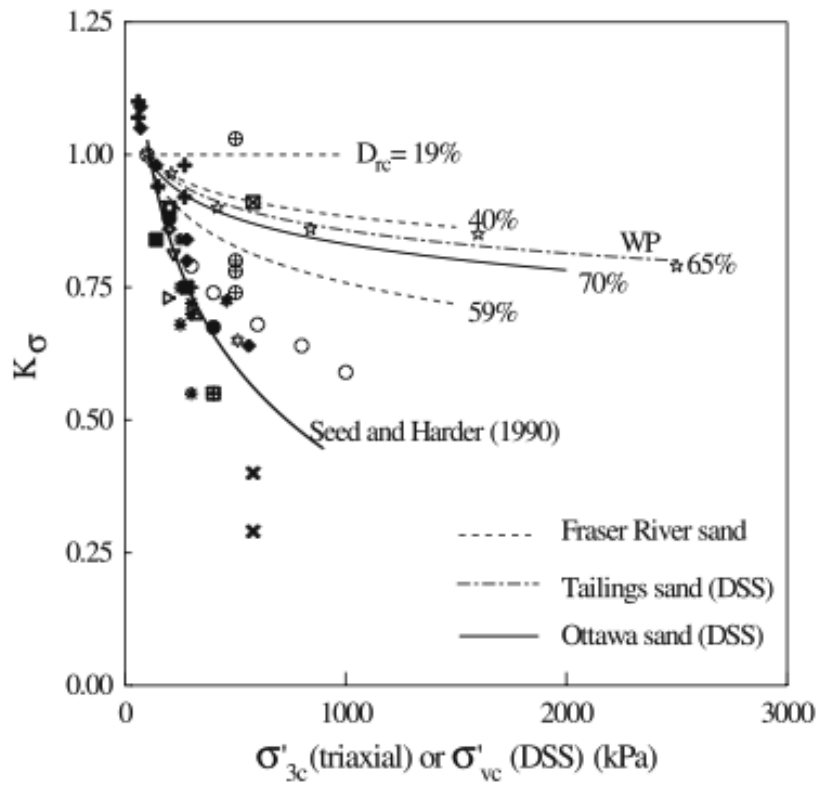


Figura 2.69. Relación entre K_σ y la presión de confinamiento propuesto por Vaid, Stedman & Sivathayalan (Vaid et al., 2001).

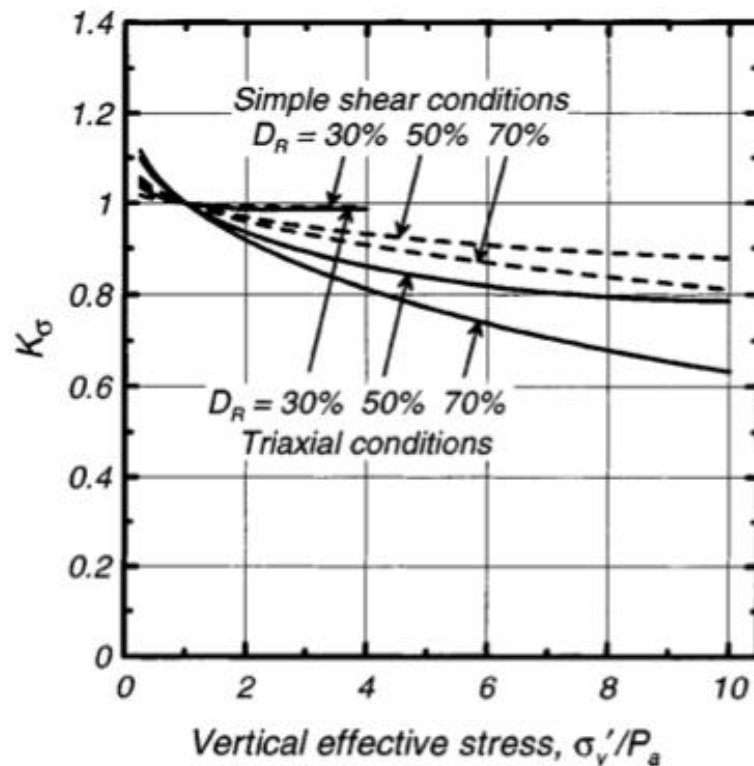


Figura 2.70. Relación entre K_σ y la tensión vertical efectiva normalizada por la presión atmosférica, propuesto por Boulanger (Boulanger, 2003).

A raíz de los alcances de la presente tesis, en la Figura 2.71 se presenta una recopilación de distintas curvas encontradas por diversos investigadores en estudios sobre arena de relaves, junto a la curva de Seed & Harder para arenas naturales.

De dicha figura se puede observar que los resultados para arena de relaves muestran que existe un decrecimiento menor del factor K_σ producto de la presión de confinamiento, en comparación con lo estipulado para arenas naturales en el rango de presiones de 0 hasta 10 kg/cm².

Lo anterior recalca la razón de porque es necesario estudiar este tipo de materiales en profundidad, ya que las presiones de confinamiento en los proyectos que involucran arena de relaves son mayores a las que han sido utilizadas para la determinación de las curvas de arenas naturales (10 kg/cm²), lo que significa que extrapolaciones a partir de ellas originarían diseños no óptimos. Además, es necesario tener en consideración la clara dependencia del factor K_σ respecto de la densidad relativa a la cual se está evaluando, argumento que supedita enormemente los valores a utilizar para el diseño de cualquier obra en ingeniería.

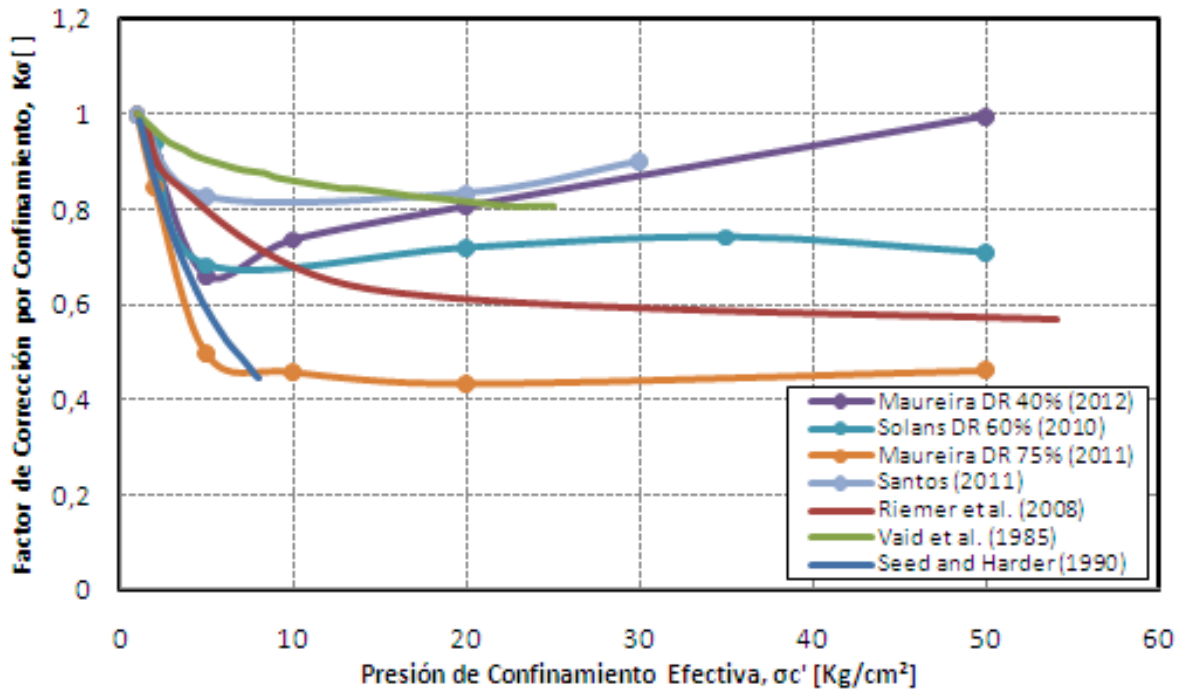


Figura 2.71. Recopilación de curvas de K_{σ} versus presión de confinamiento efectiva para arenas de relaves.

2.2.4.3 EFECTO DEL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA

Como se plantea en la Figura 2.47, existen elementos de suelo donde el corte estático inicial juega un papel preponderante en los esfuerzos estáticos existentes (caso A), por lo que cualquier análisis de licuación en dichos lugares debe contemplar el efecto que tiene esta variable de estado inicial. En ese sentido, para la determinación del efecto que posee el corte estático inicial en la resistencia cíclica, se han empleado diversas pruebas experimentales que buscan reproducir el caso A ejemplificado en la Figura 2.47, tales como el triaxial cíclico, el cilindro hueco y el corte simple cíclico.

En la Figura 2.72 se presentan el estado tensional idealizado al que se encuentra sujeto un elemento de suelo en que existe corte estático inicial (τ_0) y que es solicitado por un esfuerzos de corte sísmico (τ_c), el cual se intenta reproducir en las pruebas experimentales antes descritas mediante condiciones anisotrópica de tensiones. De dicha figura se puede observar que las tensiones vertical y horizontal sobre el elemento se mantienen constante, y son los esfuerzos de corte en las caras del elemento las que varían producto del efecto sísmico. Esta situación queda más clara al representarla mediante el círculo de Mohr, ya que se puede observar que el diámetro del círculo que representa el estado tensional aumenta cuando el esfuerzo sísmico es positivo y por el contrario disminuye cuando es negativo.

Cuando τ_c es más grande que τ_0 ocurren esfuerzos de corte reversibles, es decir, el elemento de suelo pasa de estar en compresión a estar en extensión en cada ciclo de carga. Por otro lado, cuando τ_c es más pequeño que τ_0 , el esfuerzo de corte en el plano horizontal del elemento

estudiado siempre es en una dirección, por lo que no ocurre reversibilidad de esfuerzos. En el caso especial cuando τ_0 es nulo, ocurre una completa reversibilidad de esfuerzos de corte y esta situación corresponde a los elementos representados por los puntos B y C en la Figura 2.47.

Yoshimi y Oh-oka (1975) propusieron el término “R” para cuantificar el grado de reversibilidad, el cual es definido como la razón entre el esfuerzo de corte máximo en una dirección respecto del esfuerzo de corte máximo en la otra dirección. Lo anterior se puede observar en la Ecuación 2.11, donde τ_0 representa el corte estático inicial y τ_d corresponde al esfuerzo de corte dinámico.

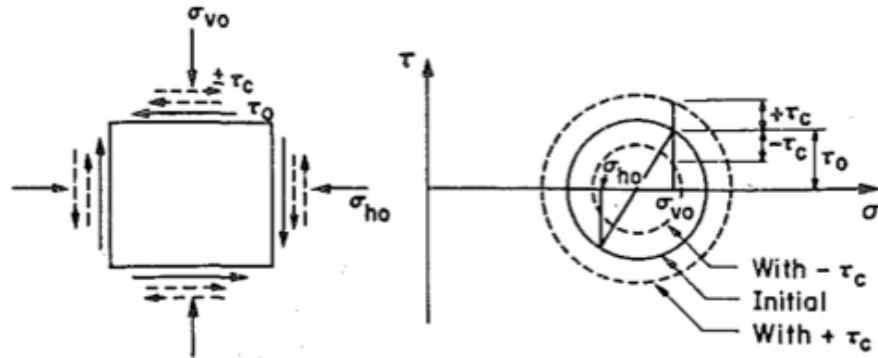


Figura 2.72. Estado tensional in situ de un elemento de suelo sujeto a esfuerzo de corte estático inicial y esfuerzo de corte cíclico (Ishibashi et al., 1985).

$$R = \frac{\tau_d - \tau_0}{\tau_d + \tau_0} \quad 2.11$$

La interpretación gráfica de la Ecuación 2.11 se presenta en la Figura 2.73, donde se puede observar que la ausencia de corte estático inicial, caso “a”, tiene como consecuencia un valor de R igual al 100 %, lo que corresponde a una condición de esfuerzos de corte completamente reversibles, tal como se señaló anteriormente. El caso “b” constituye la situación en que el esfuerzo de corte es parcialmente reversible, es decir, existe reversibilidad de esfuerzos pero no en igual distribución. Los casos “c” y “d” muestran valores de R igual a 0 % y -20%, denotando situaciones de no reversibilidad de esfuerzos.

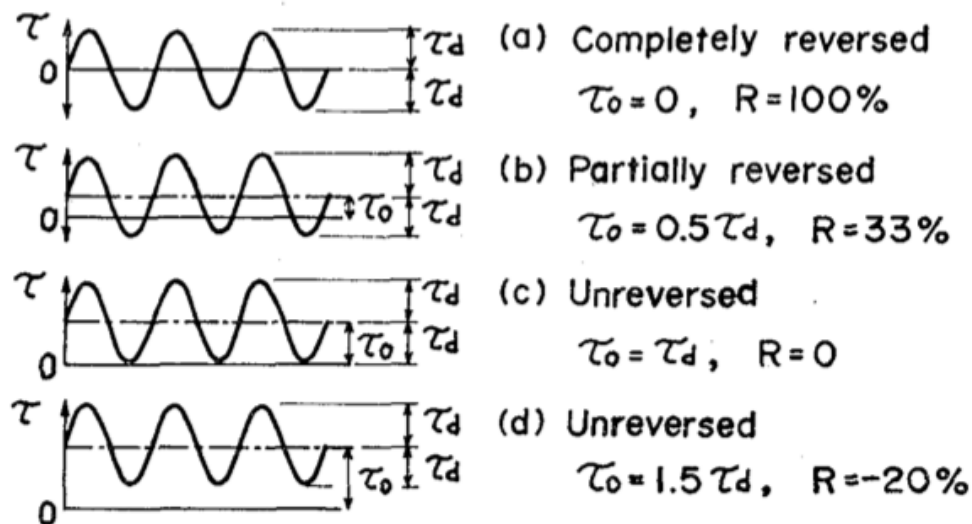


Figura 2.73. Interpretación gráfica del término R para cuantificar la reversibilidad de esfuerzos (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).

Ahora bien, respecto al efecto que posee el corte estático inicial en la resistencia cíclica, muchas investigaciones han sido llevadas a cabo a lo largo de los años buscando caracterizar el papel que juega esta variable de estado, sin embargo, las conclusiones a las cuales se han llegado han sido en gran medida contradictorias.

Seed y colaboradores (Lee y Seed, 1967; Seed y Lee, 1969; Seed et.al, 1973) mediante la utilización de pruebas triaxiales cíclicas con condición anisotrópica de tensiones, concluyeron que a mayor valor del corte estático inicial en un plano con una presión normal dada, mayor es el número de ciclos para alcanzar cierto nivel de deformación determinada. También observaron que en el caso de no existir reversibilidad de esfuerzos, las muestras tendían a deformarse progresivamente en cada ciclo de carga sucesivo, pero el exceso de presión de poros no aumentaba suficientemente como para alcanzar la condición de “*initial liquefaction*”. Por otra parte, también concluyeron que en el caso de reversibilidad parcial o total, el exceso de presión de poros podía elevarse hasta un valor igual al de la presión de confinamiento. Estas observaciones fueron realizadas a partir de experimentos realizados en muestras de arena de densidad media a densa.

En contraste a las conclusiones de Seed y colaboradores, Castro y Poulos (1977) concluyeron a partir de pruebas triaxiales cíclicas que el incremento del esfuerzo de corte máximo motiva un aumento de la deformación axial, debido a que el estado tensional al que se somete a la muestra se encuentra mas cerca de la superficie de falla, es decir, un aumento de K_c ($K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$) motiva que la resistencia cíclica disminuya.

En esa misma línea, Yoshimi y Oh-oka (1975), a partir de ensayos realizados mediante un aparato de anillo de corte torsional en muestras de arena sueltas, obtuvieron conclusiones que también discrepan de las postuladas por Seed et.al, ya que señalan que la resistencia cíclica

disminuye o permanece sin cambios al aumentar el corte estático inicial, como se observa en la Figura 2.74. Destacar que el número de ciclos a partir de donde la presión de poros y la deformación de corte aumentan abruptamente se denominan N_p y N_s , respectivamente. Dichos puntos según Yoshimi & Oh-oka corresponden a la de definición de "initial liquefaction". El punto donde la presión de poros alcanza el valor máximo se define como N_c , que corresponde a "complete liquefaction" de acuerdo a la terminología empleada por Lee y Seed (1967).

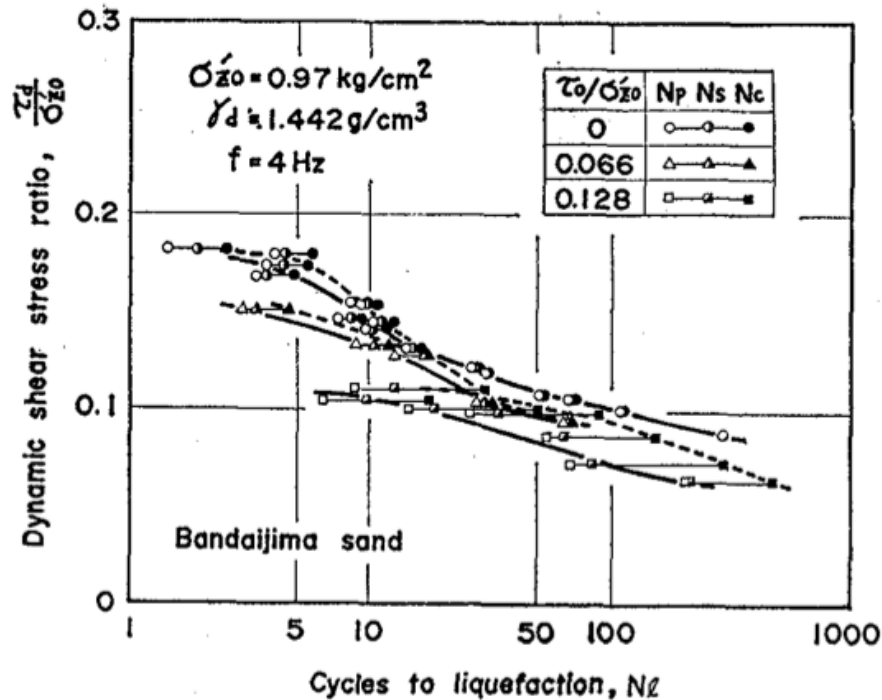


Figura 2.74. Efecto del corte estático inicial en la razón de esfuerzo de corte dinámico que define la licuación (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).

Vaid y Finn (1979), mediante pruebas de corte simple cíclico, analizaron el efecto del corte estático inicial (τ_s) en arena de Ottawa para densidades relativas de 50 % y 68 %, las cuales fueron consolidadas a una presión de confinamiento vertical efectiva de 2 kg/cm². En la Figura 2.75 se entregan los resultados de los ensayos realizados a probetas con densidad relativa de 50 %, los cuales se presentan en términos del esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical inicial (τ_{cy} / σ'_{v0}) versus el número de ciclos necesarios para alcanzar la licuación según los criterios de deformación de corte (γ) igual a 2 % (2.75a), 5 % (2.75b) y 10 % (2.75c). De la Figura 2.75a se puede observar que la razón τ_{cy} / σ'_{v0} necesaria para desarrollar deformación de corte de 2 % es mayor para el caso de corte estático nulo ($\tau_s = 0$) que para cualquier otro valor de τ_s . Lo anterior quiere decir que para este caso en particular el aumento de los valores de τ_s sólo contribuyen a debilitar la resistencia cíclica de la arena de Ottawa. Sin embargo, para el caso de las deformaciones angulares de 5 % y 10 % (Figura 2.75b y 2.75c respectivamente) la tendencia antes descrita es opuesta, ya que se puede observar que la presencia de corte estático inicial trae como resultado un aumento en la resistencia cíclica del material. Ahora bien, este incremento en resistencia cíclica no es aparente si no hasta un cierto valor de τ_s , el cual es del orden de $\tau_s / \sigma'_{v0} = 0.1$ para ambos casos.

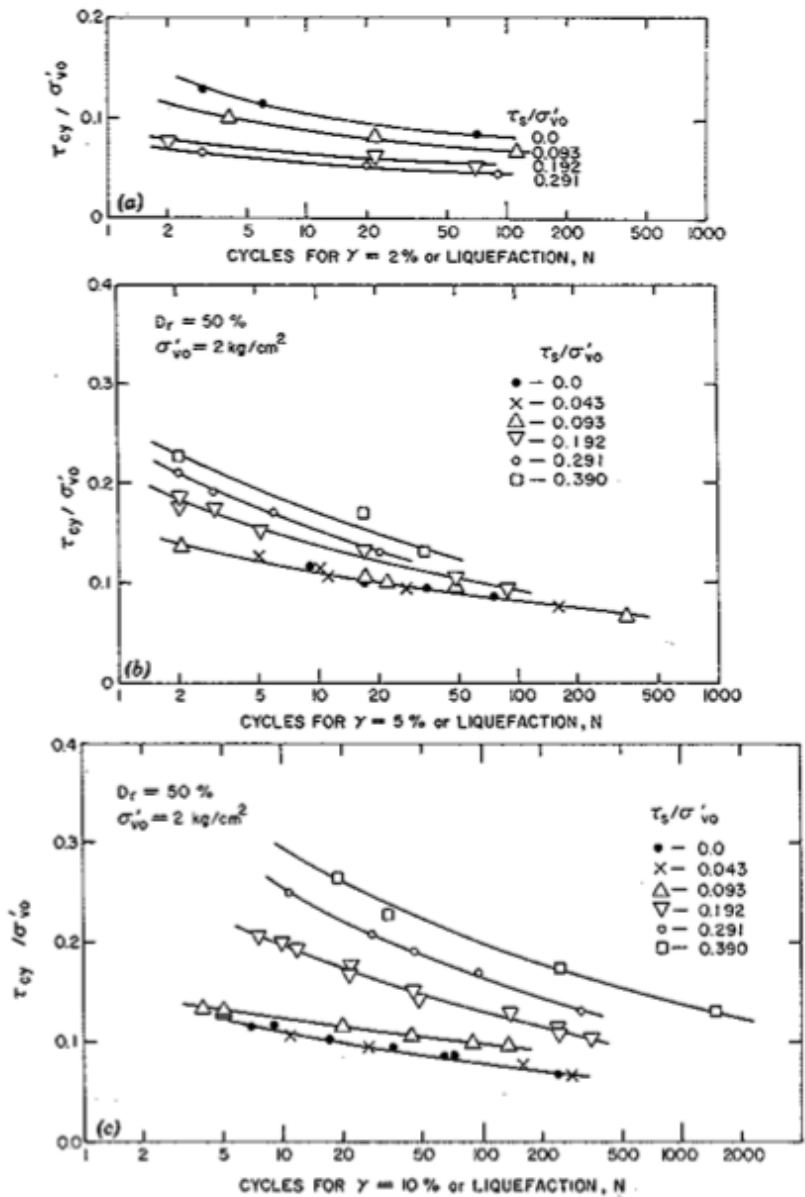


Figura 2.75. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical requerida para generar en probetas con $DR = 50\%$: (a) 2 % de deformación de corte, (b) 5 % de deformación de corte, (c) 10 % de deformación de corte (Vaid & Finn, 1979).

En la Figura 2.76 se presenta la razón τ_{cy} / σ'_{vo} necesaria para generar 2 %, 5 % y 10 % de deformación de corte en 10 y 30 ciclos (2.76a y 2.76b respectivamente), versus la razón τ_s / σ'_{vo} para probetas con densidad relativa igual a 50 %. Se puede observar de 2.76a que para el caso de una deformación de corte de 2 %, existe una considerable reducción de la razón τ_{cy} / σ'_{vo} al aumentar τ_s , siendo prácticamente la mitad del valor para el caso de corte estático nulo cuando $\tau_s / \sigma'_{vo} = 0.3$.

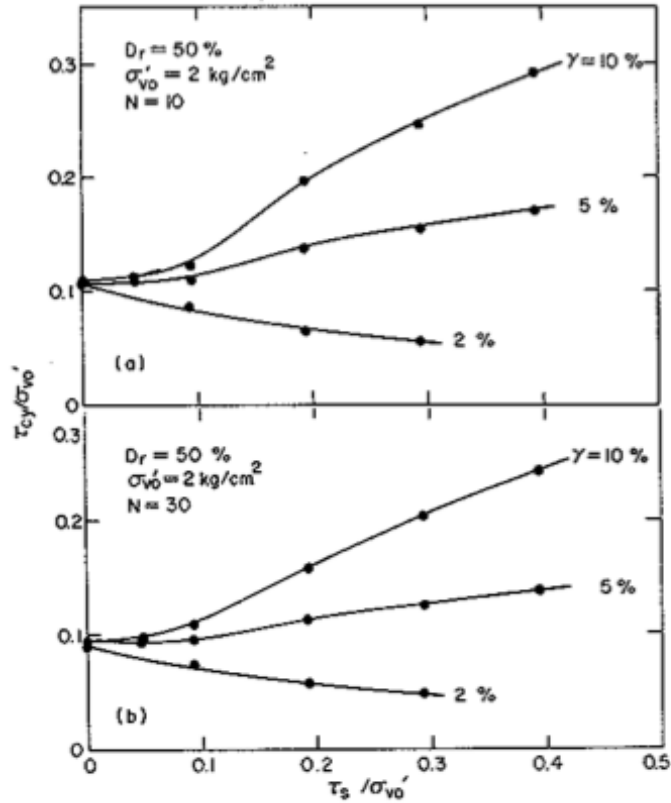


Figura 2.76. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical requerida para generar distintos niveles de deformación en probetas con $DR = 50\%$: (a) 10 ciclos, (b) 30 ciclos (Vaid & Finn, 1979).

En la Figura 2.77 se entregan los resultados de los ensayos realizados a probetas con densidad relativa de 68% , los cuales también son entregados en función de la razón τ_{cy}/σ'_{vo} versus el número de ciclos necesarios para alcanzar la licuación según los criterios de deformación de corte igual a 2% (2.77a), 5% (2.77b) y 10% (2.77c). A diferencia del comportamiento del material con $DR = 50\%$, en este caso la presencia de τ_s no tiene como consecuencia una disminución de la razón τ_{cy}/σ'_{vo} para ninguna de los criterios de deformación especificados, ya que el número de ciclos requerido para alcanzar un valor definido de γ aumentan sustancialmente con el incremento de τ_s . Se observa también que existe una dependencia del aumento de la razón τ_{cy}/σ'_{vo} respecto de la magnitud de γ que se considere, existiendo un incremento mayor para deformaciones mas grandes.

En la Figura 2.78 se presenta el esfuerzo de corte cíclico necesario para generar 2% , 5% y 10% de deformación de corte en 10 y 30 ciclos (2.78a y 2.78b respectivamente), versus el corte estático inicial para probetas con densidad relativa igual a 68% . Para bajas deformaciones ($\gamma = 2\%$) la razón τ_{cy}/σ'_{vo} , si bien tiene un incremento inicial, se mantiene esencialmente constante respecto del aumento de τ_s . Sin embargo, para deformaciones mayores se observa un incremento sustancial de la razón τ_{cy}/σ'_{vo} para lograr los valores de γ definidos como criterios, a medida que se aumenta τ_s .

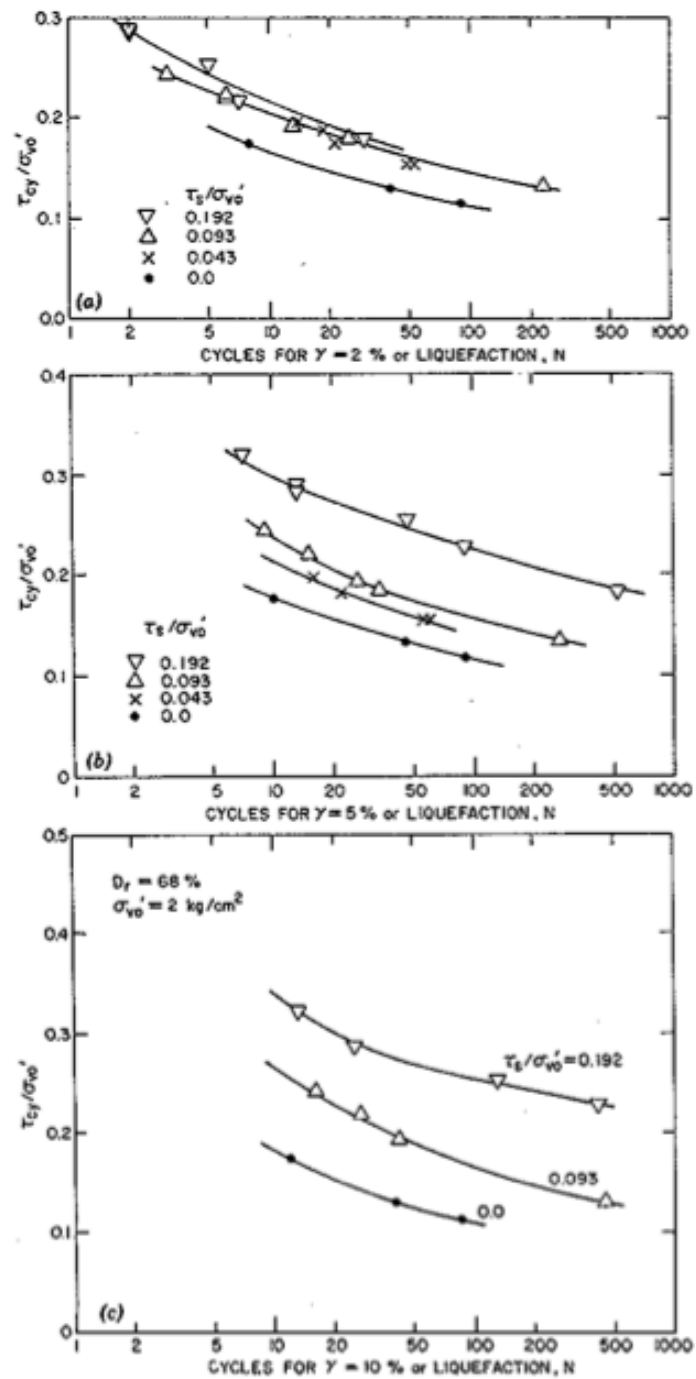


Figura 2.77. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical requerida para generar en probetas con DR = 68 %: (a) 2 % de deformación de corte, (b) 5 % de deformación de corte, (c) 10 % de deformación de corte (Vaid & Finn, 1979).

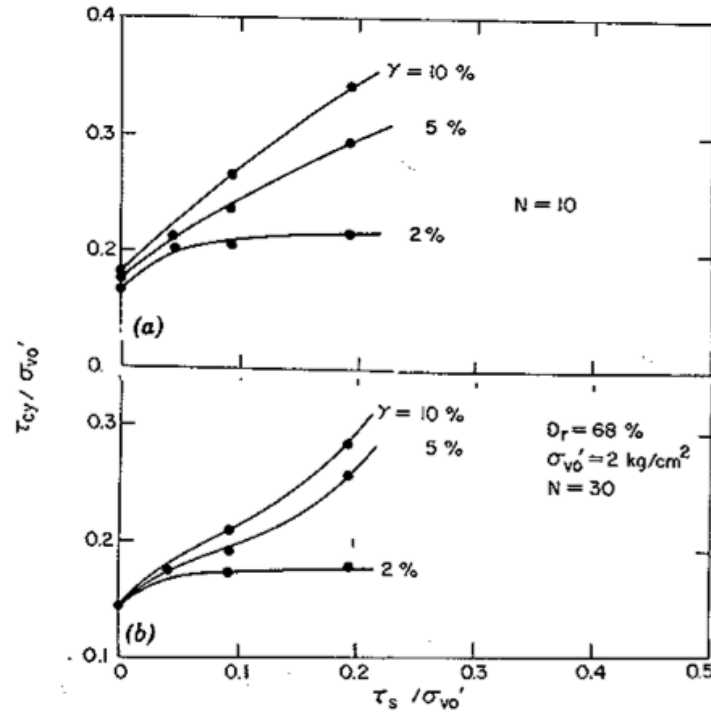


Figura 2.78. Esfuerzo de corte cíclico dividido por la tensión efectiva vertical requerida para generar distintos niveles de deformación en probetas con DR = 68 %: (a) 10 ciclos, (b) 30 ciclos (Vaid & Finn, 1979).

De la investigación de Vaid y Finn (1979) se puede concluir que la idea de que la presencia de corte estático siempre motiva un incremento en la resistencia cíclica, según lo planteado por Seed y sus colaboradores a partir de sus investigaciones con ensayos triaxiales, no siempre resulta válida. Además, se incorpora la densidad como una variable relevante cuando se estudia el efecto del corte estático inicial, ya que los investigadores plantean que dependiendo del nivel de empaquetamiento de las partículas de suelo y del valor de la deformación de corte utilizado como criterio, la resistencia cíclica puede aumentar, disminuir o permanecer inalterada.

Profundizando en la misma línea Vaid y Chern (1983), tomando en consideración la gran dispersión de conclusiones respecto al rol del corte estático inicial en la resistencia cíclica, llevaron a cabo una extensa investigación mediante ensayos triaxiales cíclicos y estáticos en arena de Ottawa. El objetivo principal fue observar el efecto del corte estático en la respuesta cíclica del material, pero esta vez observando el comportamiento del suelo tanto al final de cada ciclo de carga como durante este mismo. Todas las probetas ensayadas fueron consolidadas a una presión de cámara efectiva de 2 kg/cm^2 y el corte estático fue obtenido mediante la aplicación de un esfuerzo desviador en forma drenada hasta alcanzar valores de K_c iguales a 1.19 y 1.48. Las densidades relativas a las que fueron confeccionadas las muestras variaron en un rango de 33 % a 76 %.

En la Figura 2.79 se presentan resultados típicos de ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras sueltas, en términos de la generación de exceso de presión de poros (2.78a) y la deformación

axial (2.78b). Se puede observar que para todas las muestras el exceso de presión de poros va incrementándose progresivamente con cada ciclo de carga, lo cual es seguido por un aumento brusco hasta alcanzar un valor terminal. Como es esperable, para las muestras consolidadas isotrópicamente, el valor final del exceso de presión de poros coincide con el valor de la presión de confinamiento efectiva aplicada a las muestras en estudio. Sin embargo, este valor terminal es menor a la presión de confinamiento efectivo para las muestras consolidadas anisotrópicamente y su tendencia es a ser menor a medida que se aumenta el valor de K_c . Por otra parte, es evidente que el desarrollo del brusco incremento en el exceso de presión de poros se encuentra acompañado de un repentino aumento de la deformación axial.

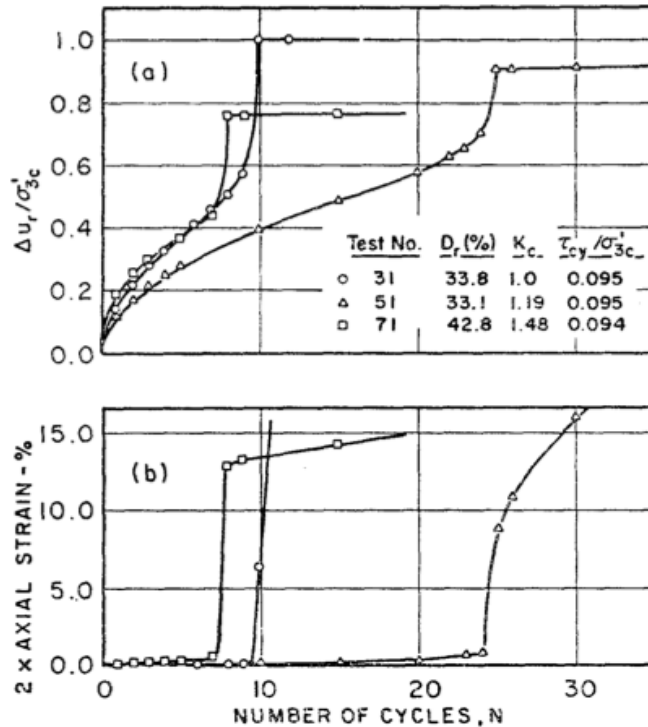


Figura 2.79. Comportamiento cíclico de muestras de densidades sueltas de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid & Chern, 1983).

Los resultados encontrados para muestras de densidades medias son presentados en la Figura 2.80, donde se puede notar que el desarrollo del exceso de presión de poros respecto del número de ciclos (2.80a) es muy similar al caso de las muestras sueltas. La excepción corresponde al caso de las probetas consolidadas al valor más alto de K_c , ya que en esa situación no se observa una generación acelerada de presión de poros, sino que más bien se incrementa de manera progresiva y alcanza el valor final de manera asintótica. Respecto a las deformaciones axiales (2.80b), el comportamiento es similar al caso de las muestras sueltas, ya que se aprecia un desarrollo más pronunciado al momento de generarse el abrupto incremento de presión de poros, sin embargo, el incremento motivado ocurre a una tasa menor. Para el caso de las probetas densas (Figura 2.81) se puede observar que el comportamiento es esencialmente igual al caso de las muestras de densidades medias, con la diferencia que la evolución tanto del exceso de presión de poros como de la deformación axial ocurren a una tasa menor, debido a las características dilatantes de esta configuración.

Destacar también que el exceso de presión de poros alcanzó el valor del confinamiento efectivo para el caso de las muestras que tuvieron completa reversibilidad de esfuerzos o en cantidades significativas, y este fenómeno siempre ocurrió en el instante cuando el esfuerzo de corte fue nulo.

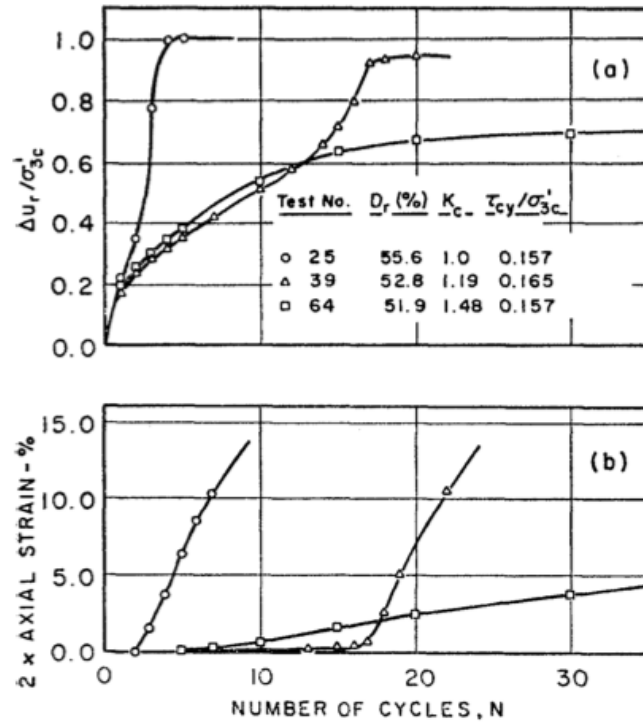


Figura 2.80. Comportamiento cíclico de muestras de densidades medias de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid & Chern, 1983).

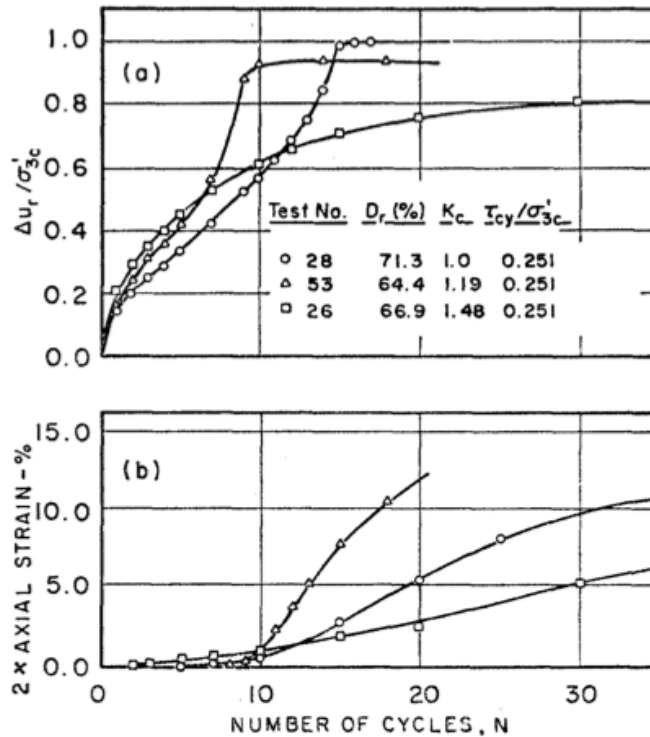


Figura 2.81. Comportamiento cíclico de muestras de densidades densas de arena de Ottawa: (a) Exceso de presión de poros, (b) Deformación axial (Vaid & Chern, 1983).

En las Figuras 2.82, 2.83 y 2.84, se presentan los resultados de los ensayos cíclicos realizados a la arena en estudio para las distintas densidades escogidas, considerando dos niveles distintos de deformación axial (1% y 2.5%). Los resultados se presentan en términos del esfuerzo cíclico (τ_{cy}) normalizado respecto a la presión media efectiva (σ'_{nc}), la cual corresponde a la tensión normal existente en el plano que se encuentra a 45° de la dirección de la tensión principal mayor (σ'_1). La normalización anterior obedece a que ese plano está sujeto al esfuerzo de corte máximo, además de permitir simular los esfuerzos cíclicos inducidos por un sismo en los planos horizontales de un elemento de suelo en particular.

Para las muestras sueltas (Figura 2.82), se observa que la razón τ_{cy} / σ'_{vo} necesaria para alcanzar los criterios de deformación axial presentados, para el caso de probetas con corte estático inicial, puede ser mayor o menor que la razón τ_{cy} / σ'_{vo} del caso con τ_s nulo. Lo anterior depende del nivel de corte estático al que se encuentra sujeto la muestra. Sin embargo, para el caso de probetas de densidades medias y densas (Figura 2.83 y 2.84 respectivamente), la presencia de corte estático inicial motiva una mayor resistencia cíclica para ambos niveles de deformación analizados, existiendo en el caso de densidades medias una transición en el comportamiento.

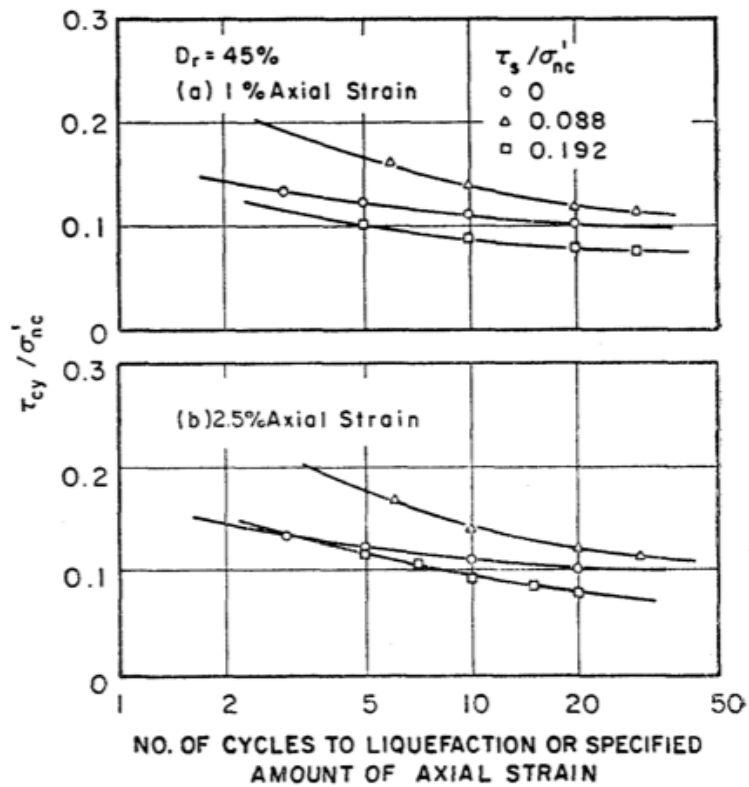


Figura 2.82. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica en muestras de densidades sueltas de arena de Ottawa: (a) 1% de deformación axial, (b) 2.5 % de deformación axial (Vaid & Chern, 1983).

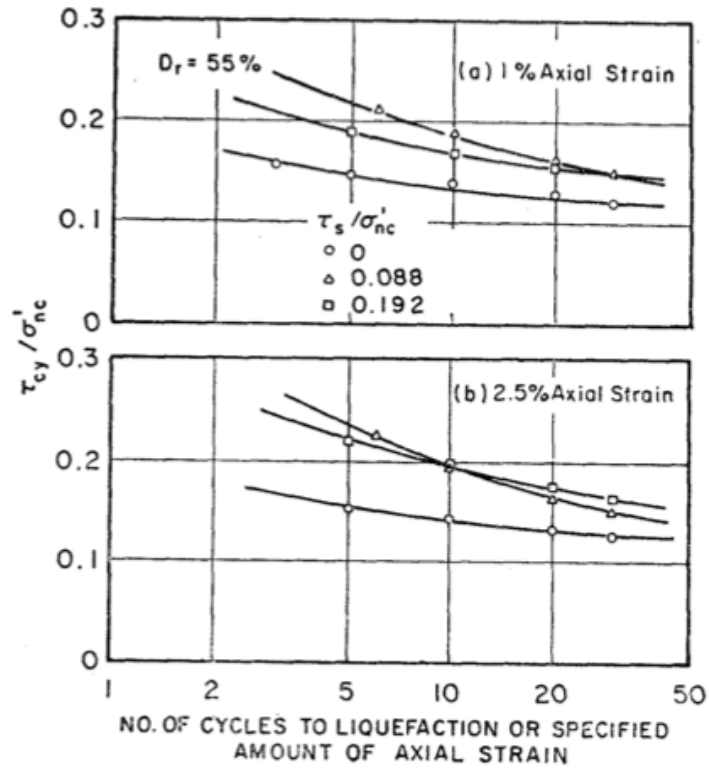


Figura 2.83. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica en muestras de densidades medias de arena de Ottawa: (a) 1% de deformación axial, (b) 2.5 % de deformación axial (Vaid & Chern, 1983).

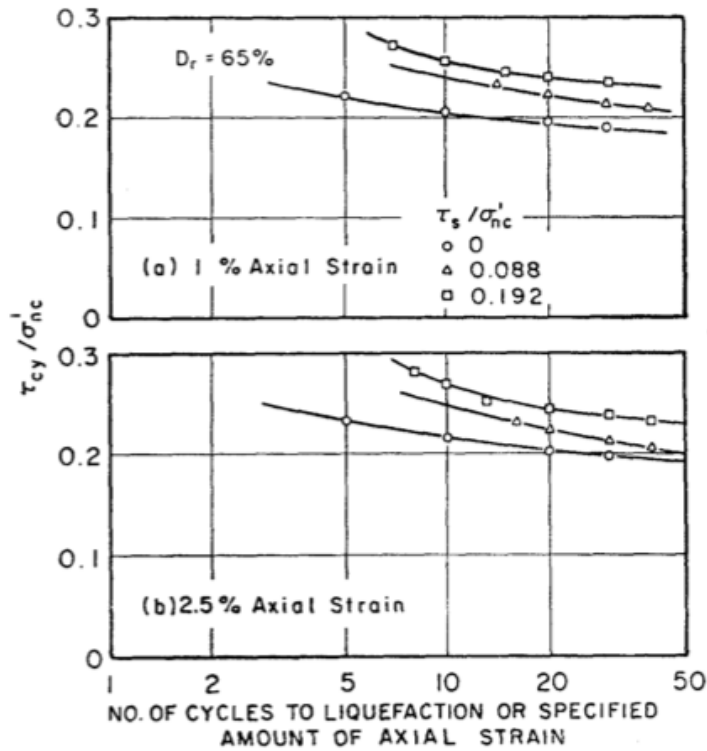


Figura 2.84. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica en muestras de densidades densas de arena de Ottawa: (a) 1% de deformación axial, (b) 2.5 % de deformación axial (Vaid & Chern, 1983).

La interpretación más acabada de los resultados presentados previamente, se entrega en la Figura 2.85. En ella se muestra el esfuerzo cíclico necesario para generar deformaciones axiales de 1 %, 2.5 % y 5 %, en 10 ciclos para cada densidad relativa estudiada. En el caso de las densidades bajas (Figura 2.85a), se puede observar que para todos los niveles de deformación axial analizados, existe un incremento de la resistencia a la licuación a bajos niveles de corte estático inicial, para luego reducirse considerablemente cuando τ_s / σ'_{nc} es mayor a 0.1. Esta reducción en la resistencia cíclica es atribuida al hecho de que el estado tensional inicial al cual se encuentra sujeto la probeta antes de ser cargada cíclicamente se encuentra cerca de la línea de inestabilidad, la que corresponde al lugar geométrico donde se origina la falla de flujo (sección 2.1.3). Lo anterior permite concluir que a medida que se aumenta el corte estático inicial se requiere de menos ciclos para alcanzar dicha frontera, lo que significa que se necesita de un esfuerzo cíclico pequeño para desarrollar deformaciones axiales muy grandes.

Para el caso de las densidades medias (Figura 2.85b), también se observa que la resistencia cíclica en primera instancia aumenta para luego disminuir al incrementar el corte estático inicial, al considerar los criterios de deformación axial de 1 % y 2.5 %. Sin embargo, al considerar una deformación axial de 5 %, se observa que la resistencia cíclica aumenta de manera monótona al acrecentar el corte estático inicial. Además, se puede notar de la figura, que existe una gran divergencia de los criterios en la región del gráfico bajo la línea de pendiente de 45° que cruza por el origen, la cual representa la zona donde no ocurre reversibilidad de esfuerzos producto de la sollicitación cíclica. Para aquellos casos en donde no ocurre reversibilidad de esfuerzos, la

deformación axial se acumula lentamente a medida que aumentan los ciclos de carga. De esta forma, es necesario valores de τ_{cy} σ'_{nc} mayores para poder alcanzar un valor determinado de deformación axial, considerando un valor de τ_s σ'_{nc} definido. Para los casos en donde ocurre reversibilidad de esfuerzos, que corresponde a la zona sobre la línea de pendiente de 45° que pasa por el origen, el exceso de presión de poros puede alcanzar un valor igual a la presión de confinamiento efectiva, por lo que las deformaciones se acumulan rápidamente a medida que se suscitan los ciclos de carga.

A diferencia de los comportamientos antes mencionados, para el caso de las muestras densas analizadas (Figura 2.85c), se observa que la resistencia a la licuación aumenta al incrementar el corte estático inicial, independiente del nivel de deformación escogido para el análisis. Sin embargo, a mayores valores del corte estático el incremento es mas imperceptible, tendiendo a nivelarse.

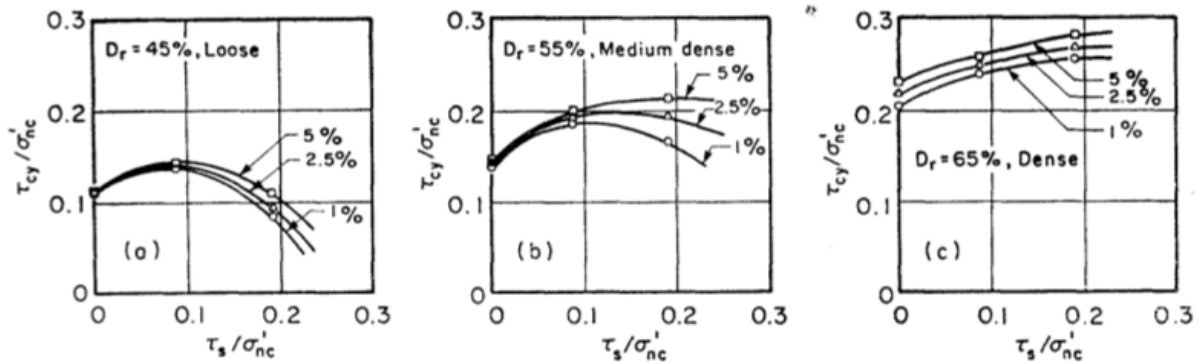


Figura 2.85. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica para originar en 10 ciclos niveles de deformación axial determinados: (a) Muestras sueltas, (b) Muestras medias densas, (c) Muestras densas (Vaid & Chern, 1983).

Vaid y Chern (1985) mediante la investigación de ensayos estáticos y cíclicos en arenas de Ottawa y de relaves, concluyeron que existe una relación muy cercana entre la respuesta monótona y el mecanismo mediante el cual se generan las deformaciones en la respuesta cíclica. Los investigadores, basados en la unicidad de la línea de transformación de fase (sección 2.1.2), mostraron que el comportamiento contractivo que exhibieron muestras de ambos materiales en ensayos triaxiales cíclicos, pudo ser anticipado mediante la observación de las mismas condiciones iniciales de ensayo pero bajo cargas monótonas. En la Figura 2.86 se puede observar la línea de estado último, la línea de transformación de fase y la línea de inestabilidad (denominada CSR) para ensayos estáticos realizados en arena de relaves (2.86a) y arena de Ottawa (2.86b). Los puntos observados en dichas figuras corresponden a los ensayos cíclicos realizados, los que permiten concluir que la línea de inestabilidad es independiente del modo de carga que se escoja.

En la Figura 2.87 se presenta un diagrama de las trayectorias de esfuerzos de 3 muestras distintas, las cuales poseen igual densidad (e_c) y han sido consolidadas anisotrópicamente a distintos niveles de K_c , manteniéndose constante σ'_{3c} . Se observa además que el punto "S" corresponde a la resistencia última de las 3 muestras analizadas, dado que todas poseen el mismo nivel de

empaquetamiento y mismo valor de la tensión principal menor. En conjunto a lo anterior, notar que los estados tensionales ubicados sobre o a la derecha de la línea definida por los puntos “A₁” y “C”, darán como resultado una respuesta contractiva al ser solicitados de manera monótona, por lo que el menor punto de cruce de las trayectorias de tensiones en la línea de inestabilidad corresponde al punto “C”. Esto último permite observar el límite inferior donde ocurrirá un comportamiento contractivo de las muestras. Para que ocurra el comportamiento contractivo producto de cargas cíclicas al nivel de densidad estudiado, los investigadores plantean que deben cumplirse dos criterios fundamentales, los cuales corresponden a que el estado inicial de la arena debe encontrarse en la región donde ocurren deformaciones contractivas bajo cargas monótonas y que la tensión máxima de corte ($\tau_{m\acute{a}x} = \tau_s + \tau_{cy}$) debe ser mayor que S_{UPL} , que corresponde al punto “C” en la figura.

Los criterios mencionados se satisfacen por los estados iniciales definidos por los puntos “A₃” y “A₂”, este último cuando la amplitud de tensiones cíclicas es igual a τ_{cy} . El criterio de tensión de corte máximo no se cumple para los estados iniciales definidos por los puntos “A₁” y “A₂”, este último cuando la amplitud de tensiones cíclicas corresponde a τ'_{cy} . Para estos dos puntos anteriores, al generarse la carga cíclica el estado tensional tenderá a moverse hacia la izquierda generando un continuo incremento del exceso de presión de poros, sin embargo, cruzará la línea de inestabilidad (CSR) bajo el punto “C” por lo que no se generará una respuesta contractiva, es decir, la acumulación de deformación producto de la carga cíclica se deberá sólo a movilidad cíclica.

Destacar además que los dos criterios para el desarrollo de deformaciones contractivas (“*limited liquefaction*”) presentados previamente son necesarios pero no suficientes. El desarrollo del comportamiento contractivo depende, además, del número de ciclos de carga, ya que si dicho número es insuficiente para mover el estado tensional efectivo de la arena hacia la línea de inestabilidad, no se observarán deformaciones, incluso si los criterios anteriormente enunciados se cumplen.

El razonamiento expuesto en los párrafos anteriores es puesto a prueba mediante la realización de ensayos triaxiales cíclicos en arena de relaves (Figura 2.88). Los estados iniciales fueron escogidos de manera de mantener constante el nivel de densidad (e_c) y la tensión principal menor (σ'_{3c}). Sólo el nivel de corte estático inicial (K_c) fue variado con la intención de observar su efecto en el comportamiento de este material.

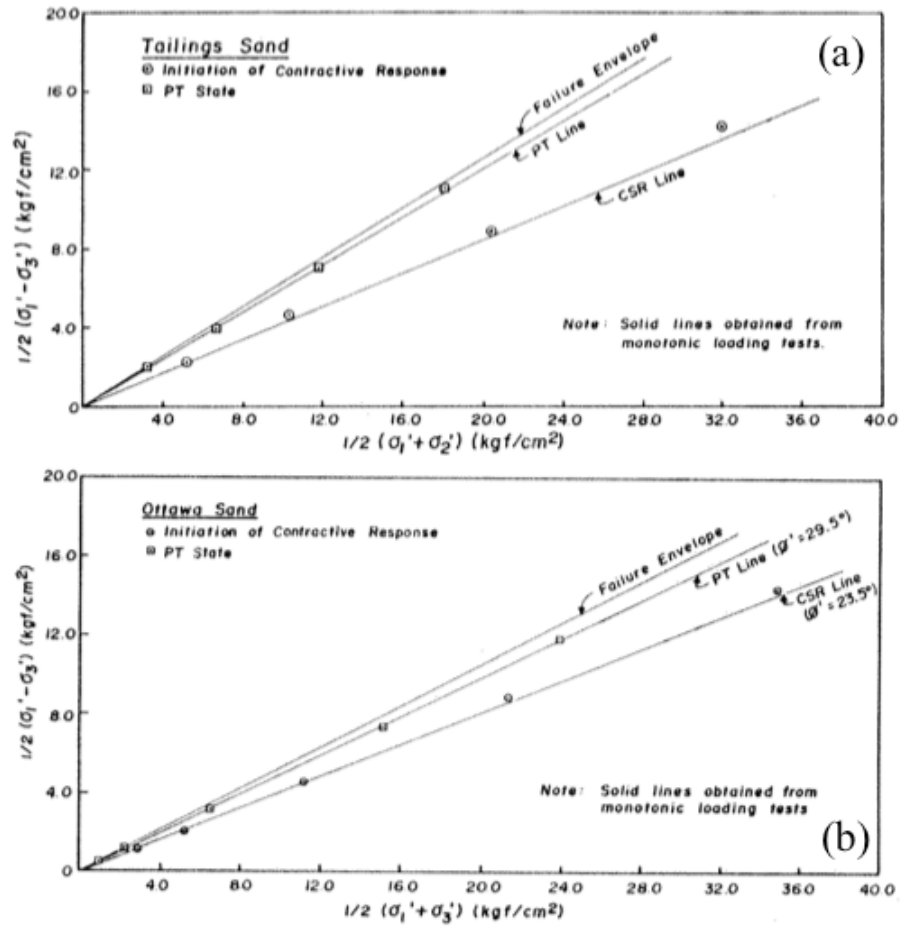


Figura 2.86. Tensiones efectivas al comienzo de la respuesta contractiva bajo carga cíclica no drenada para : (a) Arena de relaves, (b) Arena de Ottawa (Vaid & Chern, 1985).

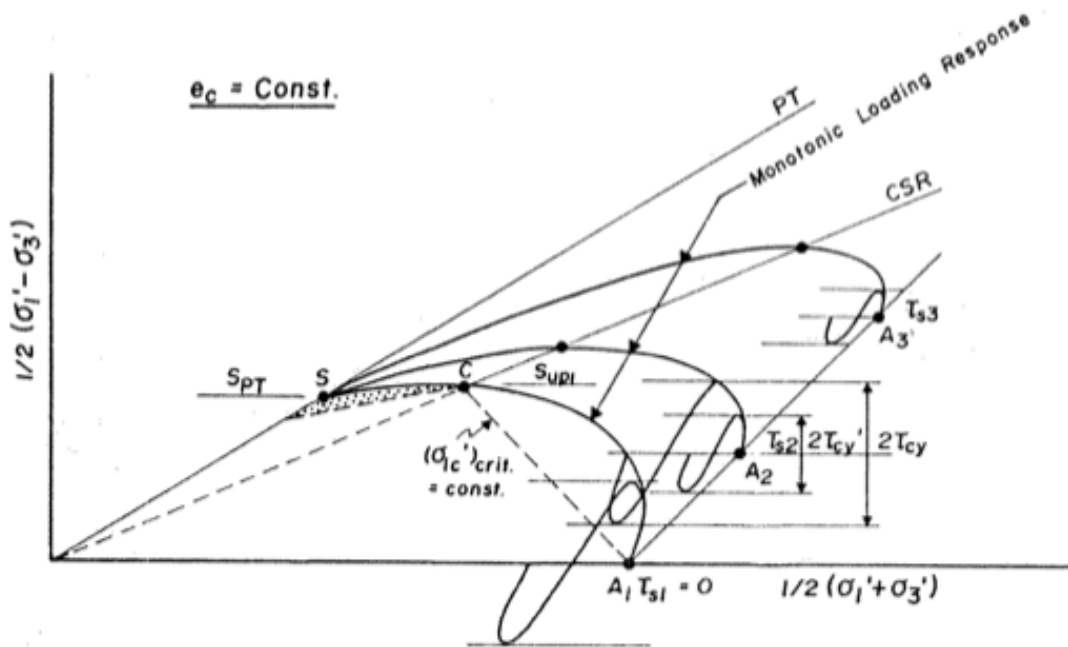


Figura 2.87. Condiciones de tensiones de corte cíclicas necesarias para generar respuesta contractiva con e_c y σ'_{3c} constantes (Vaid & Chern, 1985).

Los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos realizados en arena de relaves se presentan en forma de resistencia cíclica versus el número de ciclos. En los ensayos en donde el criterio del esfuerzo de corte máximo no se cumplió, la deformación contractiva no tuvo lugar, por lo que la movilidad cíclica fue la responsable de la acumulación de deformación. Destacar además, que todos los estados iniciales estudiados se encontraban en la zona de respuesta contractiva bajo carga monótona para este material.

Para los estados iniciales con $K_C = 1.0$ y $K_C = 1.25$, el esfuerzo de corte máximo fue sustancialmente menor que S_{PT} ($\sim 5.60 \text{ kg/cm}^2$), por lo que no se desarrolló una respuesta contractiva y la acumulación de deformación correspondió netamente al fenómeno de movilidad cíclica. Para el caso de $K_C = 1.5$, se observó una generación de deformación contractiva para los casos en que la resistencia cíclica fue mayor a 0.13, que corresponde a los casos donde el esfuerzo de corte máximo superó al valor de S_{PT} . Por otra parte, se observó movilidad cíclica para los casos donde la resistencia cíclica fue menor a 0.13, es decir, cuando el esfuerzo de corte máximo no sobrepasó el valor de S_{PT} . Respecto de la situación donde $K_C = 2.0$, se observó el desarrollo de deformación contractiva independiente de la amplitud de tensiones cíclicas, debido a que en este caso la condición de corte estático inicial por si sola fue mayor que el valor de S_{PT} y por ende el criterio concerniente a la tensión de corte máximo siempre se cumplió.

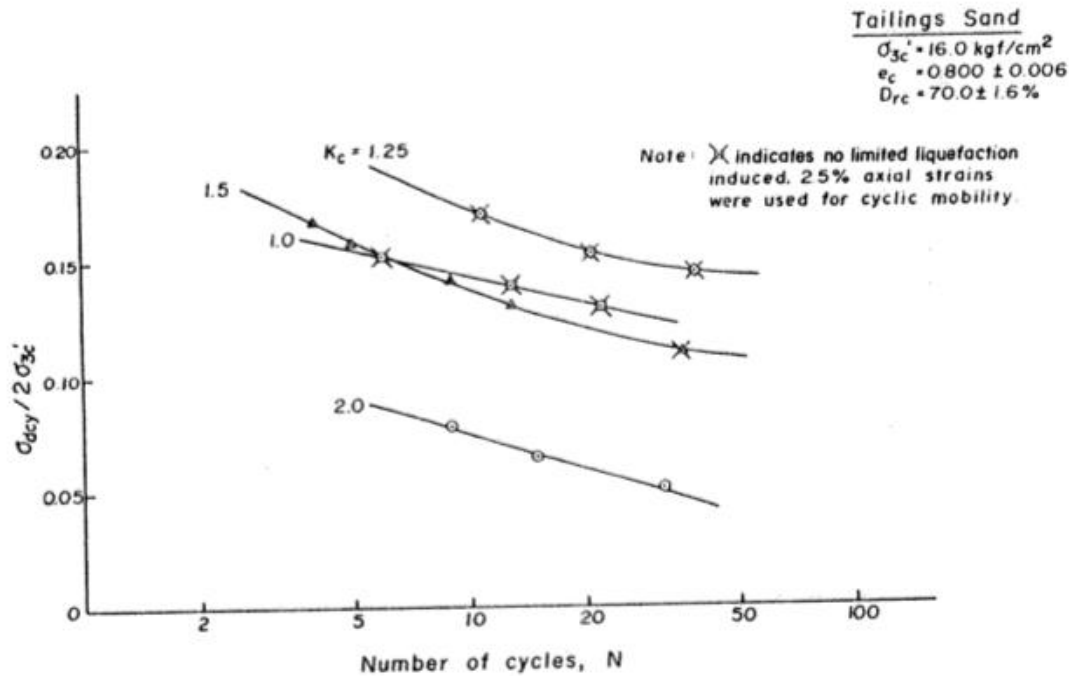


Figura 2.88. Resistencia cíclica versus número de ciclos para originar deformación contractiva o 2.5% de deformación axial debido a movilidad cíclica (Vaid & Chern, 1985).

En la Figura 2.89 se presentan ensayos cíclicos realizados a muestras de arena de relaves cuyos estados de tensiones iniciales se encuentran en la zona de respuesta dilatante. Al igual que para la Figura anterior, los estados iniciales también fueron escogidos de manera de mantener constante el nivel de densidad (e_c) y la tensión principal menor (σ'_{3c}), variando a su vez el corte estático inicial (K_c). Todas las probetas ensayadas desarrollaron movilidad cíclica, independiente del nivel de K_c o de la amplitud de tensiones de corte cíclicas.

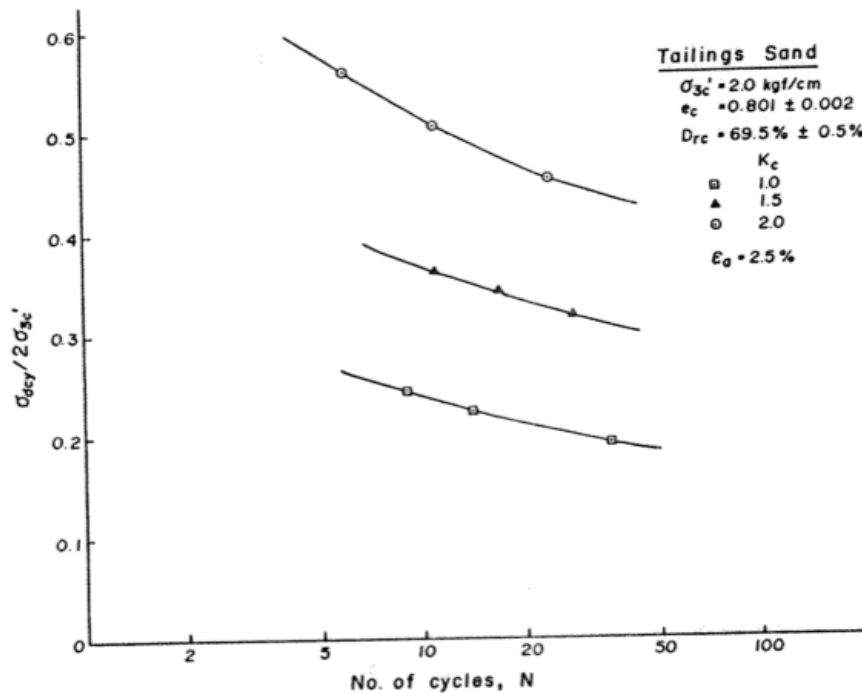


Figura 2.89. Resistencia cíclica versus número de ciclos para originar 2.5% de deformación axial debido a movilidad cíclica (Vaid & Chern, 1985).

De la Figura 2.90 se puede observar los mismos resultados mostrados previamente, pero esta vez se exhiben como resistencia cíclica necesaria para desarrollar deformación contractiva o 2.5 % de deformación axial para el caso de movilidad cíclica en 10 ciclos, versus el corte estático inicial en términos de K_c . La intención es poder observar el efecto del corte estático inicial a una densidad relativa fija, para dos niveles distintos de confinamiento efectivo, uno de ellos motivando respuestas contractivas y el otro comportamientos dilatantes. En la Figura 2.90a se puede advertir que si se desarrolla movilidad cíclica, un aumento en el corte estático inicial motiva un incremento en la resistencia cíclica. Por otra parte, si se desarrollan deformaciones contractivas (Figura 2.90b), el incremento en K_c motiva una continua disminución en la resistencia cíclica.

Análisis similares de la evolución de la resistencia cíclica respecto del corte estático inicial pueden realizarse para otros valores de densidad relativa. Al aumentar el valor de la densidad, se incrementará el valor de S_{pT} y por ende la región de los estados tensionales iniciales donde se producen respuestas contractivas se moverá hacia la derecha en el plano presentado en la Figura 2.87, por lo que se requerirá de estados tensionales mayores para poder generar dicho comportamiento. De forma similar, mayores amplitudes de tensiones de corte cíclicas serán necesarias debido al incremento en el valor de S_{pT} , de manera de cumplir con el criterio de tensión de corte máximo.

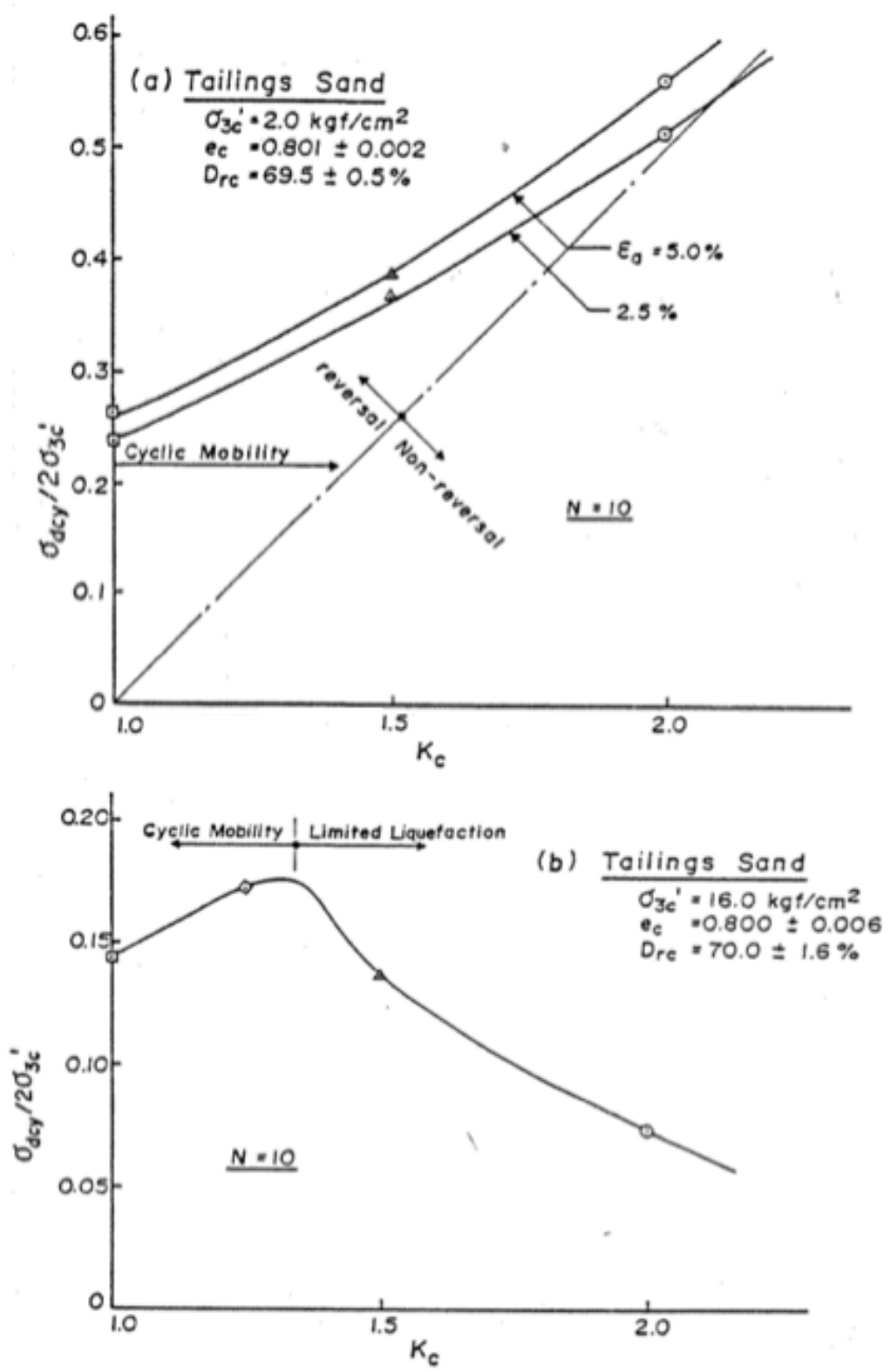


Figura 2.90. Influencia del corte estático inicial en la resistencia cíclica de arena de relaves bajo cargas cíclicas (Vaid & Chern, 1985).

Por su parte Mohamad y Dobry (1986), con la intención de entregar un marco teórico en base al cual poder interpretar el efecto que posee el corte estático inicial, analizaron el desempeño que poseen muestras de arena con comportamientos contractivo, parcialmente contractivo y dilatante. Para dichos efectos utilizaron los resultados experimentales presentados por Vaid y Chern (1983) para arena de Ottawa, los cuales como se mencionó anteriormente realizaron pruebas triaxiales cíclicas y estáticas en este material.

El primer análisis que realizan los investigadores corresponde al caso de muestras contractivas ($\sigma'_{3c} \gg \sigma'_{3us}$) sin reversibilidad de esfuerzos, como se observa en la Figura 2.91c, donde se asume que el esfuerzo de corte estático es mayor que la resistencia última de la arena ($\tau_s > S_{us}$). Al existir una carga cíclica sobre este tipo de muestras, el exceso de presión de poros se incrementa hasta que la trayectoria de tensiones efectivas toca la línea de inestabilidad, desde donde se produce la falla de flujo hasta alcanzar la resistencia última S_{us} . Si el esfuerzo cíclico (τ_{cy}) se mantiene constante, un aumento en el esfuerzo de corte estático inicial (τ_s) trae como consecuencia un incremento en el esfuerzo de corte peak ($\tau_p = \tau_s + \tau_{cy}$), lo que motiva una mayor proximidad a la línea de inestabilidad del estado tensional, originando una disminución de la resistencia a la licuación. De forma alternativa, un incremento en τ_s trae como consecuencia que sean necesarios valores menores de τ_{cy} para que τ_p sobrepase a S_{us} , lo que también producirá un decrecimiento en la resistencia cíclica. Las trayectorias de tensiones totales en que se produce que un aumento del corte estático inicial tiene como consecuencia una disminución de la resistencia a la licuación, se presentan en la Figura 2.92 como “Zona C”.

El segundo análisis que efectúan Mohamad y Dobry corresponde al caso de muestras contractivas ($\sigma'_{3c} \gg \sigma'_{3us}$) sujetas a reversibilidad de esfuerzos, considerando los ensayos en donde $\tau_p < S_{us}$ y $\tau_p > S_{us}$, como se observa en la Figura 2.91a y 2.91b respectivamente. Para el caso ejemplificado en la Figura 2.91a, si se aumenta el valor de τ_s manteniendo el valor de τ_{cy} constante, la parte en extensión de los esfuerzo cíclicos disminuirá. Los esfuerzos de corte en extensión originan mayores valores de exceso de presión de poros y de deformaciones que aquellos esfuerzos de corte sin parte en extensión, tanto para muestras densas como sueltas y para condición de consolidación isotrópica y anisotrópica. La Figura 2.93, donde se observa la resistencia cíclica versus la deformación axial para el primer ciclo de carga en probetas densas consolidadas isotrópicamente, muestra cuan relevante resulta el efecto de la reversibilidad de los esfuerzos en extensión en las deformaciones que sufren las muestras. Esto último permite afirmar que si se disminuye la reversibilidad de los esfuerzos de corte cíclicos mediante el incremento de τ_s , siempre se motivará un incremento de la resistencia cíclica, mientras se cumpla que $\tau_p < S_{us}$. Las trayectorias de tensiones totales correspondientes a este caso, son identificadas como “Zona A” en la Figura 2.92.

Para el caso ejemplificado en la Figura 2.91b, donde se consideran ensayos con $\tau_p > S_{us}$, se observa que luego que la trayectoria de tensiones efectivas alcanza la línea de inestabilidad se origina la falla de flujo, cuyas características dependerán de la magnitud relativa entre τ_p y S_{us} , además de la frecuencia de los ciclos de carga. Para un cierto valor de τ_{cy} , el aumento de τ_s tiende a incrementar la diferencia por la que τ_p es mayor a S_{us} y también posiciona el estado tensional más cerca de la línea de inestabilidad. Estos dos últimos efectos traen como consecuencia que la resistencia cíclica a la licuación disminuya, sin embargo, el incrementar el valor de τ_s también se motiva una disminución de la porción en extensión de los esfuerzos de

corte cíclicos, lo que tiende a aumentar la resistencia cíclica a la licuación. En ese sentido, el efecto del aumento de τ_s en la resistencia cíclica está supeditado a como se relaciona el efecto perjudicial de que τ_p sobrepase a S_{us} , respecto al efecto positivo que produce la disminución de reversibilidad de esfuerzos producto del aumento del esfuerzo de corte estático inicial. Las trayectorias de tensiones totales correspondientes a este caso intermedio, donde la resistencia cíclica puede aumentar o disminuir con el aumento de τ_s , son identificadas como “Zona B” en la Figura 2.92.

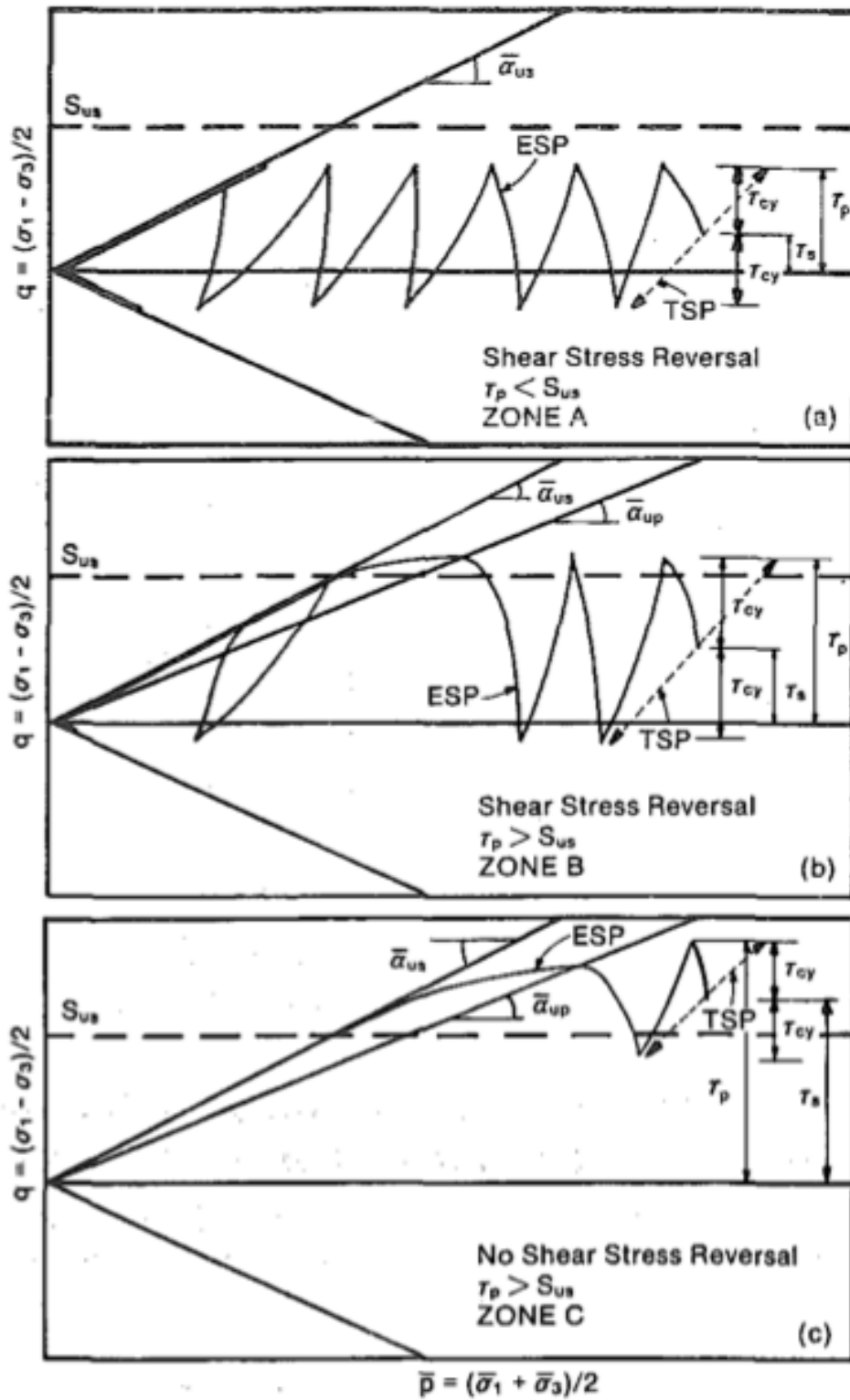


Figura 2.91. Esquema del efecto del corte estático inicial en muestras contractivas de arena: (a) Con reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p < S_{us}$, (b) Con reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p > S_{us}$, (c) Sin reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p > S_{us}$ (Mohamad & Dobry, 1986).

	ZONE A	Stress Reversal and $\tau_p < S_{us}$	Cyclic Strength Increases as τ_s or K_c Increase
	ZONE B	Does Not Belong to Zone A or C	Cyclic Strength May Increase or Decrease as τ_s or K_c Increase
	ZONE C	No Stress Reversal and $\tau_p > S_{us}$	Cyclic Strength Decreases as τ_s or K_c Increase

Figura 2.92. Resumen del efecto del corte estático inicial en muestras contractivas de arena (Mohamad & Dobry, 1986).

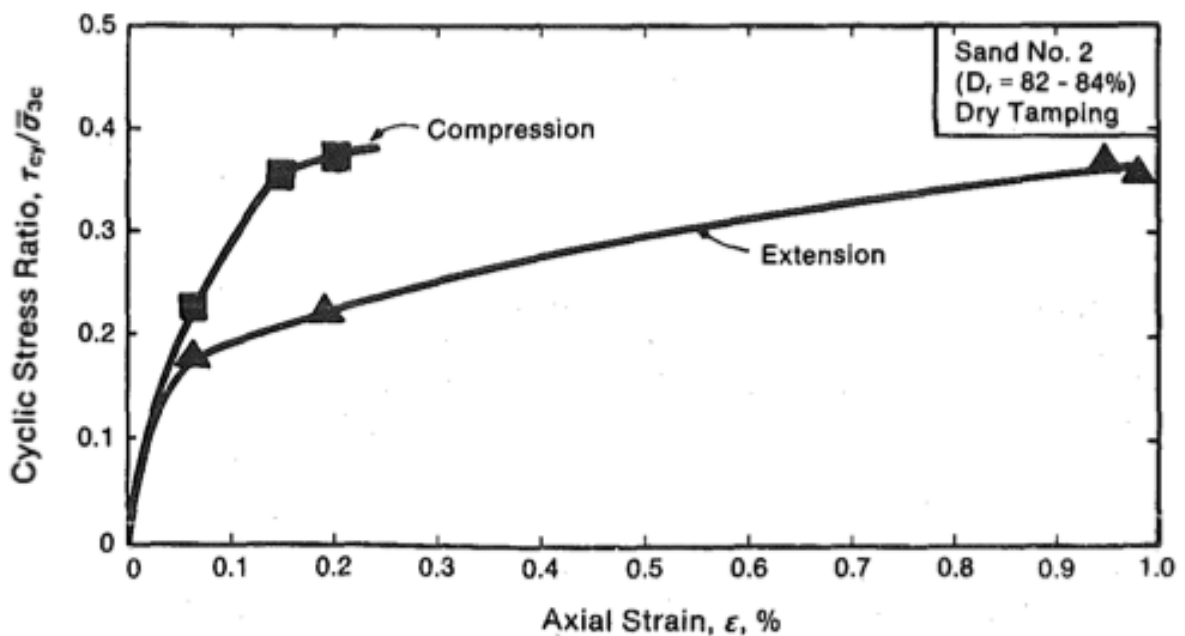


Figura 2.93. Curvas de tensión deformación para el primer ciclo de compresión y extensión en triaxiales cíclicos no drenados en muestras consolidadas isotrópicamente (Mohamad & Dobry, 1986).

El análisis realizado anteriormente permite concluir que si S_{us} es un valor conocido, siempre es posible predecir los límites en donde la resistencia cíclica cambia su tendencia, para muestras contractivas y consolidadas anisotrópicamente. La determinación exacta de estos límites fue planteada por los autores para los resultados experimentales presentados por Vaid y Chern a partir de pruebas triaxiales monótonas (Figura 2.94) y triaxiales cíclicas (Figura 2.84). Estas últimas fueron readecuadas en la Figura 2.95 con la intención de graficar la resistencia cíclica en función del parámetro K_c .

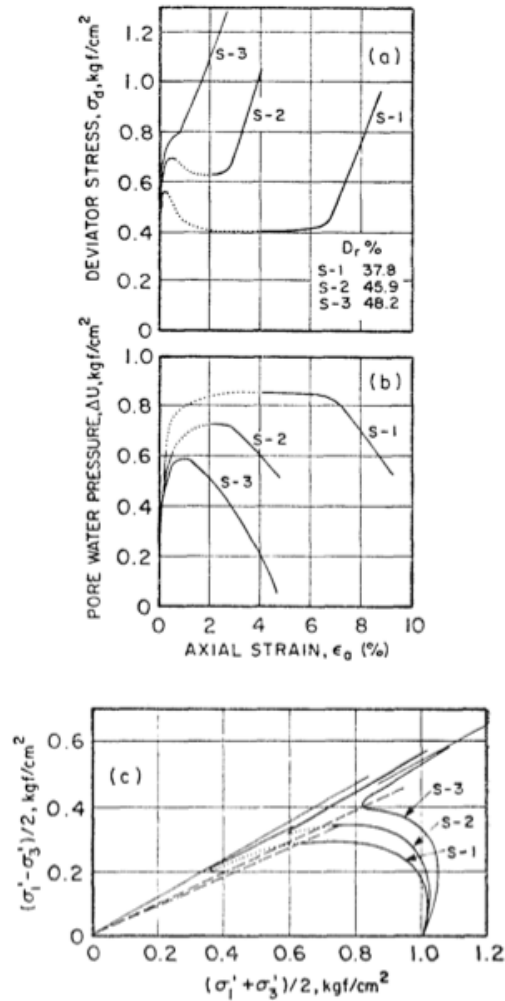


Figura 2.94. Respuesta monótona no drenada de muestras sueltas y medias densas de arena de Ottawa (Vaid & Chern, 1983).

El ensayo triaxial monótono identificado como S-2 en la Figura 2.94, corresponde a la misma densidad de las muestras graficadas en la Figura 2.94a, por lo que Mohamad y Dobry consideraron su valor de S_{us} (≈ 0.32 kg/cm²) para la obtención de las distintas zonas mencionadas previamente. La condición límite de no reversibilidad corresponde a que τ_{cy} sea igual al valor τ_s (Ecuación 2.12) y la condición límite de que el esfuerzo de corte peak no exceda la resistencia última no drenada, corresponde a que la suma del τ_{cy} más τ_s sea igual a S_{us} (Ecuación 2.13).

$$\tau_{cy} - \tau_s = 0 \quad 2.12$$

$$\tau_s + \tau_{cy} = S_{us} \quad 2.13$$

Si en las ecuaciones anteriores se reemplaza $K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$ y $\tau_s = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$, se obtienen las Ecuaciones 2.14 y 2.15, las cuales constituyen las expresiones que delimitan las zonas A, B y C.

$$\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_3} = 0.5 \cdot K_c - 0.5 \quad 2.14$$

$$\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_3} = -0.5 \cdot K_c + 0.5 + \frac{S_{us}}{\sigma'_3} \quad 2.15$$

La Ecuación 2.14 define una línea recta que separa la zona donde existe reversibilidad de esfuerzos y aquellas en que no, como se observa en la Figura 2.95a. Por otra parte, si se reemplaza el valor de S_{us} ($\approx 0.32 \text{ kg/cm}^2$) determinado a partir del ensayo triaxial monótono S-2 en la Ecuación 2.15, se obtiene una segunda línea divisoria que delimita aquellos puntos en que el esfuerzo de corte máximo es igual al valor de S_{us} .

Si el límite que entrega la Ecuación 2.15 se encuentra a la izquierda de la frontera generada por la Ecuación 2.14, como se ve en la Figura 2.95a, la condición de que $\tau_p > S_{us}$ se cumple automáticamente en la zona de no reversibilidad de esfuerzos, que corresponde a la zona “C” especificada en la Figura 2.92. Por consiguiente se puede predecir que en dicha zona la resistencia cíclica siempre debe disminuir con el aumento del corte estático inicial. Por el contrario, en la zona “A” donde existe reversibilidad de esfuerzos y $\tau_p < S_{us}$, se puede concluir que la resistencia cíclica aumenta al incrementarse el corte estático inicial. De igual manera, las ecuaciones 2.14 y 2.15 predicen que en la zona B todas las curvas de resistencia deben tener un punto máximo donde cambien de crecientes a decrecientes. Notar que las observaciones anteriores se encuentran en concordancia con los datos experimentales de la Figura 2.95a.

Ahora bien, para el caso de muestras dilatantes ($\sigma'_{3c} < \sigma'_{3us}$ o σ'_{3c} levemente mayor a σ'_{3us}) los investigadores concluyen que el efecto del corte estático inicial es esencialmente igual que para los casos analizados anteriormente, con la gran diferencia de que la configuración densa no experimentará falla de flujo, por lo que no existe el valor de S_{us} y por consiguiente la Ecuación 2.15 no tiene sentido. Lo anterior tiene como gran consecuencia que no existe un límite desde donde la resistencia cíclica deba disminuir con el aumento de τ_s , por lo que se concluyen que al aumentar el corte estático inicial la resistencia cíclica debe incrementarse, en concordancia con lo que se observa en los datos experimentales de la Figura 2.95c.

Finalmente, para el caso de muestras parcialmente contractivas ($\sigma'_{3c} > \sigma'_{3us}$), el efecto del corte estático inicial está relacionado con la deformación a la cual la muestra comienza a dilatar, por lo que para deformaciones menores a este valor el efecto de τ_s se asemejará al caso de muestras contractivas, y por el contrario, para deformaciones mayores a dicho valor el efecto de τ_s será como en muestras dilatantes. Esto último se puede deducir de los datos experimentales

presentados en la Figura 2.95b, donde se aprecia un comportamiento asociado a muestras contractivas para deformaciones de 1 % y 2.5 %, y de muestras dilatantes para deformaciones de 5 %.

La correcta congruencia entre la información experimental con lo propuesto teóricamente por Mohamad & Dobry, constituye para estos últimos una prueba inequívoca de la validez de las bases predictivas postuladas para el comportamiento de este tipo de material.

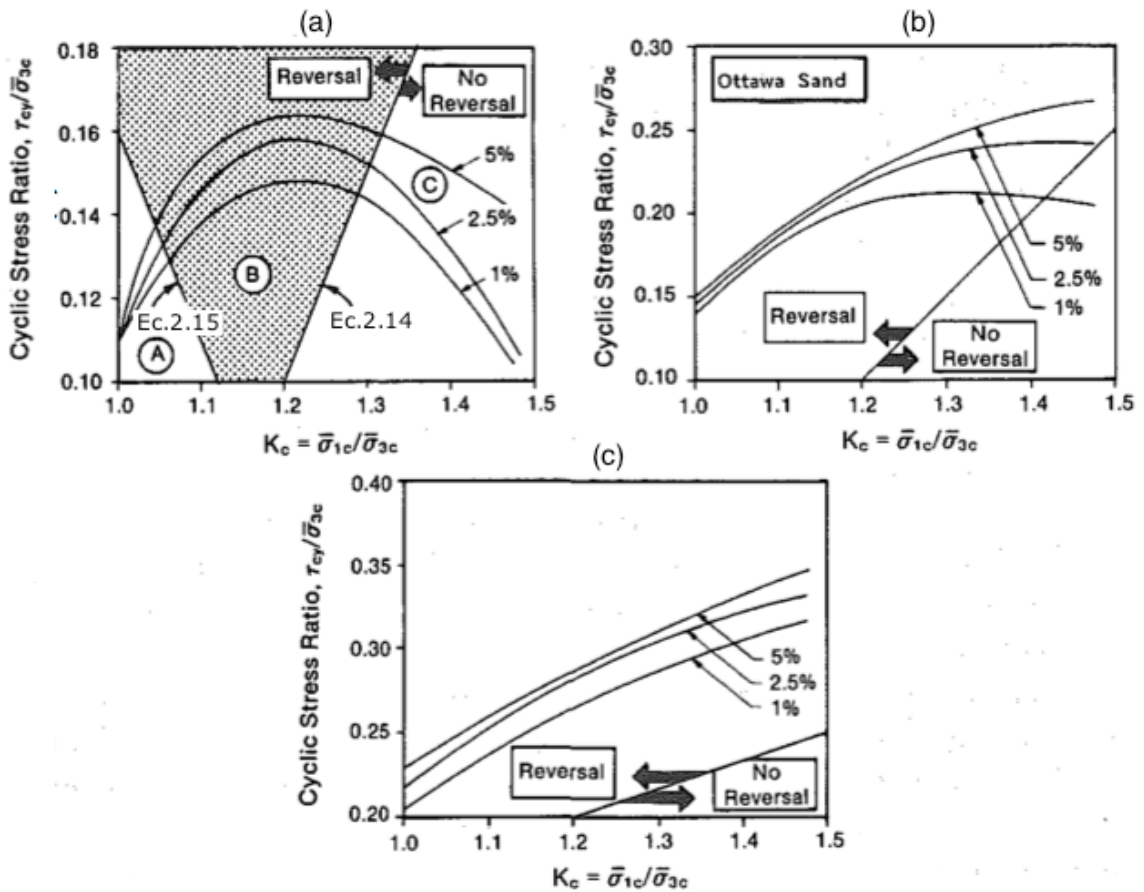


Figura 2.95. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica para originar en 10 ciclos niveles de deformación axial determinados: (a) Muestras sueltas, (b) Muestras medias densas, (c) Muestras densas, modificado de Vaid & Chern (1983) (Mohamad & Dobry, 1986).

Por su parte, Hyodo et al. (2002), en su investigación utilizando muestras densas de arena Aio ($G_s = 2.633$, $C_u = 2.74$, $e_{m\acute{a}x} = 0.958$ y $e_{m\acute{i}n} = 0.582$) estudió el efecto que posee el corte estático inicial en probetas sujetas a bajas y altas presiones de confinamiento. Sus resultados se presentan en la Figura 2.96, de donde es posible observar que para una presión de 0.1 MPa (Figura 2.96a), se distingue un notorio aumento en la resistencia cíclica al aumentar el corte estático inicial. Sin embargo, para las presiones de confinamiento de 3 y 5 MPa (2.96b y 2.96c), la presencia del corte estático inicial origina una notoria disminución de la resistencia cíclica. Lo anterior se debe a que a medida que aumenta la presión de confinamiento, a pesar de que la densidad que poseen las muestras es alta, su comportamiento comienza a ser cada vez más contractivo, por lo que el

efecto del corte estático se asemeja al caso de probetas con densidades bajas. Notar además en la Figura 2.96 que la resistencia cíclica para las muestras con corte estático inicial fue definida como el menor número de ciclos para alcanzar el criterio de 5 % de deformación axial en doble amplitud (ε_{DA}), ó 5 % de deformación axial peak (ε_p). La primera definición corresponde a la forma clásica de identificar el fenómeno de licuación, mientras que la segunda es equivalente al límite de servicialidad ante deformaciones excesivas en terraplenes.

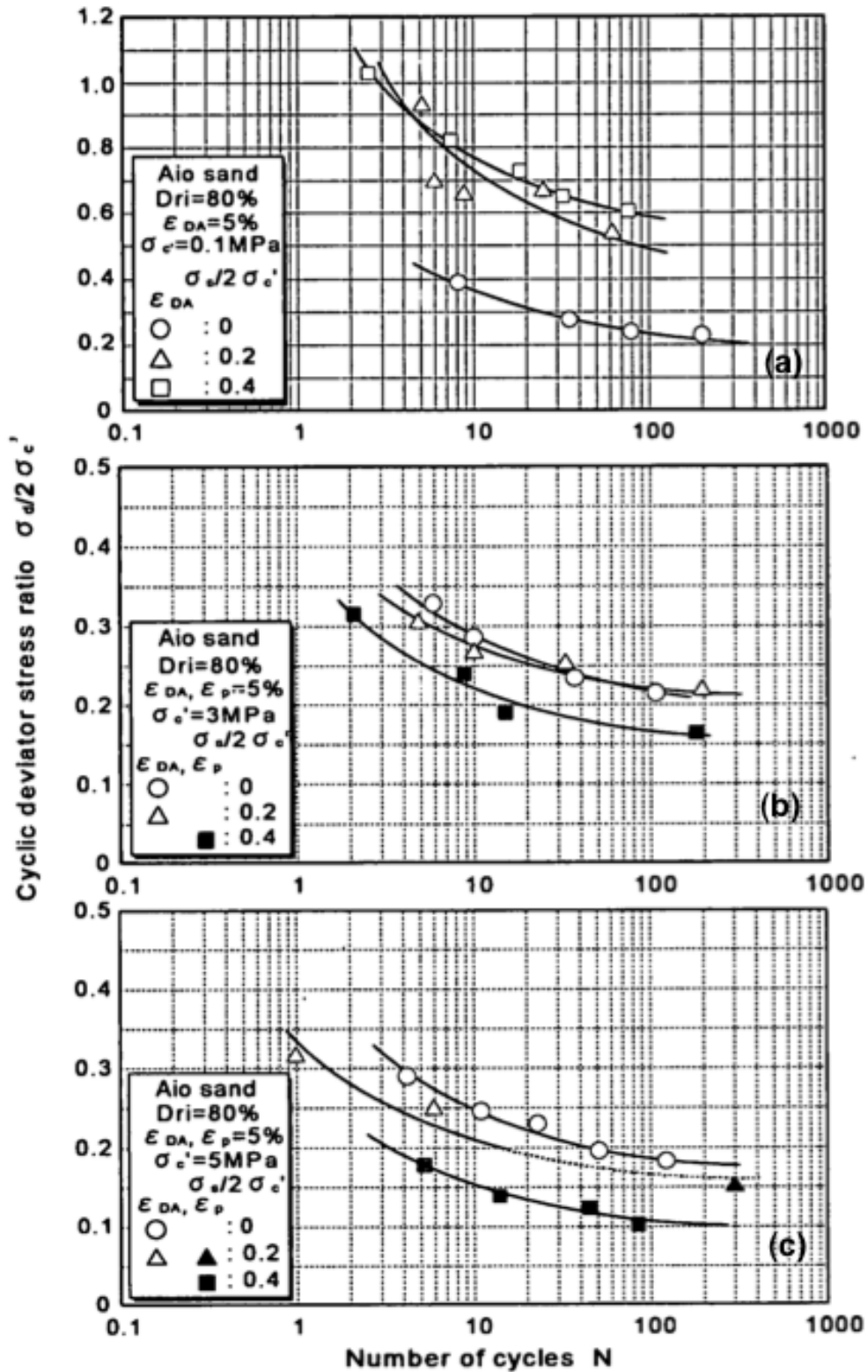


Figura 2.96. Curvas de resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras densas de arena Aio a presión de confinamiento de: (a) 0.1 MPa, (b) 3 MPa, (c) 5 MPa (Hyodo et al, 2002).

En la Figura 2.97 se presentan las curvas de resistencia cíclica para las muestras preparadas con una razón de corte estático inicial ($\sigma_s / 2\sigma'_c$) igual a 0.4. Para el caso de las muestras con presión de confinamiento igual a 0.1 MPa, fue necesario que se generara reversibilidad de esfuerzos de corte para alcanzar el criterio de 5 % de deformación axial en doble amplitud. A medida que se incrementó la presión de confinamiento hasta 3 y 5 MPa, la resistencia cíclica disminuyó y el criterio de falla mediante el cual se definió la ocurrencia de licuación correspondió al 5 % de deformación axial peak. La Figura 2.98 muestra este fenómeno mediante la comparación de la resistencia cíclica con la razón de corte estático inicial para un número de ciclos igual a 20. Se puede notar de dicha Figura que para el caso de las muestras con presión de confinamiento de 0.1 MPa, la resistencia cíclica aumenta al aumentar el corte estático inicial como es típico de muestras con densidades altas. Sin embargo, al aumentar la presión de cámara hasta alcanzar altas presiones (3 y 5 MPa), dicho comportamiento cambia su naturaleza y el corte estático origina una disminución de la resistencia cíclica, asemejándose al comportamiento de empaquetamientos sueltos.

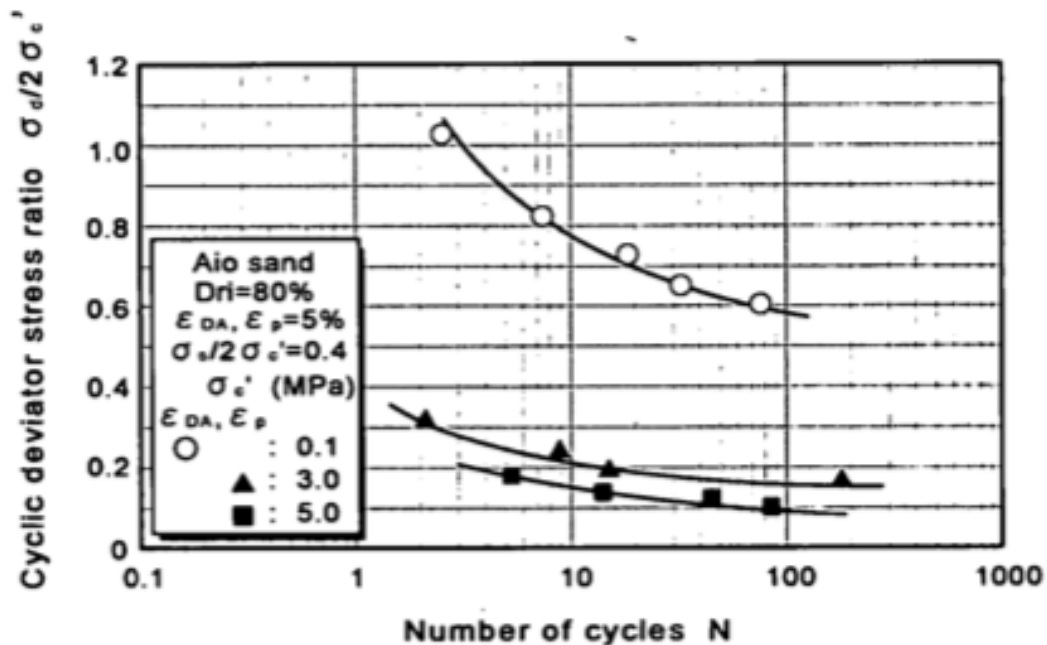


Figura 2.97. Curvas de resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras densas de arena Aio con razón de corte estático igual a 0.4 (Hyodo et al, 2002).

Hosono y Yoshimine también estudiaron de manera profusa el efecto del corte estático inicial en arenas, tanto mediante ensayos cíclicos como estáticos (Yoshimine y Hosono, 2001; Hosono y Yoshimine, 2004; Hosono y Yoshimine, 2008; Yoshimine, 2012). En los resultados obtenidos de estudios mediante pruebas triaxiales cíclicas en probetas de arena de Toyoura con densidades bajas (Figura 2.99a), Hosono y Yoshimine evidenciaron que la resistencia cíclica de este material se ve claramente afectada por la dirección de aplicación del corte estático, ya que se observa que al incrementar dicha variable en compresión se origina un sostenido aumento de la resistencia cíclica, la cual puede llegar a aumentar hasta 3 veces desde el caso sin corte estático inicial (caso con $\tau_{ini} / p'_{ini} = 0.4$ comparado a 20 ciclos). Sin embargo, al aplicar el corte estático en extensión

la resistencia cíclica disminuye, llegando a ser hasta 10 veces menor que para las muestras con consolidación isotrópica (caso con $\tau_{ini} p'_{ini} = -0.4$ comparado a 20 ciclos).

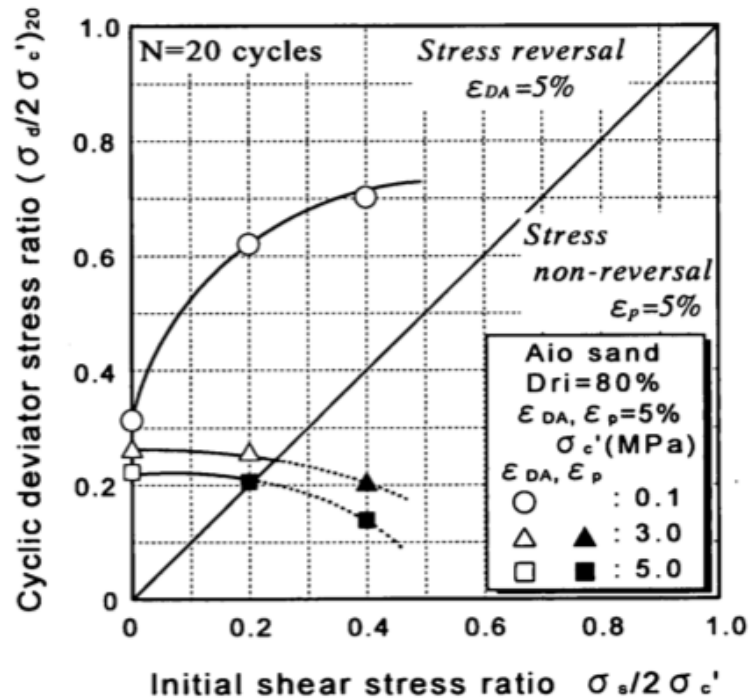


Figura 2.98. Variación de la resistencia cíclica para 20 ciclos respecto a la razón de corte estático (Hyodo et al, 2002).

Para el caso de los resultados de pruebas triaxiales cíclicas sobre muestras densas de arena de Toyoura (Figura 2.99b), el efecto del corte estático inicial tiene una tendencia distinta. Si bien cuando esta variable fue aplicada en compresión la resistencia cíclica aumentó al igual que el caso ejemplificado anteriormente, para la condición de corte estático inicial en extensión, la resistencia a la licuación primero disminuyó para luego aumentar hasta sobrepasar la resistencia del caso isotrópico, cuando $\tau_{ini} p'_{ini}$ alcanzó el valor de -0.4. De acuerdo a los investigadores, el hecho que la condición de tensiones iniciales fuese mayor a la carga cíclica aplicada produjo que se alcanzara la condición de tensiones efectivas igual a cero, lo que origina que aumentará la rigidez de la probeta trayendo como consecuencia una recuperación de la resistencia a la licuación.

Corral (2008) estudió el efecto del corte estático en la resistencia cíclica de arenas de relaves mediante ensayos triaxiales cíclicos. Para dicha investigación utilizó muestras sueltas y densas de este material, las cuales fueron consolidadas hasta una presión de confinamiento efectiva de 1 kg/cm² y luego cargadas anisotrópicamente mediante trayectorias drenadas de presión media efectiva constante. Los resultados obtenidos para muestras sueltas son presentados en las Figura 2.100, de donde se observa que el corte estático inicial motivó un incremento de la resistencia cíclica hasta un valor de 0.4 kg/cm², y para valores superiores (0.6 kg/cm²) la resistencia cayó por debajo del caso consolidado isotrópicamente. Además, se observa que al aumentar el valor del corte estático en extensión, la resistencia cíclica disminuye considerablemente respecto del caso

sin corte estático. En la Figura 2.101 se entregan los resultados de las ensayos con muestras densas, de donde se puede observar que la resistencia cíclica aumentó para todos los valores de corte estático inicial en compresión utilizados. A su vez, a medida que se redujo el valor del corte estático en extensión hasta un valor de -0.2 kg/cm^2 , la resistencia cíclica disminuyó, sin embargo, al alcanzar un valor de corte estático de -0.4 kg/cm^2 , la resistencia cíclica aumentó en relación a la curva con valor de esfuerzo de corte de -0.2 kg/cm^2 , pero no superando la curva de resistencia cíclica del caso isotrópico.

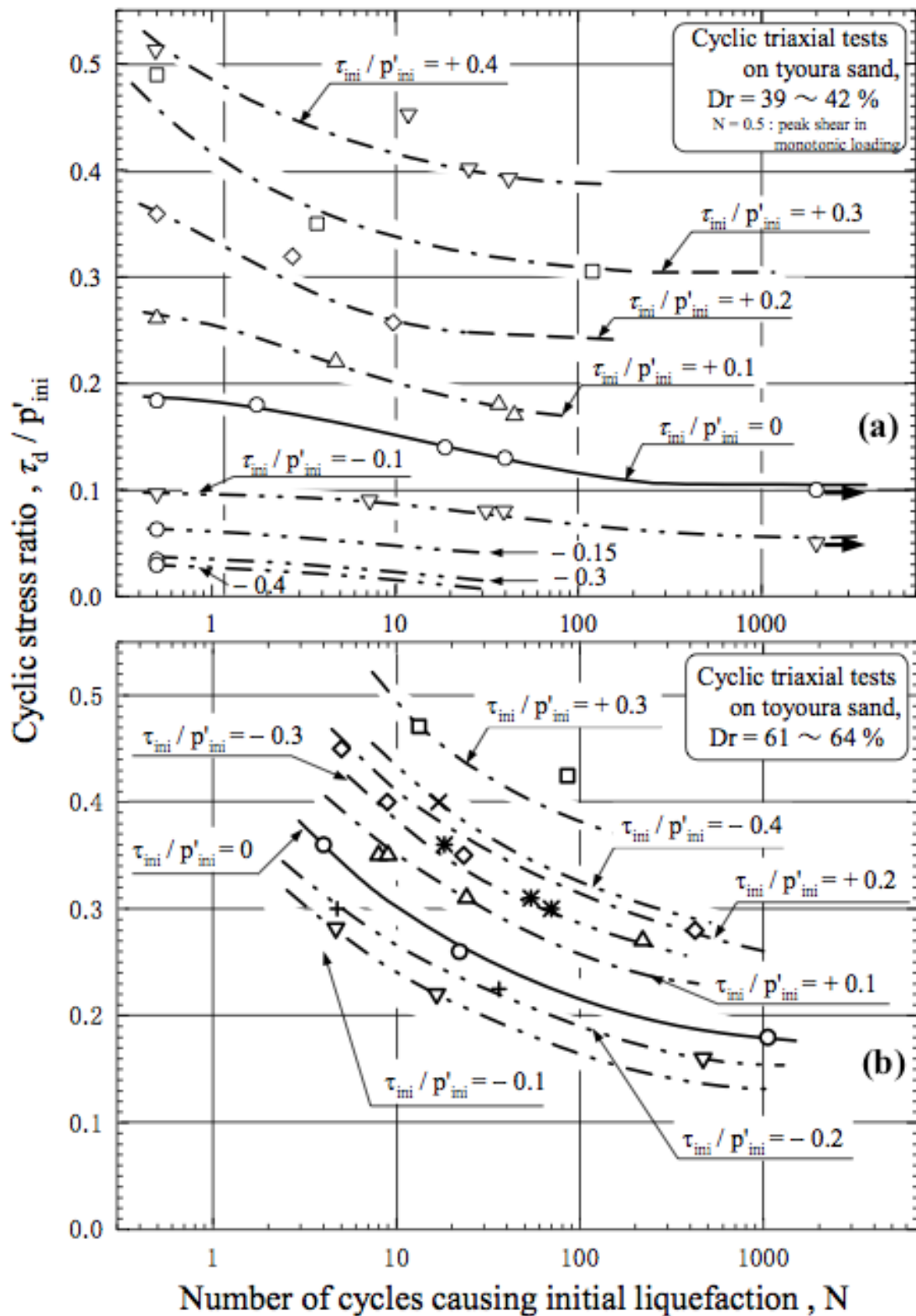


Figura 2.99. Curvas de resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras de arena de Toyoura con densidades: (a) Seltas, (b) Densas (Hosono & Yoshimine, 2004).

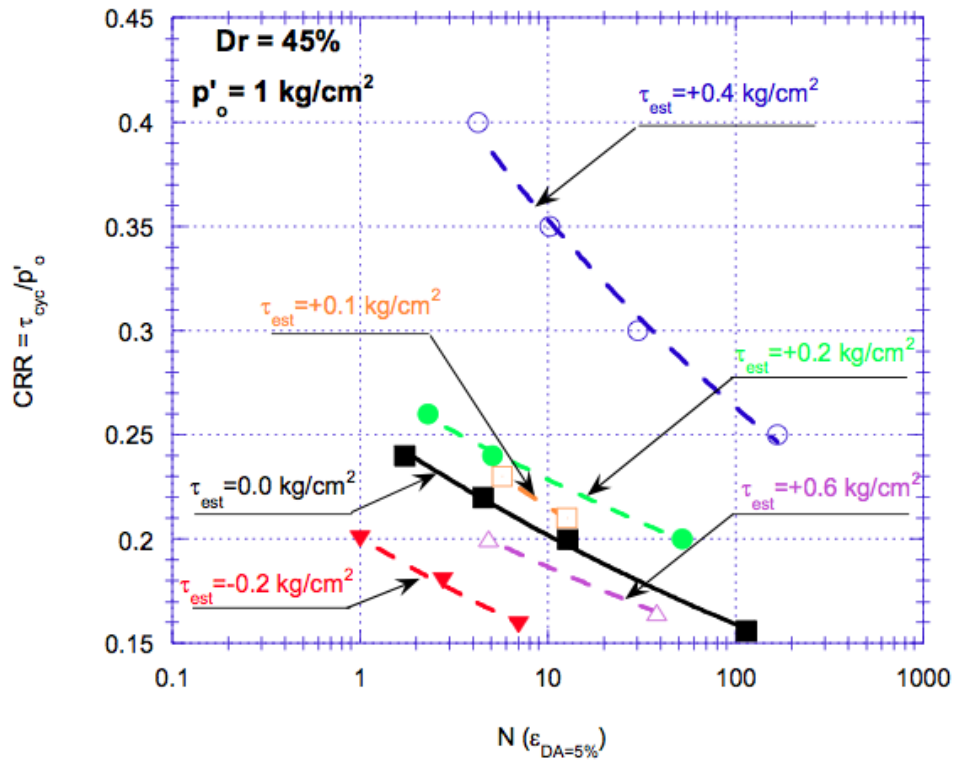


Figura 2.100. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras sueltas de arena de relaves con distintos valores de corte estático inicial (Corral, 2008).

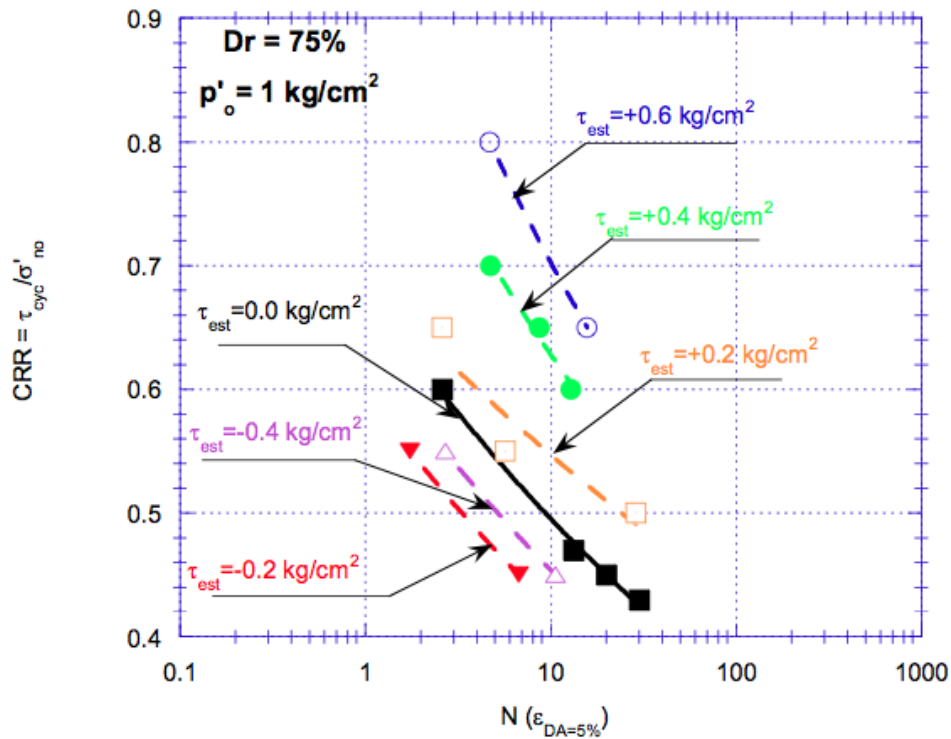


Figura 2.101. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras densas de arena de relaves con distintos valores de corte estático inicial (Corral, 2008).

Asenjo (2010), el cual también estudió el efecto del corte estático inicial sobre muestras densas de arena de relaves ($DR_i = 70\%$), encontró resultados similares a los presentados por Corral (2008). Sus resultados en pruebas triaxiales cíclicas, las cuales fueron consolidadas hasta una presión de confinamiento efectiva de 1 kg/cm^2 y luego cargadas anisotrópicamente mediante trayectorias drenadas de presión media efectiva constante, son presentados en la Figura 2.102. De dicha figura se observa que al aumentar el corte estático inicial en probetas con densidades altas, la resistencia cíclica aumentó, como lo mencionó tanto Hosono y Yoshimine como Corral, en sus respectivos estudios.

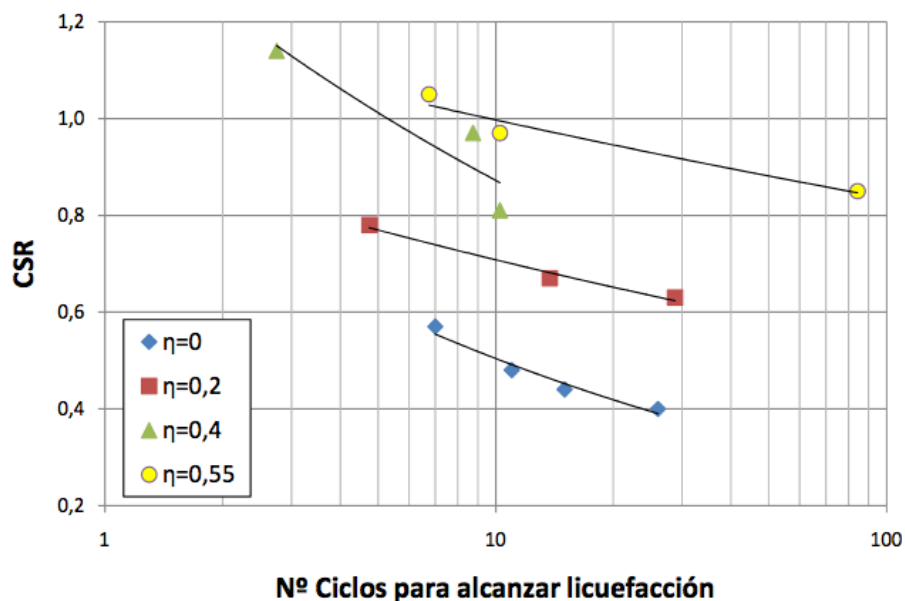


Figura 2.102. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras de arena de relaves con densidad relativa de 70 % y a distintos valores de corte estático inicial (Asenjo, 2010).

Por su parte Santos (2011), realizó ensayos triaxiales cíclicos con distintos niveles de corte estático inicial utilizando muestras de relave integral, el cual posee un contenido de finos igual a 55 %. Los ensayos realizados contemplan presiones de confinamiento efectivas de 1 kg/cm² y 5 kg/cm², los cuales se presentan las Figuras 2.103 y 2.104 respectivamente. Para el caso de los ensayos consolidados a 1 kg/cm², se observa que el incremento de corte estático inicial hasta un valor de K_c igual a 1.5 origina un aumento de la resistencia cíclica, para luego disminuir hasta valores inferiores al caso isotrópico para cuando K_c es igual a 2.0. Por el contrario, para el caso de los ensayos consolidados a 5 kg/cm², la resistencia cíclica se incremento levemente al aumentar el valor del corte estático, para ambos valores de K_c analizados.

Vaid, Stedman y Sivathayalan (2001), estudiaron el efecto del corte estático y la presión de confinamiento en la resistencia cíclica de la arena del río Fraser (Canadá) mediante pruebas triaxiales cíclicas. En la Figura 2.105 se entregan los resultados obtenidos, los cuales se presentan como la resistencia cíclica necesaria para alcanzar el criterio de licuación en 10 ciclos, versus la densidad relativa ó el índice de vacíos, para distintos niveles de corte estático inicial. Dichas curvas muestran la completa dependencia que posee la resistencia cíclica respecto de la presión de confinamiento, el corte estático inicial y la densidad relativa del material analizado.

Para el caso de la presión de confinamiento de 100 kPa (Figura 2.105a) se observa que el incremento de la resistencia cíclica respecto del aumento del corte estático inicial, presentado en términos de $\alpha = \frac{\sigma'_{1c} - \sigma'_{3c}}{\sigma'_{1c} + \sigma'_{3c}}$, tiende a ocurrir para densidades relativas mayores a 30 %. Para densidades menores a este límite, la resistencia cíclica aumenta hasta un valor peak cuando α es igual a 0.11, para luego decrecer a valores mayores de dicha variable. A juicio de los investigadores, una cuidadosa revisión del mecanismo que origina las deformaciones en las probetas, muestra que la densidad relativa de 30 % constituye el límite superior al cual se tiene una respuesta del tipo “*strain softening*”, y por el contrario, para densidades relativas mayores a 30 %, el mecanismo al cual obedecen las deformaciones corresponderá a movilidad cíclica. En

ese sentido, para un valor determinado de presión de confinamiento y corte estático inicial, un aumento en esta última variable motivará un incremento en la resistencia cíclica sólo si el mecanismo que origina las deformaciones corresponde a movilidad cíclica, y por consiguiente, la resistencia a la licuación disminuirá si dicho mecanismo corresponde al tipo “*strain softening*”. Los casos de presiones de confinamiento de 200 kPa y 400 kPa (Figuras 2.105b y 2.105c respectivamente) son esencialmente similares al caso anterior, con la diferencia que la densidad relativa a la cual se produce el cambio de mecanismo de deformación, y por ende que un aumento en el corte estático inicial motivará siempre un aumento en la resistencia cíclica, corresponde a 45 % para el caso de 200 kPa y a 50 % para el caso de 400 kPa. Nuevamente se observa que para densidades menores a las señaladas la resistencia cíclica aumenta con el incremento de α hasta un valor peak, para luego decrecer al seguir aumentando el corte estático inicial.

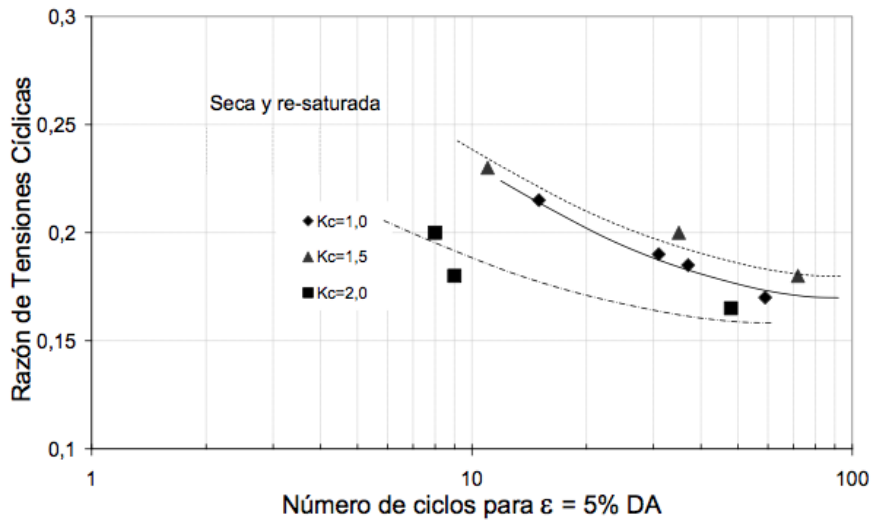


Figura 2.103. Resistencia cíclica versus número de ciclos para muestras de relave integral con presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 y a distintos valores de corte estático inicial (Santos, 2011).

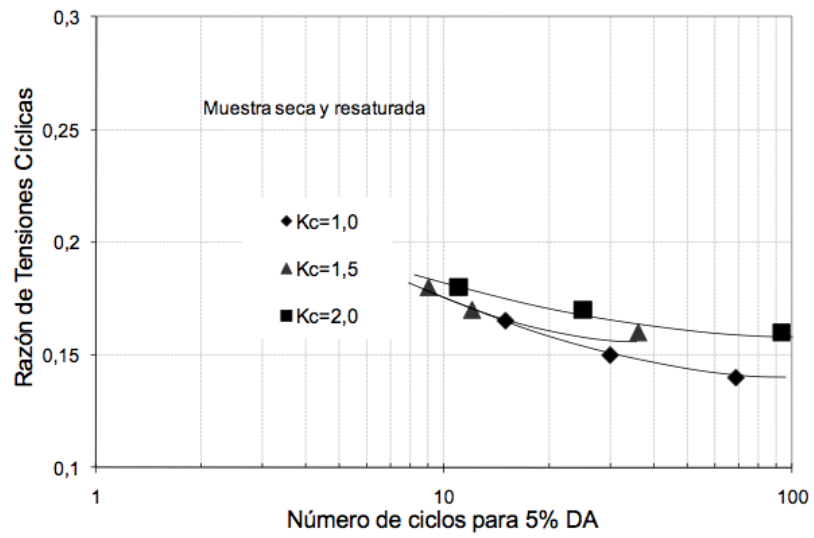


Figura 2.104. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras de relave integral con presión de confinamiento de 5 kg/cm² y a distintos valores de corte estático inicial (Santos, 2011).

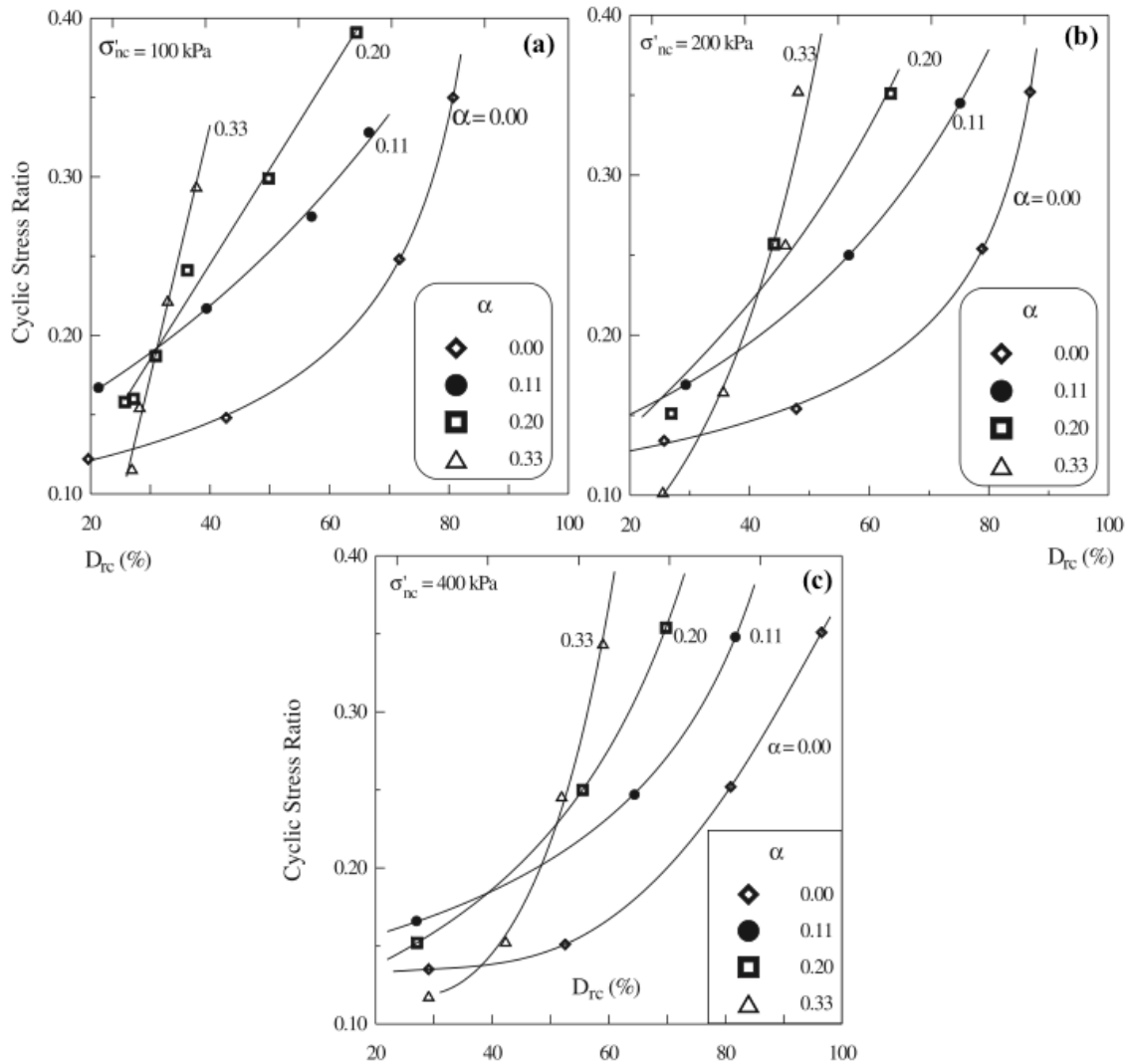


Figura 2.105. Resistencia cíclica versus número de ciclos de muestras de arena del río Fraser (Canadá) a distintos valores de corte estático inicial y con presión de confinamiento de: (a) 100 kPa, (b) 200 kPa, (c) 400 kPa (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).

2.2.4.3.1 FACTOR K_α

Para cuantificar la influencia del corte estático inicial en la resistencia cíclica, Seed (1983) propuso la incorporación del coeficiente de corrección K_α el cual condensa el efecto de dicha variable en su método simplificado. Para dichos efectos, el parámetro utilizado para expresar el corte estático inicial es el factor “ α ”, el cual corresponde a la razón entre el módulo del esfuerzo de corte estático inicial aplicado (τ_{est}) y la tensión vertical efectiva en el punto de análisis (σ'_v), tal como se observa en la Ecuación 2.16. Destacar que para el caso de ensayos triaxiales el factor “ α ” se puede expresar como la razón entre el corte estático inicial aplicado y la presión media efectiva de confinamiento.

$$\alpha = \frac{\tau_{est}}{\sigma'_v} \quad 2.16$$

De esta forma, el factor K_α queda definido como la razón entre la resistencia cíclica asociada a un ensayo con corte estático inicial ($\alpha \neq 0$) respecto de la resistencia cíclica de un ensayo en condición isotrópica ($\alpha = 0$), como se define en la Ecuación 2.17.

$$K_\alpha = \frac{CRR_{\alpha \neq 0}}{CRR_{\alpha = 0}} \quad 2.17$$

Inicialmente Seed (1983) propuso un gráfico de K_α , correspondiente a ensayos sobre probetas densas (Figura 2.106), en donde se observa que el aumento del corte estático inicial siempre tiene un efecto beneficioso en la resistencia cíclica, reflejado en el aumento de dicho factor respecto del aumento del parámetro α . Sin embargo, Rollins & Seed (1990) tomando en consideración que el gráfico anterior debía ser corregido a la luz de una mayor profundización en las investigaciones en esta área, propusieron posteriormente el gráfico presentado en la Figura 2.107. En esta Figura se observa que existe una diferenciación de las curvas de K_α respecto a la densidad relativa de análisis, ya que para probetas con densidad relativa igual a 35 %, el factor K_α disminuye continuamente y es menor a 1, al aumentar el parámetro α . Por el contrario, para el caso de probetas con densidad relativa de 55 %, el factor K_α aumenta constantemente y es mayor a 1, al incrementar los valores de α . Para las probetas con densidades relativas iguales a 45 %, el valor de K_α se mantiene invariable e igual a 1, ante cualquier variación del factor α .

Seed y Harder (1990) actualizaron el factor de corrección K_α presentado por Seed en un inicio para un rango más amplio de densidades relativas, como se observa en la Figura 2.108. Se observa que el factor K_α aumenta continuamente desde un valor de 1 con el incremento del corte estático inicial para densidades relativas de 55 a 70 %, mientras que disminuye desde la unidad al aumentar los valores del parámetro α para densidades relativas iguales o menores a 35 %. Para el caso de densidades en el rango entre 40 a 50 %, el factor K_α primero aumenta para pequeños valores de corte estático inicial para luego disminuir con posteriores aumentos de dicha variable. Destacar que este gráfico fue obtenido en ensayos con presiones de confinamiento hasta 300 kPa.

Posteriormente Harder y Boulanger (1997) propusieron una curva del factor K_α la cual en esencia presenta la misma tendencia que la curva de Seed y Harder (Figura 2.109). Este gráfico fue analizado profundamente también por Youd et al. (2001), los cuales llegaron a la conclusión de que si bien existían muchas curvas que relacionaban el factor de corrección K_α con el parámetro α , estas curvas presentaban una evidente falta de convergencia y por ende era necesario un estudio más profundo para su correcta determinación. En ese sentido mencionaron que estas curvas no debían ser utilizadas por personas no especialistas en esta área.

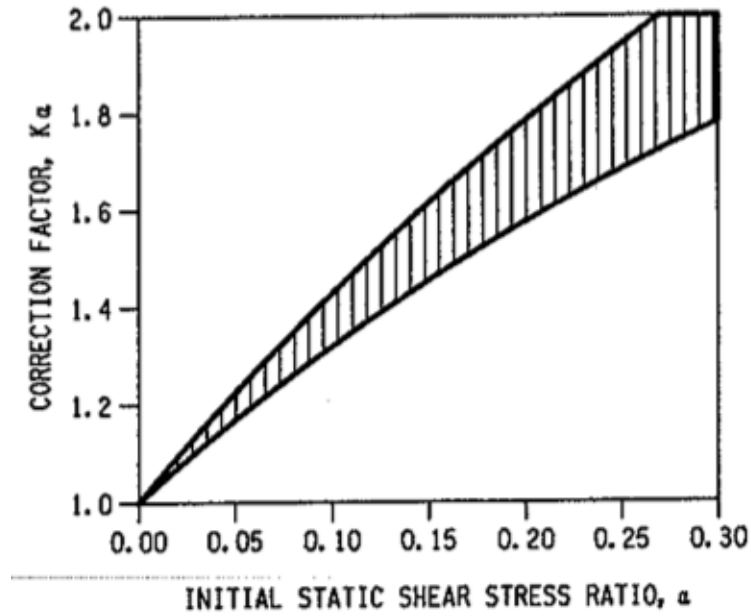


Figura 2.106. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial propuesto por Seed (1983) (Pillai, 1991).

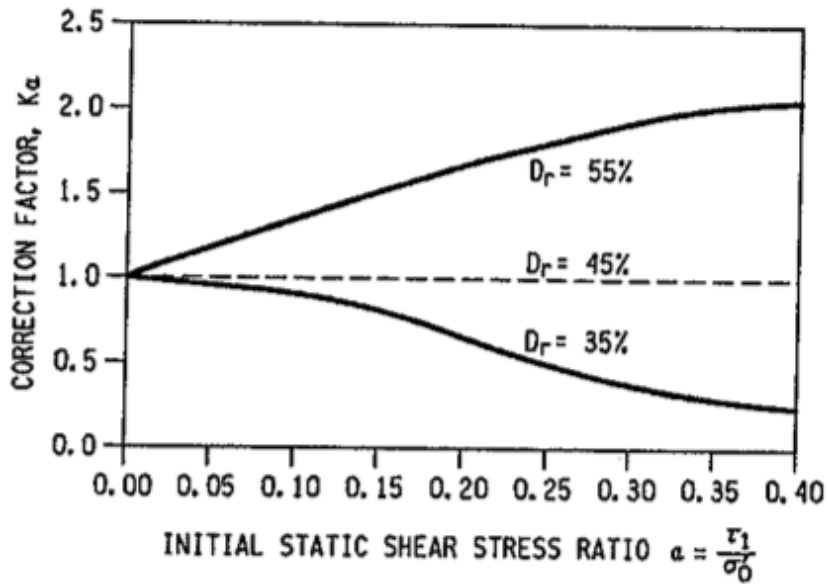


Figura 2.107. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial propuesto por Seed & Rollins (1990) (Pillai, 1991).

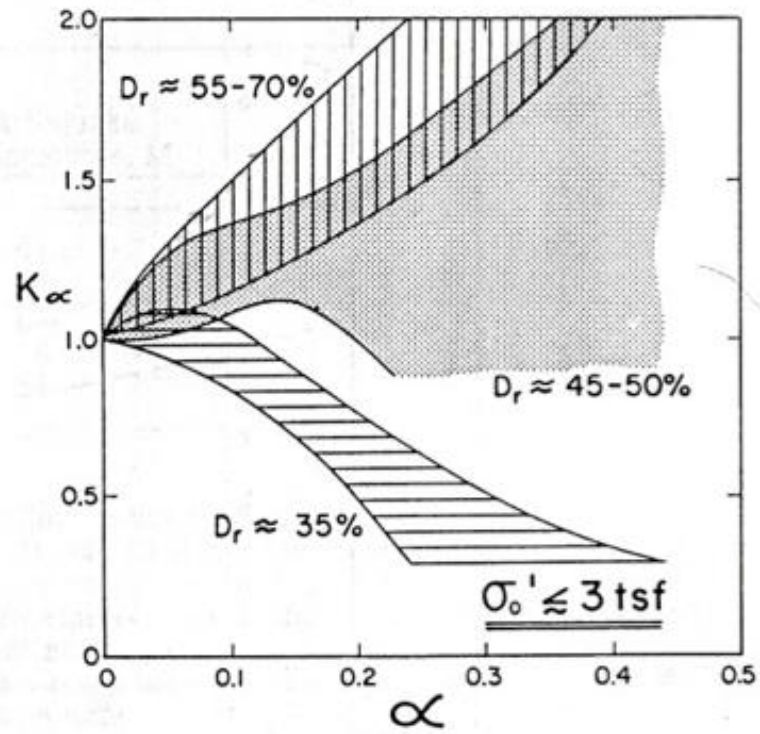


Figura 2.108. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial propuesto por Seed & Harder (Seed & Harder, 1990).

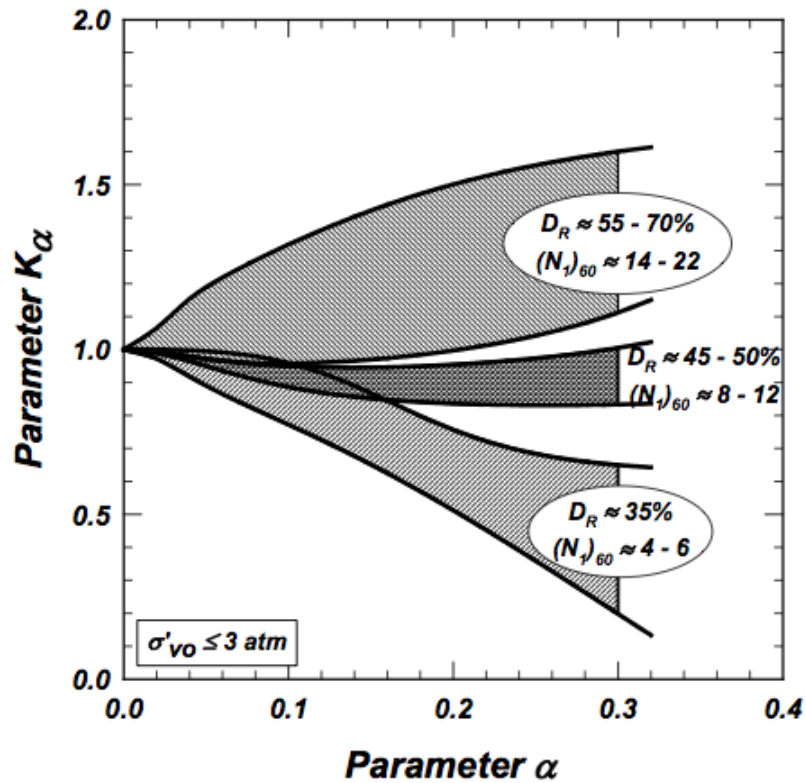


Figura 2.109. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial propuesto por Harder & Boulanger en 1997 (Harder & Boulanger, 2003).

Vaid, Stedman y Sivathalayan (2001), en su estudio en arena del río Fraser, también entregaron curvas para caracterizar la evolución del factor K_α respecto del parámetro α a distintos valores de presión de confinamiento. En dichas curvas detallaron que para casos donde la presión de confinamiento es mayor a 100 kPa, el factor de corrección por el efecto simultáneo del corte estático inicial, más el efecto de la presión de confinamiento se denomina $K_{\alpha\sigma}$.

Los resultados de las Figuras 2.110, 2.111 y 2.112 son contrastados con los encontrados por Seed y Harder (1990), y de allí es posible observar que la cuantificación del efecto combinado del corte estático, más la presión de confinamiento se encuentra completamente subestimado al utilizar los parámetros propuestos por Seed y Harder y el grado de conservadurismo se incrementa a medida que la densidad relativa disminuye. De todas las curvas presentadas en las Figuras antes mencionadas, se puede colegir que los factores de corrección para densidades bajas aumentan desde la unidad hasta cierto nivel de corte estático inicial, para luego disminuir con incrementos mayores de α . El aumento de la presión de confinamiento motiva que la tendencia antes descrita se extienda hacia densidades mayores, siendo el caso de la densidad relativa igual a 60 % donde siempre se mantiene en aumento.

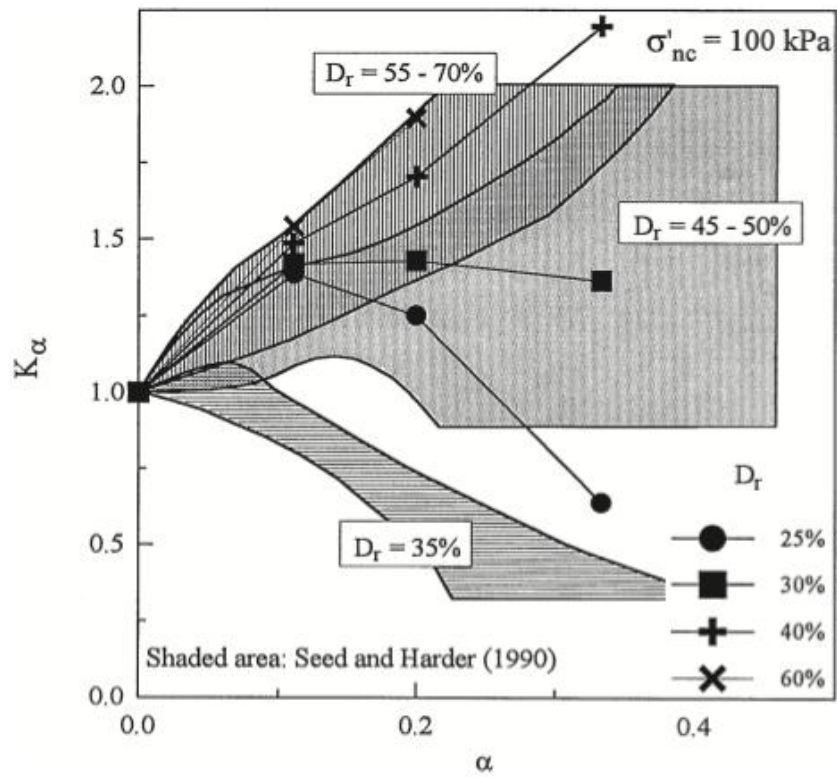


Figura 2.110. Relación entre el factor de corrección K_α respecto al corte estático inicial, para arena del delta del río Fraser a distintas densidades relativas y a presión de confinamiento de 100 kPa (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).

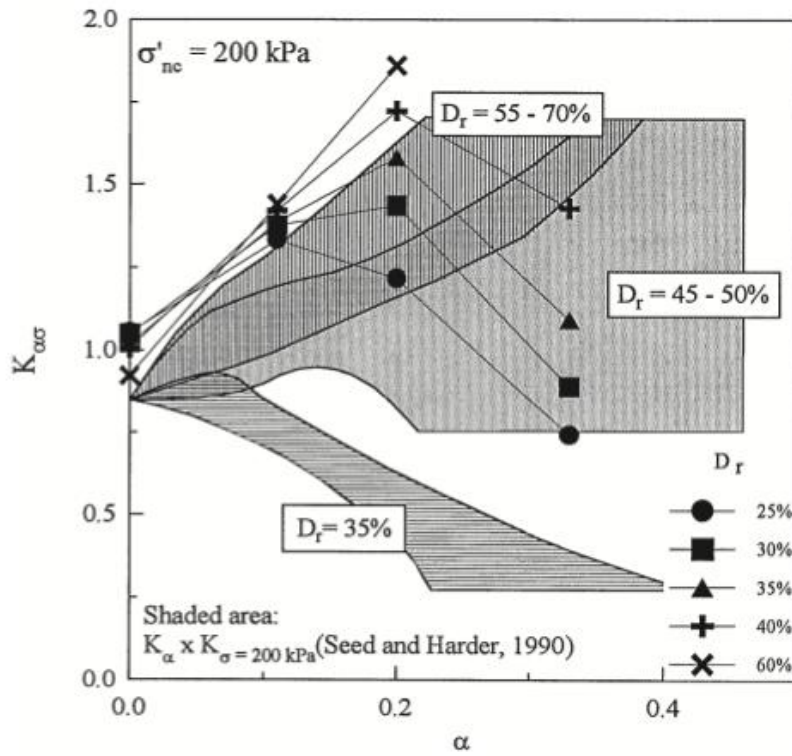


Figura 2.111. Relación entre el factor de corrección $K_{\alpha\sigma}$ respecto al corte estático inicial, para arena del delta del río Fraser a distintas densidades relativas y a presión de confinamiento de 200 kPa (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).

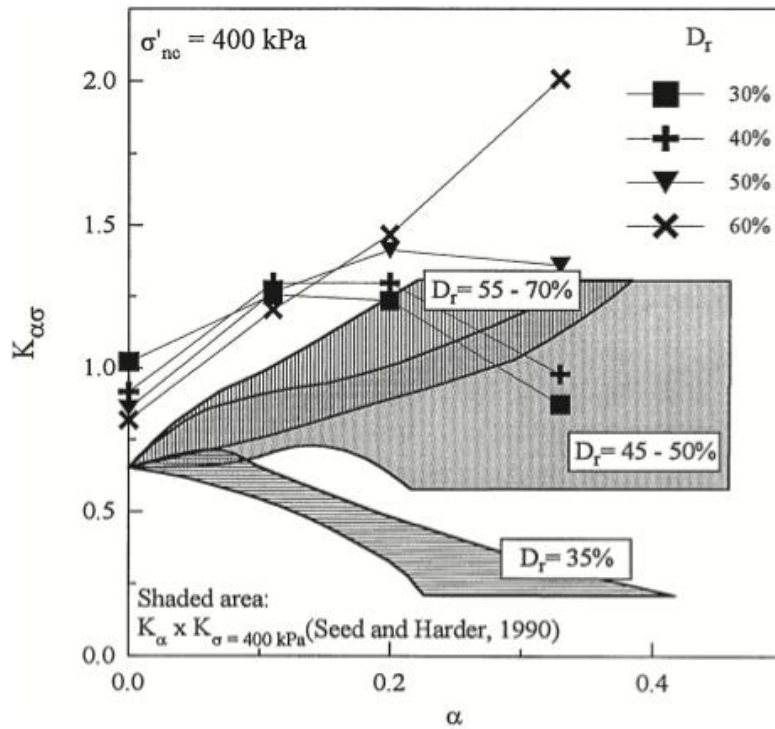


Figura 2.112. Relación entre el factor de corrección $K_{\alpha\sigma}$ respecto al corte estático inicial, para arena del delta del río Fraser a distintas densidades relativas y a presión de confinamiento de 400 kPa (Vaid, Stedman & Sivathayalan, 2001).

Por su parte Hosono y Yoshimine (2004) entregaron una recopilación de curvas de K_{α} , tanto para el estudio que realizaron en arena de Toyoura como para distintas investigaciones que han sido realizados por diferentes autores (Figura 2.113). Para el caso de muestras sueltas (Figura 2.113a) se puede observar que el factor K_{α} aumenta para valores no muy elevados del parámetro α y luego disminuye al incrementar dicha variable, cuando es evaluado mediante pruebas triaxiales, sin embargo, si la evaluación es a través de un anillo torsional, el factor K_{α} disminuye levemente con el aumento del corte estático inicial. Por otro lado, para el caso de muestras más densas (Figura 2.113b) se observa que un incremento en el corte estático inicial se traduce en un aumento del factor de corrección K_{α} desde el valor 1, para todas las investigaciones documentadas, a excepción del caso donde el corte estático fue aplicado en extensión, donde se observa un decrecimiento inicial de K_{α} para valores pequeños de α , para luego incrementarse al aumentar el corte estático inicial.

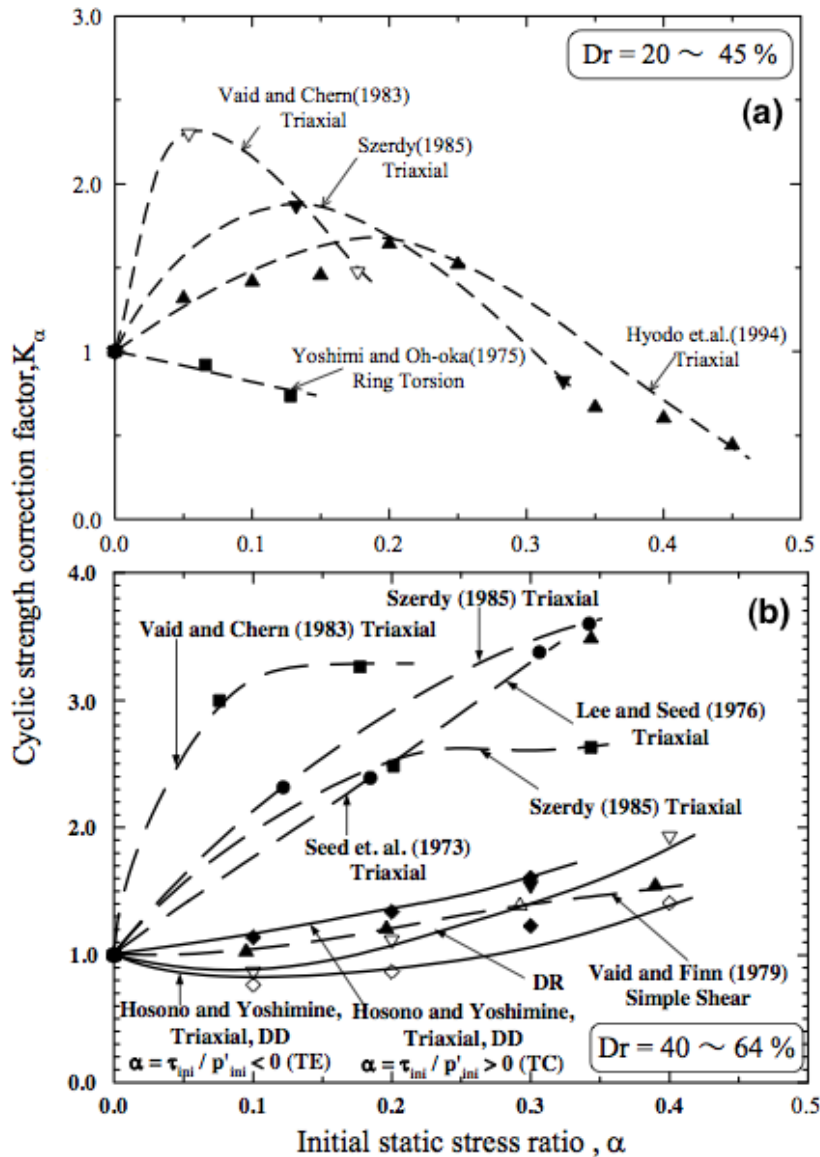


Figura 2.113. Recopilación de curvas de K_α respecto al corte estático inicial para: (a) DR = 20 ~ 45 %; (b) DR = 40 ~ 64 % (Hosono & Yoshimine, 2004).

Finalmente, dado los alcances de la presente tesis, en la Figura 2.113 se presenta una recopilación de curvas de K_α determinadas por Corral (2008) y Asenjo (2010) para una arena de relaves similar a la de este estudio y Santos (2011) en slurry de arenas de la misma naturaleza.

De dicha Figura se puede observar que los resultados para arena de relaves muestran cierta dispersión, pero mantienen en esencia la misma tendencia. Para el caso de muestras sueltas, Corral postula que el factor K_α aumenta hasta cierto valor del corte estático, para luego disminuir con incrementos de dicha variable. Para el caso de muestras densas, tanto los resultados de Corral como los de Asenjo muestran un continuo incremento del factor K_α con el aumento del corte estático inicial, y la curva propuesta por Santos, para valores del parámetro α hasta 0.20, también exhibe dicha tendencia.

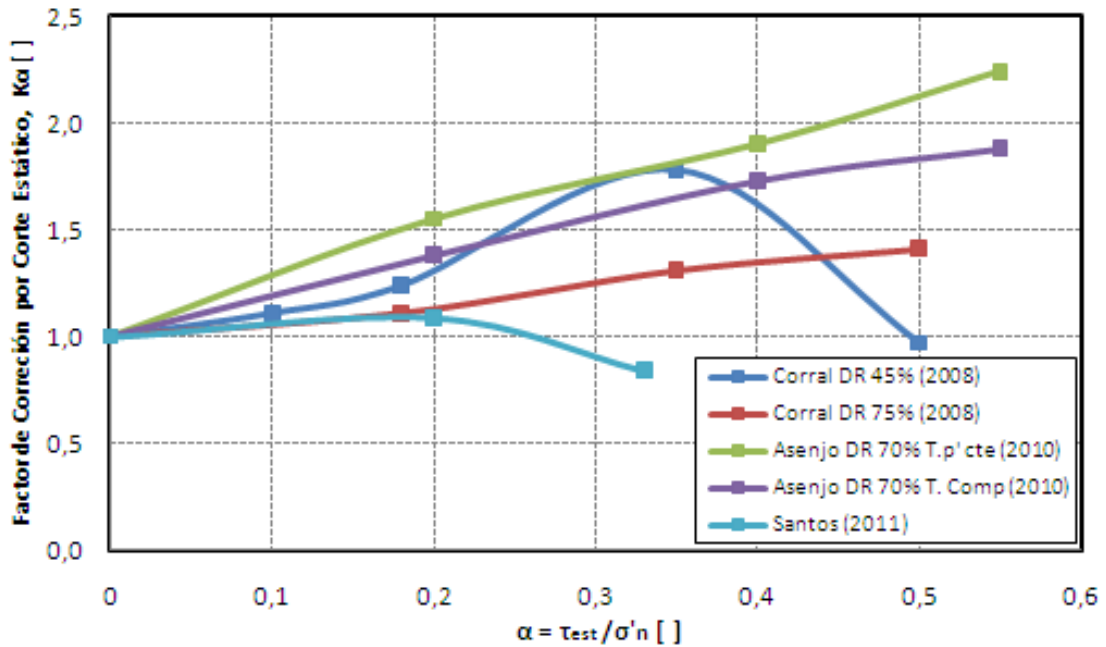


Figura 2.114. Recopilación de curvas de K_α respecto al corte estático inicial para arenas de relaves.

2.3 TENSIONES ESTÁTICAS EN PRESAS DE RELAVES

La determinación de las tensiones estáticas que se desarrollan en las presas de relaves es de suma importancia, ya que establecen los esfuerzos de corte y normales que solicitan a cada punto que conforma el material estudiado, en forma permanente y dependiente de la altura, inclinación del talud y del peso propio del suelo, además de constituir el punto de partida en el desarrollo de análisis sísmico en estas estructuras. En ese sentido, Troncoso (1992) señala que los modelos más versátiles y aptos para representar una masa de suelos de grandes dimensiones, con múltiples grados de libertad, y con composición muy heterogénea, son los basados en el método numérico de elementos finitos.

En función de esta consideración, en la Figura 2.115 se presenta un ejemplo de un modelo de elementos finitos para una típica presa de relaves de relleno hidráulico construida por el método de aguas abajo, la cual posee una altura de 40 metros y talud hacia el depósito de finos con pendientes en la razón 4.5:1 (H:V). Los resultados que se presentan de este análisis en la Figura 2.116 se entregan como distribución de razón de tensiones principales estáticas (2.116a) y distribución de tensiones deviatoricas estáticas (2.116b). De dicha Figura se puede observar que existe una concentración de tensiones al pie del talud aguas arriba, las cuales constituyen un riesgo de falla local, debido a que si se trata de una zona saturada, las presiones de poros serán considerables y esto puede conllevar una disminución de la resistencia.

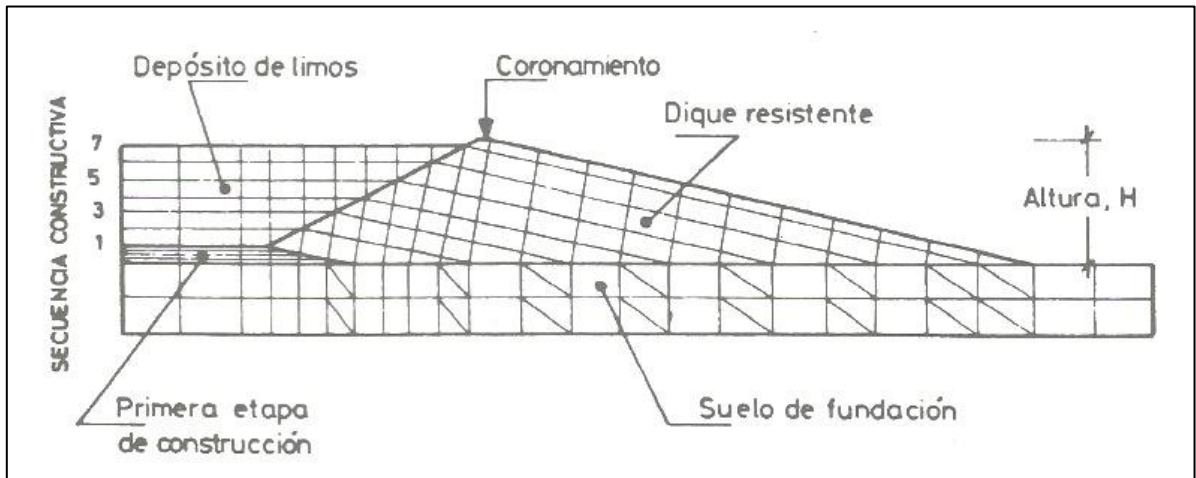


Figura 2.115. Modelo de elementos finitos para una presa de relaves típica (Troncoso, 1992).

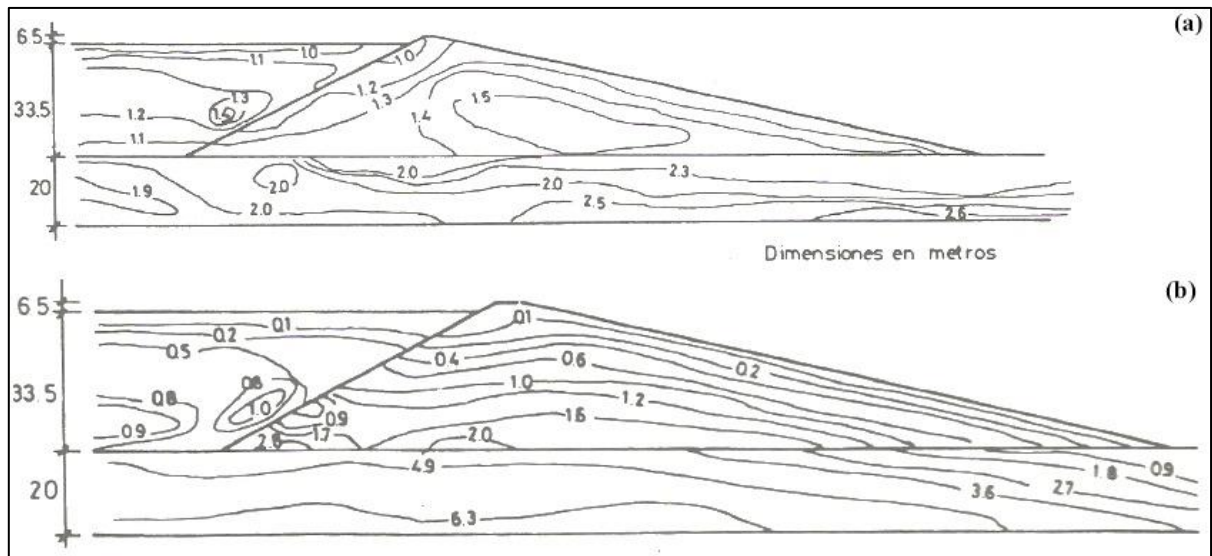


Figura 2.116. Resultados modelo de elementos finitos para una presa de relaves típica: (a) Distribución de razón de tensiones principales estáticas (σ_1 / σ_3); (b) Distribución de tensiones deviatoricas estáticas ($\sigma_1 - \sigma_3$) (Troncoso, 1992).

En esta misma línea, Verdugo (2011) señala que debido a las restricciones que existen en el proceso de depositación, distribución y compactación de la arena de relaves en la presa, constructivamente se adopta una pendiente suave del talud aguas abajo, es decir, con pendiente en razón de 4:1 (H:V) a 3:1 (H:V). Además menciona que un buen diseño de una presa de relaves debiese generar una zona de saturación sólo en la base de esta última, comprometiendo así unos pocos metros de ella. De esta manera cualquier análisis de licuación que sea llevado a cabo debe realizarse en dicho sector.

Considerando estos antecedentes y con la intención de determinar las tensiones estáticas en terreno, dicho investigador desarrolla ejemplos con un software basado en elementos finitos de

típicas presas de arenas de relaves, con altura de 100 metros y con taludes con pendientes aguas arriba de 2.5:1 (H:V) y aguas abajo las señaladas previamente.

En la Figura 2.117 se puede observar la tensión media obtenida para los elementos de suelo que se encuentran a lo largo de la base de la presa de relaves. De dicha Figura se desprende que existe una fuerte variación de la tensión media variando desde cero, al pie del talud aguas abajo, hasta cerca de 12 kg/cm², en la zona contigua al punto que está bajo el coronamiento de la presa, para ambas presas analizadas.

Respecto al esfuerzo de corte horizontal a lo largo de la base de la presa de relaves, se puede observar de la Figura 2.118 que este último varía desde un valor igual a cero, hasta cerca de 1.5 kg/cm². Como se mencionó en secciones anteriores, el valor del esfuerzo de corte horizontal junto con el de la tensión vertical efectiva permiten determinar el parámetro α , cuya variación a lo largo de la base de la presa de relaves se presenta en la Figura 2.119. De esta Figura se puede observar que el valor máximo que alcanza el parámetro α es 0.3. Además, alternativamente en la Figura 2.120, se entrega el esfuerzo de corte horizontal representado en términos de K_c , para la misma zona de la presa de relaves previamente analizada.

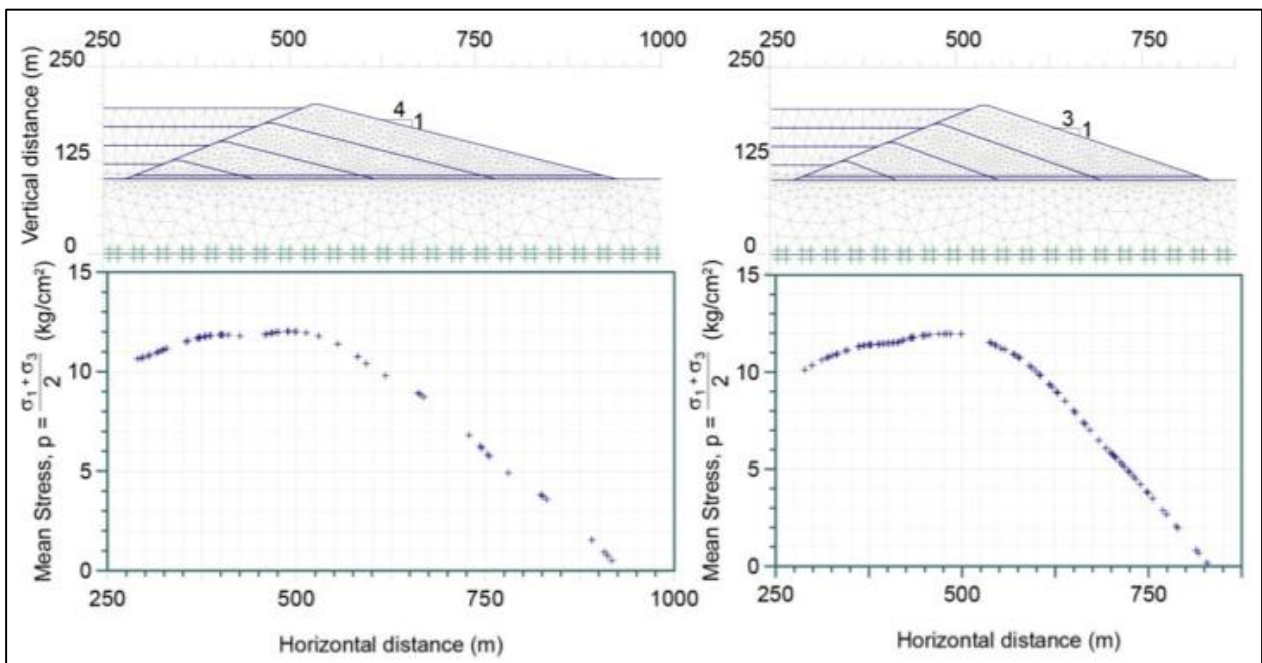


Figura 2.117. Tensión media $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ en la base de la presa de relaves con pendiente del talud aguas abajo de: (a) 4:1; (b) 3:1 (Verdugo, 2011).

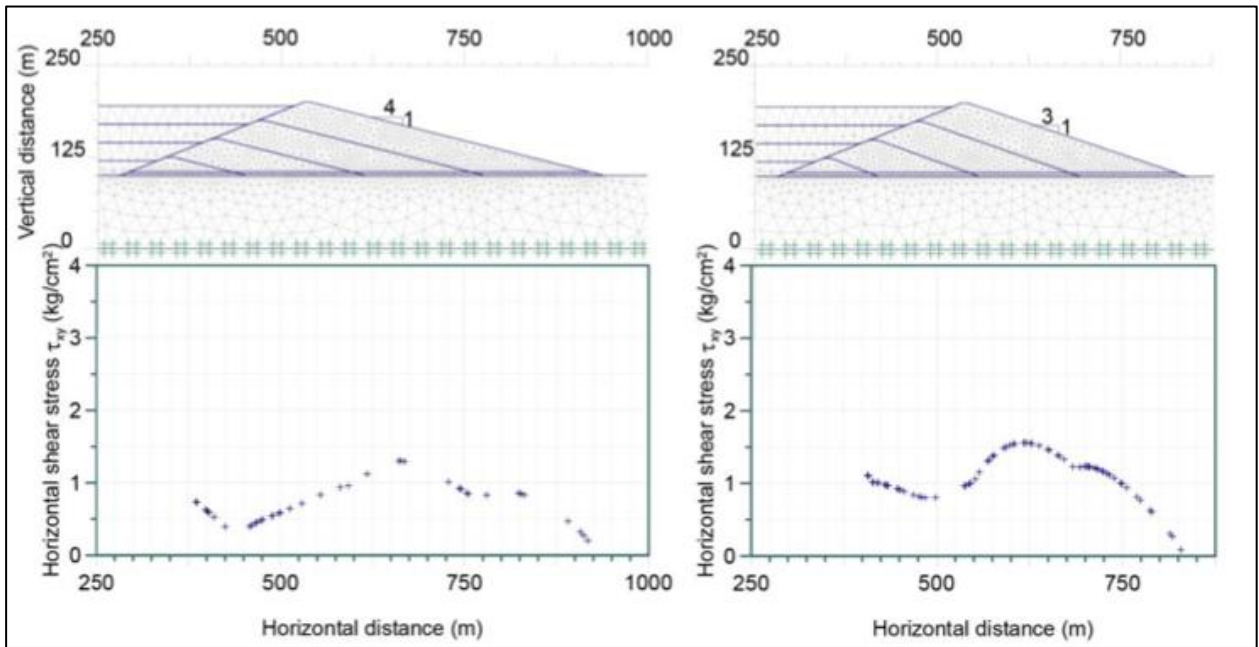


Figura 2.118. Esfuerzo de corte horizontal τ_{xy} en la base de la presa de relaves con pendiente del talud aguas abajo de: (a) 4:1; (b) 3:1 (Verdugo, 2011).

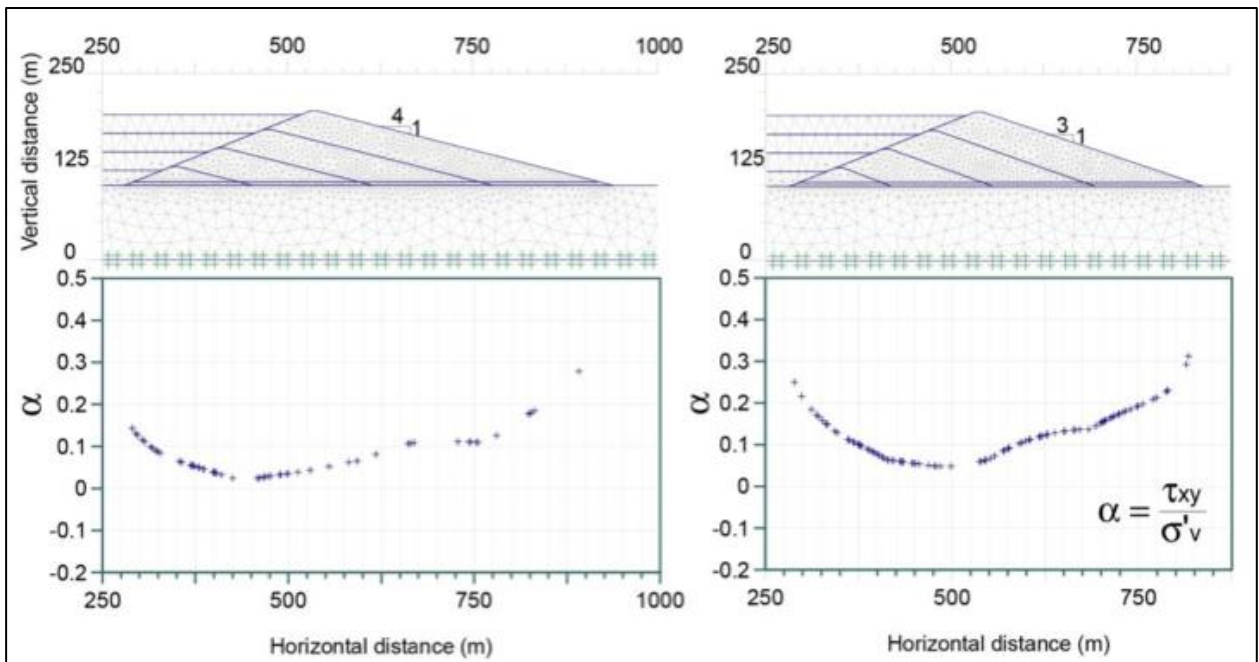


Figura 2.119. Parámetro α en la base de la presa de relaves con pendiente del talud aguas abajo de: (a) 4:1; (b) 3:1 (Verdugo, 2011).

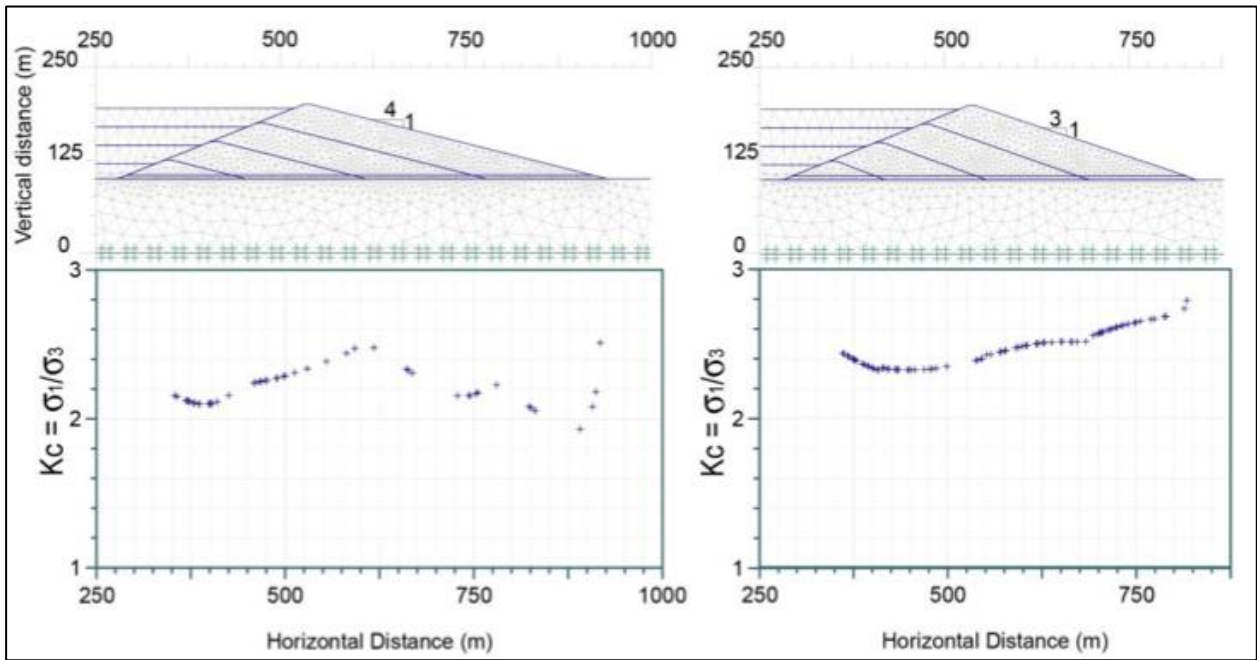


Figura 2.120. Parámetro K_c en la base de la presa de relaves con pendiente del talud aguas abajo de: (a) 4:1; (b) 3:1 (Verdugo, 2011).

Las conclusiones que arroja este análisis numérico es que para presas de relaves con altura de 100 metros, el estudio de licuación debiese contemplar ensayos triaxiales cíclicos de hasta 15 kg/cm^2 , o alternativamente, la aplicación del factor K_σ a los diferentes niveles de presión desarrollados en la base de la presa. Además, también se puede evidenciar que existe una importante presencia de corte estático inicial en los planos horizontales y verticales de los elementos que constituyen la base de la presa de relaves, con valores del parámetro α desde 0 a 0.3, por lo que el estudio de licuación también tendría que considerar realizar ensayos triaxiales cíclicos con consolidaciones anisotrópicas, o de manera alternativa utilizar la corrección mediante el factor K_α consecuente con el nivel de corte estático inicial en cada punto analizado.

También es necesario destacar que la distribución de tensiones estáticas tiene directa implicancia en el cálculo del módulo de rigidez del suelo, tal como se plantea en la Ecuación 2.18, donde se puede observar que dicho parámetro es directamente proporcional a la tensión media efectiva.

$$G = k \cdot \overline{\sigma'_0}, \text{ con } \sigma'_0 = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad 2.18$$

2.4 EFECTO DEL CORTE ESTÁTICO EN LAS DEFORMACIONES CÍCLICAS BAJO CONDICIÓN NO DRENADA DE CARGA

En las últimas décadas, muchas estructuras de tierra han sufrido fallas catastróficas producto de los distintos terremotos donde se ha evidenciado el fenómeno de licuación. Uno de los más devastadores fue la falla de flujo sufrida por la presa de relaves ubicada en el pueblo “El Cobre” (Chile) el 28 de Marzo de 1965, donde más de 2 millones de toneladas de material se desplazaron

por cerca de 12 km con consecuencias fatales para más de 200 personas (Dobry y Alvarez, 1967). A raíz de lo anterior es que resulta sumamente relevante el estudio del desempeño que tienen este tipo de estructuras de tierra ante sollicitaciones sísmicas, y en particular la cuantificación de las deformaciones cíclicas a las que se encuentran sujetas.

En ese sentido, existen muchas metodologías que buscan cuantificar las deformaciones en taludes y presas producto de una excitación sísmica, entre las que se cuentan el método unidimensional simplificado de Newmark (1965) y las versiones modificadas de este último por Sarma (1975) y Makdisi-Seed (1977), el método simplificado mediante elementos finitos en dos dimensiones postulado por Lee (1974), entre otros.

Ahora bien, se debe tener en consideración que el problema de la generación de deformaciones cíclicas en taludes naturales, presas de tierra o presas de arenas de relaves, está influenciado por la presencia de corte estático en la configuración de tensiones iniciales. Dicha problemática se vuelve más complicada aún si se toma en consideración el hecho de que el corte estático presente en un elemento de suelo en particular, junto a la aplicación de esfuerzos de corte cíclicos, pueden motivar que existan o no reversibilidad de las tensiones imperantes, lo cual supeditará completamente la manera en que se desplazará la masa de suelo.

Tatsuoka et al. (1982) al estudiar el efecto del corte estático inicial en la arena de Sengeniyama, entregaron criterios para definir la ocurrencia de licuación en base a la deformación de corte máxima y a la deformación de corte residual (Figura 2.121), los cuales son distintos al criterio de deformación en doble amplitud usualmente utilizado en pruebas experimentales cíclicas. Ellos especifican que la deformación de corte en doble amplitud ($\gamma(DA)$) puede ser utilizada al estimar dicha variable en estructuras de tierra durante un terremoto. Por otra parte, las deformaciones de corte residuales γ_R y γ'_R , al estar definidas para esfuerzos de corte nulos, servirían para estimar las deformaciones una vez finalizado el evento sísmico. Los investigadores establecen además que el valor de $\gamma_{m\acute{a}x}$ puede ser determinado con mayor facilidad que γ'_R , y que sólo sobreestimaría a este último valor de forma muy pequeña, por lo que proponen su utilización como una alternativa viable para definir licuación, en términos de sus efectos en deformaciones.

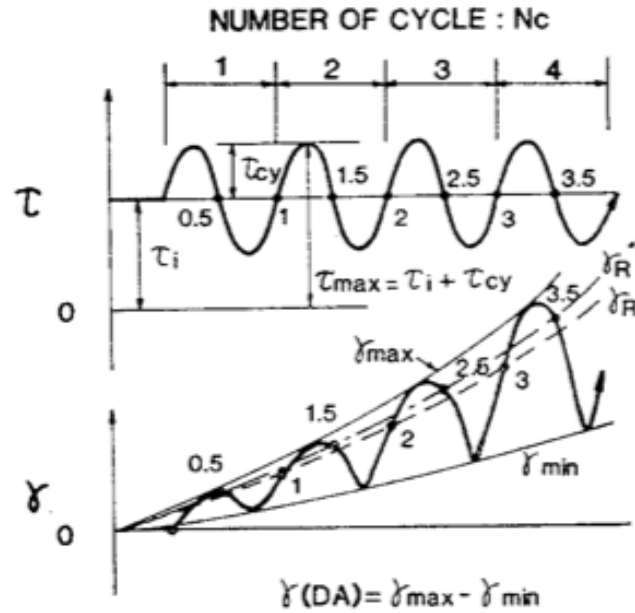


Figura 2.121. Definición de criterios de deformación de corte máxima y deformación de corte residual (Tatsuoka et al., 1982).

Por su parte Hyodo et al. (1991, 1994) también estudiaron el efecto del corte estático inicial en las deformaciones cíclicas, mediante pruebas triaxiales cíclicas en arena de Toyoura, en donde se focalizaron en como la reversibilidad de esfuerzos modifica el comportamiento de las deformaciones. De acuerdo a los investigadores resulta necesario generar una definición única para determinar la resistencia cíclica tanto para casos con reversibilidad de esfuerzos y aquellos casos en donde no se produce. En la Figura 2.122 se grafica la resistencia cíclica respecto del número de ciclos, definidos según los criterios de 100 % de exceso de presión de poros (“*initial liquefaction*”), 5 % de deformación axial en doble amplitud (DA), 5 % de deformación axial residual y 10 % de deformación axial residual (RS), a ciertos niveles de corte estático inicial en probetas con estados densos y sueltos. Para el caso con reversibilidad de esfuerzos se observa que no existen diferencias notorias entre los distintos criterios utilizados para definir la ocurrencia de licuación, sin embargo, para el caso sin reversibilidad de esfuerzos existe una continua acumulación de deformaciones axiales residuales, por lo que para esta situación el criterio de deformación axial residual constituye la forma de determinar la falla.

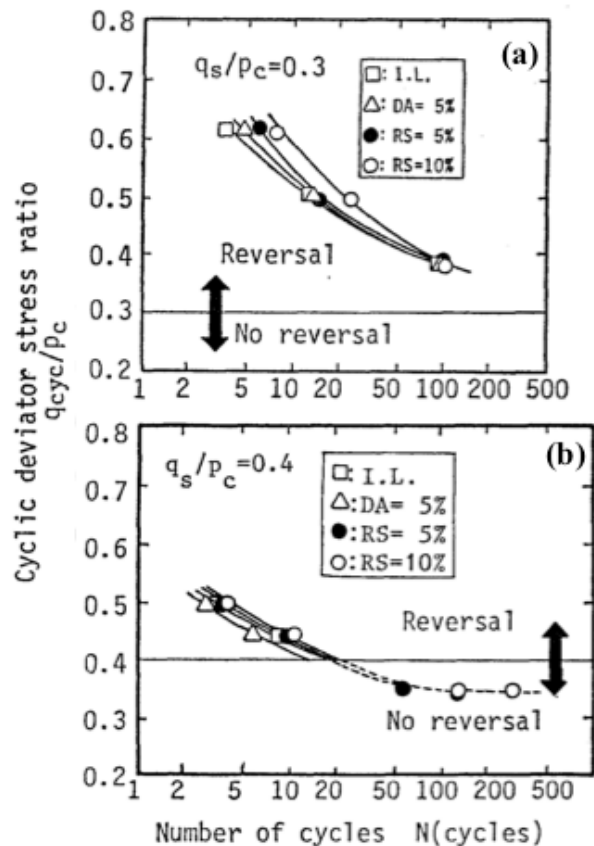


Figura 2.122. Resistencia cíclica versus número de ciclos según los criterios de 100% de exceso de presión de poros, 5 % DA, 5 % RS y 10 % RS para: (a) Muestras Densas, (b) Muestras Sueltas (Hyodo et al., 1991).

En la Figura 2.123a se entregan los resultados del efecto del corte estático inicial en arena de Toyoura considerando los criterios de 5 % de deformación en doble amplitud, donde se puede observar que es posible determinar la resistencia cíclica sólo para los casos donde existe reversibilidad de esfuerzos, por lo que se hace necesaria la incorporación del criterio de 10 % de deformación residual para poder determinar aquellos casos sin reversibilidad de tensiones de corte. Lo anterior se realiza en la Figura 2.113b, donde se grafica la comparación del criterio de 10 % RS (líneas continuas) y 5 % DA (líneas punteadas). De dicha Figura se puede observar que las curvas basadas en el criterio de 10 % RS tienden a sobrestimar levemente los resultados obtenidos mediante el criterio de 5% DA, por lo que a juicio de los investigadores la definición de licuación en base a deformaciones residuales es aplicable en el uso práctico.

También en esta investigación se realizó una cuantificación de las deformaciones residuales al final de cada ciclo de carga, con la intención de obtener una expresión que permitiera generalizar el comportamiento. En ese sentido, las deformaciones residuales (ϵ_r) de todos los ensayos realizados fueron graficadas respecto de un parámetro definido como “razón de tensión efectiva” ó “ η_r ” (Figura 2.124), el cual corresponde a la razón entre el corte estático inicial respecto de la presión media efectiva al final de cada ciclo ($\eta_r = q_s / p$).

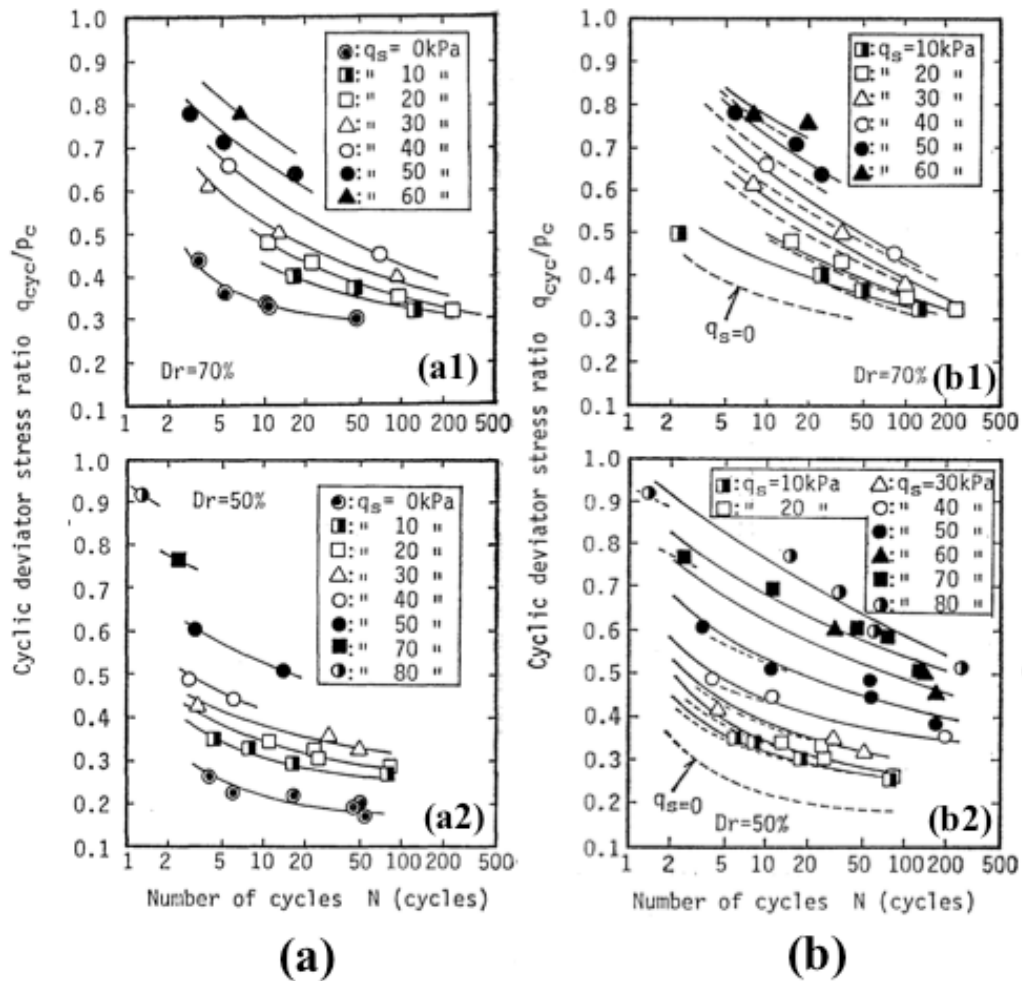


Figura 2.123. Resistencia cíclica versus número de ciclos para arena de Toyoura con distintos niveles de corte estático inicial según: (a) 5 % DA, (b) 10% RS (Hyodo et al., 1991).

En la Figura 2.124a correspondiente a los casos con reversibilidad de esfuerzos total (a1) e intermedia (a2) en muestras densas, se puede observar que a pesar de la variación del corte estático inicial, existe una relación única entre ε_r y η_r que puede ser aproximada por una hipérbola. Se interpreta de dichas curvas que la deformación axial residual posee valores pequeños antes de que la trayectoria de tensiones efectivas se acerque a la línea de estado último y crece rápidamente una vez que se empieza a alcanzar dicho lugar geométrico. Los autores también destacan que las deformaciones axiales residuales para el caso sin reversibilidad de esfuerzos son despreciables para este nivel de densidad.

En la Figura 2.124b se presentan las mismas relaciones anteriores pero para el caso de muestras sueltas, de donde se puede observar que el comportamiento que exhiben este tipo de muestras es similar al presentado anteriormente. Para el caso de muestras con reversibilidad de esfuerzos total e intermedia (b1), la curva de tendencia es similar al caso con reversibilidad de esfuerzos en muestras densas y en el caso sin reversibilidad de esfuerzos (b2), el comportamiento se asemeja al caso de reversibilidad intermedia para probetas de densidades altas.

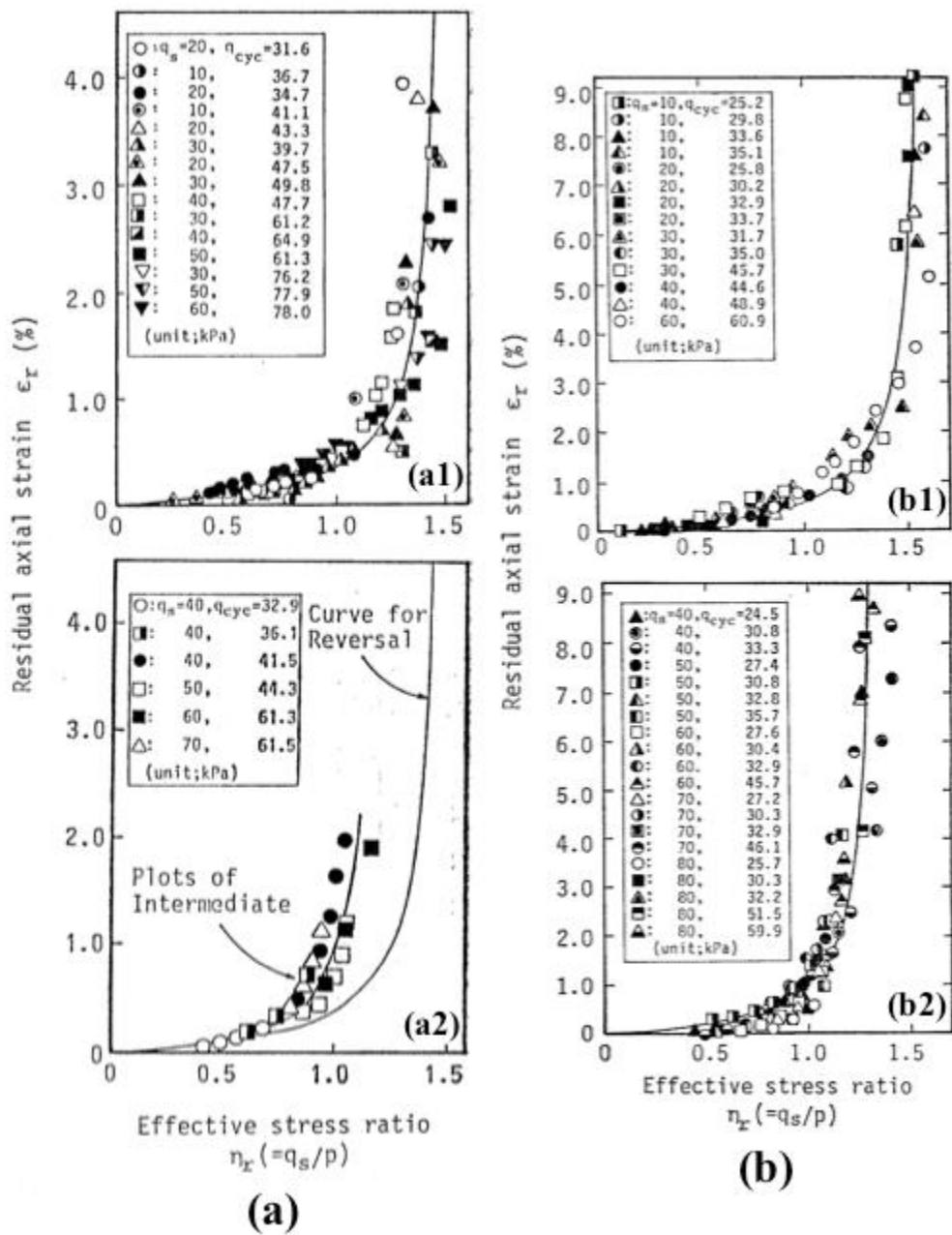


Figura 2.124. Deformación axial residual (ϵ_r) versus la razón de tensión efectiva (η_r) en arena de Toyoura para: (a) Muestras Densas, (b) Muestras Sueltas (Hyodo et al., 1991).

Las relaciones presentadas en la Figura 2.124 fueron sintetizadas en la Ecuación 2.19 mediante un análisis de regresión, donde los coeficientes “b” y “c” son determinados a partir de los datos experimentales recogidos por los autores (Tabla 2.1).

$$\epsilon_r = \frac{\eta_r}{b - c \cdot \eta_r} \quad 2.19$$

Destacar que las mismas tendencias evidenciadas se observaron en resultados obtenidos de pruebas triaxiales monótonas (Figura 2.125), donde a criterio de Hyodo et al., las estimaciones de las deformaciones axiales a partir de dichas pruebas se encuentran contenidas en la dispersión de los datos obtenidos para las deformaciones residuales de pruebas triaxiales cíclicas, por lo que estas últimas podrían estimarse de manera muy aproximada a partir de pruebas experimentales estáticas. Sin embargo, se destaca que los resultados presentados poseen una dependencia importante del número de ciclos obtenido de las pruebas cíclicas.

Tabla 2.2. Resumen de coeficientes de regresión determinados de las pruebas experimentales (Hyodo et al., 1991).

Tipo de reversibilidad	Coefficiente "b"	Coefficiente "c"
Reversible (denso)	4.29	2.681
Intermedio (denso)	3.86	2.86
Reversible e Intermedio (suelto)	11.59	7.624
No reversible (suelto)	3.86	2.86

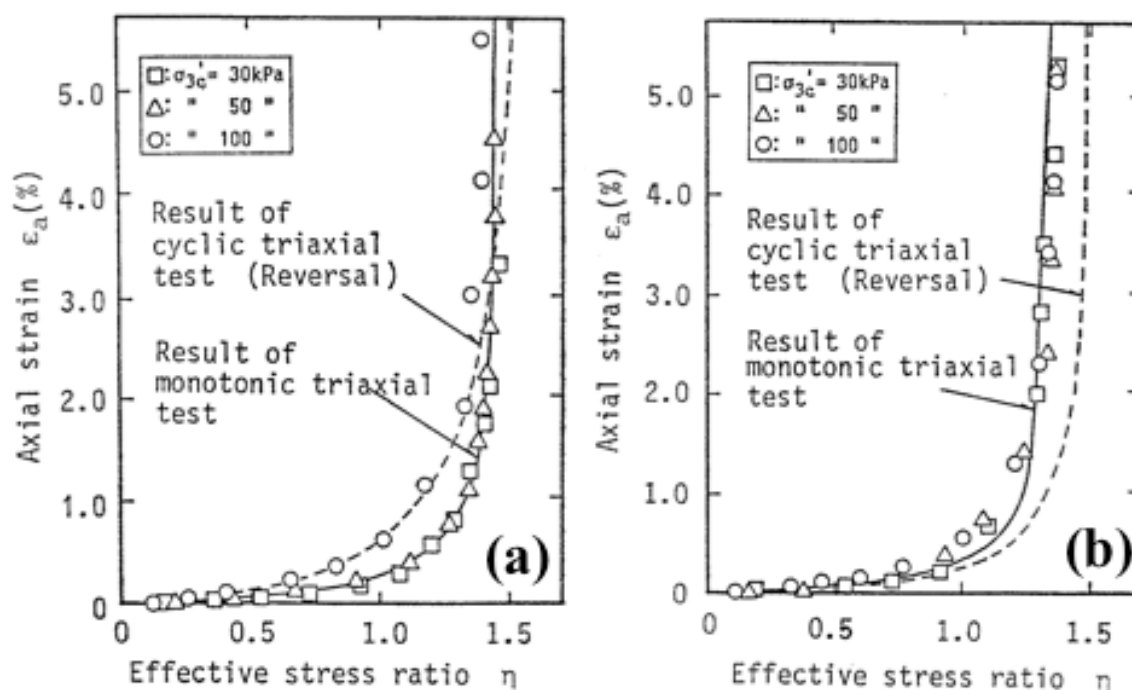


Figura 2.125. Deformación axial (ϵ_a) versus la razón de tensión efectiva (η) a partir de pruebas triaxiales monótonas no drenadas en arena de Toyoura para: (a) Muestras Densas, (b) Muestras Seltas (Hyodo et al., 1991).

Arangelovski y Towhata (2004, 2006) también investigaron la acumulación de la deformación de corte producto de esfuerzos cíclicos, para lo cual contemplaron la realización de pruebas con carga torsional en un cilindro hueco sobre muestras de arena de Toyoura con densidades relativas de 40 % y 60 %, las cuales fueron isotrópicamente consolidadas a presiones de confinamiento

efectiva de 98 kPa, 196 kPa y 294 kPa. Luego aplicaron el esfuerzo de corte de manera drenada hasta alcanzar el 50 % (CSR=0.5) ó el 100 % (CSR=1) de la resistencia última en dicha condición.

Los resultados de este estudio fueron presentados en términos del incremento de deformación de corte entre dos peak consecutivos de esfuerzos de cizalle ($\Delta\gamma_{z,t(N)}$), separándose el análisis en el comportamiento del incremento de deformación de corte total por ciclo de carga y el incremento de deformación de corte durante los procesos de carga y descarga. Los autores destacan que a pesar de sólo presentar los resultados basados en la densidad relativa de 60 %, el caso de 40 % evidencia un comportamiento similar.

Los datos obtenidos de las pruebas experimentales y expuestos en la Figura 2.126, muestran que durante la carga cíclica las deformaciones de corte acumuladas aumentaron continuamente con el incremento en el número de ciclos, y que además se evidencia una relación lineal creciente entre ambas variables, al ser graficados los datos en escalas logarítmicas (2.126a.1 y 2.126b.1). La excepción a dicha tendencia corresponde al primer ciclo de carga, lo cual podría deberse a las deformaciones plásticas que sufre la arena en dicha instancia. A juicio de los autores a la luz de información disponible, se puede concluir que al disminuir la densidad de análisis e incrementar la presión de confinamiento efectiva, la deformación de corte acumulada aumenta.

Analizando el incremento de deformación de corte por ciclo de carga respecto del número de ciclos, en escalas logarítmicas, también se observa una relación lineal en la tendencia de los resultados, sin embargo, dicha relación es en forma decreciente (2.126a.2 y 2.126b.2). Lo anterior permite aseverar que a medida que se aumenta el número de ciclos, el incremento de deformación de corte será cada vez menor.

Para el caso del incremento de deformación de corte en carga (2.126a.3 y 2.126b.3), se encontró que dicha variable disminuye con el aumento del número de ciclos y es mayor al incrementar la amplitud de los esfuerzos de corte del ensayo, así como también al aumentar la presión de confinamiento efectiva. Por otra parte, para el caso del incremento de deformación de corte en descarga (2.126a.4 y 2.126b.4), se observó que la evolución de este parámetro es independiente del número de ciclos al que fue analizado. Además, al igual que el caso anterior, el incremento de deformación de corte en descarga aumenta al incrementar tanto la amplitud de esfuerzos de corte como la presión media efectiva.

En posteriores estudios sobre esta misma materia, Galandarzadeh y Ahmadi (2012) definieron el parámetro “rc”, el cual permite cuantificar el nivel de reversibilidad de esfuerzos en base a la razón entre el valor del esfuerzo de corte cíclico peak en compresión respecto de la amplitud de la senoide empleada en el ensayo (Figura 2.127). Luego, en base a ensayos triaxiales cíclicos en probetas de arena fina con DR \approx 50 %, estudiaron el efecto que posee el nivel de corte estático y la reversibilidad de esfuerzos en el comportamiento de las deformaciones axiales de las probetas analizadas. Destacar que los investigadores definieron el parámetro “K” ($K = \sigma'_3 / \sigma'_1$) para determinar el nivel de anisotropía de las tensiones iniciales de ensayo, el cual corresponde al inverso del parámetro K_c .

De los resultados expuestos en la Figura 2.128a para el caso de la aplicación del corte estático en compresión, se observa que al aumentar el corte estático inicial (valores del parámetro “K” menores a la unidad) y reducir la reversibilidad de esfuerzos (aumento del parámetro “rc”) existe una progresiva acumulación de las deformaciones hacia el lado en compresión. Notar además que si bien se tiene mas resistencia a la licuación para el caso con $rc = 1$ y $K = 0.74$ que para los otros casos, la muestra experimenta deformaciones plásticas mucho mayores que las otras probetas analizadas. Por otra parte, para el caso de la aplicación del corte estático en extensión (Figura 2.128b), se observa que las probetas tienden a generar deformaciones axiales residuales al incrementarse los valores del parámetro “rc”. Además, cuando no existe reversibilidad de esfuerzos en condición completamente extensional ($rc \leq 0$), las deformaciones residuales se generan desde el primer ciclo de carga.

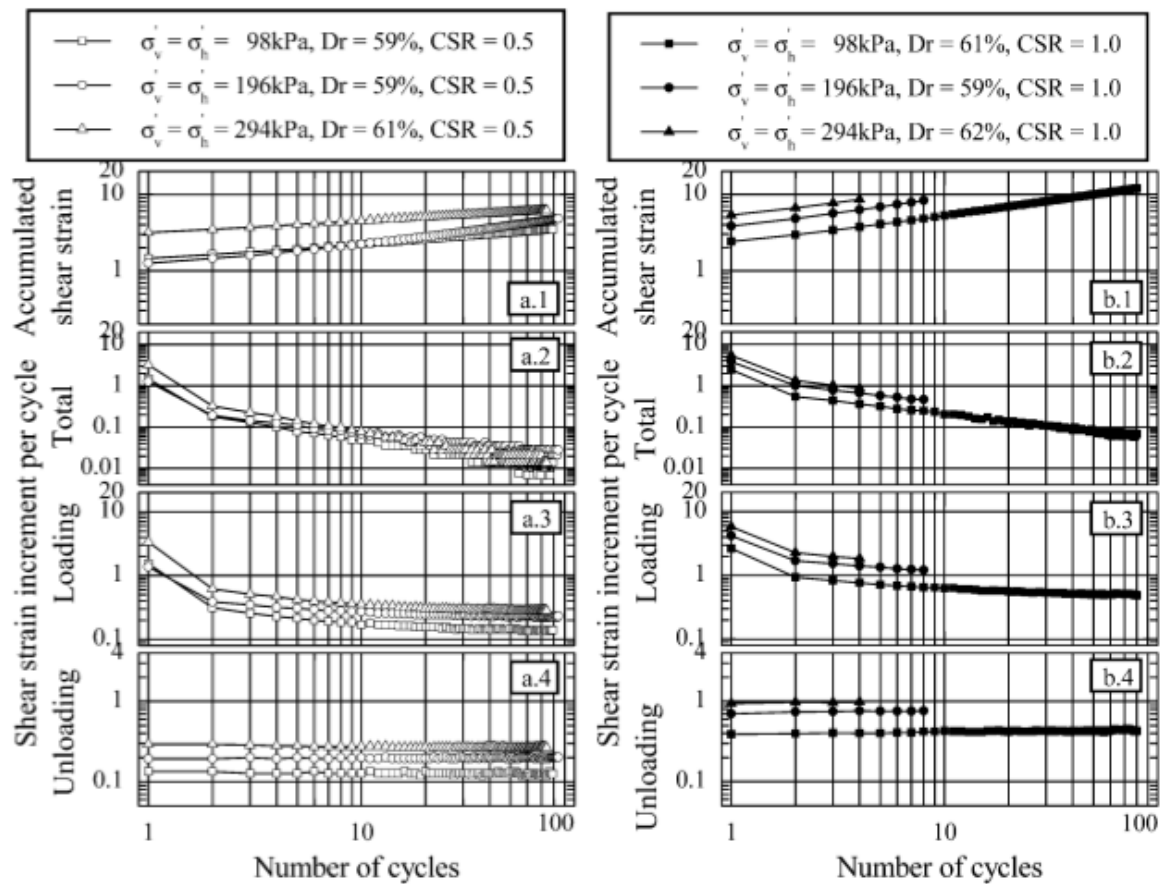


Figura 2.126. Acumulación de deformaciones a partir de pruebas con cilindro hueco torsional en arena de Toyoura para: (a) DR = 60 % y CSR= 0.5, (b) DR = 60 % y CSR= 1.0 (Arangelovski & Towhata, 2006).

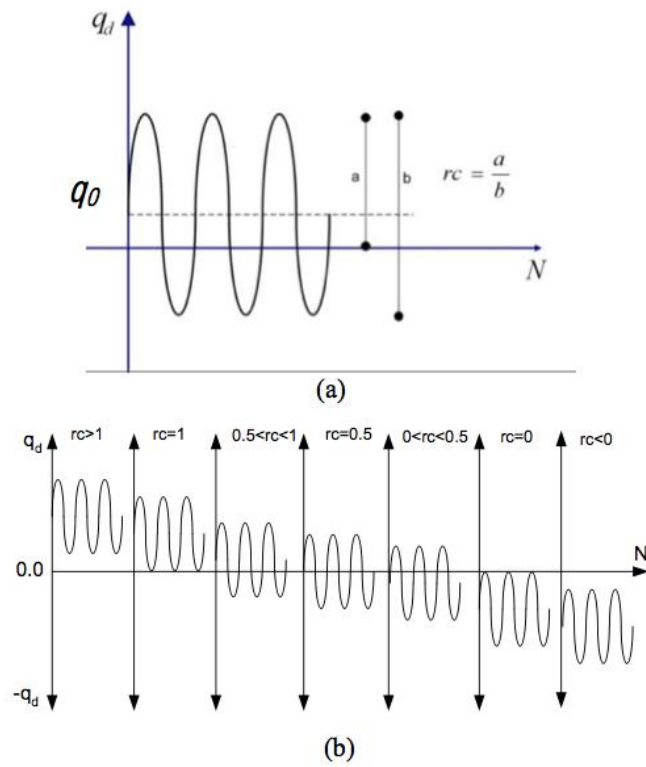


Figura 2.127. Definición del parámetro “rc”: (a) Criterio de definición, (b) Valores de “rc” según tipo de carga (Galandarzadeh & Ahmadi, 2012).

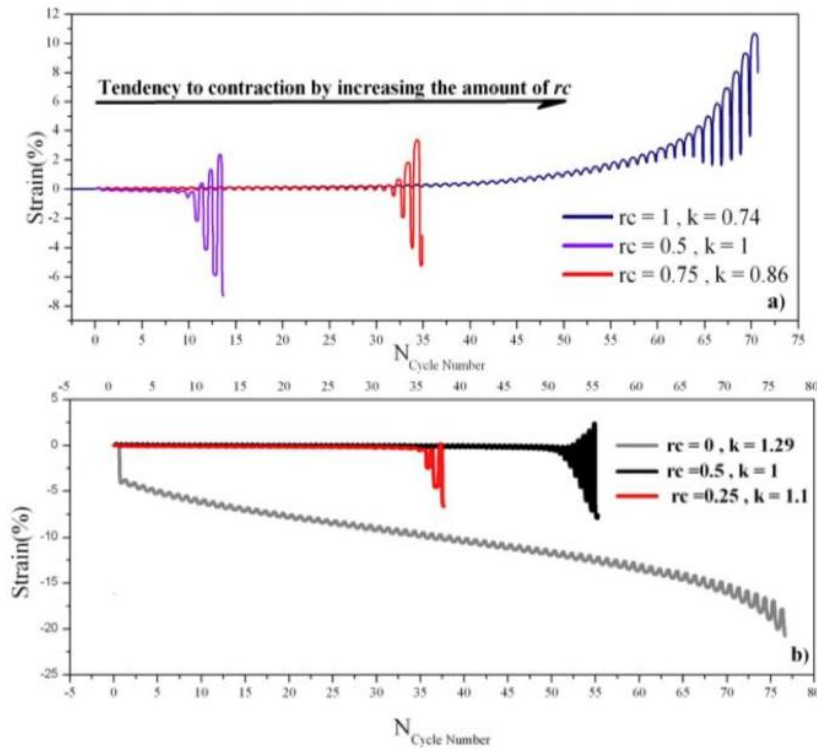


Figura 2.128. Efecto de los parámetros “rc” y “K” en la deformación axial en probetas de arena fina con DR ≈ 50 %: (a) Corte estático inicial aplicado en compresión, (b) Corte estático inicial aplicado en extensión (Galandarzadeh & Ahmadi, 2012).

2.5 ROTURA DE PARTÍCULAS

Los materiales granulares sometidos a grandes presiones de confinamiento, sufren debido a la ocurrencia del fenómeno de rotura de partículas, importantes modificaciones en sus propiedades geomecánicas, entre las que se consideran el aumento de la compresibilidad, eliminación de la dilatancia y la disminución del ángulo de fricción interna (Solans, 2010). En esa línea, muchas investigaciones han buscado caracterizar y cuantificar la fragmentación del esqueleto granular producto del efecto de altas presiones, tales como Lee y Farhoomand (1967), Vesic y Clough (1968), Lo y Roy (1973), Hardin (1985), Fukumoto (1992), Hagerty et al. (1993), Lade et al. (1996), entre otros.

Miura y Yamanouchi (1971) propusieron un método para la evaluar la rotura de materiales granulares mediante el área superficial de las partículas, como se expresa en las Ecuaciones 2.20, 2.21, 2.22 y 2.23.

$$S = S_w \cdot \rho_d \quad 2.20$$

$$S_w = S_{w1} + S_{w2} \quad 2.21$$

$$S_{w1} = \frac{F}{100} \cdot \frac{4\pi d_m^2}{4 \cdot 3 \pi d_m^2 \cdot 3 G_s \rho_w} \quad 2.22$$

$$S_{w2} = \frac{F}{100} \cdot \frac{S_0 G_c t}{G_s t_0} \frac{1 - e_0}{e_0^3} \frac{e^3}{1 - e} \quad 2.23$$

Donde se tiene que:

S : Área superficial

S_w : Superficie específica

ρ_d : Densidad seca

S_{w1} : Superficie específica para partículas mayores a $74 \mu m$

S_{w2} : Superficie específica para partículas menores a $74 \mu m$

F : Porcentaje en peso retenido en una malla determinada

G_s : Gravedad específica del suelo

d_m : Raíz del producto entre los diámetros de dos mallas consecutivas

G_c : Gravedad específica del cemento

S_0 : Superficie específica del cemento

t_0 : Tiempo de sedimentación del cemento

e_0 : Índice de vacíos del cemento, usualmente 1.5

t : Tiempo de sedimentación del suelo

e : Índice de vacíos del suelo

Dados los alcances de la presente tesis se presentaran los resultados de Solans (2010) y Maureira (2012) respecto a la roturas de partículas en una arena de relaves, cuyas características geotécnicas son muy similares a la del material empleado en este estudio. Destacar también que

tanto Solans como Maureira realizaron pruebas triaxiales monótonas, cíclicas y consolidaciones isotrópicas alcanzando presiones de confinamiento de hasta 50 kg/cm^2 .

En la Figura 2.129 se presenta la comparación de las curvas granulométricas de ensayos CIU para presiones de confinamiento de 1, 5, 10, 20, 35 y 50 kg/cm^2 , realizados por Solans en muestras con densidades relativas de 60 %. De dicha Figura se puede observar que al incrementar la presión de confinamiento la presencia de rotura de partículas es mayor, alcanzando su punto máximo para la presión de cámara igual a 50 kg/cm^2 (contenido de finos aumenta de 15 % a 20 %). A juicio de dicho investigador, a pesar de la magnitud de las presiones de confinamientos empleadas en el estudio, el fenómeno de rotura de partículas no resulto significativo, lo cual fue atribuido al bajo tamaño máximo de partículas y a la graduación media del material empleado.

En la Figura 2.130 se presenta el parámetro S_w respecto a la presión de confinamiento para los ensayos analizados en la Figura anterior. Se observa que el área superficial específica se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento, consecuente con lo expresado previamente. Además para los casos de las consolidaciones isotrópicas se tiene que para el estado más denso se obtiene un valor de S_w mayor que para el estado mas suelto, lo que significaría una mayor presencia de rotura de partículas a medida que se aumenta la densidad. La idea anterior se puede colegir claramente en la Figura 2.131, donde Maureira grafica las curvas granulométricas posteriores a ensayos CIU realizados a 20 kg/cm^2 , con densidades relativas de 20 %, 40%, 52%, 65%, 75 % y 90 %. En ella se observa que a medida que se aumenta la densidad relativa de confección existe un incremento en la presencia de rotura de partículas, lo que se relaciona con la magnitud del esfuerzo de corte aplicado.

En la Figura 2.132, se entrega la variación del área superficial respecto a la densidad relativa de confección para los ensayos CIU desarrollados por Maureira, y de dicha gráfica se puede observar una importante dependencia del fenómeno de rotura de partículas respecto del índice de vacíos de las muestras analizadas, en concordancia con lo expresado en la Figura 2.131.

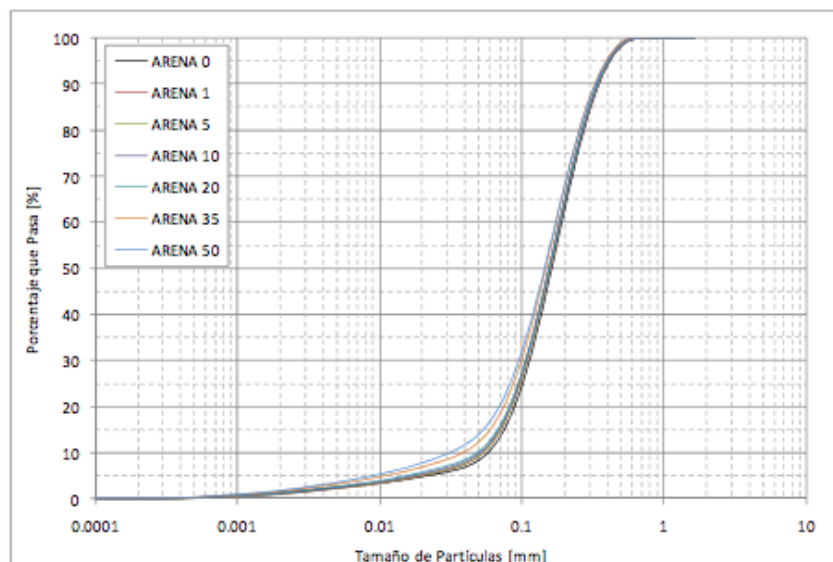


Figura 2.129. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales CIU (Solans, 2010).

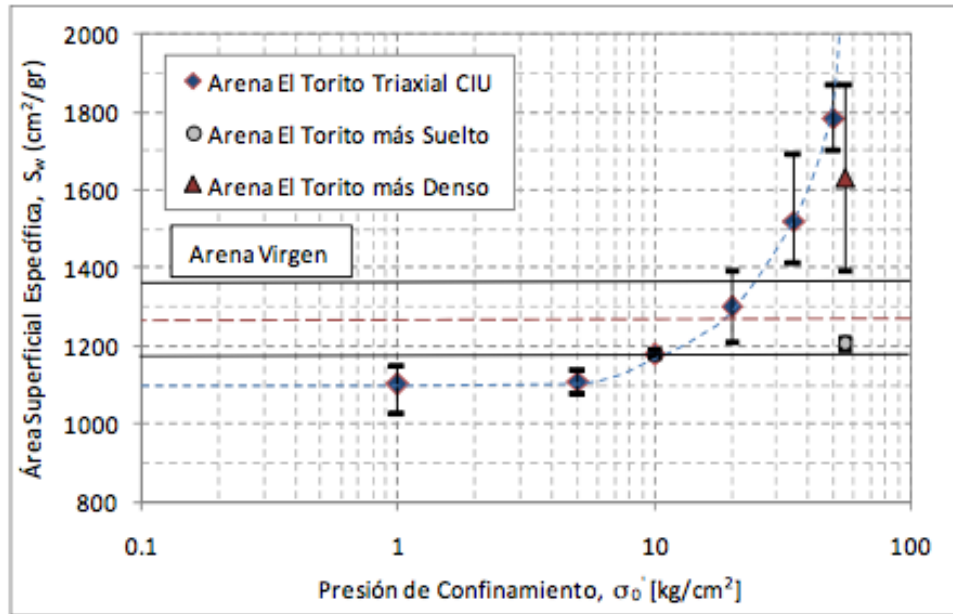


Figura 2.130. Área superficial específica en función de la presión de confinamiento ensayos triaxiales CIU y consolidaciones isotrópicas (Solans, 2010).

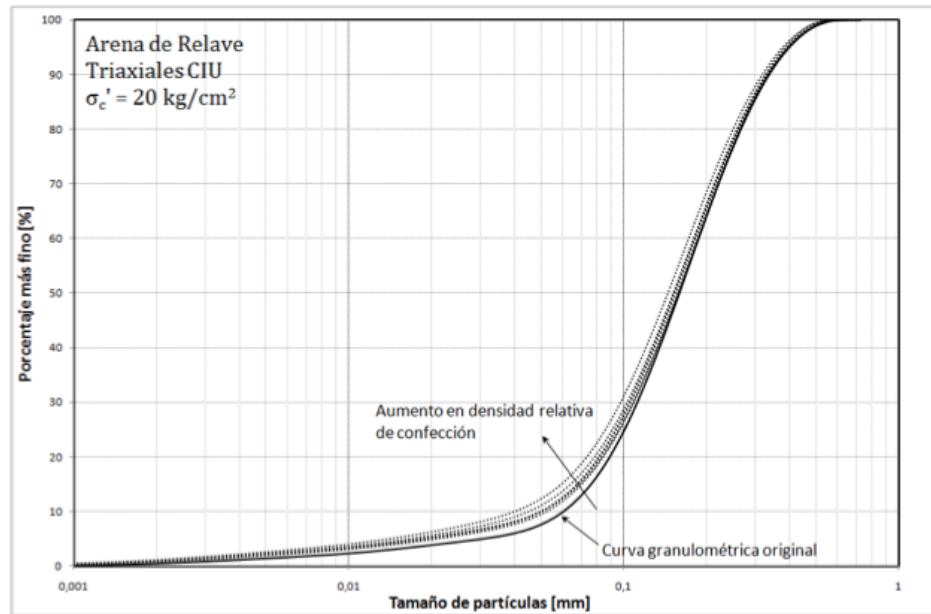


Figura 2.131. Distribución granulométrica inicial y post-ensayos triaxiales CIU (Maureira, 2012).

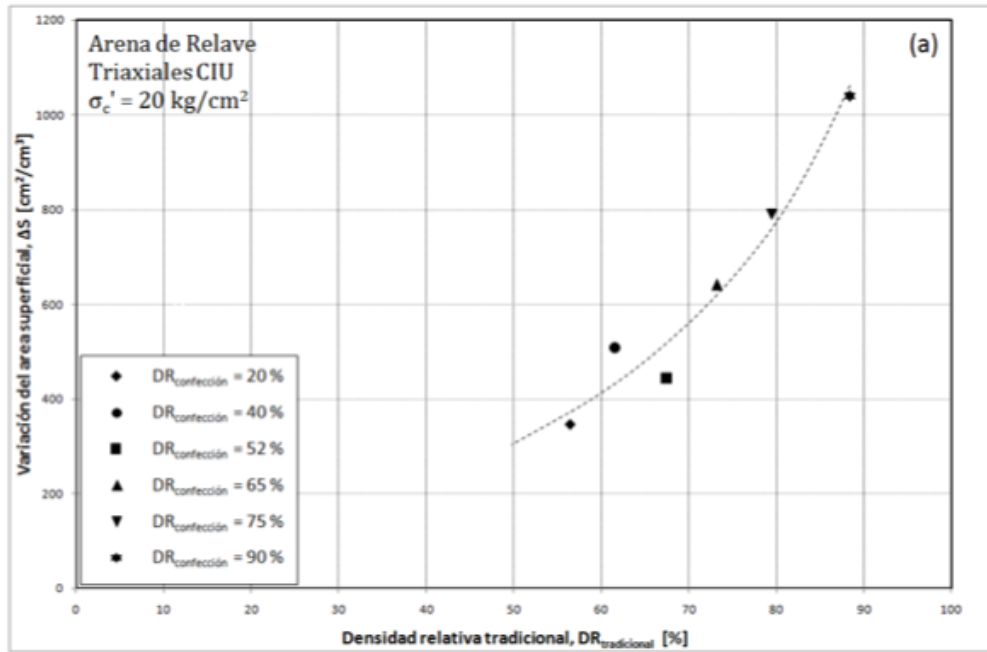


Figura 2.132. Variación del área superficial con la densidad relativa post-ensayos triaxiales CIU (Maureira, 2012).

Por otra parte, en las Figuras 2.133, 2.134, 2.135 y 2.136, se presentan las comparaciones de las distribuciones granulométricas inicial y posterior a los ensayos triaxiales cíclicos realizados por Solans, junto a los ensayos CIU respectivos como referencia, para presiones de confinamiento de 1, 20, 35 y 50 kg/cm^2 . De las Figuras se puede observar que las curvas granulométricas para los ensayos cíclicos se posicionan más abajo o muy cercanas a las curvas granulométricas de los ensayos estáticos respectivos. Se puede distinguir además que el efecto de la rotura de partículas se va incrementando a medida que se aumenta la presión de confinamiento, ya que para las presiones de 35 y 50 kg/cm^2 se tienen cambios evidentes en las distribuciones, siendo claramente mayor para el caso de 50 kg/cm^2 . Destacar también que para el caso particular de las presiones de confinamiento de 1 y 20 kg/cm^2 , no se distinguen cambios sustanciales en las distribuciones granulométricas.

En la Figura 2.137 se entrega la relación entre el área superficial específica y la razón de tensiones cíclicas para los ensayos triaxiales cíclicos realizados por Solans. Se observa que para las presiones de confinamiento de 1 y 20 kg/cm^2 existe una tasa creciente de S_w al aumentar la razón de tensiones cíclicas, y de manera contraria, S_w exhibe una tasa de decrecimiento medio para 35 kg/cm^2 y una disminución fuertemente marcada para 50 kg/cm^2 , al incrementar la razón de tensiones cíclicas. Según señala el investigador, de los resultados anteriores se desprende que a presiones bajas y medias, el desviador de tensiones determina la rotura de partículas independiente de los ciclos de carga, y para el caso de presiones medias y altas, el número de ciclos de carga condiciona la magnitud de la rotura de partículas.

Por su parte Maureira también realizó análisis de rotura de partículas para ensayos triaxiales cíclicos realizados a presiones de confinamiento de 1, 2, 5, 10, 20 y 50 kg/cm^2 . En la Figura 2.138 se presenta la comparación de las curvas granulométricas inicial y post ensayos para el

caso de muestras confeccionadas a una densidad relativa de 40 %, y en la Figura 2.139 se entrega la misma información anterior pero para probetas con densidad relativa de 75 %. De dichas Figuras se puede observar que existe una degradación progresiva del tamaño de partículas al aumentar la presión de confinamiento, y según señala el investigador, esto se debe a que la arena de relaves al estar constituida por partículas angulosas, existe un progresivo rompimiento y pulido de los cantos angulosos debido tanto a la aplicación de carga hidrostática como de esfuerzo desviador, lo que genera un paulatino aumento de fracción mas fina del material.

Finalmente en la Figura 2.140, se entrega la relación entre la variación de área superficial efectiva y la presión de confinamiento para los ensayos cíclicos de Maureira. De dicha Figura se observa una degradación continua de la granulometría, cuantificada por los crecientes valores de la variación de área superficial efectiva a medida que se incrementa la presión confinante, lo cual permite verificar lo planteado en las Figuras 2.138 y 2.139.

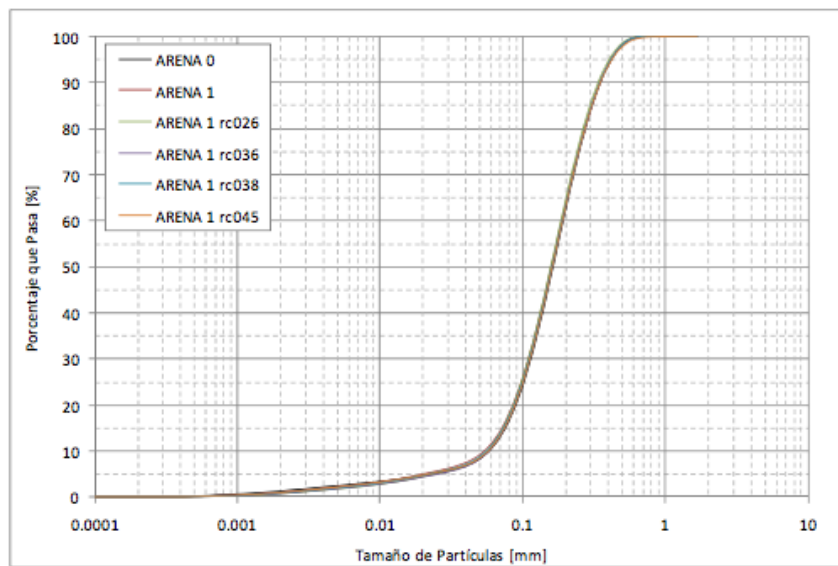


Figura 2.133. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 1 kg/cm² (Solans, 2010).

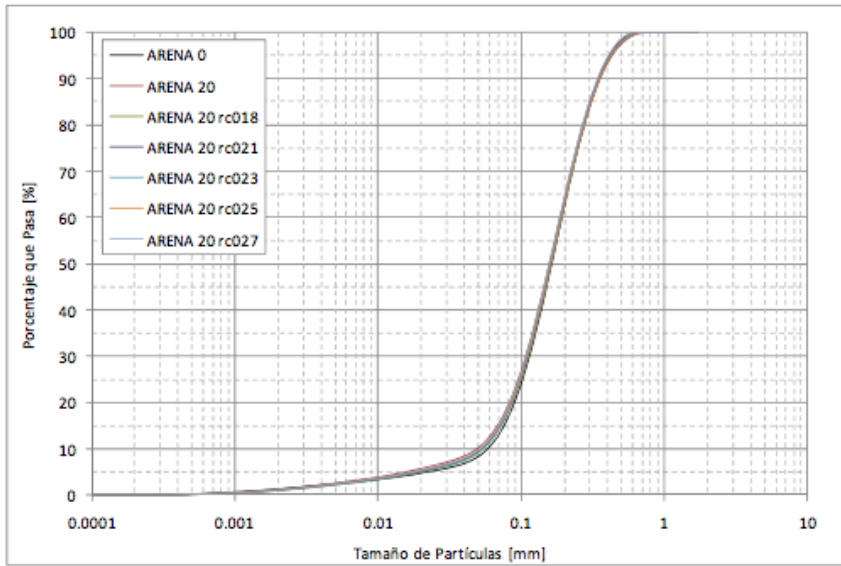


Figura 2.134. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 20 kg/cm² (Solans, 2010).

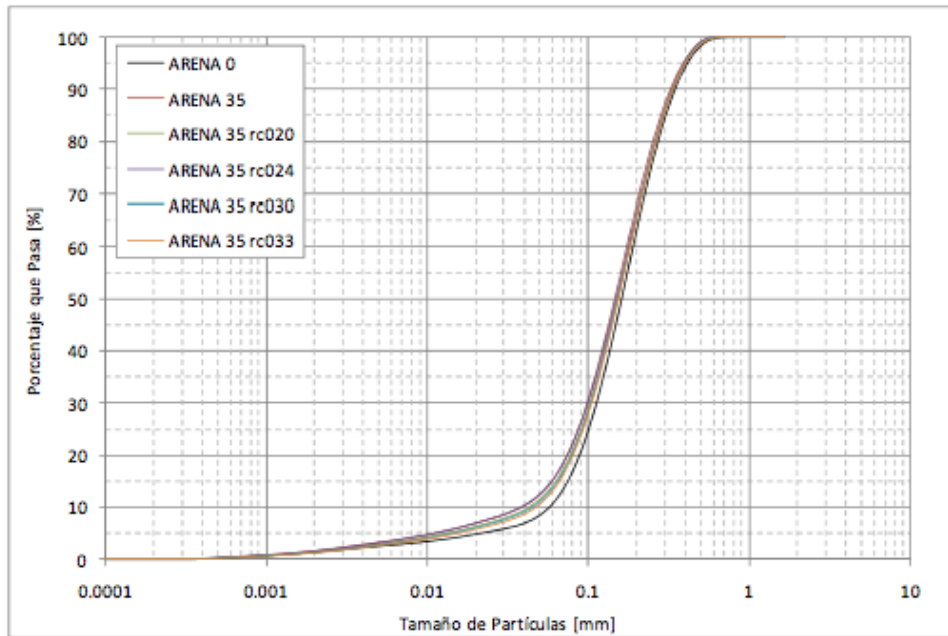


Figura 2.135. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 35 kg/cm² (Solans, 2010).

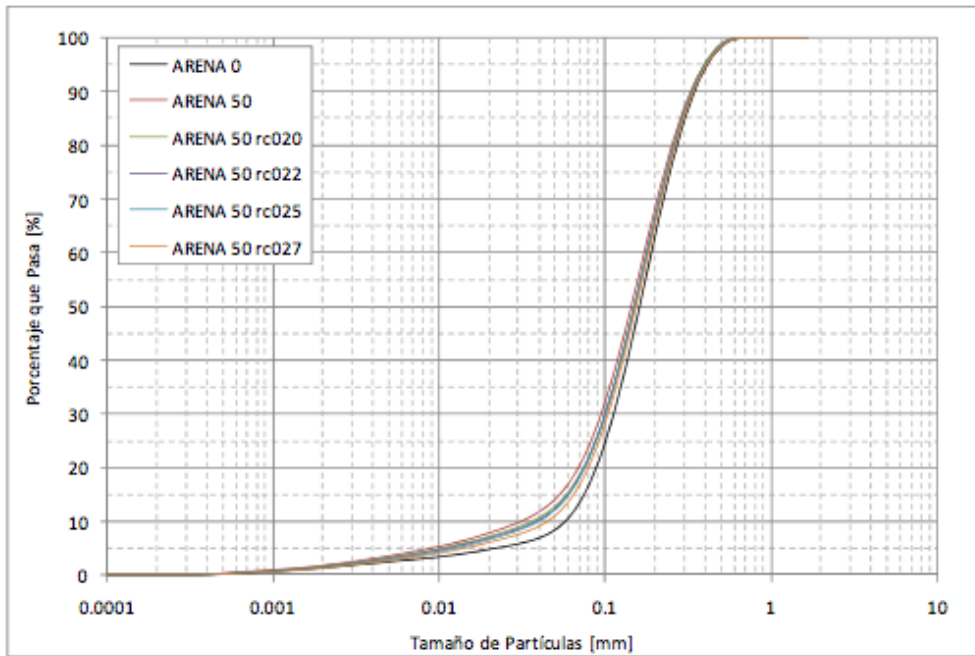


Figura 2.136. Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 50 kg/cm² (Solans, 2010).

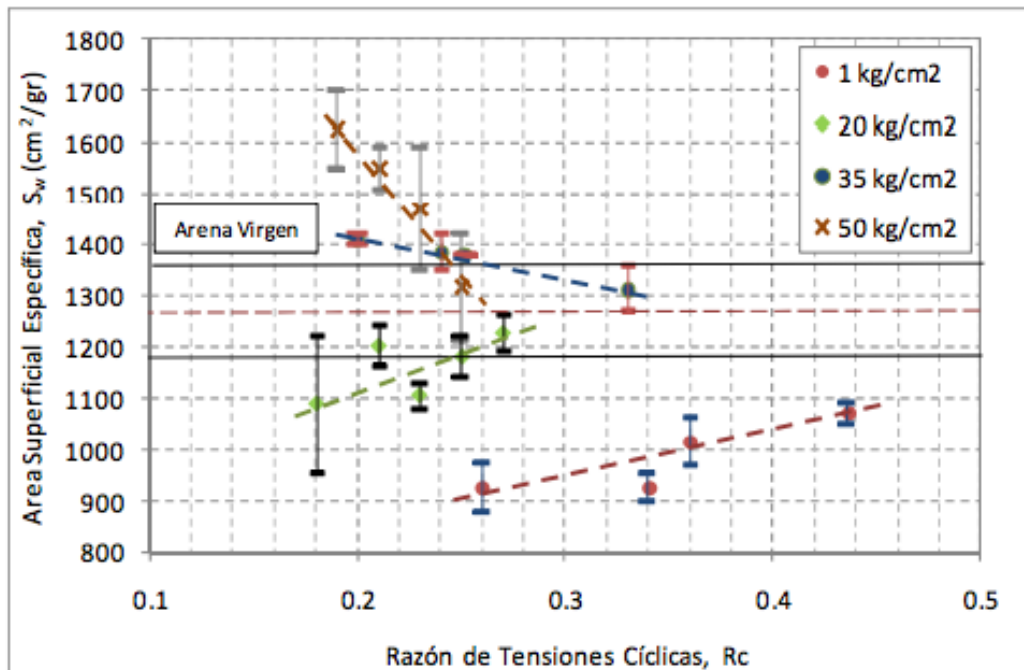


Figura 2.137. Área superficial específica en función de razón de tensiones cíclicas para distintas presiones de confinamiento (Solans, 2010).

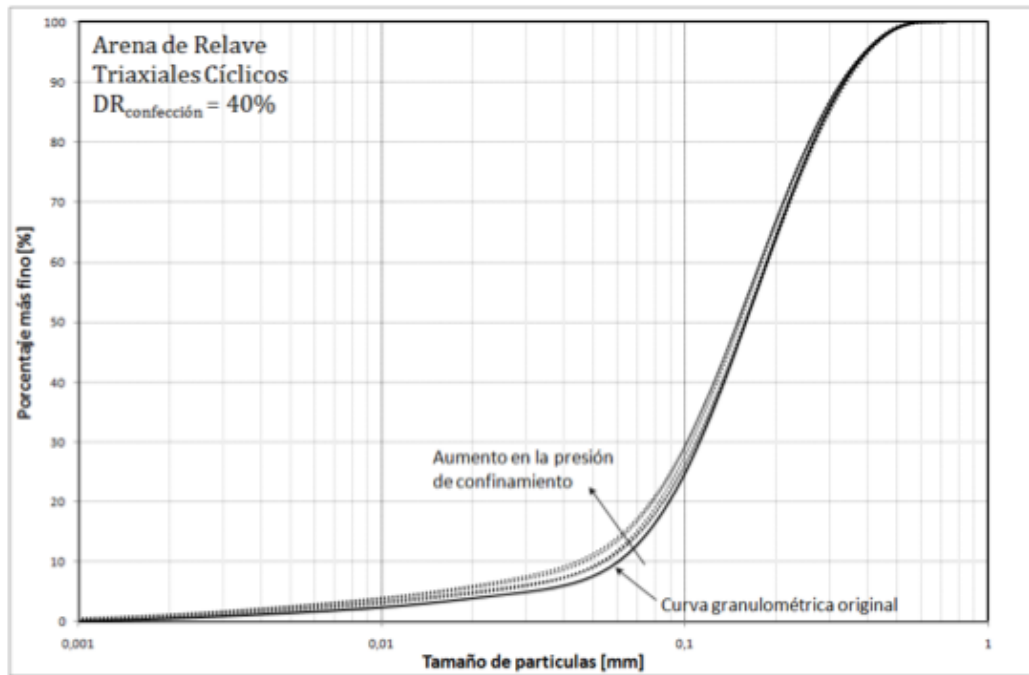


Figura 2.138. Distribución granulométrica inicial y post-ensayos triaxiales cíclicos en arena de relaves a 40 % de densidad relativa de confección (Maureira, 2012).

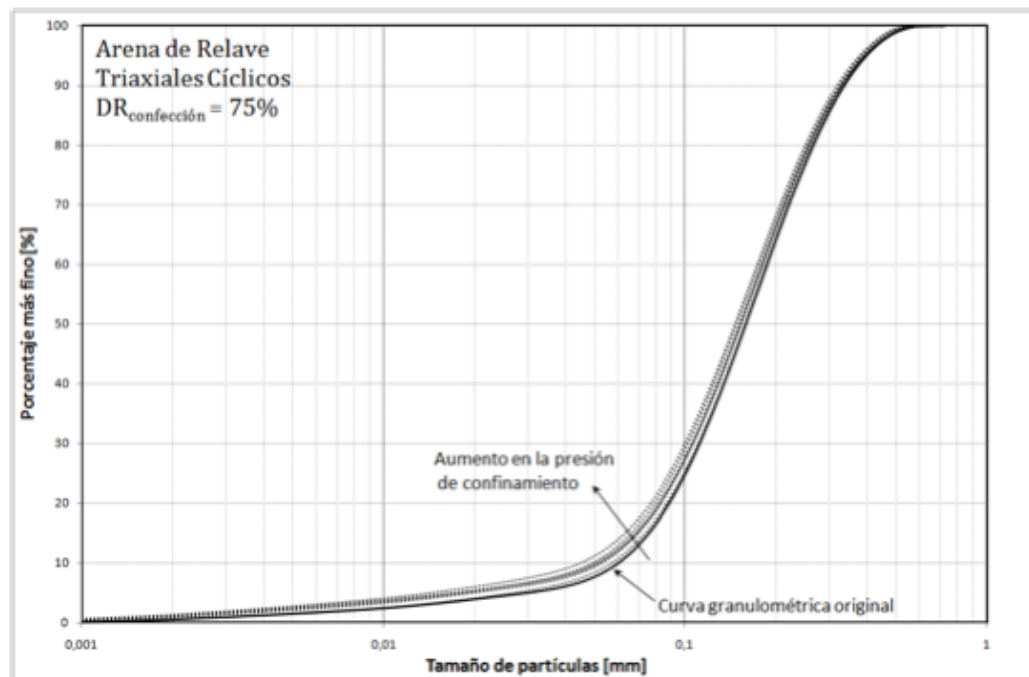


Figura 2.139. Distribución granulométrica inicial y post-ensayos triaxiales cíclicos en arena de relaves a 75 % de densidad relativa de confección (Maureira, 2012).

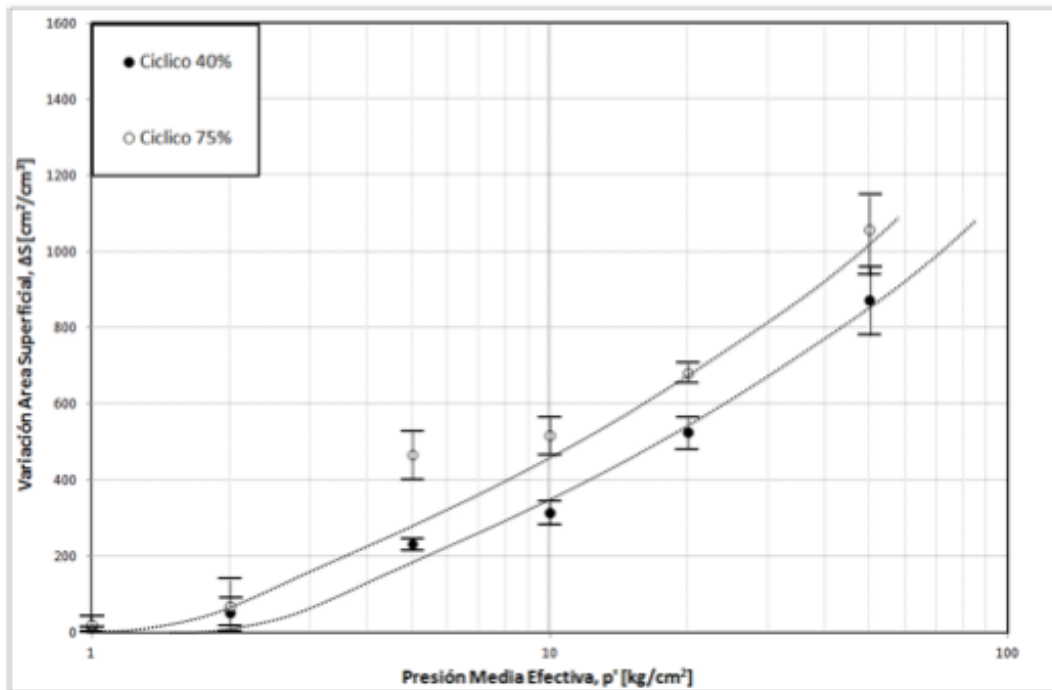


Figura 2.140. Variación del área superficial con la presión de confinamiento post-ensayos triaxiales cíclicos en arena de relaves (Maureira, 2012).

3 EQUIPOS, SUELO ENSAYADO Y METODOLOGÍA

3.1 EQUIPOS UTILIZADOS

Para el desarrollo de este estudio se utilizó el equipo triaxial de altas presiones disponible en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile. Los detalles de este equipo se describen en Solans (2010). Las características de dicho equipo son detalladas en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Características equipo triaxial altas presiones.

Características	Opciones
Rango presión de cámara [kg/cm ²]	0-60
Rango contrapresión [kg/cm ²]	0-7
Carga axial máxima [ton]	20
Tipos de ensayos	CID (compresión y extensión)
	CIU (compresión y extensión)
	Triaxial Cíclico (drenado y no drenado)
Modo de carga	Deformación controlada (Ensayo estático)
	Carga controlada (Ensayo cíclico)
Rango velocidades de deformación [mm/min]	0,12-0,20
Tamaño máximo de partículas [mm]	16
Dimensión de probetas D/H [cm/cm]	5/10 y 10/20
Deformación axial máxima [mm]	50

El equipo triaxial de altas presiones está constituido principalmente por: cámara triaxial, marco de carga, sistema de aplicación de carga axial, sistema de aplicación de contrapresión y medición de cambio volumétrico, sistema de aplicación de presión de cámara, instrumentación necesaria para la medición y sistema de adquisición de datos. Debido a que el equipo permite el trabajo con presiones en un rango de 0-60 kg/cm², para el caso de ensayos con presión de cámara efectiva bajo 5 kg/cm², se utiliza la línea de aire presurizado del laboratorio conectada a un compresor de aire. A su vez, para ensayos con presión de cámara efectiva sobre 5 kg/cm² es necesaria la utilización de una bomba hidráulica, la cual provee la presión requerida. Para ambos casos la contrapresión es suministrada por la línea de aire presurizado.

Por otra parte, para la aplicación de la carga se tienen dos modalidades de acuerdo al tipo de ensayo a realizar. Para los ensayos a deformación controlada (ensayos monótonos) se utiliza un motorreductor, que se encuentra conectado a un variador de frecuencia, el que permite mantener la velocidad de ensayo constante. Para el caso de ensayos a carga controlada (ensayos cíclicos), la modalidad de aplicación de la carga es mediante el control manual de ésta última a través de la visualización de una curva sinusoidal en el tiempo en el programa de adquisición de datos, la que permite determinar el momento de detención y cambio de sentido de la carga aplicada.

En las Figuras 3.1 y 3.2 se presenta un esquema del funcionamiento del equipo triaxial y una imagen de los distintos componentes de este último, respectivamente.

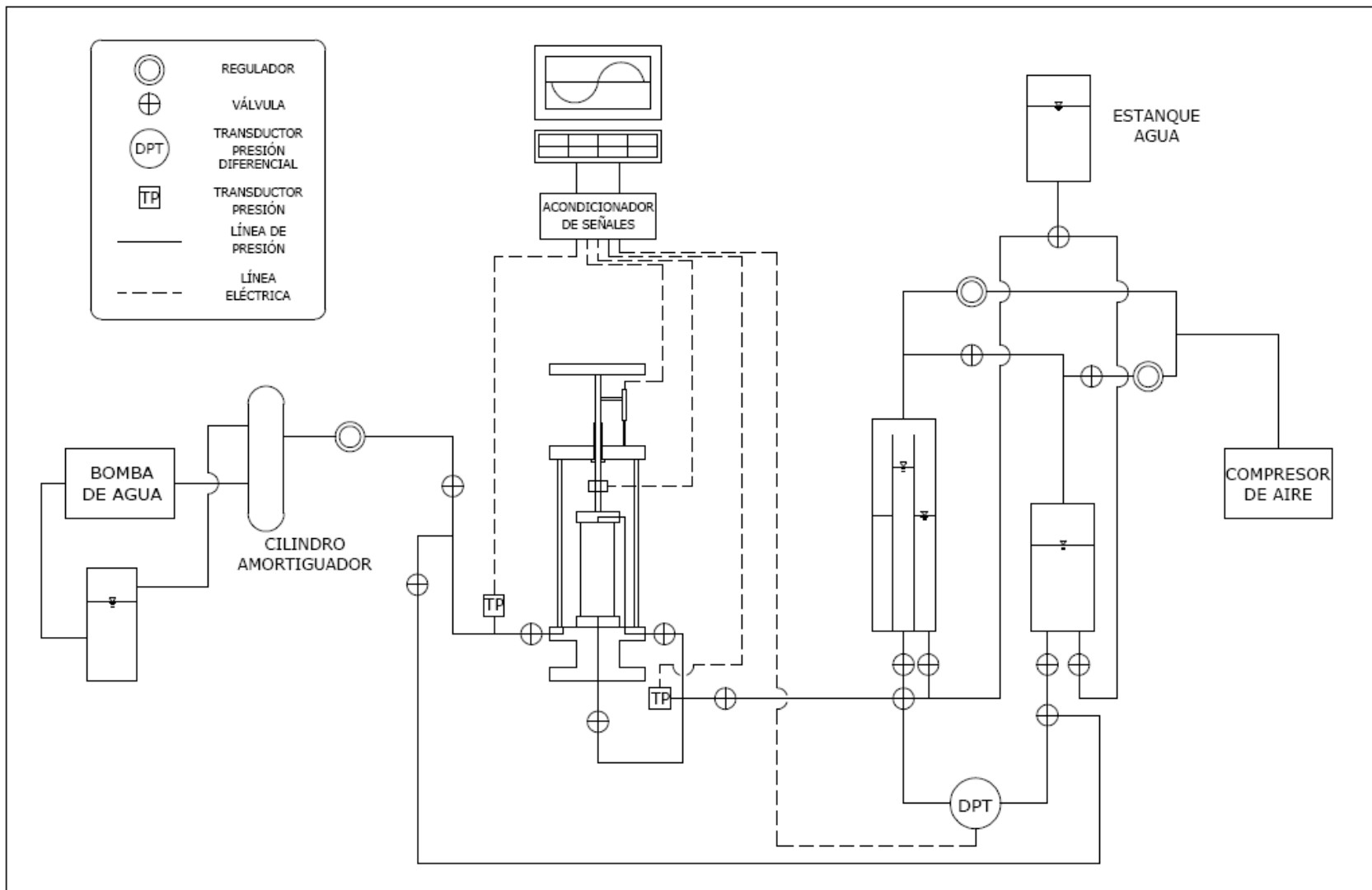


Figura 3.1. Esquema general equipo triaxial de altas presiones (Solans, 2010).

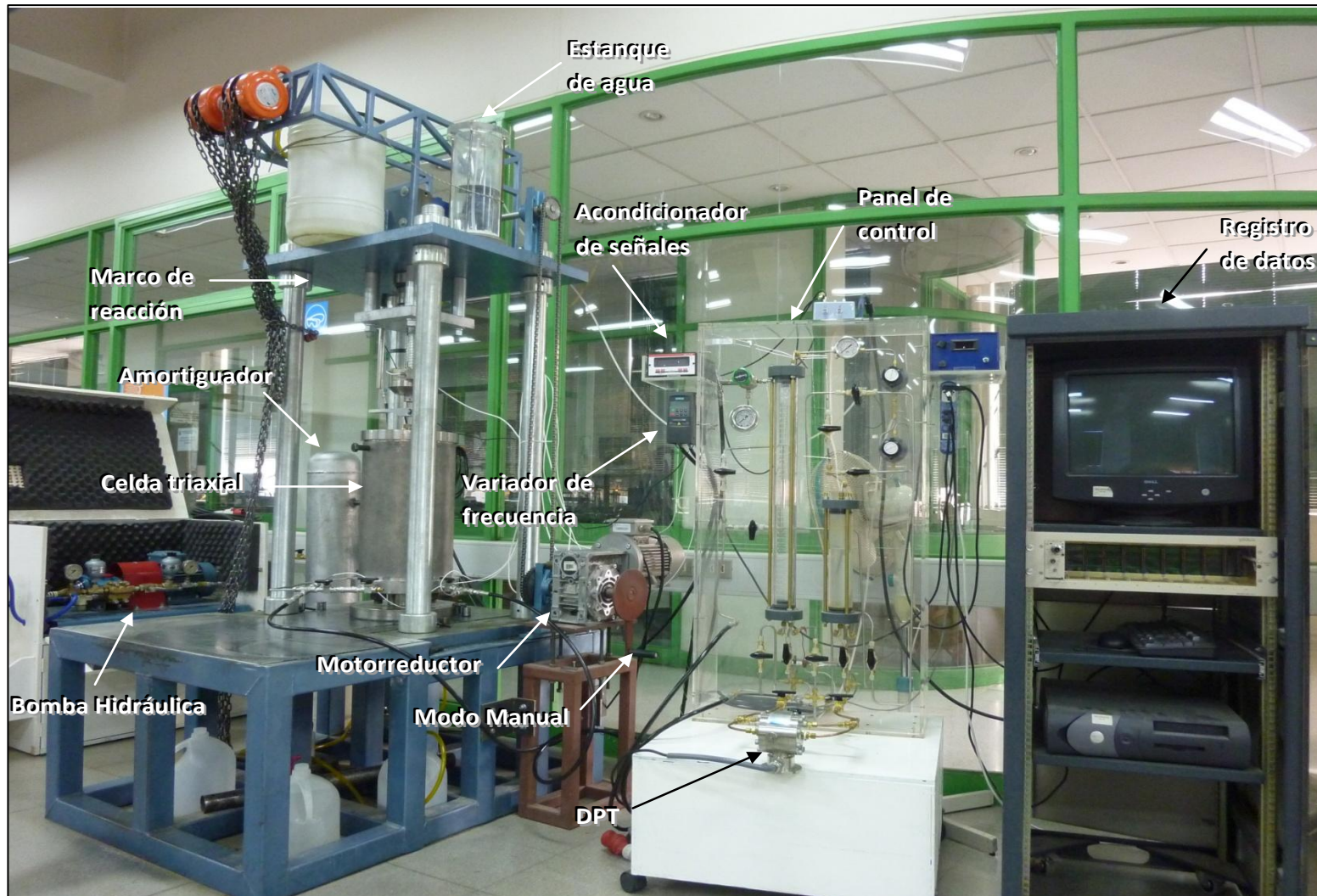


Figura 3.2. Componentes del equipo triaxial de altas presiones (Maureira, 2012).

Para la medición de la presión de cámara y presión de poros se utilizaron transductores con presiones máximas de 52 kg/cm^2 . Para el caso de la deformación se utilizó un transductor de desplazamiento (LVDT) el cual se ubicó en el mismo sentido de la aplicación de la carga. Este transductor posee un rango de desplazamiento de $\pm 50.88 \text{ mm}$. Por otro lado, para la aplicación de la carga axial se utilizó una celda de carga sumergible que permite medir tanto en compresión como en extensión. La carga máxima de sollicitación de esta celda es de 1200 kg .

Además, para la realización de ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 se utilizó un equipo triaxial cíclico de bajas presiones, también disponible en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile.

La carga cíclica aplicada sobre la probeta se logra a partir del movimiento de un carro móvil sobre un riel (brazo), que a través de un cable conectado a una polea amarra el pistón e induce el movimiento cíclico. Una descripción más detallada de este equipo es presentada por Mora (2001), Retamal (2005) y Corral (2008). Las componentes del equipo triaxial de bajas presiones se presentan en la Figura 3.3.



Figura 3.3. Componentes del equipo triaxial cíclico de bajas presiones.

3.2 SUELO ENSAYADO

3.2.1 CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA SUELO ENSAYADO

El material utilizado corresponde a la arena de relaves del muro del tranque El Torito, perteneciente a la mina de cobre El Soldado. Dicha arena constituye la fracción gruesa del relave producido a partir del material de desecho producto de la extracción del mineral.

El tranque El Torito se encuentra emplazado en la V región, en la comuna de Nogales, a 132 kilómetros al norte de Santiago. El sector exacto de extracción del material que fue llevado al laboratorio se presenta en la Figura 3.4.



Figura 3.4. Sector extracción arena de relaves estudiada.

Con la intención de obtener la clasificación geotécnica del material a estudiar, se realizaron ensayos de granulometría, gravedad específica (G_s), límites de Atterberg y densidad máxima y mínima.

La curva granulométrica de la arena en estudio se presenta en la Figura 3.5.

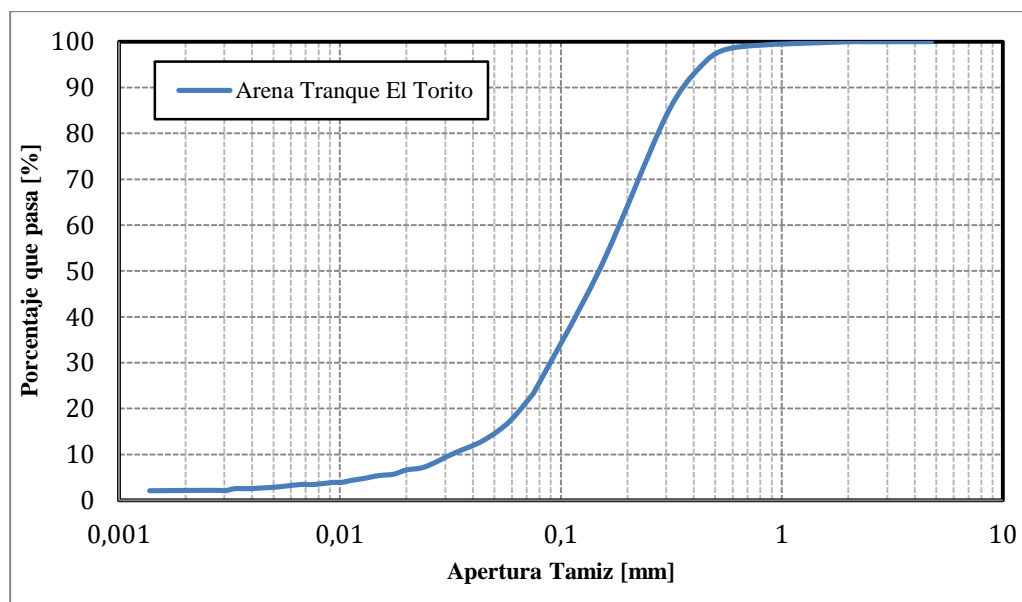


Figura 3.5. Distribución granulométrica arena de relaves Tranque El Torito.

La arena de relaves en estudio posee un contenido de finos de 23%, un tamaño medio $D_{50} = 0.148$ mm, coeficiente de uniformidad $C_u = 5.72$ y coeficiente de curvatura $C_c = 1.36$. De los ensayos de límites de Atterberg realizados a la fracción fina se obtuvo que estos últimos carecen de plasticidad (NP) por lo que son clasificados como limos (ASTM D 4318-10). Por lo tanto la clasificación USCS del material corresponde a una arena limosa (SM).

Para la determinación de las densidades máximas y mínimas se consideraron diferentes métodos. La densidad máxima fue determinada a través del método japonés (JSSMFE), el cual consiste en depositar 10 capas de suelo en un molde de dimensiones conocidas y golpear 100 veces en su superficie exterior a medida que se va ubicando cada capa. La densidad mínima se obtuvo mediante la depositación lenta del material seco dentro un molde de dimensiones conocidas (ASTM D 4254-00). El índice de vacíos máximo obtenido fue $e_{m\acute{a}x} = 1.111$ y el índice de vacíos mínimo $e_{m\acute{i}n} = 0.462$. Posteriormente se determinó la gravedad específica de la arena arrojando un valor de $G_s = 2.77$ (ASTM D 854-10). En la Tabla 3.2 se entrega un resumen de la caracterización geotécnica.

Tabla 3.2. Caracterización geotécnica arena de relaves.

Característica	Resultado
Porcentaje Finos [%]	23
D_{50} [mm]	0.148
C_u []	5.72
C_c []	1.36
IP Finos	NP
Clasificación USCS	Arena Limosa (SM)
$e_{m\acute{a}x}$ []	1.111
$e_{m\acute{i}n}$ []	0.462
G_s []	2.77

3.2.2 DESCRIPCIÓN MINERALÓGICA

El material estudiado corresponde a una arena limosa de tamaño uniforme que presenta partículas angulosas a sub angulosas de esfericidad media. Está constituida por clastos ígneos intrusivos y volcánicos con abundantes minerales de cuarzo y feldespato potásico. Las partículas, en general, presentan minerales de alteración tales como clorita, óxidos de hierro, óxidos de cobre (menores al 20%) y abundante material calcáreo (calcita). Este último recubre parcialmente la superficie de las partículas y en algunos casos constituye una matriz cementante entre ellas.

De la muestra total, un 15% corresponde a feldespato potásico, 20% a cuarzo, 20% a partículas volcánicas y 30% a partículas ígneas. Aisladamente se pueden reconocer minerales máficos angulosos (piroxenos y anfíbolos) de tamaños menores a 0.5 mm y en cantidad de 5% del volumen. Adicionalmente, se observan abundantes cristales de magnetita de forma angulosa con tamaños menores a 0.5 mm, constituyendo un 10% del volumen de la muestra estudiada. No obstante, también existe magnetismo en las partículas volcánicas e ígneas intrusivas.

En la Figura 3.6 se observa una imagen de la muestra analizada y en ella se detallan los componentes mencionados previamente.

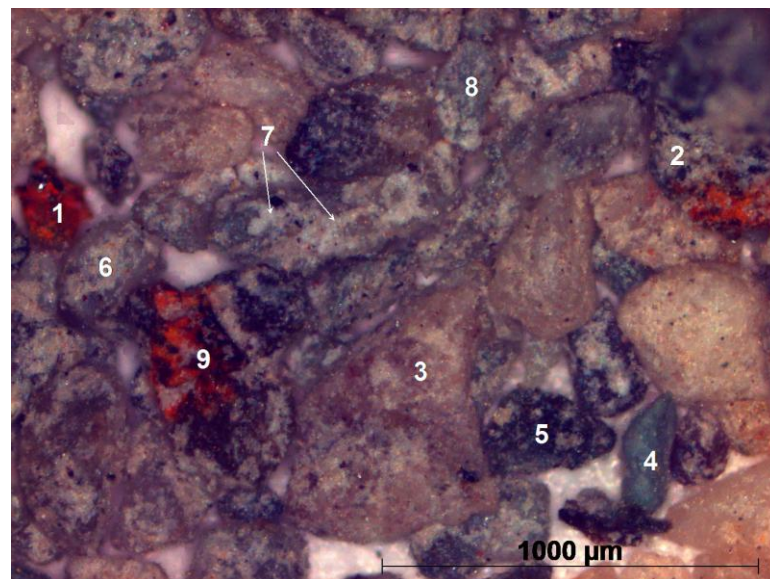


Figura 3.6. Imagen arena de relaves estudiada.

De la Figura 3.6 se pueden reconocer: 1) Óxidos de hierro, 2) Clasto volcánico con alteración de óxido de hierro, 3) Feldespato potásico, 4) Grano con alteración de óxido de cobre, 5) Magnetita, 6) Cuarzo, 7) Calcita, 8) Partícula volcánica con alteración de clorita y 9) Partícula volcánica con alteración de óxido de hierro.

3.3 METODOLOGÍA DE ENSAYO

3.3.1 PREPARACIÓN DE PROBETAS

Las probetas de arena de relaves de este estudio fueron preparadas remoldeadas bajo el método de compactación húmeda (“*moist tamping*”). Dicho método consiste en mezclar una cantidad determinada de suelo seco al horno con agua destilada, de manera de obtener un 5% de humedad. Luego, se procede a determinar la cantidad de suelo húmedo requerido para obtener una densidad en particular, se divide en partes iguales para ser compactado en 5 capas de igual altura dentro de un molde de bronce de dimensiones conocidas. Para el caso de probetas densas se preparó la muestra en 10 capas para poder lograr la densidad deseada.

Las probetas fueron confeccionada en las celdas triaxiales de bajas presiones y una vez finalizada su elaboración se les ubicó una membrana de látex, para luego ser cuidadosamente re-instaladas en el triaxial de altas presiones. Se realizó de esta manera debido que es más sencilla su confección y la manipulación se hace más fácil gracias a la succión que evidencian las muestras confeccionadas.

Luego de posicionar una probeta en el equipo triaxial de alta presión se procede al montaje, el cual consiste en bajar la membrana hacia el cabezal inferior para luego ubicar dos anillos de goma (“o-ring”) los que permiten sellar la probeta por abajo. Posterior a esto se sube la membrana cuidadosamente hacia el cabezal superior y se ubican dos anillos de goma más, a modo de sellar la probeta por arriba. Destacar que esta labor debe realizarse con extremada atención dado que los cabezales son más anchos que el diámetro de la probeta, por lo que en el proceso puede dañarse esta última si es que no se tiene el cuidado necesario. Finalmente, se conecta un serpentín de cobre el cual permite conectar externamente la probeta por arriba y por abajo para la aplicación de la contrapresión de manera uniforme.

3.3.2 SATURACIÓN

El comienzo del proceso de saturación corresponde a pasar durante 30 minutos dióxido de carbono (CO₂) a través de la probeta a ensayar, con la intención de desplazar el aire contenido en los poros del suelo. Luego se hace circular agua destilada y desaireada a través de la probeta, la cual desplaza el CO₂ y llena todos los intersticios de la muestra. Este proceso se mantiene hasta que hayan circulado al menos 200 ml de agua. Una vez finalizado lo anterior se procede a verificar el nivel de saturación mediante el parámetro B de Skempton, el cual se define de la siguiente forma:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad 3.1$$

Donde:

Δu : Incremento en la presión de poros en respuesta al incremento de la presión de cámara.

$\Delta\sigma_3$: Incremento de la presión de cámara.

Destacar que las probetas se consideraron saturadas cuando el valor de B fue mayor o igual a 0.95.

3.3.3 EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VACÍOS FINAL

Para la determinación del índice de vacíos final de cada ensayo se utilizó el método propuesto por Verdugo (1992) el cual cuantifica el índice de huecos de probetas saturadas a través del agua contenida en las muestras. Dicho procedimiento contempla 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:

$$e = \frac{V_f - V_i * \gamma_{agua} + (W_m - W_d)}{W_d} * G_s \quad 3.2$$

3.3.5 PROGRAMA DE ENSAYOS

El programa de ensayos estipulado para el desarrollo de esta tesis consiste en un total de 139 ensayos triaxiales, los cuales se distribuyeron en 26 ensayos triaxiales monótonos no drenados, 108 triaxiales cíclicos no drenados y 5 consolidaciones isotrópicas.

La forma de distribución de la campaña de laboratorio consiste en repartir los triaxiales monótonos no drenados y los triaxiales cíclicos no drenados, más una consolidación isotrópica, entre 3 densidades relativas distintas (40%, 60% y 75%).

3.3.5.1 ENSAYOS TRIAXIALES MONÓTONOS NO DRENADOS (CIU)

Se llevaron a cabo ensayos triaxiales monótonos no drenados (CIU) a muestras de arena de relaves, con la intención de caracterizar su comportamiento geomecánico tanto en compresión como en extensión. Para el fin anterior, se utilizaron 4 presiones de confinamiento distintas (1, 5, 10 y 15 kg/cm²) y 3 densidades relativas diferentes (40 %, 60 % y 75 %). Para el caso de 40 % de densidad relativa se agregó una presión de confinamiento de 20 kg/cm² para aumentar la región caracterizada, dada la naturaleza contractiva de las muestras.

Los ensayos fueron realizados a deformación controlada a una tasa de deformación de 0.13 mm/min. Los cabezales superior e inferior se lubricaron con membranas y vaselina blanca, como se indica en la Figura 3.8. Lo anterior con la intención de mejorar la distribución de deformaciones, al disminuir la restricción a la deformación lateral de las probetas (Verdugo, 1992; Tatsuoka et al., 1984). Para confinamientos sobre 5 kg/cm² se utilizó doble membrana y la contrapresión utilizada fue entre 4 y 5 kg/cm² para evitar la cavitación en probetas densas.

En la Tabla 3.3 se entrega un resumen de los ensayos monótonos no drenados realizados.



Figura 3.8. Cabezal inferior lubricado para ensayo triaxial monótono.

Tabla 3.3. Resumen ensayos monótonos no drenados.

Tipo de Ensayo	Densidad Relativa Inicial [%]	Presión de Confinamiento σ'_3 [kg/cm ²]
CIU Compresión	40	1
	40	5
	40	10
	40	15
	40	20
	60	1
	60	5
	60	10
	60	15
	75	1
	75	5
	75	10
CIU Extensión	40	1
	40	5
	40	10
	40	15
	40	20
	60	1
	60	5
	60	10
	60	15
	75	1
	75	5
	75	10
	75	15

Nota: Todos los ensayos CIU se realizaron sin corte estático inicial.

3.3.5.2 ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS NO DRENADOS

Se realizaron ensayos triaxiales cíclicos no drenados, consolidados isotrópicamente y anisotrópicamente, en muestras de arena de relaves con el fin de estudiar el efecto combinado del corte estático y la presión de confinamiento en la resistencia cíclica del material.

Al igual que en el punto 3.3.5.1, se utilizaron 4 presiones de confinamiento distintas (1, 5, 10 y 15 kg/cm²) y 3 densidades relativas diferentes (40%, 60% y 75%). Para cada densidad relativa se llevaron a cabo 36 ensayos cíclicos, de los cuales 12 fueron consolidados isotrópicamente y 24 consolidados anisotrópicamente, según el procedimiento señalado en la sección 3.3.4. Los niveles

de corte estático utilizado corresponden a η igual a 0.30 y 0.45 ($\eta = q_{est} / p'_0$); lo que en términos de K_c es igual a 1.75 y 2.29 ($K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$), y en función de α es igual a 0.27 y 0.39 ($\alpha = q_{est} / \sigma'_{no}$) respectivamente.

El detalle del programa de ensayos cíclicos realizados para cada densidad relativa estudiada, con sus respectivas condiciones de consolidación, se presentan en la Figura 3.9. Cada punto representa 3 ensayos, a partir de los cuales se determinó una curva de resistencia cíclica.

Los ensayos fueron realizados a carga controlada, aplicándosele a la probeta una carga sinusoidal de 1 ciclo/min de frecuencia.

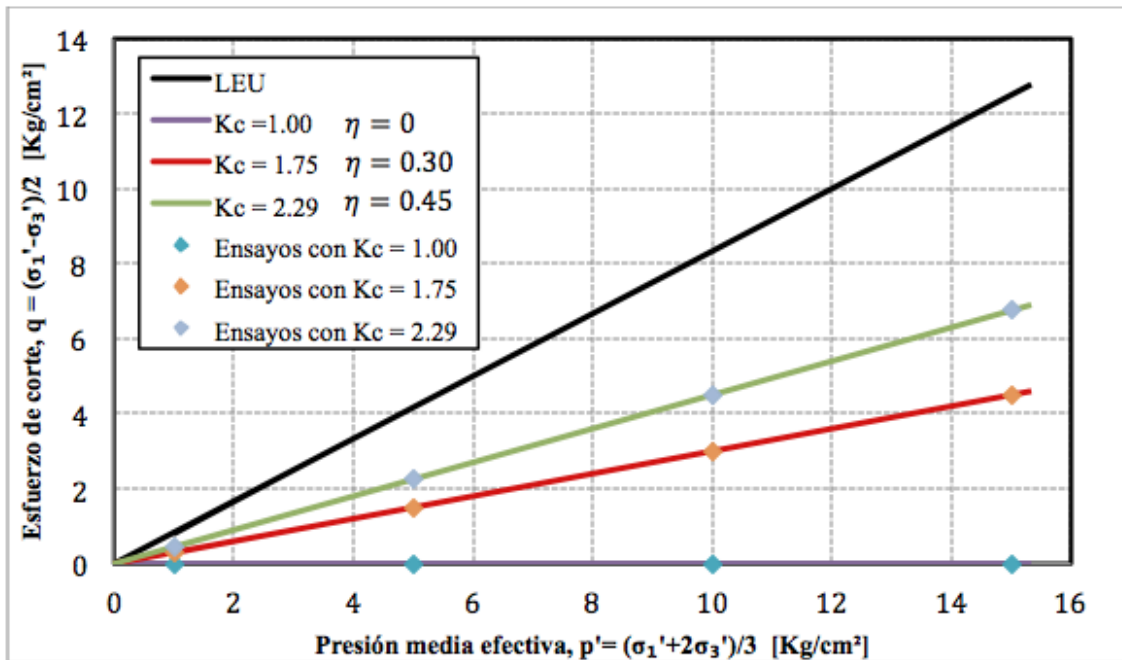


Figura 3.9. Esquema del programa ensayos triaxiales cíclicos para cada densidad relativa.

En las Tablas 3.4, 3.5 y 3.6 se entrega el resumen de los ensayos triaxiales cíclicos llevados a cabo para cada densidad relativa inicial empleada en el estudio.

Tabla 3.4. Resumen ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 40 %.

Presión Media p'_0 [kg/cm ²]	Presión de Confinamiento σ'_3 [kg/cm ²]	Corte Estático q_{est} [kg/cm ²]	$\eta = \frac{q_{est}}{p'_0}$ []	τ_{cyc}	p'_0 []	τ_{cyc}	σ'_3 []
1.0	1.0	0.0	0.0	0.20		0.20	
1.0	1.0	0.0	0.0	0.22		0.22	
1.0	1.0	0.0	0.0	0.19		0.19	
1.0	0.80	0.30	0.30	0.30		0.375	
1.0	0.80	0.30	0.30	0.36		0.45	
1.0	0.80	0.30	0.30	0.33		0.413	
1.0	0.70	0.45	0.45	0.25		0.357	
1.0	0.70	0.45	0.45	0.21		0.3	
1.0	0.70	0.45	0.45	0.32		0.457	
5.0	5.0	0.0	0.0	0.14		0.14	
5.0	5.0	0.0	0.0	0.19		0.19	
5.0	5.0	0.0	0.0	0.12		0.12	
5.0	4.0	1.5	0.30	0.20		0.25	
5.0	4.0	1.5	0.30	0.15		0.188	
5.0	4.0	1.5	0.30	0.17		0.213	
5.0	3.5	2.25	0.45	0.15		0.214	
5.0	3.5	2.25	0.45	0.17		0.243	
5.0	3.5	2.25	0.45	0.12		0.171	
10.0	10.0	0.0	0.0	0.15		0.15	
10.0	10.0	0.0	0.0	0.20		0.20	
10.0	10.0	0.0	0.0	0.13		0.13	
10.0	8.0	3.0	0.30	0.20		0.25	
10.0	8.0	3.0	0.30	0.17		0.213	
10.0	8.0	3.0	0.30	0.15		0.188	
10.0	7.0	4.5	0.45	0.15		0.214	
10.0	7.0	4.5	0.45	0.12		0.171	
10.0	7.0	4.5	0.45	0.10		0.143	
15.0	15.0	0.0	0.0	0.17		0.17	
15.0	15.0	0.0	0.0	0.15		0.15	
15.0	15.0	0.0	0.0	0.22		0.22	
15.0	12.0	4.5	0.30	0.20		0.25	
15.0	12.0	4.5	0.30	0.15		0.188	
15.0	12.0	4.5	0.30	0.12		0.15	
15.0	10.5	6.75	0.45	0.12		0.171	
15.0	10.5	6.75	0.45	0.10		0.143	
15.0	10.5	6.75	0.45	0.09		0.129	

Tabla 3.5. Resumen ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 60 %.

Presión Media p'_0 [kg/cm ²]	Presión de Confinamiento σ'_3 [kg/cm ²]	Corte Estático q_{est} [kg/cm ²]	$\eta = q_{est} / p'_0$ []	τ_{cyc} p'_0 []	τ_{cyc} / σ'_3 []
1.0	1.0	0.0	0.0	0.30	0.30
1.0	1.0	0.0	0.0	0.25	0.25
1.0	1.0	0.0	0.0	0.35	0.35
1.0	0.80	0.30	0.30	0.41	0.513
1.0	0.80	0.30	0.30	0.43	0.538
1.0	0.80	0.30	0.30	0.45	0.563
1.0	0.70	0.45	0.45	0.64	0.914
1.0	0.70	0.45	0.45	0.62	0.886
1.0	0.70	0.45	0.45	0.65	0.929
5.0	5.0	0.0	0.0	0.25	0.25
5.0	5.0	0.0	0.0	0.18	0.18
5.0	5.0	0.0	0.0	0.20	0.20
5.0	4.0	1.5	0.30	0.30	0.375
5.0	4.0	1.5	0.30	0.25	0.313
5.0	4.0	1.5	0.30	0.27	0.338
5.0	3.5	2.25	0.45	0.30	0.429
5.0	3.5	2.25	0.45	0.35	0.5
5.0	3.5	2.25	0.45	0.37	0.529
10.0	10.0	0.0	0.0	0.23	0.23
10.0	10.0	0.0	0.0	0.20	0.20
10.0	10.0	0.0	0.0	0.17	0.17
10.0	8.0	3.0	0.30	0.30	0.375
10.0	8.0	3.0	0.30	0.27	0.338
10.0	8.0	3.0	0.30	0.25	0.313
10.0	7.0	4.5	0.45	0.30	0.429
10.0	7.0	4.5	0.45	0.27	0.386
10.0	7.0	4.5	0.45	0.35	0.5
15.0	15.0	0.0	0.0	0.24	0.24
15.0	15.0	0.0	0.0	0.20	0.20
15.0	15.0	0.0	0.0	0.18	0.18
15.0	12.0	4.5	0.30	0.27	0.338
15.0	12.0	4.5	0.30	0.30	0.375
15.0	12.0	4.5	0.30	0.25	0.313
15.0	10.5	6.75	0.45	0.20	0.286
15.0	10.5	6.75	0.45	0.22	0.314
15.0	10.5	6.75	0.45	0.25	0.357

Tabla 3.6. Resumen ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 75 %.

Presión Media p'_0 [kg/cm ²]	Presión de Confinamiento σ'_3 [kg/cm ²]	Corte Estático q_{est} [kg/cm ²]	$\eta = \frac{q_{est}}{p'_0}$ []	τ_{cyc} p'_0 []	τ_{cyc} σ'_3 []
1.0	1.0	0.0	0.0	0.45	0.45
1.0	1.0	0.0	0.0	0.50	0.50
1.0	1.0	0.0	0.0	0.40	0.40
1.0	0.80	0.30	0.30	0.62	0.775
1.0	0.80	0.30	0.30	0.59	0.738
1.0	0.80	0.30	0.30	0.68	0.85
1.0	0.70	0.45	0.45	0.90	1.286
1.0	0.70	0.45	0.45	0.85	1.214
1.0	0.70	0.45	0.45	0.82	1.171
5.0	5.0	0.0	0.0	0.28	0.28
5.0	5.0	0.0	0.0	0.35	0.35
5.0	5.0	0.0	0.0	0.24	0.24
5.0	4.0	1.5	0.30	0.35	0.438
5.0	4.0	1.5	0.30	0.40	0.50
5.0	4.0	1.5	0.30	0.45	0.563
5.0	3.5	2.25	0.45	0.53	0.757
5.0	3.5	2.25	0.45	0.45	0.643
5.0	3.5	2.25	0.45	0.40	0.571
10.0	10.0	0.0	0.0	0.30	0.30
10.0	10.0	0.0	0.0	0.27	0.27
10.0	10.0	0.0	0.0	0.24	0.24
10.0	8.0	3.0	0.30	0.35	0.438
10.0	8.0	3.0	0.30	0.40	0.50
10.0	8.0	3.0	0.30	0.45	0.563
10.0	7.0	4.5	0.45	0.45	0.643
10.0	7.0	4.5	0.45	0.40	0.571
10.0	7.0	4.5	0.45	0.48	0.686
15.0	15.0	0.0	0.0	0.25	0.25
15.0	15.0	0.0	0.0	0.22	0.22
15.0	15.0	0.0	0.0	0.28	0.28
15.0	12.0	4.5	0.30	0.40	0.50
15.0	12.0	4.5	0.30	0.35	0.438
15.0	12.0	4.5	0.30	0.43	0.538
15.0	10.5	6.75	0.45	0.45	0.643
15.0	10.5	6.75	0.45	0.40	0.571
15.0	10.5	6.75	0.45	0.43	0.614

3.3.5.3 CONSOLIDACIONES ISÓTROPAS

Se llevaron a cabo 5 consolidaciones isotropas hasta una presión de confinamiento efectiva de 30 kg/cm² para las densidades relativas estudiadas (40%, 60% y 75%) y estados cercanos al más denso y más suelto. Lo anterior a modo de estudio de la compresibilidad del material y su cambio volumétrico ante la variación de la presión hidrostática.

El modo de ejecución fue realizar incrementos de la presión de cámara de 0.5 kg/cm² hasta llegar a 5 kg/cm² de confinamiento efectivo, luego el aumento fue en intervalos de 1 kg/cm² hasta llegar a un confinamiento efectivo de 30 kg/cm². Entre cada aumento de carga se espero que el cambio volumétrico se estabilizara.

Destacar además, que se llegó hasta una presión de confinamiento efectiva que dobla las presiones máximas utilizadas en las caracterizaciones geomecánica y cíclica, con la intención de tener una mayor zona de estudio de la compresibilidad y que la información encontrada a partir de los ensayos monótonos y cíclicos se encuentren contenida dentro de esta.

4 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD ISÓTROPAS

Las curvas de compresibilidad isótropas de los suelos permiten observar el efecto del aumento de la presión media efectiva en el cambio volumétrico del sistema particulado. En ese sentido, en el plano $e-p'$ se pueden representar todos los estados posibles de índice de vacíos para una presión de confinamiento y condición de densidad inicial en particular, los cuales se encontraran delimitados por las curvas de compresibilidad de los empaquetamientos de partículas más suelto y más denso. De esta manera se puede definir una zona de estados accesibles para el suelo, entregando como conclusión que los puntos que se encuentren contenidos dentro de la zona mencionada, corresponderán a estados alcanzables para el material a través de procesos de carga triaxial convensionales.

En vista de lo anterior, se llevaron a cabo consolidaciones isótropas en la arena de relaves estudiada para estados de densidad cercanos al más suelto ($DR_i = 14\%$) y al más denso ($DR_i = 93\%$), los cuales se presentan en las Figuras 4.1 (escala logarítmica) y 4.2 (escala aritmética). De dichas figuras se puede advertir la evolución de la consolidación de la arena de relaves ante el aumento de la presión media efectiva, observándose que existe una alta compresibilidad del suelo para su estado más suelto y evidenciándose además una tendencia a estabilizar su tasa de compresión a presiones mayores a 10 kg/cm^2 . Para el caso del estado más denso se distingue que las deformaciones volumétricas ocasionadas por la carga isótropa son bastante pequeñas, a pesar de que la presión de confinamiento alcanzó valores de hasta 30 kg/cm^2 .

Además, en la Figuras 4.1 y 4.2 se presentan las curvas de compresibilidad para las densidades relativas utilizadas en el presente estudio (40 %, 60 % y 75 %). Se evidencia que la arena de relaves sufre una progresiva disminución de la compresibilidad, o aumento de la rigidez volumétrica, al aumentar la densidad relativa. Esto último resulta más evidente en la Figura 4.3, donde se grafica el índice de vacíos normalizado respecto del índice de vacíos inicial versus la presión media efectiva, y de donde se observa como disminuye la tasa de cambio volumétrico del suelo al aumentar la densidad del material.

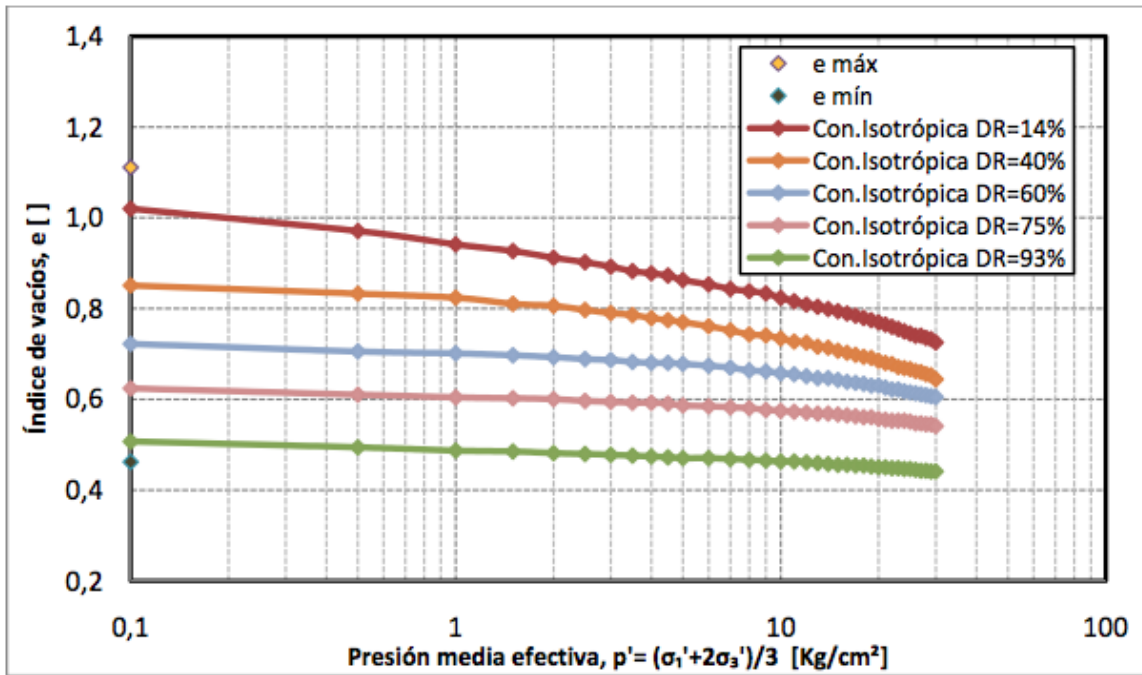


Figura 4.1. Consolidación isotrópica estados con $DR_i = 14\%$, $DR_i = 40\%$, $DR_i = 60\%$, $DR_i = 75\%$ y $DR_i = 93\%$ para arena de relaves, escala logarítmica.

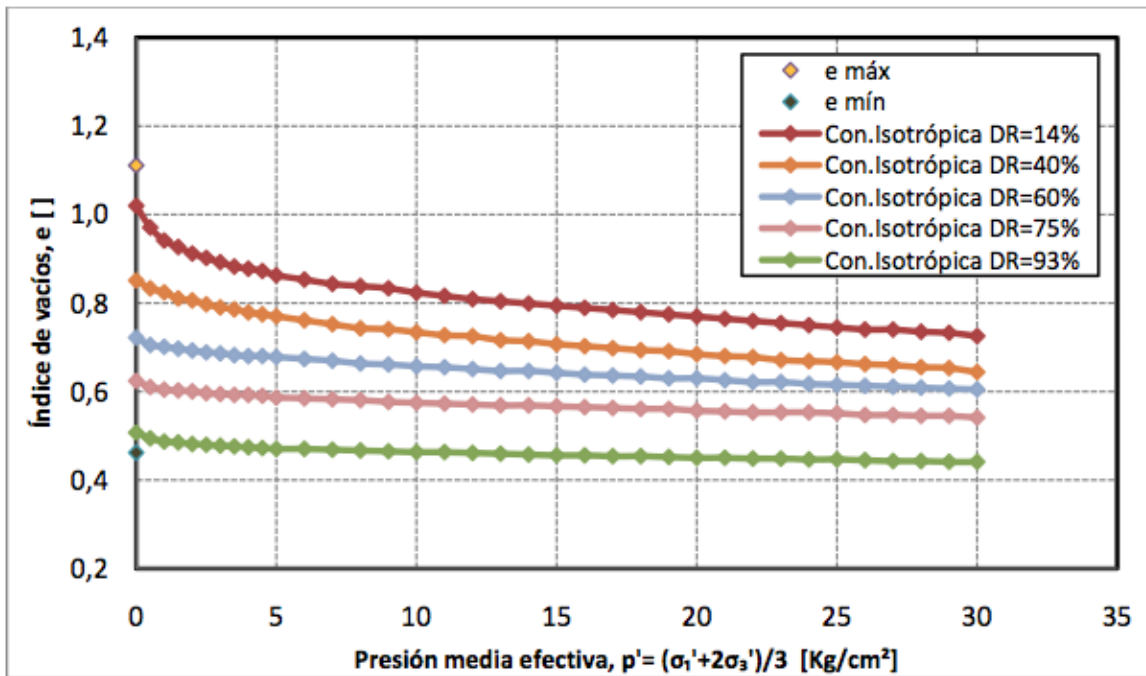


Figura 4.2. Consolidación isotrópica estados con $DR_i = 14\%$, $DR_i = 40\%$, $DR_i = 60\%$, $DR_i = 75\%$ y $DR_i = 93\%$ para arena de relaves, escala aritmética.

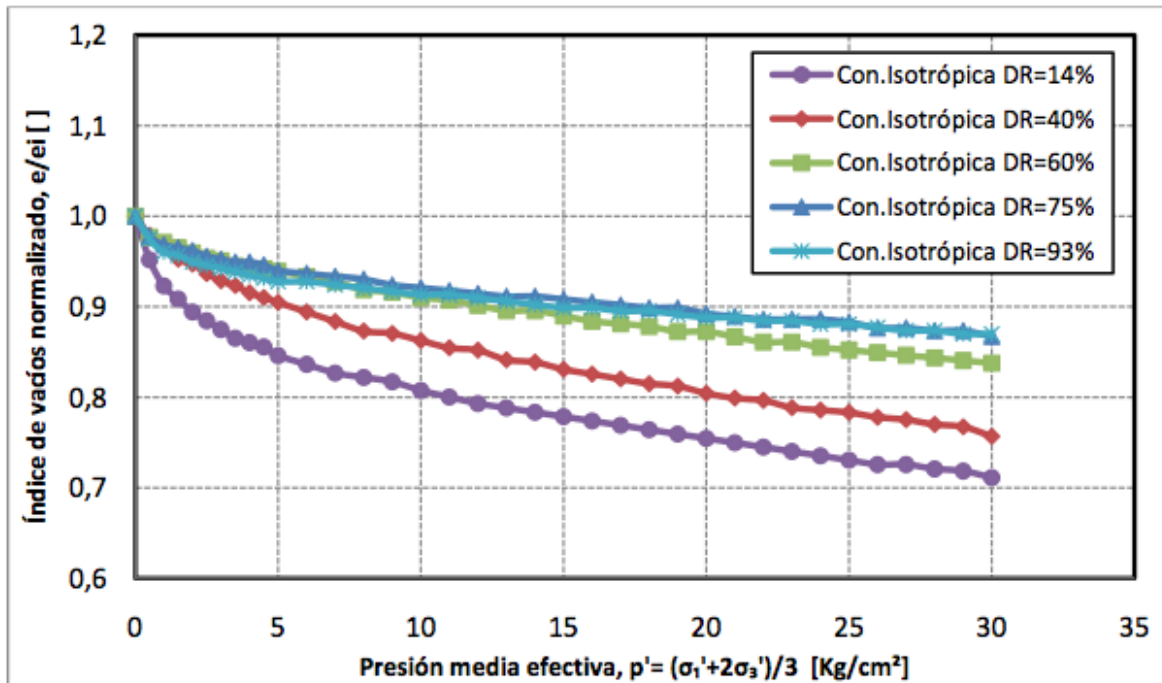


Figura 4.3. Curvas de compresibilidad normalizadas para $DR_i = 14\%$, $DR_i = 40\%$, $DR_i = 60\%$, $DR_i = 75\%$ y $DR_i = 93\%$.

A modo de comparación con la arena de relaves estudiada, se presentan en las Figuras 4.4 y 4.5 las curvas de compresibilidad para los estados más sueltos y más densos de las arenas naturales de Toyoura y Sengenyama, respectivamente, las cuales fueron estudiadas por Verdugo (1992). De dichas figuras se puede observar que existe una importante diferencia entre las zonas de estados posibles de los materiales naturales respecto de la arena de relaves, además de evidenciarse claramente la mayor compresibilidad de la arena de relaves respecto de las arenas naturales presentadas.

Esto se observa claramente en las Figuras 4.6 y 4.7, donde se presenta el índice de vacíos normalizado respecto del índice de vacíos inicial versus la presión media efectiva, para los estados cercanos a los más sueltos y más densos de las tres arenas analizadas. De dichas figuras también se puede notar la menor compresibilidad que exhiben las arenas de naturales respecto de la arena de relaves, siendo más marcado el efecto para el estado más suelto. Además puede observarse que la curva normalizada de arena de relaves se ubica bajo las curvas normalizadas de las arenas naturales en ambos casos, lo que se explica debido a la mayor angulosidad de las partículas de las arenas de relaves. La idea anterior se fundamenta en que el índice de vacíos se incrementa al aumentar la angulosidad de las partículas.

Diversos autores han presentado también resultados que muestran la alta compresibilidad de las arenas de relaves respecto de las arenas de naturales, tales como Vaid et al. (1985) en arena de relaves y arena de Ottawa hasta presiones medias efectivas de 30 kg/cm², Solans (2010) en una arena de relaves muy similar a la de este estudio, hasta presiones de confinamientos de 50 kg/cm² y por Maureira (2012), también en una arena de relaves muy similar a la de este estudio y en arena de Ottawa hasta presiones medias efectivas de 50 kg/cm².

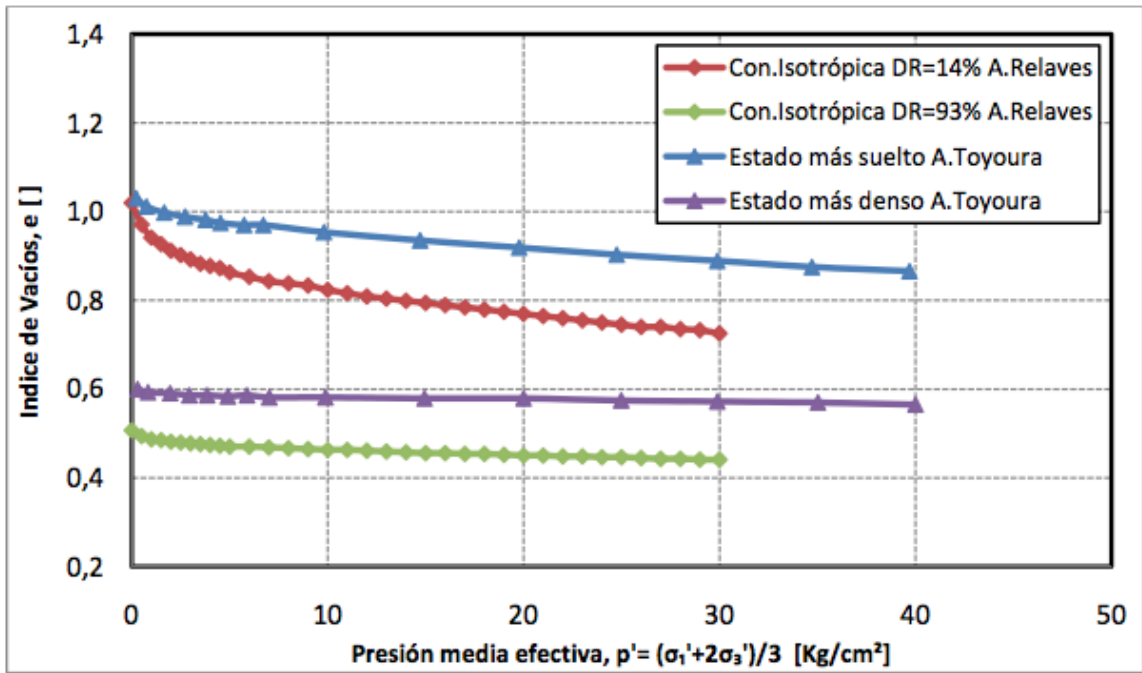


Figura 4.4. Comparación de curvas de compresibilidad arena de relaves y arena de Toyoura.

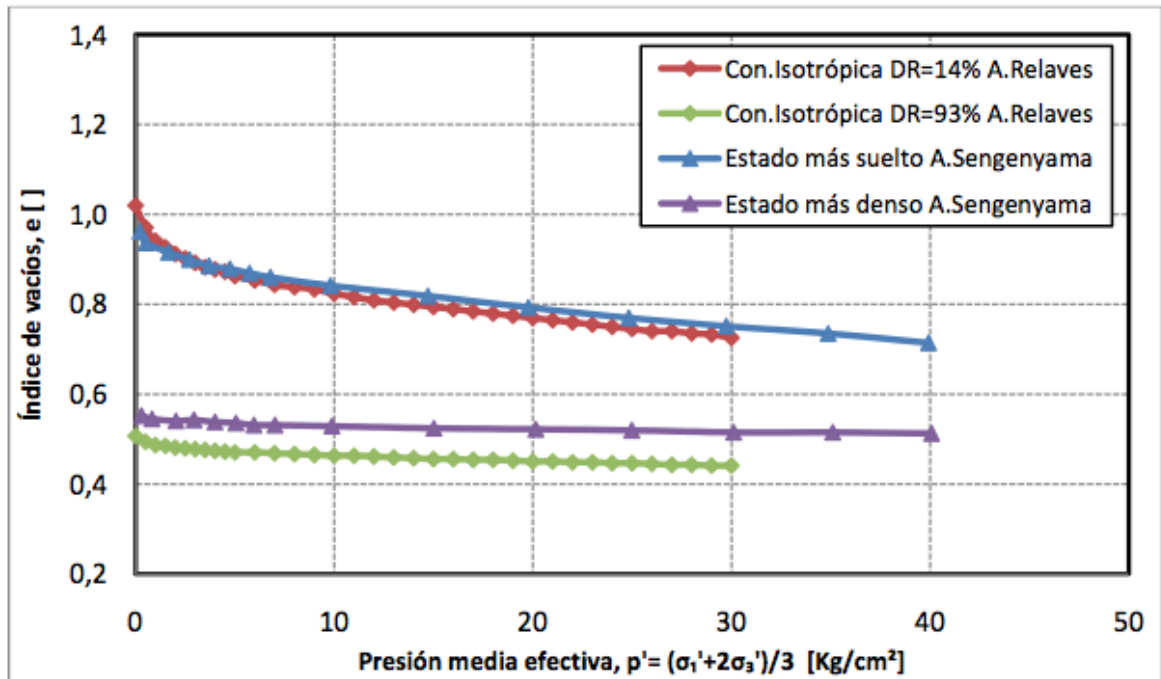


Figura 4.5. Comparación de curvas de compresibilidad arena de relaves y arena de Sengenyama.

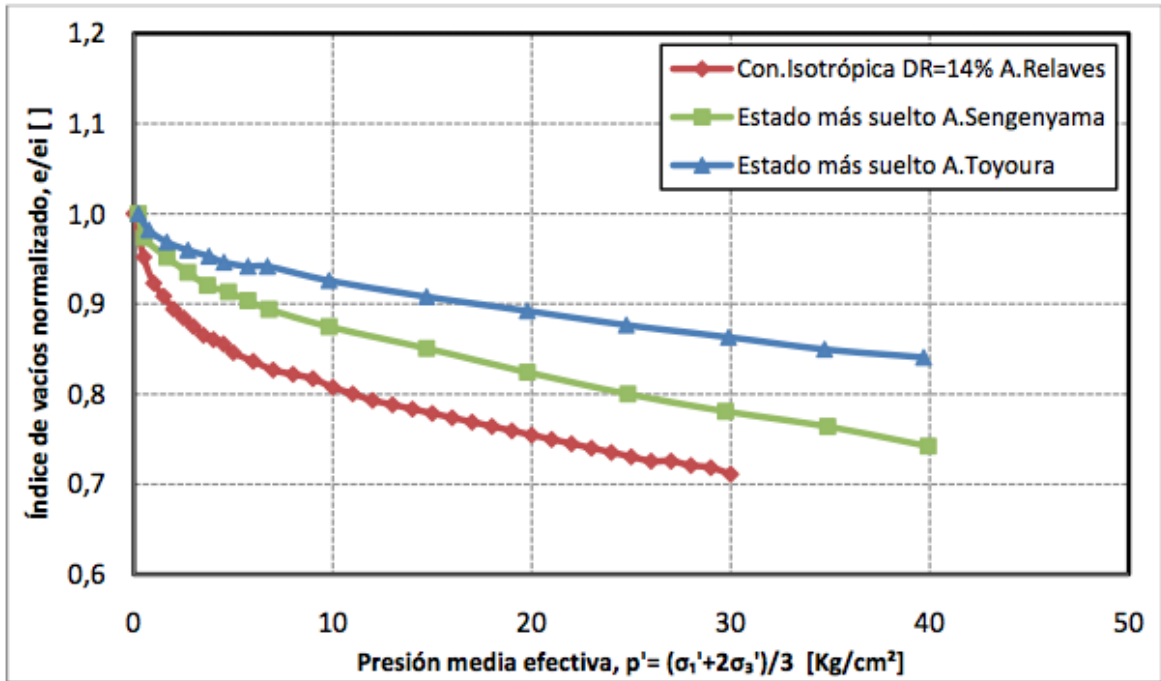


Figura 4.6. Comparación de curvas de compresibilidad normalizadas para el estado cercano al más suelto en arena de relaves y más suelto en arena de Sengenyama y arena de Toyoura.

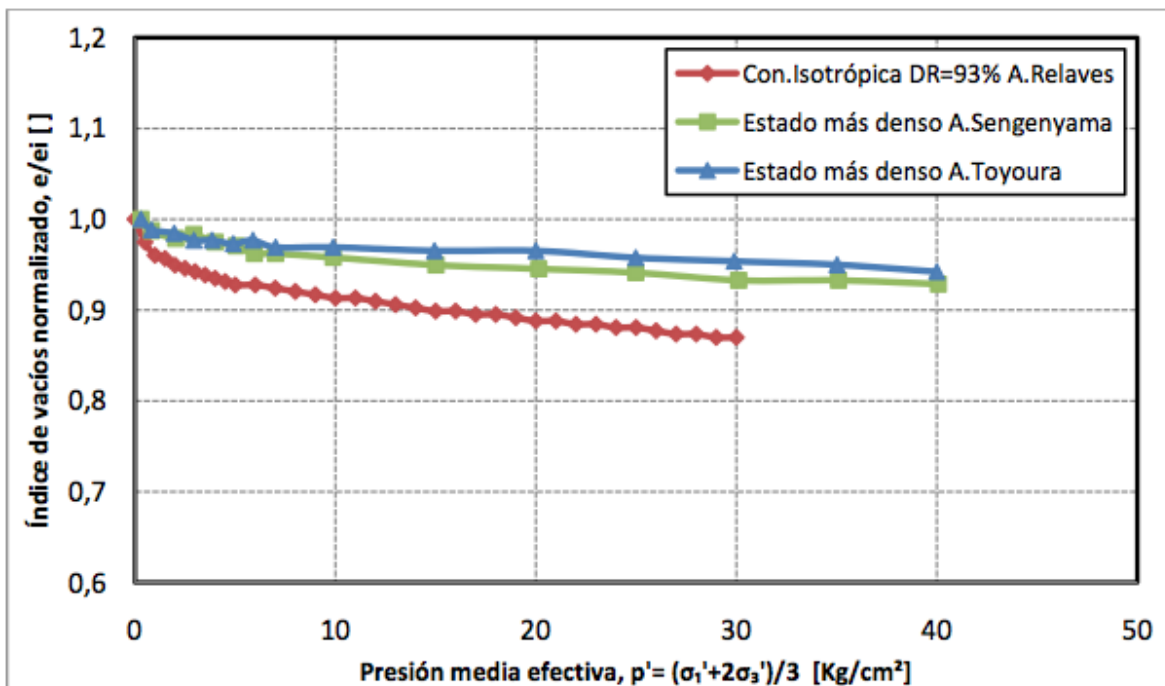


Figura 4.7. Comparación de curvas de compresibilidad normalizadas para el estado cercano al más denso en arena de relaves y más denso en arena de Sengenyama y arena de Toyoura.

4.2 COMPORTAMIENTO MONÓTONO NO DRENADO

En la Figuras 4.8, 4.9 y 4.10 se muestra el comportamiento no drenado de la arena de relaves para cada una de las densidades relativas de confección. Se puede observar que, en términos generales, en el caso de los ensayos en compresión existe un aumento de la resistencia a medida que se incrementa la presión de confinamiento. Lo anterior se debe a que la resistencia al deslizamiento en cada punto de contacto es proporcional a la fuerza normal en dichos puntos y por lo tanto la resistencia total aumenta con la presión de confinamiento ($\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi$).

Al analizar las muestras con densidad relativa inicial de 40 % y ensayadas en compresión, se observa de las curvas tensión-deformación que existe un crecimiento continuo de la resistencia a una tasa constante al aumentar la deformación axial para las muestras consolidadas hasta una presión de confinamiento de 10 kg/cm². Para las presiones medias efectivas de 15 y 20 kg/cm² se observa una estabilización del esfuerzo desviador a partir de 15 % y 5 % de deformación axial respectivamente (Figura 4.8b). Ahora bien, al observar las curvas de variación de presión de poros respecto a la deformación axial, se tiene que para todas las muestras analizadas existe una estabilización del exceso de presión de poros luego del marcado incremento inicial (Figura 4.8c). Por su parte las trayectorias de tensiones efectivas muestran que para las probetas consolidadas hasta 15 kg/cm² se tienen notorios comportamientos contractivos, mostrando una leve dilatancia hacia al final del ensayo. En el caso de la muestra con presión media efectiva de 20 kg/cm² se tiene un comportamiento netamente contractivo, mostrando que a partir de este nivel de presión de confinamiento dicha respuesta es la que prevalecerá (Figura 4.8a).

De las muestras con densidad relativa inicial de 60 % y ensayadas en compresión, se aprecia en las curvas tensión-deformación un aumento continuo de la resistencia al incrementar la deformación axial para las presiones medias efectivas de 1, 5 y 10 kg/cm². Para el caso de la muestra consolidada hasta 15 kg/cm² se observa una estabilización del esfuerzo desviador a una deformación axial cercana al 11 % (Figura 4.9b). Lo anterior se encuentra en concordancia a lo expresado en las curvas de la variación de presión de poros (Figura 4.9c), ya que se observa una estabilización del exceso de presión de poros luego del marcado incremento inicial para la muestra consolidada hasta 15 kg/cm², a diferencia de aquellas con menores presiones medias efectivas las que evidenciaron un decrecimiento del exceso de presión de poros al incrementar la deformación axial. Al analizar las trayectorias de tensiones efectivas (Figura 4.9a) se observa el comportamiento dilatante exhibido por las muestras con presiones de confinamiento hasta 10 kg/cm², consecuente con lo señalado anteriormente. Por su parte la muestra con presión media efectiva de 15 kg/cm² muestra un comportamiento contractivo durante la mayor parte de la trayectoria del ensayo, mostrando una pequeña dilatancia hacia el final del mismo.

Por último, de las probetas confeccionadas con densidad relativa de 75 % y ensayadas en compresión, se puede concluir a partir de las curvas tensión-deformación que todas las muestras evidencian un aumento continuo y sostenido de la resistencia al aumentar la deformación axial (Figura 4.10b), lo cual se traduce en que se evidencie en cada una de las probetas una marcada reducción de la variación de presión de poros una vez alcanzado un valor máximo a pequeñas deformaciones (Figura 4.10c). Lo anterior es consistente con la expresado en las trayectorias de tensiones efectivas (Figura 4.10a), donde se evidencia el comportamiento dilatante que exhibieron todas las muestras, independiente del nivel de presión media efectiva utilizado.

Respecto a la respuesta tensión-deformación para el caso de los ensayos en extensión, se puede notar la evidente diferencia en el nivel de deformaciones respecto al caso en compresión. Lo anterior se debe a que el mecanismo de descarga de la probeta origina que esta se estrangule casi completamente a bajas deformaciones, justo bajo el cabezal superior.

De las Figuras 4.8, 4.9 y 4.10 se observa que todas las probetas ensayadas con carga en extensión, independiente de la densidad relativa de confección y de la presión media efectiva empleada, evidencian un comportamiento altamente contractivo. Esto se encuentra en concordancia con otras investigaciones en iguales condiciones de cargas tales como Lade & Yamamuro (1996), Maureira (2012), entre otros.

Debido a los bajos niveles de deformación axial alcanzados, se concluye que estos no son suficientes para definir de forma exacta el comportamiento monótono no drenado en extensión, ya que no entregan una condición única en su estado final, por lo que sólo permiten obtener observaciones generales de la respuesta exhibida por la arena de relaves bajo este tipo de sollicitación.

La literatura técnica disponible señala que este tipo de pruebas son inherentemente inestable, por lo que alcanzar deformaciones uniformes es difícil. En ese sentido, Yamamuro y Lade (Yamamuro y Lade, 1995) proponen la utilización de pequeñas placas de acero inoxidable ubicadas en todo el perímetro de la probeta ensayada, con el propósito de permitir la generación de deformaciones uniformes y eliminar potenciales zonas débiles en las que ocurriría el estrangulamiento de la muestra. De acuerdo a los resultados exhibidos por dicha investigación, este procedimiento si permitiría alcanzar deformaciones uniformes en los especímenes ensayados en pruebas triaxiales en extensión, para un amplio rango de presiones de confinamiento.

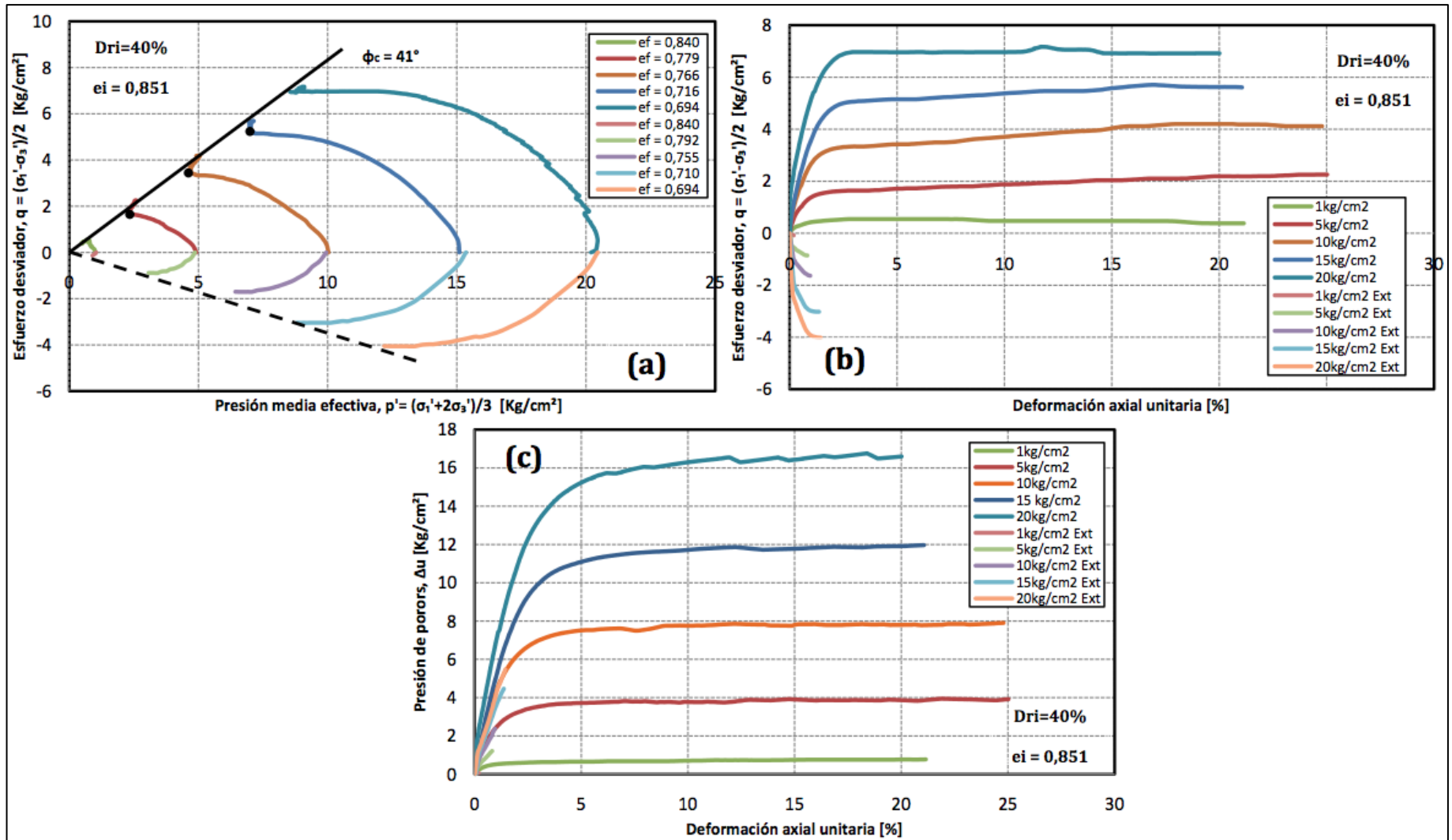


Figura 4.8. Respuesta monótona no drenada de muestras con $DR_i = 40\%$: (a) Trayectoria de tensiones efectivas, (b) Tensión- deformación, (c) Presión de poros.

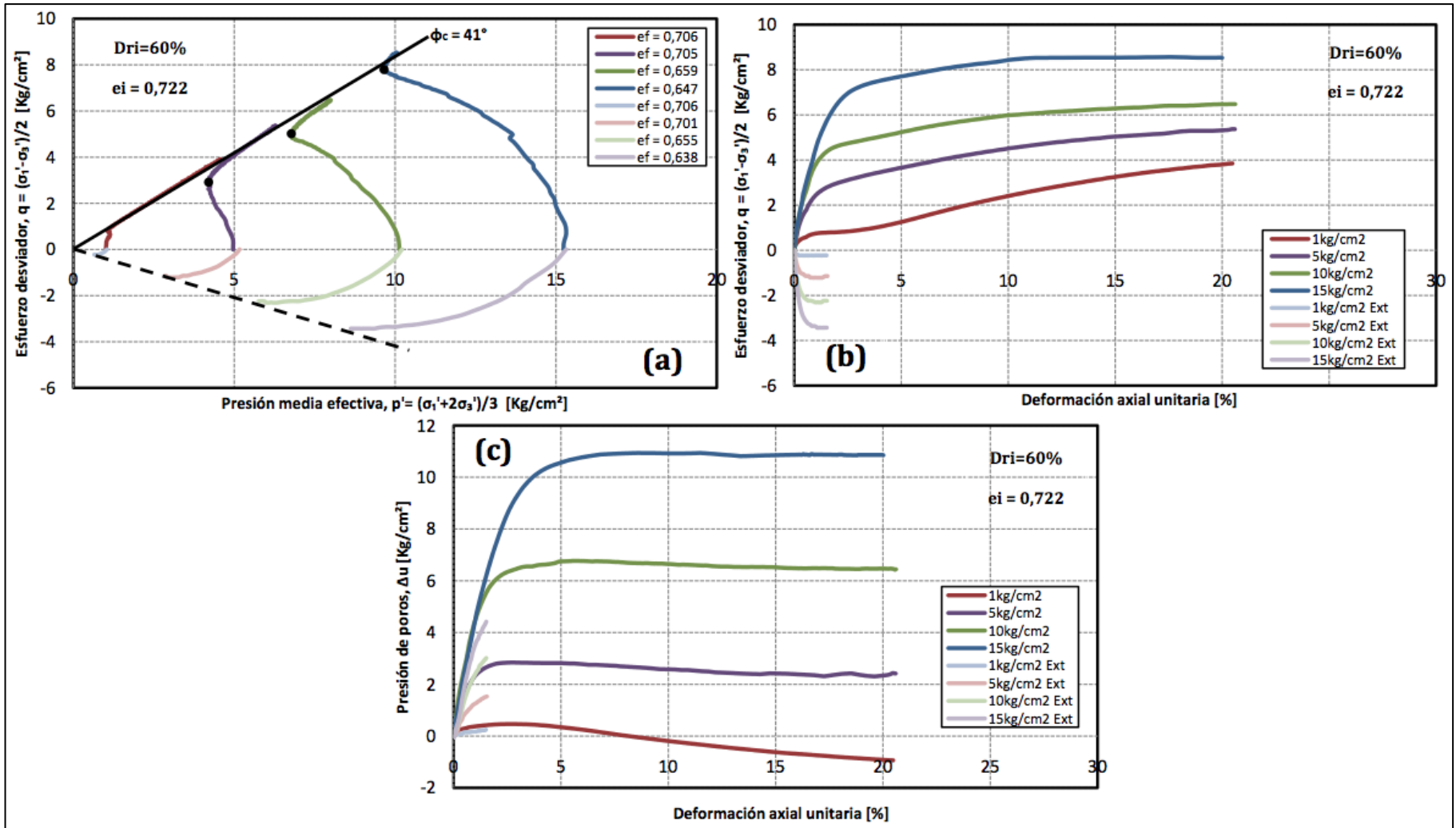


Figura 4.9. Respuesta monótona no drenada de muestras con $DR_i = 60\%$: (a) Trayectoria de tensiones efectivas (b) Tensión- deformación, (c) Presión de poros.

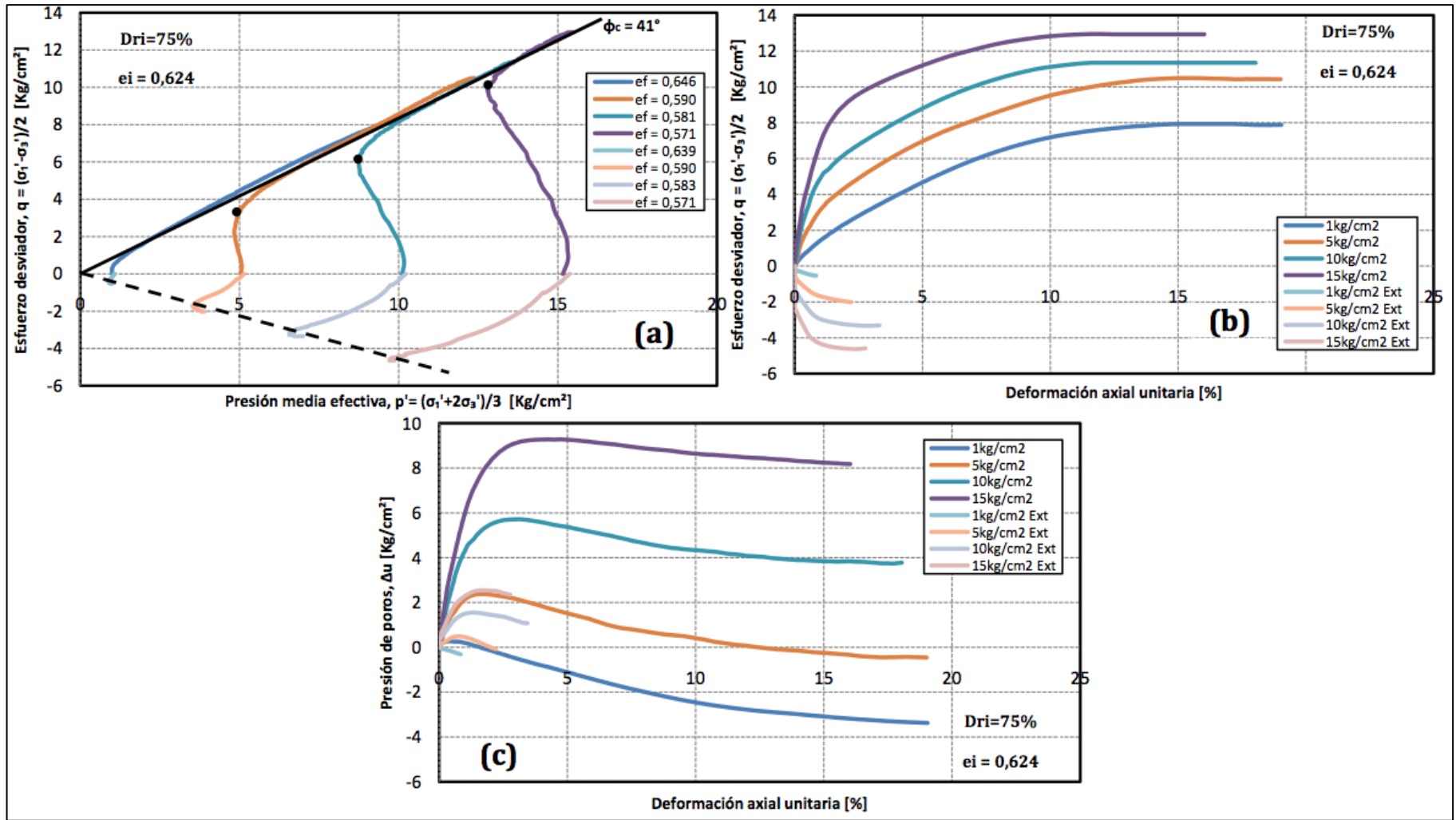


Figura 4.10. Respuesta monótona no drenada de muestras con $DR_i = 75\%$: (a) Trayectoria de tensiones efectivas, (b) Tensión- deformación, (c) Presión de poros.

De las Figuras 4.8a, 4.9a y 4.10a, se observa que la línea de estado último (LEU) de los ensayos monótonos en compresión queda bien definida con el nivel de deformaciones axiales alcanzadas. En ese sentido, la LEU es representada en el plano q - p' por la línea continua de color negro, arrojando como conclusión que el ángulo de fricción interna residual (ϕ_C) corresponde a 41° . Adicionalmente, para el caso de las muestras que exhiben en una primera instancia un comportamiento contractivo y luego dilatante, se determinó que el ángulo de transformación de fase (ϕ_{TF}) varió entre 34° y 39° aproximadamente, y dicha situación es destacada como un punto de color negro en las Figuras 4.8a, 4.9a y 4.10a.

Para el caso de los ensayos monótonos en extensión, de acuerdo a lo que se señaló anteriormente respecto a la insuficiencia del nivel de deformaciones alcanzadas, se presenta como línea discontinua más gruesa los estados finales alcanzados por las muestras dada la incerteza que se tiene sobre el estado último en este modo de carga. De dichas rectas se obtiene que el ángulo de fricción interna residual varía desde 24° para las probetas con densidad relativa inicial de 40 %, hasta 32° para las probetas con densidades relativas de 75 %. El estudio realizado por Maureira (2012) en una arena de relaves muy similar, arrojó que para ensayos monótonos no drenados en extensión el ángulo de fricción interna residual alcanzó el valor de 33° , por lo que las muestras del presente estudio con densidad relativa de 75 % podrían entregar información bastante cercana a la planteada en ese estudio previo.

En la Figura 4.11 se presenta el ángulo de fricción movilizado para los ensayos monótonos en compresión, de donde se puede notar que existe una evidente estabilización del ángulo de rozamiento interno en un valor cercano a 41° a partir de 15 % de deformación axial en adelante, reafirmando las conclusiones obtenidas de los gráficos de trayectorias de tensiones efectivas respecto al ángulo de fricción interna a grandes deformaciones.

Adicionalmente en las Figuras 4.12 y 4.13 se entrega la línea de estado último en el plano e - p' en escalas logarítmica y aritmética respectivamente, y además en ellas se incorporan las curvas de consolidación isótropa de los estados cercanos al más suelto y al más denso para referenciar la LEU dentro de la región de estados posibles. De dichas figuras se puede concluir que para el rango de presiones medias efectivas utilizadas, a pesar de evidenciarse un cambio en la concavidad en escala logarítmica, este último no se distingue al graficar la LEU en escala aritmética, revelando de esta forma que no existen signos significativos de rotura de partículas y por consiguiente existe un único mecanismo de corte.

Lo anterior es coincidente con lo señalado por Verdugo en la discusión de la investigación llevada a cabo por Been, Jefferies & Hachey (1991), en donde señala que de existir una evidente rotura de las partículas del suelo, esto se evidenciaría en un quiebre de la línea de estado último en el plano e - p' en escala aritmética. Esto último permite concluir que para el rango de presiones medias efectivas empleadas en el presente estudio, la rotura de partículas corresponde a un pulido de los cantos angulosos de su estructura. Lo anterior fue evidenciado mediante la inspección visual del material post ensayo, donde se observó un leve incremento de la fracción fina respecto de muestras de material sin ensayar.

Como complemento a la información entregada anteriormente, en la Figura 4.14 se entrega una comparación de las líneas de estados últimos de la arena de relaves de este estudio y las arenas

naturales de Toyoura y Sengenyama. De dicha figura se puede apreciar que las LEU de las arenas naturales muestran un cambio de concavidad menor y se ubican sobre la LEU de la arena de relaves estudiada en el plano cartesiano definido por $e-p'$.

Finalmente, a modo de resumen, en la Tabla 4.1 se entrega la información de los ensayos triaxiales monótonos no drenados en compresión realizados a la arena de relaves en estudio.

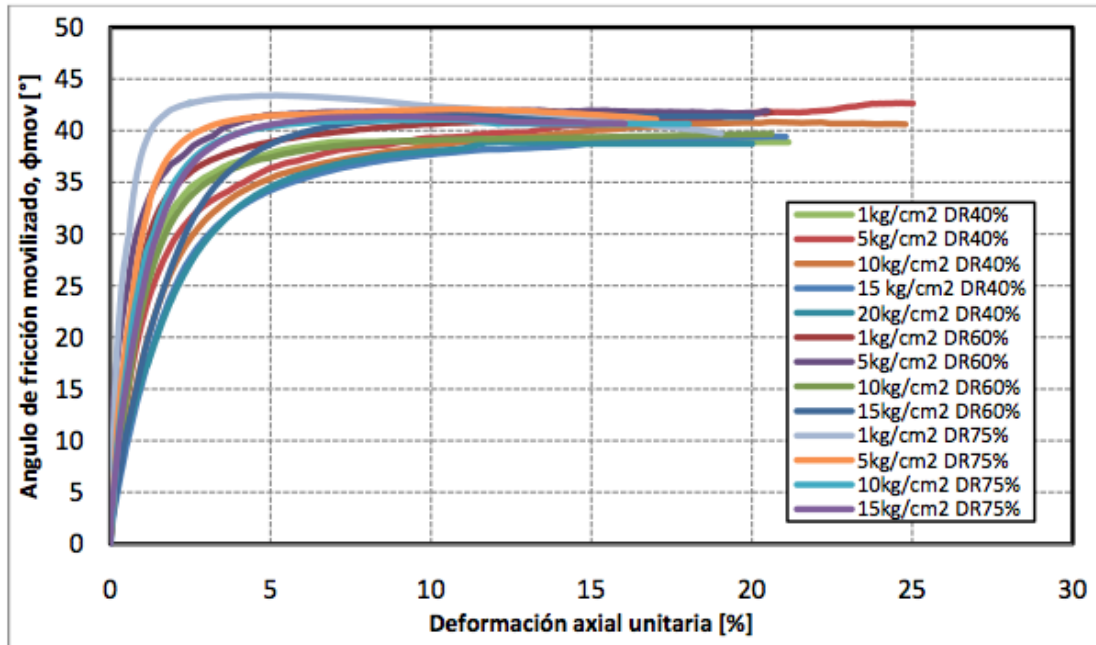


Figura 4.11. Ángulo de fricción interna movilizado en los ensayos triaxiales monótonos no drenados en compresión.

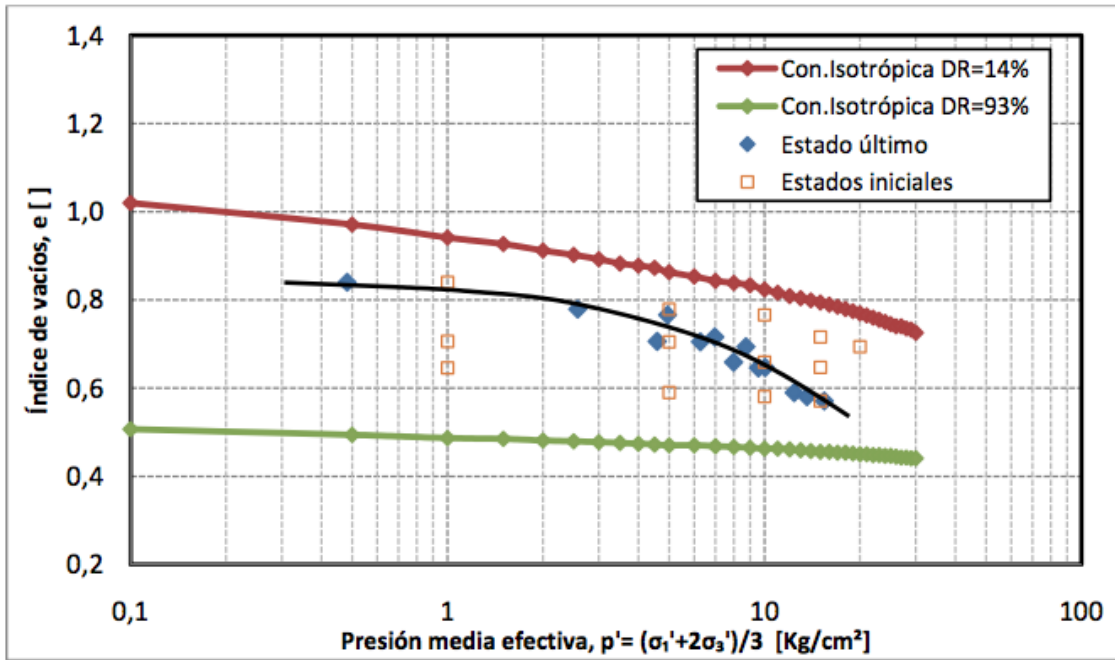


Figura 4.12. Línea de estado último en el plano e-p' para la arena de relaves, escala logarítmica.

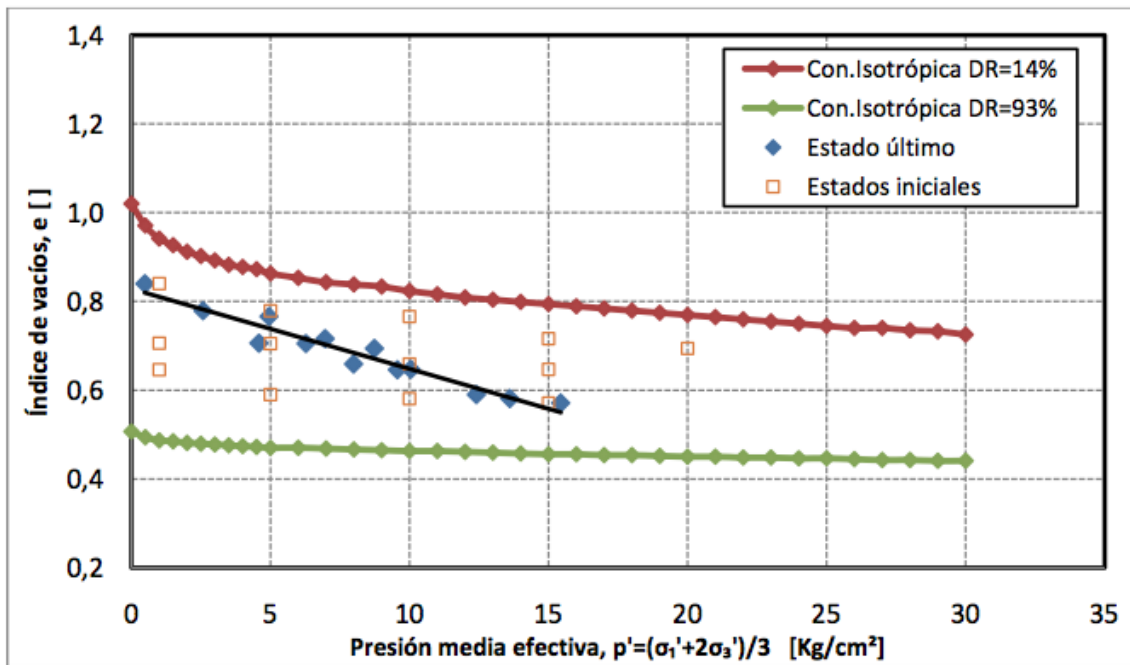


Figura 4.13. Línea de estado último en el plano e-p' para la arena de relaves, escala aritmética.

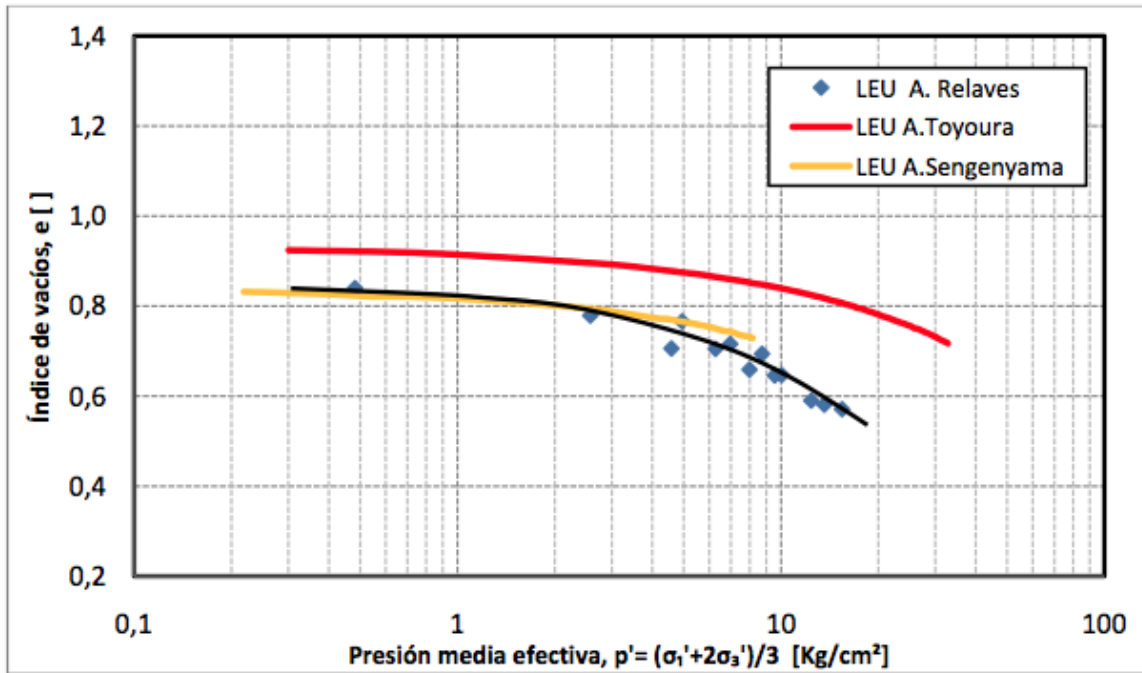


Figura 4.14. Comparación de líneas de estado último de arena de relaves, arena de Toyoura y arena de Sengenyama.

Tabla 4.1. Resumen de ensayos triaxiales CIU en compresión.

Densidad Relativa Inicial [%]	p'_0 [kg/cm ²]	$q_{E.U}$ [kg/cm ²]	$p'_{E.U}$ [kg/cm ²]	e_{final} []
40	1.0	0.38	0.48	0.840
	5.0	2.25	2.57	0.779
	10.0	4.11	4.95	0.766
	15.0	5.61	6.97	0.716
	20.0	6.92	8.74	0.694
60	1.0	3.90	4.59	0.706
	5.0	5.37	6.28	0.705
	10.0	6.48	7.99	0.659
	15.0	8.53	10.05	0.647
75	1.0	7.93	9.57	0.646
	5.0	10.44	12.41	0.590
	10.0	11.31	13.61	0.581
	15.0	12.94	15.44	0.571

4.3 COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO

4.3.1 EFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENAS DE RELAVES

En la Figura 4.15 se presentan los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotrópicamente para las densidades relativas de 40 %, 60 % y 75 %, en términos de la razón de tensiones cíclicas (R_c) respecto del número de ciclos necesarios para alcanzar un 5 % de deformación axial unitaria en doble amplitud.

De dicha figura se puede observar el efecto que tiene la presión de confinamiento en la resistencia cíclica de la arena de relaves a distintos niveles de densidad, observándose que tanto para los casos densos con $DR_i = 75$ % (Figura 4.15c) y medios densos con $DR_i = 60$ % (Figura 4.15b), la resistencia cíclica disminuye al incrementar la presión media efectiva de consolidación. Lo anterior se debe a que a medida que aumenta la presión de confinamiento el comportamiento de las muestras se torna gradualmente más contractivo, y por ende la resistencia cíclica progresivamente disminuye. Resultados similares han sido presentados por Seed (1983), Vaid et al. (1985), Vaid y Sivathayalan (1996), Hyodo et al. (2002) en arenas naturales y por Vaid et al. (1985), Riemer (2008), Solans (2010) y Maureira (2012) en arenas de relaves.

Por otra parte, para el caso suelto con $DR_i = 40$ % (Figura 4.15a) se origina un fenómeno diferente al anteriormente descrito, dado que luego de una reducción de la resistencia cíclica al aumentar la presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 hasta 5 kg/cm^2 , existe un aumento de la razón de tensiones cíclicas al incrementar la presión media efectiva. Esto último encuentra respuesta en la alta compresibilidad que exhiben las arenas de relaves en sus estados de densidades más bajas. El efecto beneficioso de la densificación del esqueleto de suelo en la resistencia cíclica tiene mayor preponderancia que el aumento del comportamiento contractivo de las muestras producto del alza en la presión de confinamiento. Resultados idénticos han sido reportados en arenas de la misma naturaleza por Vaid et al. (1985) y por Maureira (2012).

Destacar que en la Figura 4.15 se incorporan los resultados obtenidos por Corral (2008), Solans (2010) y Maureira (2012) con el fin de complementar la información para los ensayos con presión media efectiva de 1 kg/cm^2 .

En la Figura 4.16 se entrega la resistencia cíclica necesaria para alcanzar 5 % de deformación axial en doble amplitud en 20 ciclos (R_{c20}) como función de la presión de confinamiento para distintas densidades relativas de confección. De dicha figura se advierte que independiente de la presión de confinamiento empleada la resistencia R_{c20} es mayor a medida que aumenta la densidad relativa. Para reforzar esto último, en la Figura 4.17 se presenta R_{c20} versus la densidad relativa inicial (densidad de confección) y la densidad relativa final (densidad relativa de ensayo, obtenida mediante la metodología expuesta en el punto 3.3.3), en donde también se puede observar que R_{c20} es mayor a medida que aumenta la densidad relativa.

En adición a lo anterior en la Figura 4.18 se grafica el parámetro K_σ , el que se obtiene al normalizar las curvas de R_{c20} de la Figura 4.18 respecto de R_{c20} a una presión de confinamiento

de 1 kg/cm^2 , tal como se mostró en la Ecuación 2.8. Las curvas de K_σ muestran la clara diferencia de comportamiento para cada densidad relativa estudiada, ya que para las muestras densas y medias densas se observa una estabilización de la evolución de K_σ entorno a un valor de 0.60 a partir de 10 kg/cm^2 de presión de confinamiento, mientras que las muestras sueltas exhiben una disminución de K_σ hasta un valor de 0.67, para luego aumentar continuamente al incrementar la presión media efectiva.

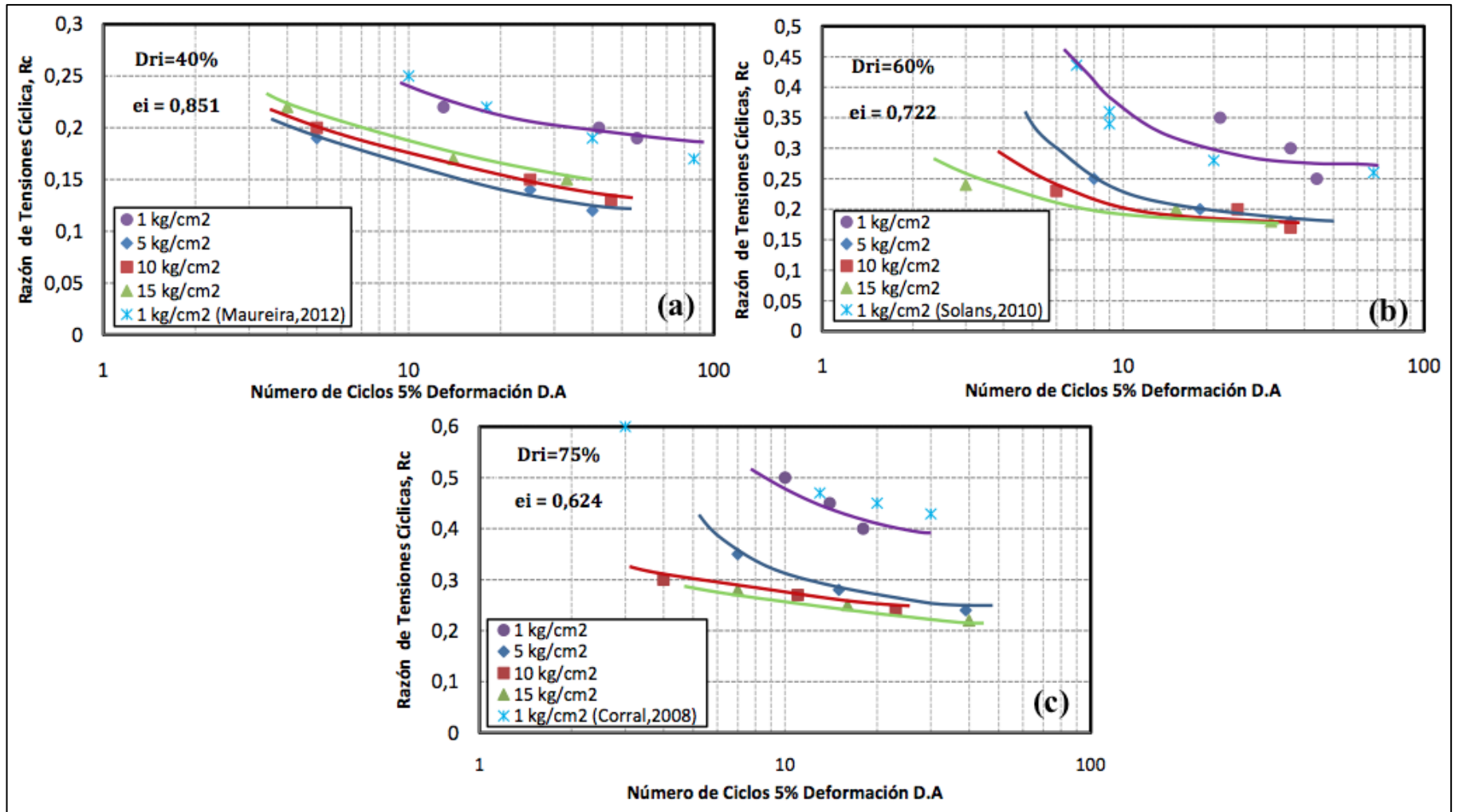


Figura 4.15. Curvas de resistencia cíclica con confinamiento isotrópico para criterio de 5 % de deformación D.A: (a) $DR_i = 40 \%$, (b) $DR_i = 60 \%$, (c) $DR_i = 75 \%$.

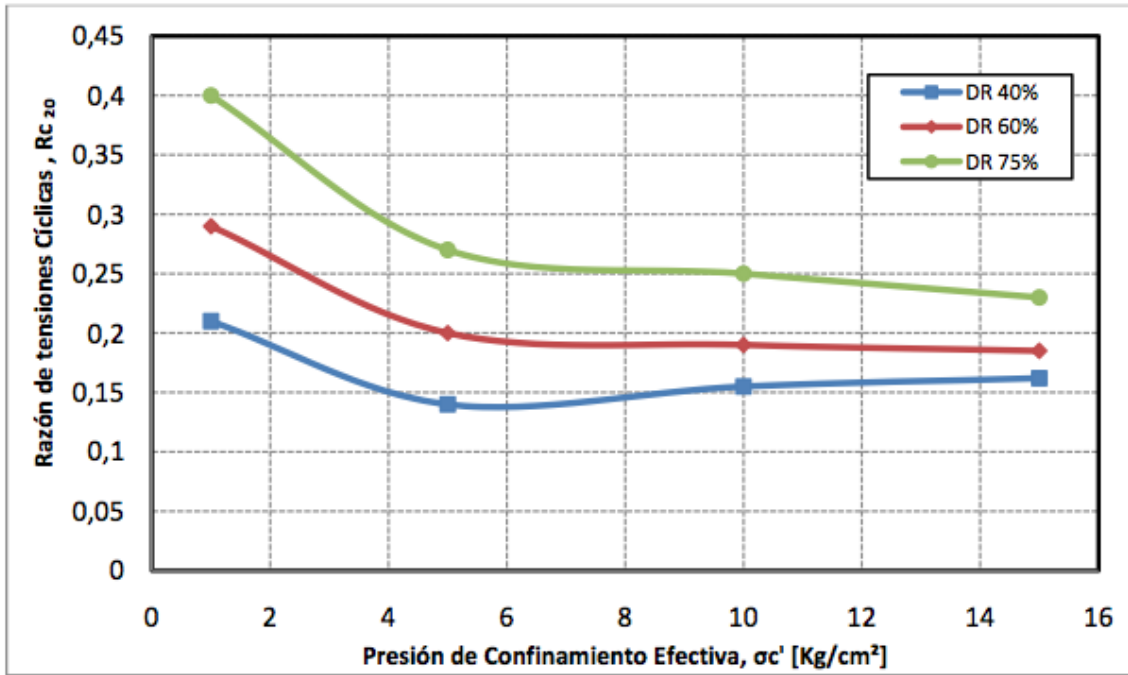


Figura 4.16. Resistencia cíclica necesaria para alcanzar en 20 ciclos el 5 % de deformación axial en D.A versus la presión media efectiva.

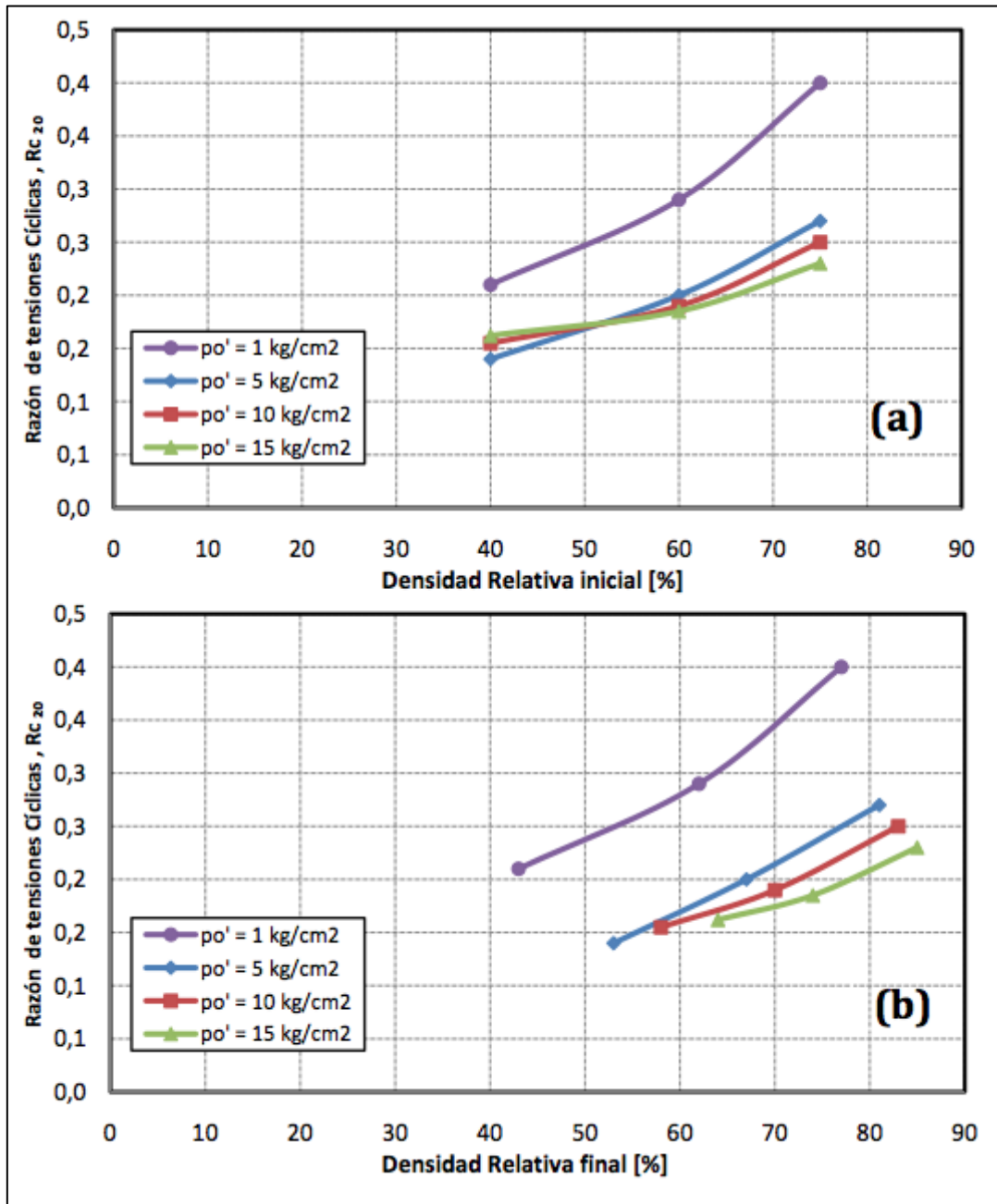


Figura 4.17. Resistencia cíclica necesaria para alcanzar en 20 ciclos el 5 % de deformación axial en D.A versus: (a) Densidad relativa inicial, (b) Densidad relativa final.

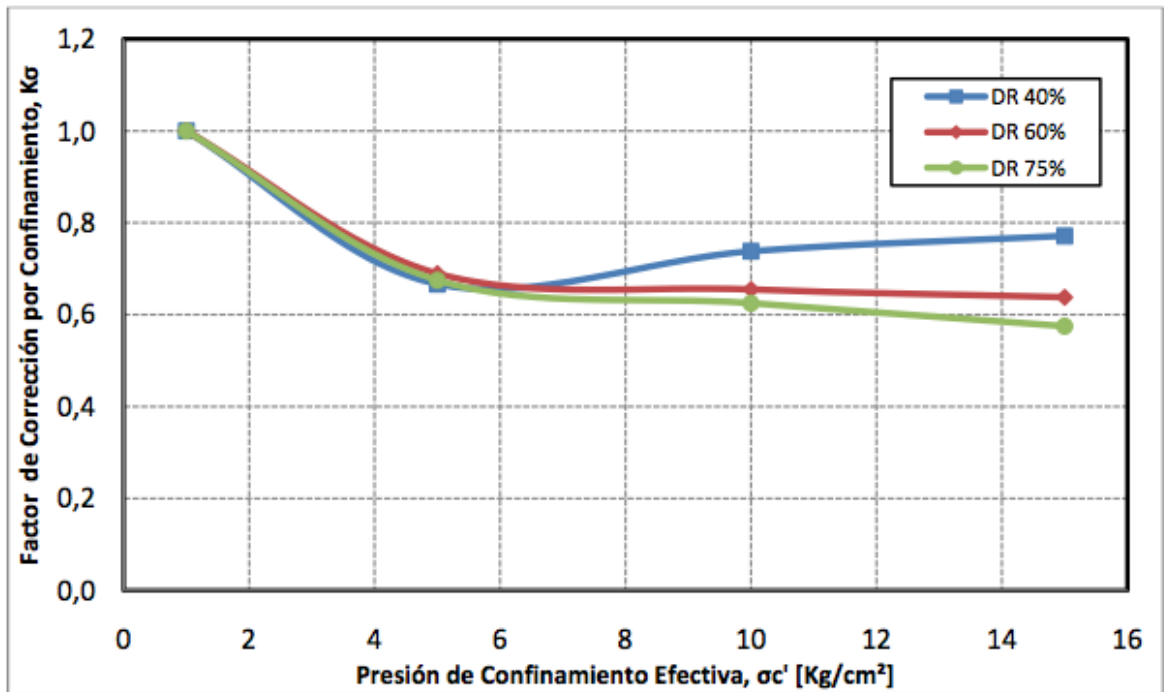


Figura 4.18. Factor de corrección por confinamiento K_σ según el criterio de 5 % de deformación axial en D.A en 20 ciclos.

4.3.1.1 COMPARACIÓN K_σ CON LA LITERATURA DISPONIBLE

A modo de comparación con los resultados de obtenidos en esta investigación, en la Figura 4.19 se entregan los parámetros K_σ para arenas de relaves estudiadas por Vaid et al. (1985) ($DR_i = 65\%$) y Riemer et al. (2008) (98 % del Proctor Estándar, $DMCS = 1.58 \text{ gr cm}^3$), además del factor K_σ propuesto por Seed y Harder (1990) para arenas naturales, el cual corresponde a uno de los más utilizados en la práctica. Dicha curva corresponde al mejor ajuste en datos correspondientes a probetas de arena del río Sacramento con DR_i de 38 %, 60 %, 78 % y 100 %; arena de Monterrey N°0 con DR_i de 50 %; arena Reid-Bedford con DR_i de 40 % y 60 %; arena de la presa San Fernando con DR_i de 55 % y arena de la presa Fort Peck con DR_i entre 40 % y 50 %, entre otras.

Se distingue de la Figura 4.19 que existe una tendencia similar del parámetro K_σ determinado para las densidades relativas de 60 % y 75 % respecto a las otras curvas para arenas de relaves, ya que se observa que en estas tres curvas analizadas existe una disminución del factor K_σ a bajas presiones, para luego dar paso a una estabilización de este último a medida que se incrementan las presiones de confinamiento. Al comparar el presente estudio con el caso del factor K_σ para arenas naturales se puede concluir que existe una buena concordancia hasta 5 kg/cm^2 , aún cuando los factores K_σ de arenas de relaves siempre entregaron valores levemente mayores. Sin embargo, a partir de 5 kg/cm^2 la curva para arenas naturales alcanza valores menores respecto a los casos analizados en arena de relaves, lo que trae como consecuencia que la utilización directa del factor K_σ obtenido para arenas naturales en estudios que involucran arenas de relaves no sería muy ajustado. Debido a que el nivel de tensiones esperados en terreno se acerca más hacia valores que

no se encuentran cubiertos por la investigación de Seed y Harder (1990), la extrapolación para arenas de relaves arrojaría diseños muy conservadores.

Además, en la Figura 4.20 se entregan comparaciones del factor K_σ para arenas de relaves muy similares a la utilizada en la presente tesis. De dicha figura se observa que el factor K_σ para la densidad relativa de 40 % sigue prácticamente la misma trayectoria que la curva presentada por Maureria (2012) para el mismo nivel de empaquetamiento, así como también la misma tendencia del factor K_σ entregado por Santos (2011), para muestras de relaves integrales secadas y re-saturadas (86 % del Proctor Modificado, DMCS = 2.107 ton m³). Para el caso de K_σ asociado a la densidad relativa de 60 %, se evidencia un mismo comportamiento respecto al factor K_σ entregados por Solans (2010). Finalmente, se observa que existe discrepancia entre el factor K_σ propuesto por Maureira (2012) para la densidad relativa de 75 %, respecto del sugerido por la presente investigación para la misma densidad.

En la Figura 4.21 se entrega la comparación entre los factores K_σ encontrados en este estudio y los presentados por Hynes y Holsen (1998), los cuales fueron recomendados por Youd et al. (2001) para su utilización en la práctica, y de Boulanger y Idriss (2004), ambos en arenas naturales. Para el caso de las curvas propuestas por Hynes y Holsen se observa que éstas se ubican por debajo de las curvas de este estudio, existiendo una buena coincidencia para los estados más sueltos de cada investigación. Fenómeno inverso se evidencia de la comparación con las curvas de Boulanger y Idriss, dado que estas últimas tienden a ubicarse por sobre de las curvas de la presente tesis, por lo que sólo se evidencia una buena correlación para los estados más densos de cada estudio. La intención fundamental de realizar estas comparaciones con los factores K_σ de arenas naturales es mostrar que si bien pueden existir coincidencias en condiciones específicas, estas no resultan contundentes al momento de justificar su utilización en proyectos que involucran materiales de desecho de la industria minera, por lo que permite reafirmar con mayor convicción la necesidad de llevar a cabo estudios profundos en arenas de relaves.

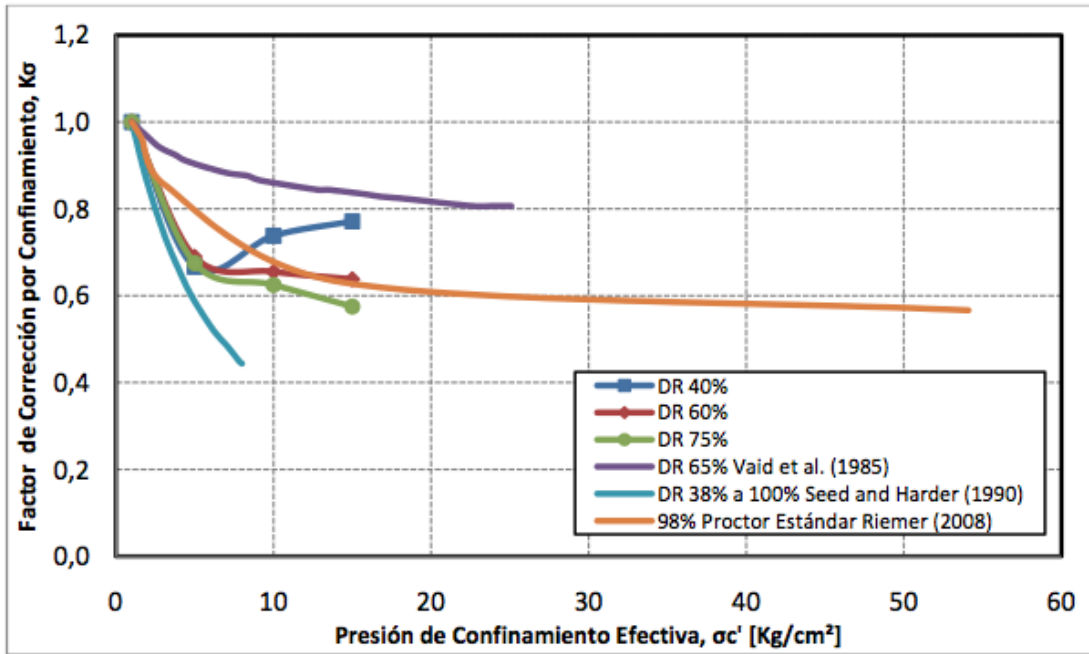


Figura 4.19. Comparación de los factores de corrección por confinamiento K_σ con aquellos obtenidos de distintas investigaciones en arenas de relaves y arenas naturales recomendadas en la literatura técnica.

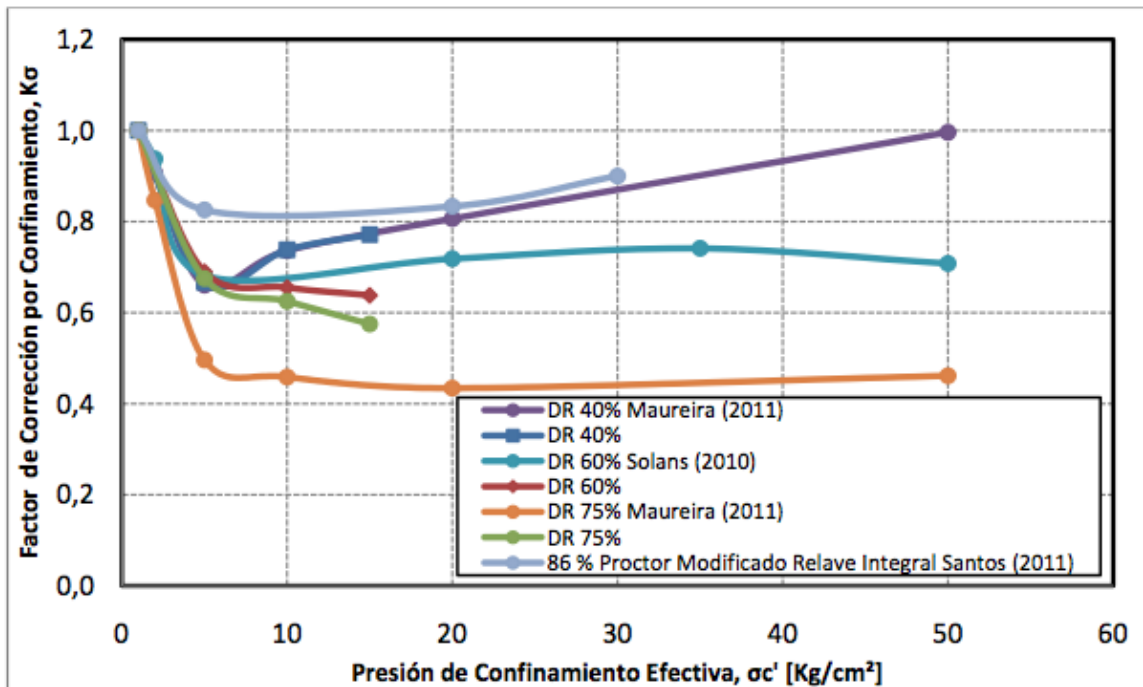


Figura 4.20. Comparación de los factores de corrección por confinamiento K_σ con aquellos obtenidos de investigaciones en arenas de relaves similares a la de este estudio.

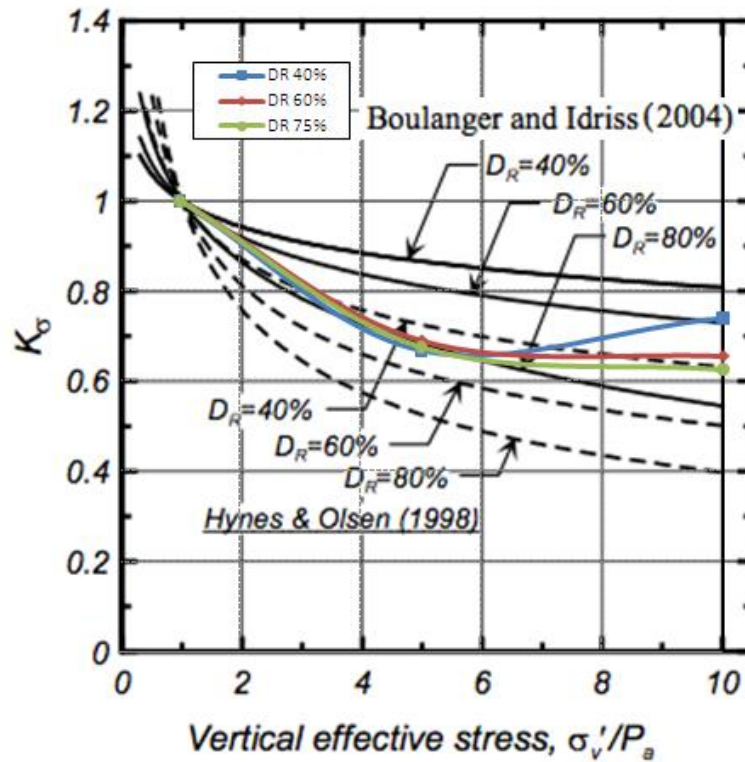


Figura 4.21. Comparación de los factores de corrección por confinamiento K_σ con aquellos obtenidos por Hynes & Olsen (1998) y Boulanger & Idriss (2004).

4.3.2 EFECTO DEL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENAS DE RELAVES

Respecto al efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica, en las Figuras 4.22, 4.23 y 4.24 se entregan los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas anisotrópicas llevadas a cabo en probetas con densidades relativas iniciales de 40 %, 60 % y 75 %, respectivamente. De dichas figuras se puede notar que en términos generales existe un comportamiento bien identificable al considerar las variables de estado correspondiente al corte estático inicial, la densidad de confección y la presión de confinamiento. Para un mismo nivel de corte estático inicial, la resistencia cíclica disminuye, al aumentar la presión de confinamiento para cada densidad relativa evaluada, y aumenta al incrementar el nivel de densidad de confección, a presión media efectiva y corte estático inicial constante. Lo anterior queda claro al observar la información presentada en la Tabla 4.2, donde se entrega un resumen de los valores de R_{c20} obtenidos de los ensayos triaxiales cíclicos anisotrópicos realizados.

Al considerar la densidad relativa inicial como variable de control, se puede observar que en el caso de los ensayos realizados en probetas sueltas ($DR_i = 40\%$) los resultados muestran que para presiones de confinamiento entre 1 y 10 kg/cm^2 (Figuras 4.22a, 4.22b y 4.22c), el efecto del aumento de K_c hasta 1.75 motiva un incremento de la resistencia cíclica respecto al caso sin corte estático inicial, para luego disminuir al aumentar K_c hasta un valor de 2.29. Se distingue, además, que a medida que se incrementa el valor de la presión media efectiva, el aumento inicial de la resistencia cíclica producto del incremento de K_c hasta 1.75 es progresivamente menor, lo cual

alcanza el extremo para el caso de la presión de confinamiento de 15 kg/cm^2 (Figura 4.24d), donde se observa que existe una disminución de la resistencia cíclica respecto del caso sin corte estático inicial, para los dos niveles de K_c utilizados. Cabe mencionar que la curva de resistencia cíclica para K_c igual a 2.29 se ubica por sobre la correspondiente al caso isótropo sólo para 1 kg/cm^2 .

En el caso de los ensayos realizados en probetas con densidades medias ($DR_i = 60 \%$), se observa que cuando las presiones de confinamiento corresponden a 1 y 5 kg/cm^2 (Figuras 4.23a y 4.23b), existe un aumento de la resistencia cíclica respecto al caso isotrópico al aumentar K_c hasta 1.75, para luego continuar creciendo al incrementar el corte estático inicial hasta K_c igual a 2.29. En contraste a lo anterior, al considerar presiones medias efectivas de 10 y 15 kg/cm^2 (Figuras 4.23c y 4.23d), inicialmente se tiene un incremento de la resistencia cíclica al utilizar K_c igual a 1.75, para luego comenzar a disminuir al aumentar K_c hasta 2.29, lo que permite colegir que el aumento en la presión de confinamiento genera un cambio de tendencia del efecto del corte estático inicial. Cabe destacar que las curvas de resistencia cíclica obtenidas para todas las presiones de confinamiento y niveles de corte estático inicial de este nivel de densidad se ubicaron por sobre aquellas determinadas mediante consolidaciones isótropas.

Finalmente, para el caso de los ensayos realizados en probetas con densidades altas ($DR_i = 75 \%$), se advierte de los resultados presentados en la Figura 4.24 que para todas las presiones medias efectivas empleadas en el estudio, existe un aumento progresivo de la resistencia cíclica por sobre el caso isótropo para ambos niveles de K_c utilizados.

Tabla 4.2. Resumen de valores de R_{c20} en ensayos triaxiales cíclicos anisotrópicos.

Densidad Relativa Inicial [%]	Presión Media p'_0 [kg/cm ²]	$\eta = \frac{q_s}{p'_0}$ []	$K_c = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$ []	$\alpha = \frac{q_s}{\sigma'_{n0}}$ []	R_{c20} []
40	1.0	0	0	0	0.21
		0.30	1.75	0.27	0.31
		0.45	2.29	0.39	0.245
	5.0	0	0	0	0.14
		0.30	1.75	0.27	0.18
		0.45	2.29	0.39	0.13
	10.0	0	0	0	0.155
		0.30	1.75	0.27	0.168
		0.45	2.29	0.39	0.095
	15.0	0	0	0	0.162
		0.30	1.75	0.27	0.14
		0.45	2.29	0.39	0.09
60	1.0	0	0	0	0.29
		0.30	1.75	0.27	0.42
		0.45	2.29	0.39	0.62
	5.0	0	0	0	0.20
		0.30	1.75	0.27	0.295
		0.45	2.29	0.39	0.338
	10.0	0	0	0	0.19
		0.30	1.75	0.27	0.262
		0.45	2.29	0.39	0.25
	15.0	0	0	0	0.185
		0.30	1.75	0.27	0.25
		0.45	2.29	0.39	0.205
75	1.0	0	0	0	0.40
		0.30	1.75	0.27	0.62
		0.45	2.29	0.39	0.80
	5.0	0	0	0	0.27
		0.30	1.75	0.27	0.38
		0.45	2.29	0.39	0.435
	10.0	0	0	0	0.25
		0.30	1.75	0.27	0.36
		0.45	2.29	0.39	0.425
	15.0	0	0	0	0.23
		0.30	1.75	0.27	0.35
			0.45	2.29	0.39

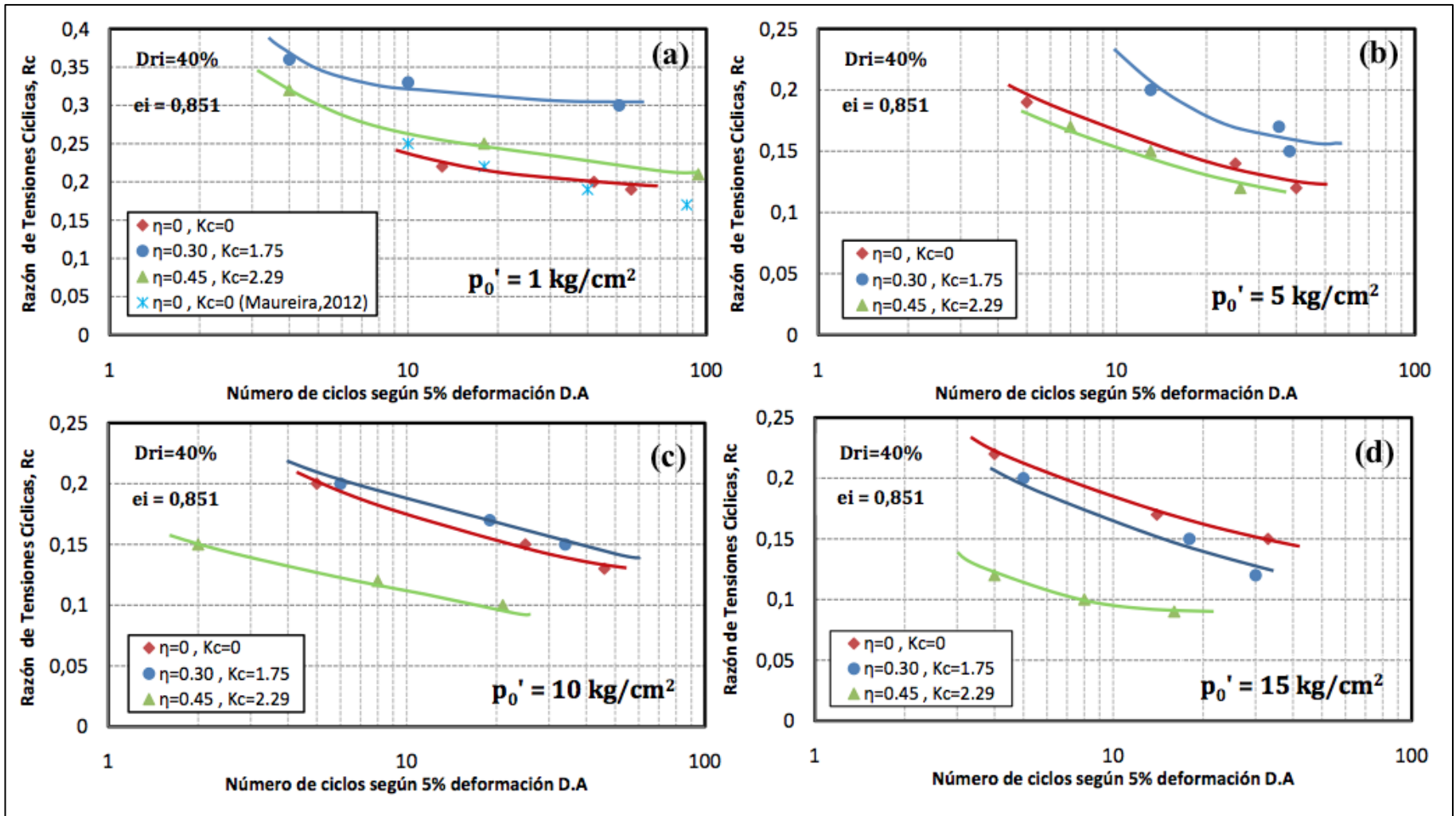


Figura 4.22. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 40\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2

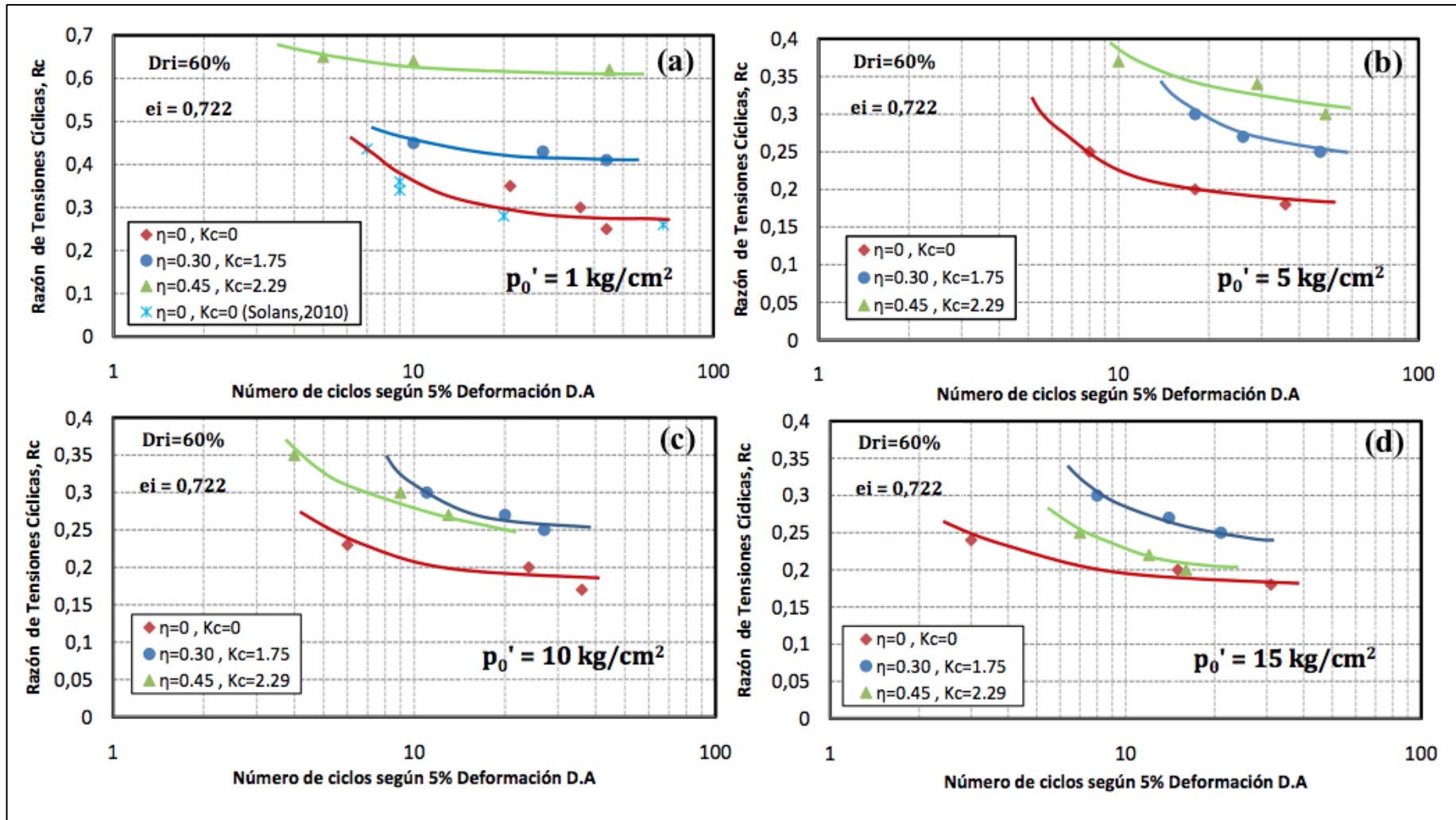


Figura 4.23. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 60\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2 .

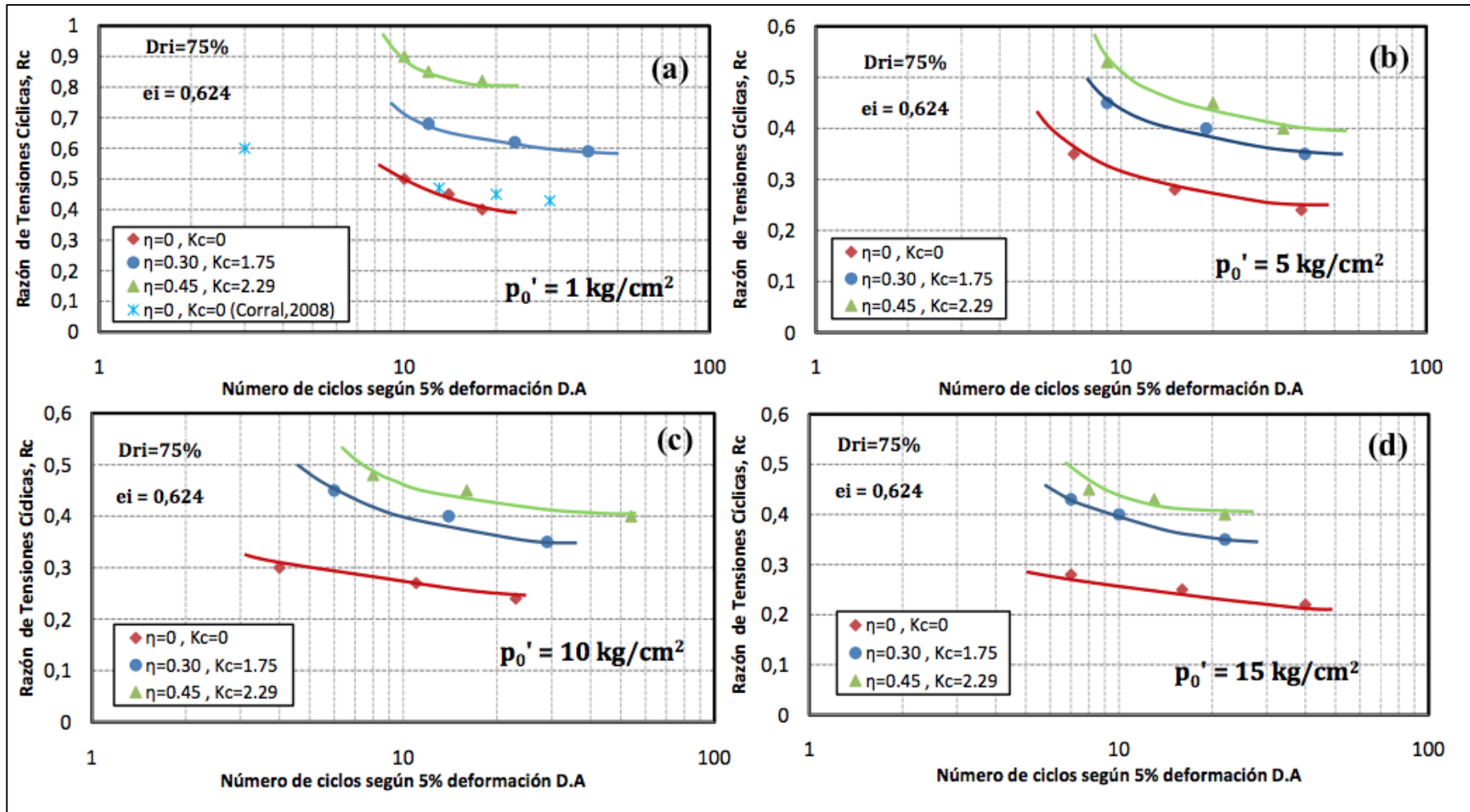


Figura 4.24. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 75\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2 .

4.3.2.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE TRIAXIALES CÍCLICOS ANISOTRÓPICOS

A partir de las Figuras 4.22, 4.23 y 4.24 se obtiene la resistencia cíclica para un número de ciclos igual a 20 (R_{c20}), la cual se encuentra graficada de acuerdo a cada densidad relativa en la Figura 4.25 y según las distintas presiones de confinamiento en la Figura 4.26. En dichas figuras se emplea como variable independiente el parámetro α , además de presentarse la curva que define la frontera de reversibilidad, cuya función es determinar la zona donde existe reversibilidad de esfuerzos y aquella en que no. En ese sentido, la curva asociada al límite de reversibilidad se obtiene al estudiar el caso en que el esfuerzo cíclico empleado en el ensayo es igual al corte estático inicial impuesto. Lo anterior matemáticamente se logra considerando inicialmente las Ecuaciones 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4, donde se tienen las definiciones del parámetro K_c , el corte estático inicial, la presión media efectiva de confinamiento y el parámetro α , respectivamente.

$$K_c = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \quad 4.1$$

$$\tau_s = q_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{K_c - 1}{2} \cdot \sigma'_3 \quad 4.2$$

$$\sigma'_{no} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{K_c + 1}{2} \cdot \sigma'_3 \quad 4.3$$

$$\alpha = \frac{q_s}{\sigma'_{no}} \quad 4.4$$

Al reemplazar en la Ecuación 4.4 las Ecuaciones 4.2 y 4.3, las variables K_c y α quedan relacionadas entre ellas de acuerdo a lo expresado en las Ecuaciones 4.5 y 4.6.

$$\alpha = \frac{K_c - 1}{K_c + 1} \quad 4.5$$

$$K_c = \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \quad 4.6$$

De esta forma si se considera que la resistencia cíclica (R_c ó CRR) corresponde a la razón entre el esfuerzo cíclico empleado en el ensayo (τ_{cyc}) respecto a la presión media efectiva (p'_0), la cual se define como el promedio de los esfuerzos aplicados sobre la probeta a ensayar, se obtienen las Ecuaciones 4.7 y 4.8.

$$R_c = CRR = \frac{\tau_{cyc}}{p'_0} \quad 4.7$$

$$p'_0 = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3} \quad 4.8$$

Como se había mencionado previamente, al definir que el estado de no reversibilidad esta dado por la condición límite de que el esfuerzo cíclico es igual al corte estático inicial, la Ecuación 4.7 queda determinada de la siguiente forma:

$$CRR_{Límite} = \frac{\tau_{cyc}}{p'_0} = \frac{q_s}{p'_0} \quad 4.9$$

Relacionando las Ecuaciones 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 y 4.8 en la Ecuación 4.9, se obtiene que la curva asociada al límite de reversibilidad de esfuerzos queda determinada por las Ecuaciones 4.10, en términos de α , ó 4.11, en términos de K_c . Destacar que la Ecuación 4.10 es la utilizada en las Figuras 4.25 y 4.26 para definir la frontera de reversibilidad.

$$CRR_{Límite} = \frac{3 \cdot \alpha}{3 - \alpha} \quad 4.10$$

$$CRR_{Límite} = \frac{3}{2} \cdot \frac{K_c - 1}{K_c + 2} \quad 4.11$$

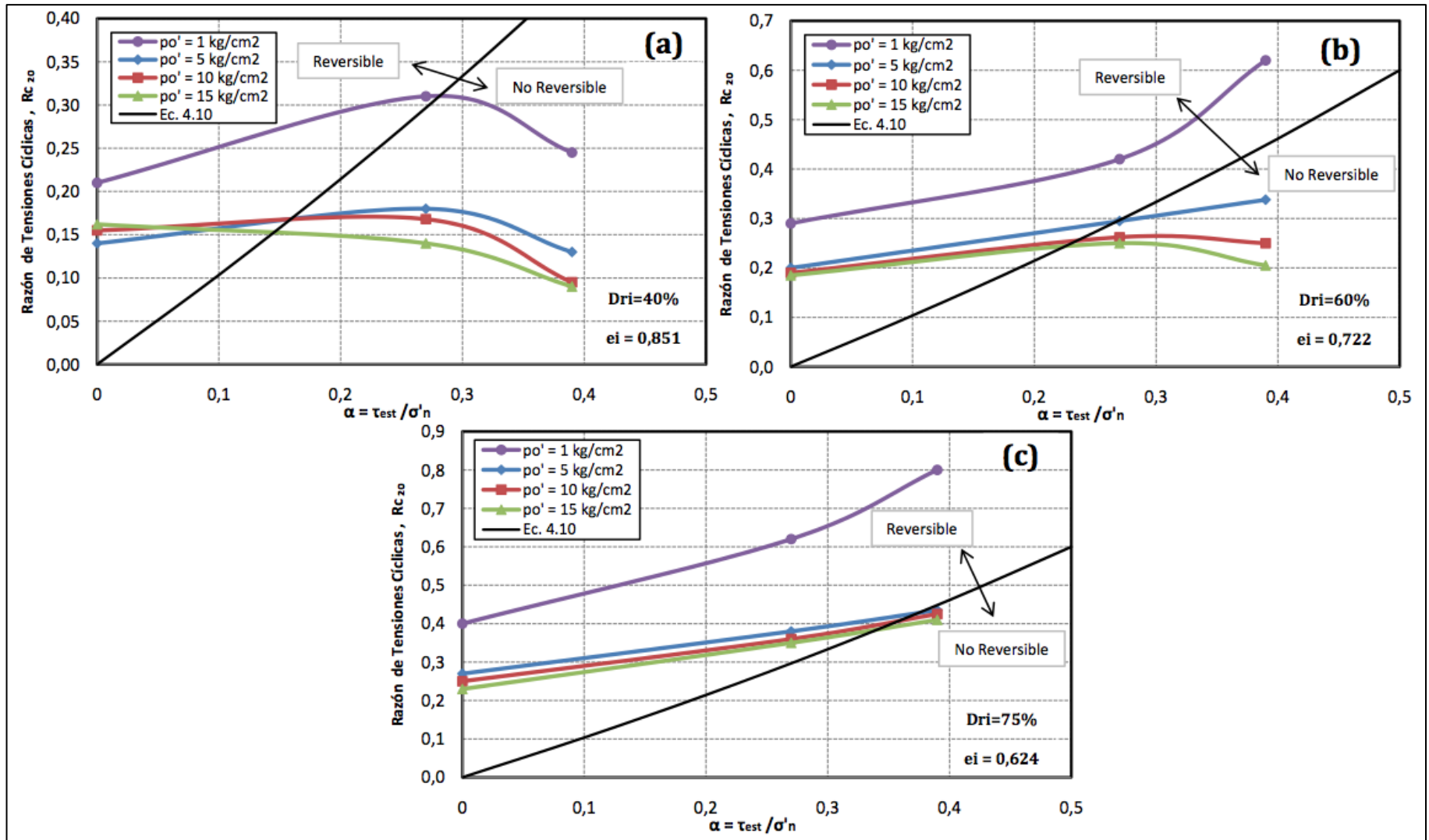


Figura 4.25. Curvas de R_{c20} versus parámetro α según densidades relativas iniciales: (a) $DR_i = 40\%$, (b) $DR_i = 60\%$, (c) $DR_i = 75\%$.

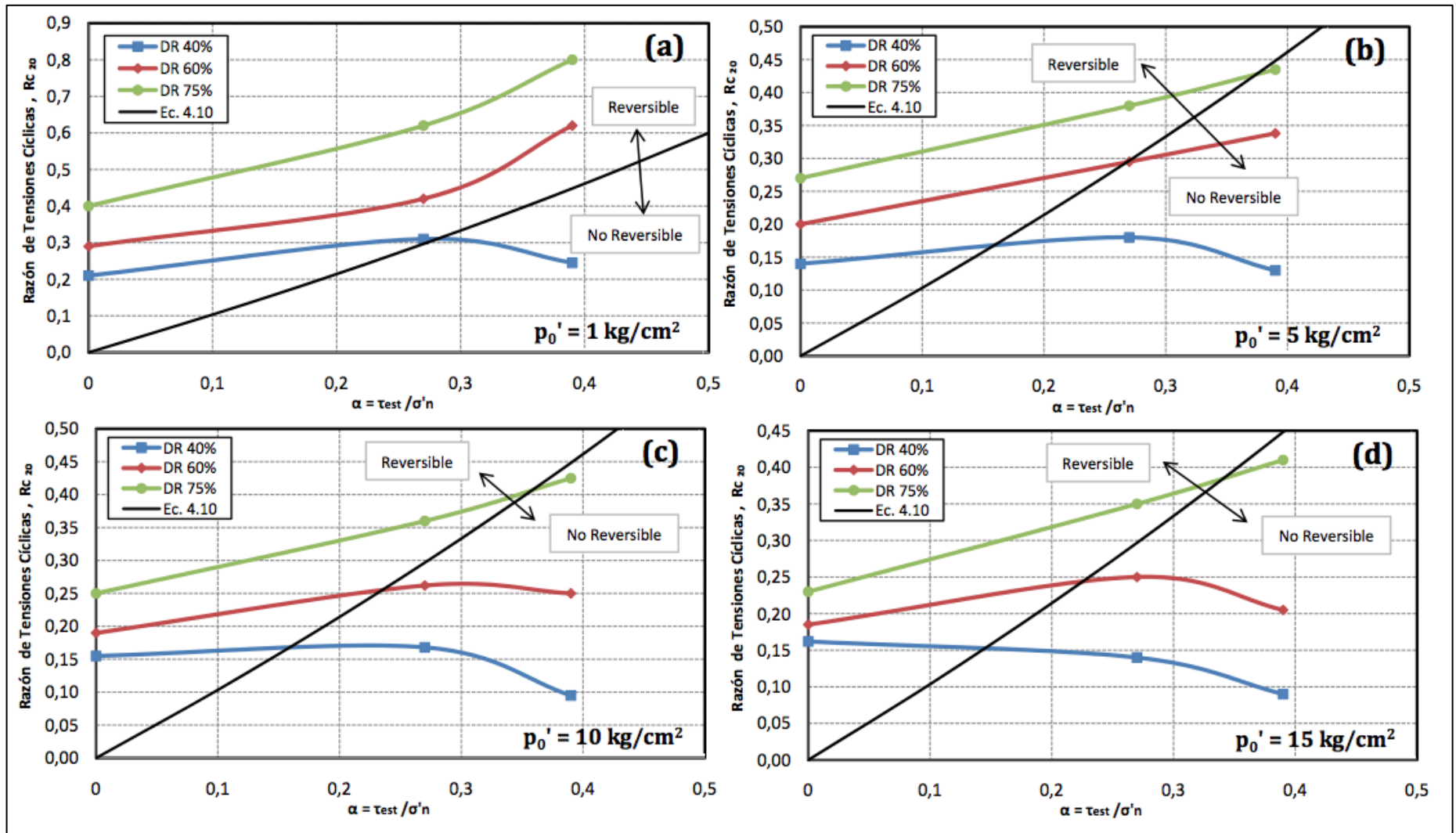


Figura 4.26. Curvas de R_{c20} versus parámetro α según presiones de confinamiento: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2 .

También es importante entender el efecto de la carga cíclica en un elemento de suelo sujeto a corte estático inicial, lo que se encuentra representado por la Figura 4.27. De esta figura se desprende el siguiente análisis:

$$\tau_{est} = \frac{\sigma'_{1i} - \sigma'_{3i}}{2} \quad 4.12$$

$$\Delta\tau_1 = \tau_{m\acute{a}x} - \tau_{est} = \frac{\sigma'_{1i} + \Delta\sigma_v - \sigma'_{3i}}{2} - \frac{\sigma'_{1i} - \sigma'_{3i}}{2} = \frac{\Delta\sigma_v}{2} \quad 4.13$$

$$\Delta\tau_2 = \tau_{m\acute{i}n} + \tau_{est} = \frac{\sigma'_{3i} - \sigma'_{1i} + \Delta\sigma_v}{2} + \frac{\sigma'_{1i} - \sigma'_{3i}}{2} = \frac{\Delta\sigma_v}{2} \quad 4.14$$

$$\Delta\tau_1 = \Delta\tau_2 = \tau_{cyc} \therefore \tau_{m\acute{a}x} = \tau_{est} + \tau_{cyc} \quad 4.15$$

En las Tablas 4.3, 4.4 y 4.5 se detallan los esfuerzos de corte cíclico y esfuerzo de corte máximo de los ensayos triaxiales cíclicos, para las densidades relativas iniciales de 40 %, 60 % y 75 % respectivamente.

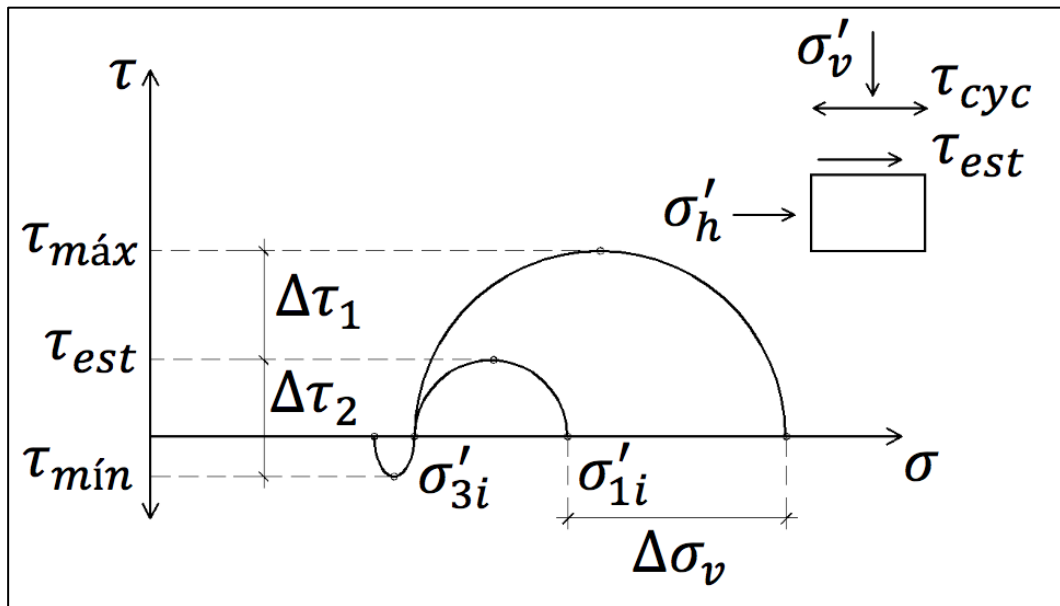


Figura 4.27. Círculo de Mohr de elemento de suelo sujeto a carga cíclica.

Tabla 4.3. Esfuerzos de corte cíclico y esfuerzo de corte máximo para ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 40 %.

p'_0 [kg/cm ²]	σ'_3 [kg/cm ²]	η []	DR_f [%]	S_u [kg/cm ²]	$\frac{\tau_{cyc}}{p'_0}$ []	$\tau_{m\acute{a}x}$ [kg/cm ²]
1.0	1.0	0.0	43	0.38	0.20	0.20
1.0	1.0	0.0	44	0.38	0.22	0.22
1.0	1.0	0.0	43	0.38	0.19	0.19
1.0	0.80	0.30	43	0.38	0.30	0.60
1.0	0.80	0.30	43	0.38	0.36	0.66
1.0	0.80	0.30	43	0.38	0.33	0.63
1.0	0.70	0.45	43	0.38	0.25	0.70
1.0	0.70	0.45	43	0.38	0.21	0.66
1.0	0.70	0.45	44	0.38	0.32	0.77
5.0	5.0	0.0	51	2.25	0.14	0.70
5.0	5.0	0.0	51	2.25	0.19	0.95
5.0	5.0	0.0	52	2.25	0.12	0.60
5.0	4.0	0.30	52	2.25	0.20	2.50
5.0	4.0	0.30	53	2.25	0.15	2.25
5.0	4.0	0.30	53	2.25	0.17	2.35
5.0	3.5	0.45	54	2.25	0.15	3.00
5.0	3.5	0.45	54	2.25	0.17	3.10
5.0	3.5	0.45	54	2.25	0.12	2.85
10.0	10.0	0.0	56	4.11	0.15	1.50
10.0	10.0	0.0	56	4.11	0.20	2.00
10.0	10.0	0.0	57	4.11	0.13	1.30
10.0	8.0	0.30	60	4.11	0.20	5.00
10.0	8.0	0.30	58	4.11	0.17	4.70
10.0	8.0	0.30	59	4.11	0.15	4.50
10.0	7.0	0.45	60	4.11	0.15	6.00
10.0	7.0	0.45	60	4.11	0.12	5.70
10.0	7.0	0.45	60	4.11	0.10	5.50
15.0	15.0	0.0	62	5.61	0.17	2.55
15.0	15.0	0.0	62	5.61	0.15	2.25
15.0	15.0	0.0	62	5.61	0.22	3.30
15.0	12.0	0.30	64	5.61	0.20	7.50
15.0	12.0	0.30	66	5.61	0.15	6.75
15.0	12.0	0.30	68	5.61	0.12	6.30
15.0	10.5	0.45	65	5.61	0.12	8.55
15.0	10.5	0.45	65	5.61	0.10	8.25
15.0	10.5	0.45	65	5.61	0.09	8.10

Tabla 4.4. Esfuerzos de corte cíclico y esfuerzo de corte máximo para ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 60 %.

p'_0 [kg/cm ²]	σ'_3 [kg/cm ²]	η []	DR_f [%]	S_u [kg/cm ²]	$\frac{\tau_{cyc}}{p'_0}$ []	$\tau_{m\acute{a}x}$ [kg/cm ²]
1.0	1.0	0.0	62	3.90	0.30	0.30
1.0	1.0	0.0	62	3.90	0.25	0.25
1.0	1.0	0.0	62	3.90	0.35	0.35
1.0	0.80	0.30	61	3.90	0.41	0.71
1.0	0.80	0.30	62	3.90	0.43	0.73
1.0	0.80	0.30	62	3.90	0.45	0.75
1.0	0.70	0.45	62	3.90	0.64	1.09
1.0	0.70	0.45	62	3.90	0.62	1.07
1.0	0.70	0.45	62	3.90	0.65	1.10
5.0	5.0	0.0	67	5.37	0.25	1.25
5.0	5.0	0.0	67	5.37	0.18	0.90
5.0	5.0	0.0	68	5.37	0.20	1.00
5.0	4.0	0.30	68	5.37	0.30	3.00
5.0	4.0	0.30	67	5.37	0.25	2.75
5.0	4.0	0.30	67	5.37	0.27	2.85
5.0	3.5	0.45	67	5.37	0.30	3.75
5.0	3.5	0.45	67	5.37	0.35	4.00
5.0	3.5	0.45	68	5.37	0.37	4.10
10.0	10.0	0.0	70	6.48	0.23	2.30
10.0	10.0	0.0	70	6.48	0.20	2.00
10.0	10.0	0.0	71	6.48	0.17	1.70
10.0	8.0	0.30	70	6.48	0.30	6.00
10.0	8.0	0.30	71	6.48	0.27	5.70
10.0	8.0	0.30	70	6.48	0.25	5.50
10.0	7.0	0.45	70	6.48	0.30	7.50
10.0	7.0	0.45	71	6.48	0.27	7.20
10.0	7.0	0.45	70	6.48	0.35	8.00
15.0	15.0	0.0	73	8.53	0.24	3.60
15.0	15.0	0.0	73	8.53	0.20	3.00
15.0	15.0	0.0	73	8.53	0.18	2.70
15.0	12.0	0.30	73	8.53	0.27	8.55
15.0	12.0	0.30	74	8.53	0.30	9.00
15.0	12.0	0.30	74	8.53	0.25	8.25
15.0	10.5	0.45	74	8.53	0.20	9.75
15.0	10.5	0.45	74	8.53	0.22	10.05
15.0	10.5	0.45	74	8.53	0.25	10.50

Tabla 4.5. Esfuerzo de corte cíclico y esfuerzo de corte máximo para ensayos triaxiales cíclicos con densidad relativa inicial de 75 %.

p'_0 [kg/cm ²]	σ'_3 [kg/cm ²]	η []	DR_f [%]	S_u [kg/cm ²]	$\frac{\tau_{cyc}}{p'_0}$ []	$\tau_{m\acute{a}x}$ [kg/cm ²]
1.0	1.0	0.0	77	7.93	0.45	0.45
1.0	1.0	0.0	77	7.93	0.50	0.50
1.0	1.0	0.0	77	7.93	0.40	0.40
1.0	0.80	0.30	76	7.93	0.62	0.92
1.0	0.80	0.30	77	7.93	0.59	0.89
1.0	0.80	0.30	77	7.93	0.68	0.98
1.0	0.70	0.45	76	7.93	0.90	1.35
1.0	0.70	0.45	77	7.93	0.85	1.30
1.0	0.70	0.45	77	7.93	0.82	1.27
5.0	5.0	0.0	81	10.44	0.28	1.40
5.0	5.0	0.0	81	10.44	0.35	1.75
5.0	5.0	0.0	81	10.44	0.24	1.20
5.0	4.0	0.30	81	10.44	0.35	3.25
5.0	4.0	0.30	81	10.44	0.40	3.50
5.0	4.0	0.30	81	10.44	0.45	3.75
5.0	3.5	0.45	81	10.44	0.53	4.90
5.0	3.5	0.45	81	10.44	0.45	4.50
5.0	3.5	0.45	81	10.44	0.40	4.25
10.0	10.0	0.0	83	11.31	0.30	3.00
10.0	10.0	0.0	83	11.31	0.27	2.70
10.0	10.0	0.0	83	11.31	0.24	2.40
10.0	8.0	0.30	84	11.31	0.35	6.50
10.0	8.0	0.30	83	11.31	0.40	7.00
10.0	8.0	0.30	84	11.31	0.45	7.50
10.0	7.0	0.45	83	11.31	0.45	9.00
10.0	7.0	0.45	84	11.31	0.40	8.50
10.0	7.0	0.45	84	11.31	0.48	9.30
15.0	15.0	0.0	84	12.94	0.25	3.75
15.0	15.0	0.0	84	12.94	0.22	3.30
15.0	15.0	0.0	85	12.94	0.28	4.20
15.0	12.0	0.30	85	12.94	0.40	10.50
15.0	12.0	0.30	85	12.94	0.35	9.75
15.0	12.0	0.30	84	12.94	0.43	10.95
15.0	10.5	0.45	84	12.94	0.45	13.50
15.0	10.5	0.45	84	12.94	0.40	12.75
15.0	10.5	0.45	85	12.94	0.43	13.20

Tomando en consideración el análisis matemático realizado entre las Ecuaciones 4.1 a 4.15 y la información vertida en las Tablas 4.3, 4.4 y 4.5; los resultados expuestos en las Figuras 4.22, 4.23 y 4.24 pueden ser explicados a partir de lo señalado por Vaid y Chern (1983), quienes concluyeron que existe una relación muy cercana entre la respuesta monótona y el mecanismo mediante el cual se generan las deformaciones en la respuesta cíclica. Esto quiere decir que las muestras que evidencien comportamientos contractivos bajo cargas monótona exhibirán mayor aumento de presiones de poros y deformaciones cíclicas asociadas en los ensayos cíclicos, y a la inversa, comportamientos dilatantes en ensayos estáticos implicará que se requiera mayores sollicitaciones cíclicas para generar presiones de poros y deformaciones cíclicas en ensayos cíclicos.

Teniendo en consideración estos dos últimos conceptos, Mohamad y Dobry (1986) desarrollaron una metodología para la interpretación de los resultados en ensayos cíclicos con corte estático inicial, la cual fue expuesta detalladamente en la sección 2.2.4.3. Estos investigadores dividieron el comportamiento cíclico de acuerdo al nivel de densidad, entendiendo que dicha variable controlará el comportamiento ante sollicitaciones cíclicas.

Para el caso de las muestras contractivas, estipularon que existen 3 condiciones (Figura 2.92):

- **Condición A:** Considera muestras con reversibilidad de esfuerzos más la condición de que el esfuerzo cíclico máximo no sobrepasa la resistencia última no drenada ($\tau_{m\acute{a}x} < S_u$). En esta zona un aumento en el corte estático inicial disminuye la porción de esfuerzos cíclicos reversibles, lo que se traduce en un aumento de la resistencia cíclica.
- **Condición C:** Considera muestras sin reversibilidad de esfuerzos más la condición de que el esfuerzo cíclico máximo es mayor a la resistencia última no drenada ($\tau_{m\acute{a}x} > S_u$). En esta zona un aumento en el corte estático inicial motiva una disminución de la resistencia cíclica.
- **Condición B:** Considera muestras no contemplados por las zonas anteriores. En esta zona un aumento en el corte estático inicial tiene dos efectos, el primero es generar una mayor cercanía a la línea de inestabilidad y el segundo es motivar una disminución de los esfuerzos cíclicos reversibles. En ese sentido, el efecto que tenga el aumento del corte estático inicial en la resistencia cíclica dependerá del efecto perjudicial producto de $\tau_{m\acute{a}x} > S_u$ y el efecto positivo a raíz de la disminución de la reversibilidad de esfuerzos.

Para el caso de muestras dilatantes, los investigadores concluyeron que dado que este tipo de configuraciones no evidencian comportamientos contractivos (no aplica el concepto de S_u), no existe un límite desde el cual la resistencia cíclica deba disminuir producto del aumento del corte estático inicial, por lo que el aumento de esta variable siempre debe incrementar la resistencia cíclica.

En la Tabla 4.6 se presenta el análisis de los resultados expuestos en las Figuras 4.22, 4.23 y 4.24 según la metodología de Mohamad y Dobry. Se utilizaron los valores de R_{c20} obtenidos a partir del gráfico 4.25, junto con la información obtenida de las Tablas 4.1 y 4.2.

Tabla 4.6. Análisis de ensayos triaxiales cíclicos mediante la metodología de Mohamad & Dobry.

Densidad Relativa Inicial [%]	Presión Media p'_0 [kg/cm ²]	$K_c = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$ []	q_{est} [kg/cm ²]	S_u [kg/cm ²]	R_{c20} []	$\tau_{m\acute{a}x}$ [kg/cm ²]	Condición	
40	1.0	0	0	0.38	0.21	0.21	A	
		1.75	0.30	0.38	0.31	0.61	B	
		2.29	0.45	0.38	0.245	0.695	C	
	5.0	0	0	2.25	0.14	0.70	A	
		1.75	1.50	2.25	0.18	2.40	C	
		2.29	2.25	2.25	0.13	2.90	C	
	10.0	0	0	4.11	0.155	1.55	A	
		1.75	3.0	4.11	0.168	4.68	C	
		2.29	4.5	4.11	0.095	5.45	C	
	15.0	0	0	5.61	0.162	2.43	A	
		1.75	4.5	5.61	0.14	6.60	C	
		2.29	6.75	5.61	0.09	8.10	C	
	60	1.0	0	0	--	0.29	--	--
			1.75	0.30	--	0.42	--	--
			2.29	0.45	--	0.62	--	--
5.0		0	0	--	0.20	--	--	
		1.75	1.50	--	0.295	--	--	
		2.29	2.25	--	0.338	--	--	
10.0		0	0	6.48	0.19	1.90	A	
		1.75	3.0	6.48	0.262	5.62	B	
		2.29	4.5	6.48	0.25	7.00	C	
15.0		0	0	8.53	0.185	2.78	A	
		1.75	4.5	8.53	0.25	8.25	B	
		2.29	6.75	8.53	0.205	9.83	C	
75		1.0	0	0	--	0.40	--	--
			1.75	0.30	--	0.62	--	--
			2.29	0.45	--	0.80	--	--
	5.0	0	0	--	0.27	--	--	
		1.75	1.50	--	0.38	--	--	
		2.29	2.25	--	0.435	--	--	
	10.0	0	0	--	0.25	--	--	
		1.75	3.0	--	0.36	--	--	
		2.29	4.5	--	0.425	--	--	
	15.0	0	0	--	0.23	--	--	
		1.75	4.5	--	0.35	--	--	
		2.29	6.75	--	0.41	--	--	

-- : Muestras que exhiben comportamiento dilatante en ensayo CIU.

A partir del análisis anterior se puede concluir que para las muestras con $DR_i = 40 \%$ (Figura 4.22), a medida que se incrementa la presión de confinamiento continuamente va disminuyendo la zona dentro de la cual el aumento del corte estático inicial genera un aumento en la resistencia cíclica (Zona B), y por ende entra a la región donde decrece con eventuales incrementos de K_c (Zona C). Esto último se puede concluir a partir de una “banda” que queda definida por los datos de K_c igual a 1.75 y 2.29, la cual va bajando respecto al caso sin corte estático inicial al incrementar la presión media efectiva, posicionándose de esta forma en sectores más adversos para la resistencia cíclica.

Respecto al comportamiento exhibido por las muestras con $DR_i = 60 \%$ (Figura 4.23), para el caso de las muestras con presiones de confinamiento de 1 y 5 kg/cm^2 se observa que el aumento del corte estático inicial motiva un aumento continuo de la resistencia cíclica para ambos valores de K_c utilizados. Lo anterior se debe al comportamiento dilatante que poseen dichas muestras para estos niveles de confinamiento, lo cual es verificable a partir de las pruebas monótonas no drenadas en compresión de la Figura 4.9. Ahora bien, al aumentar la presión de confinamiento hasta valores de 10 y 15 kg/cm^2 , se observa que el comportamiento es contractivo por lo que la resistencia cíclica se incrementa luego de aumentar K_c hasta 1.75, para luego comenzar a disminuir al extender K_c hasta 2.29.

Finalmente, al estudiar la respuesta evidenciada por las muestras con $DR_i = 75 \%$ (Figura 4.24), se observa que todas exhibieron comportamientos dilatantes en las pruebas triaxiales monótonas no drenadas en compresión, por lo que es esperable que el aumento del corte estático inicial motive un incremento en la resistencia cíclica, dado que se reduce la porción de esfuerzos reversibles. Sin embargo, a medida que se incrementa la presión de confinamiento el aumento en la resistencia cíclica es cada vez menor, por lo que se puede concluir que eventualmente ante altas presiones de confinamiento las muestras cambien de comportamiento y por ende se invierta la tendencia observada.

En complemento al análisis realizado, en la Figura 4.28a se gráfica el parámetro K_α , el que se obtiene al normalizar las curvas de R_{c20} para los distintos niveles de corte estático inicial analizados (Figura 4.25), respecto de R_{c20} y sin corte estático inicial, tal como se mostró en la Ecuación 2.17. Los resultados revelan que para las muestras con $DR_i = 40 \%$, K_α aumenta hasta α igual a 0.27 para luego disminuir con el aumento de dicho parámetro. Destacar sin embargo que si bien se observa de la Figura 4.28 que el decrecimiento de K_α es a partir de α igual a 0.27, esto se debe a que la muestra de datos disponible es discreta, por lo que realmente el punto de inflexión podría ubicarse en un valor de α entre 0.27 y 0.39.

Para el caso de las muestras con $DR_i = 60 \%$ y $DR_i = 75 \%$ se observa que K_α aumenta con el incremento del corte estático inicial, lo cual se debe a que ambos niveles de densidad evidencian comportamientos dilatantes para la presión de confinamiento de análisis. Esto último tiene como consecuencia que al aumentar el corte estático inicial sólo se produzca una disminución de la reversibilidad de esfuerzos, por lo que existe una menor generación tanto de excesos de presiones de poros como de deformación axial.

Adicionalmente en la Figura 4.28 también se presenta el parámetro K_α para los distintos niveles de corte estático inicial con presión media efectiva de 5 kg/cm^2 (Figura 4.28b), 10 kg/cm^2 (Figura

4.28c) y 15 kg/cm^2 (Figura 4.28d). De allí se observa que el mismo comportamiento descrito para el caso con presión media efectiva de 1 kg/cm^2 es aplicable cuando la presión media efectiva es de 5 kg/cm^2 , sin embargo, para los casos con presión media efectiva de 10 kg/cm^2 y 15 kg/cm^2 , existe una disminución del factor K_α a partir de α igual a 0.27 tanto para la densidad relativa de 40 % como de 60 %. Esto último muestra que el comportamiento tiende a ser similar para estas densidades a estos niveles tensionales, el cual se explica por el aumento de la contractividad de las muestras producto del incremento de la presión media efectiva, tal como se mencionó en el análisis realizado anteriormente según la metodología de Mohamad y Dobry.

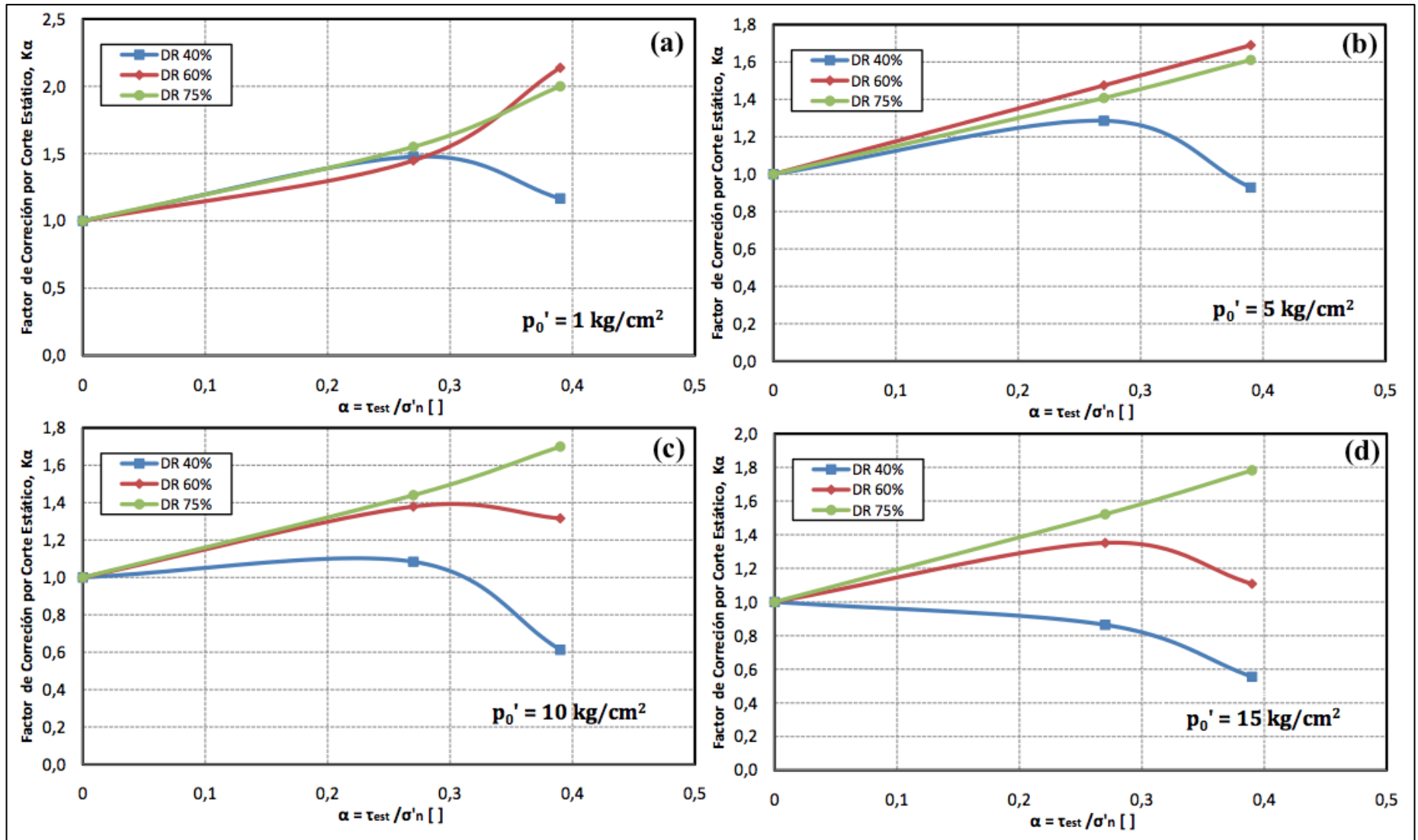


Figura 4.28. Factor de corrección por corte estático inicial K_α según el criterio de 5 % de deformación axial en D.A en 20 ciclos: (a) 1 kg/cm², (b) 5 kg/cm², (c) 10 kg/cm², (d) 15 kg/cm².

4.3.2.2 COMPARACIÓN K_α CON LA LITERATURA DISPONIBLE

Con la intención de comparar los resultados encontrados en esta investigación para el parámetro K_α , en las Figuras 4.29 y 4.30 se entregan las curvas para este factor de corrección encontradas por otros investigadores para arenas de relaves muy similares a la utilizada en la presente tesis.

En la Figura 4.29 se presentan los resultados entregados por Corral (2008) y Santos (2011). De la comparación con el estudio desarrollado por Corral se puede observar que existe una buena correlación entre las curvas para densidades bajas, ya que existe una correcta similitud hasta el valor del parámetro α igual a 0.20. Para valores mayores de α se observa que ambas poseen formas similares (alcanzan un valor peak y luego decrecen), pero difieren en los valores del factor de corrección. Para el caso de densidades altas se distingue que ambas curvas siguen la misma tendencia, sin embargo, la curva de K_α definida por Corral se ubica más abajo.

Por otra parte, al comparar los resultados obtenidos con los de Santos (2011), se observa que estos últimos muestran un comportamiento similar al de las muestras sueltas analizadas en el presente estudio, ya que se distingue un peak y luego una disminución de K_α al aumentar el parámetro α , sin embargo, el factor de corrección propuesto por Santos refleja valores menores a los descritos por esta investigación.

En la Figura 4.30 se comparan los resultados obtenidos con los entregados por Asenjo (2010), quien realizó un estudio en muestras densas ($DR_i = 70\%$) y utilizando para lograr el corte estático inicial trayectorias de tensiones con presión media efectiva constante. De dicha figura se puede concluir que existe una excelente correlación de la curva de K_α para $DR_i = 75\%$ del presente estudio con la curva propuesta por Asenjo para la trayectoria en compresión drenada, hasta aproximadamente un valor de α igual a 0.32.

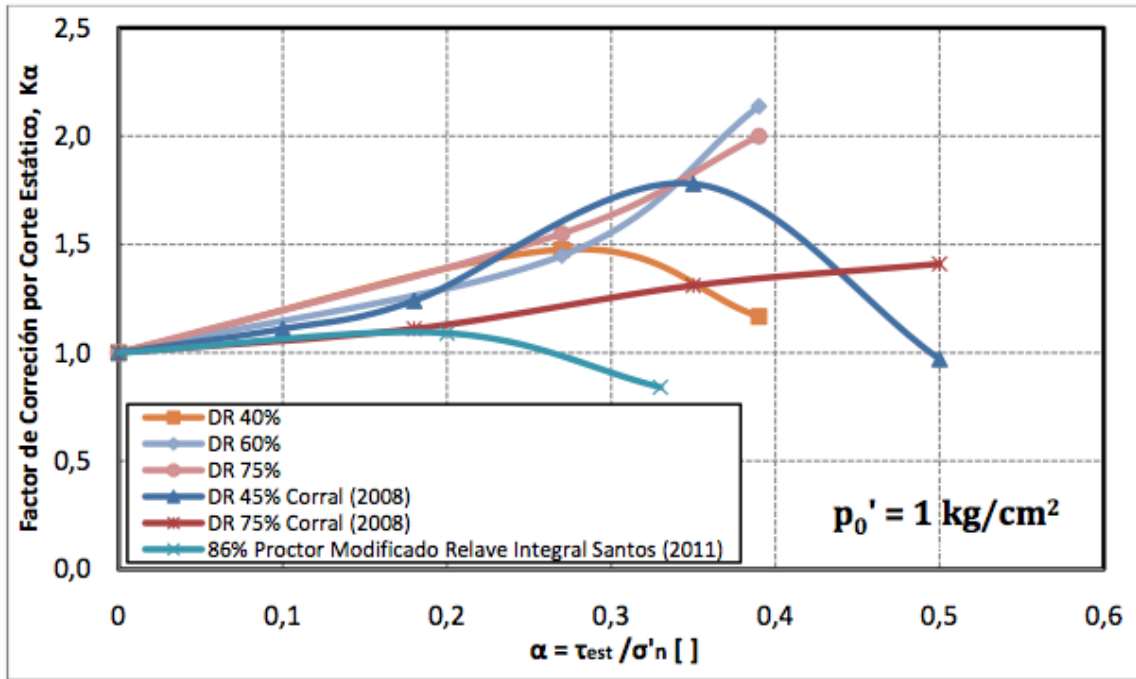


Figura 4.29. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Corral (2008) y Santos (2011) en arenas de relaves similares a la de este estudio.

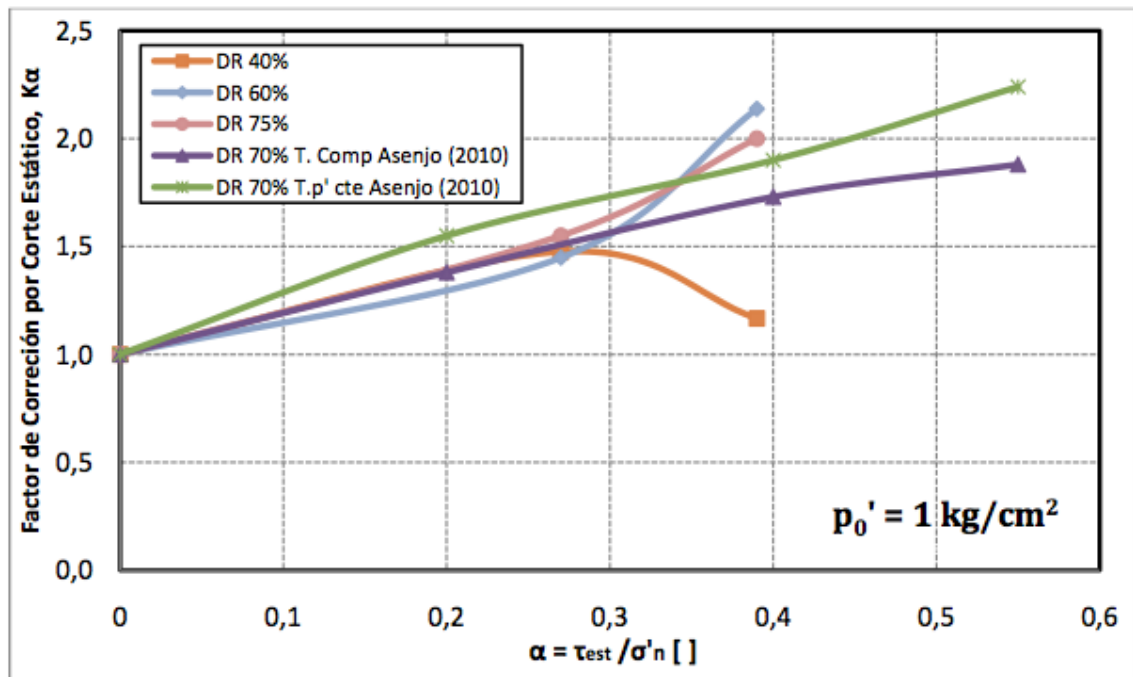


Figura 4.30. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Asenjo (2010) en arenas de relaves similares a la de este estudio.

Adicionalmente, en las Figuras 4.31, 4.32, 4.33 y 4.34 se entregan comparaciones de K_α para distintas arenas naturales respecto a las curvas determinadas en esta investigación. En la Figura 4.31 se comparan los resultados obtenidos con aquellos presentados por Rollins y Seed (1990), de donde se observa que las curvas de K_α del presente estudio se ubican entre las densidades relativas iguales a 45 % y 55 %. Notar que Rollins y Seed proponen que la densidad relativa de 45 % corresponde al límite donde el factor K_α es constante respecto al parámetro α .

En la Figura 4.32 se realiza la comparación con el estudio desarrollado por Seed y Harder (1990) y Vaid et al. (2001). Al comparar los resultados obtenidos con los propuestos por Seed y Harder, se observa que la curva de K_α para densidades bajas del presente estudio se ubica en la zona definida por estos investigadores para muestras de la misma naturaleza. Para el caso de las curvas de K_α para densidades medias y altas, se distingue que se mueven por la frontera de la zona asignada para muestras de densidades similares. En el caso de la comparación respecto al estudio de Vaid et al., se observa que la presente investigación entrega valores menores a los de dicho estudio; sin embargo, se evidencia que existe una misma tendencia en el comportamiento de las curvas, ya que a medida que se reduce la densidad, el factor K_α alcanza un peak y luego disminuye.

En la Figura 4.33 se contrastan los resultados obtenidos con los presentados por Boulanger y Idriss (1997), y de ella se observa que existe una buena concordancia de las muestras del presente estudio con la región definida por dichos autores para muestras con densidades medias a altas. Sin embargo, existe una discrepancia para muestras sueltas, ya que los resultados de K_α de esta tesis son más altos a los propuestos por estos investigadores.

Finalmente en la Figura 4.34 se comparan este estudio con la investigación desarrollada por Hosono y Yoshimine (2004), los cuales entregan curvas para densidades relativas iguales a 40 % y 60 %. De dicha comparación se observa que existe una muy buena correlación entre las curvas para la densidad relativa de 60 % de ambos estudios, lo cual es efectivo hasta aproximadamente α igual a 0.30. En contraste a lo anterior, para el caso de las curvas con densidad relativa igual a 40 % se observa una completa divergencia en la evolución de K_α , ya que Hosono y Yoshimine presentan una curva que es completamente creciente con el aumento del parámetro α .

En conclusión, a partir del análisis del factor K_α para los dos tipos de arenas se logran básicamente las mismas definiciones obtenidas de las comparaciones del factor K_σ , y es que si bien pueden existir coincidencias en condiciones específicas entre los factores K_α para las arenas naturales y de relaves, estas no son del todo representativas como para justificar la utilización directa en proyectos que involucren a estas últimas, por lo que permite reafirmar que la utilización de dichas curvas sin el debido cuidado puede llevar a diseños no óptimos.

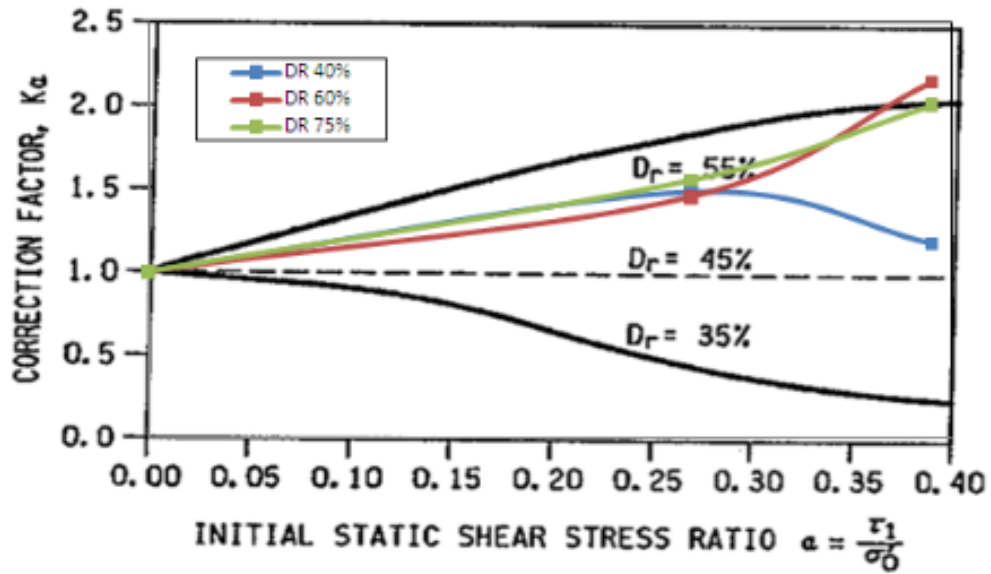


Figura 4.31. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Rollins & Seed (1990).

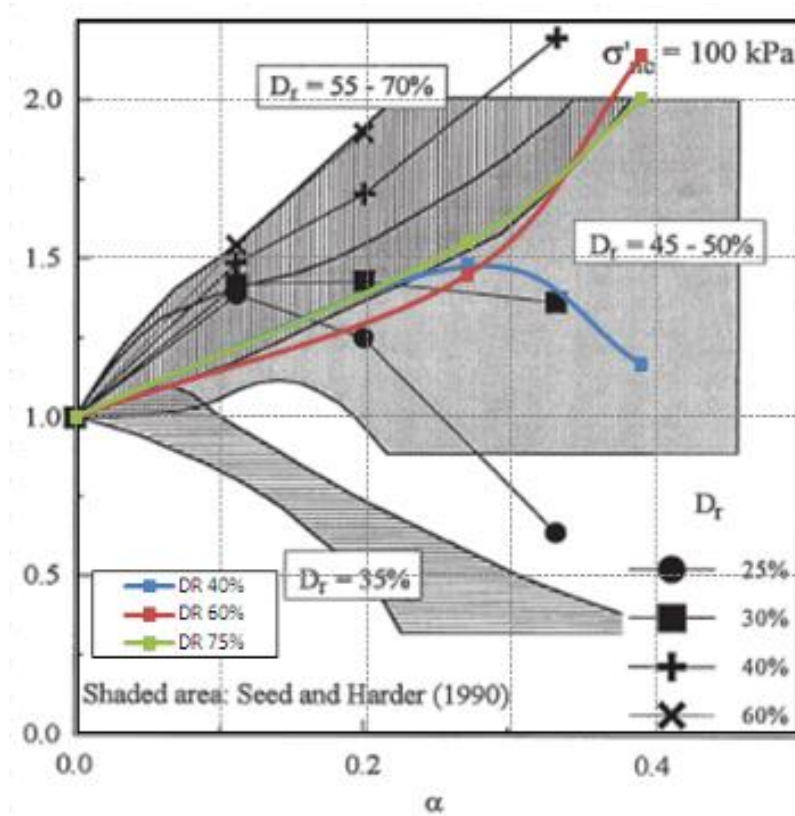


Figura 4.32. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Seed & Harder (1990) y Vaid et al. (2001).

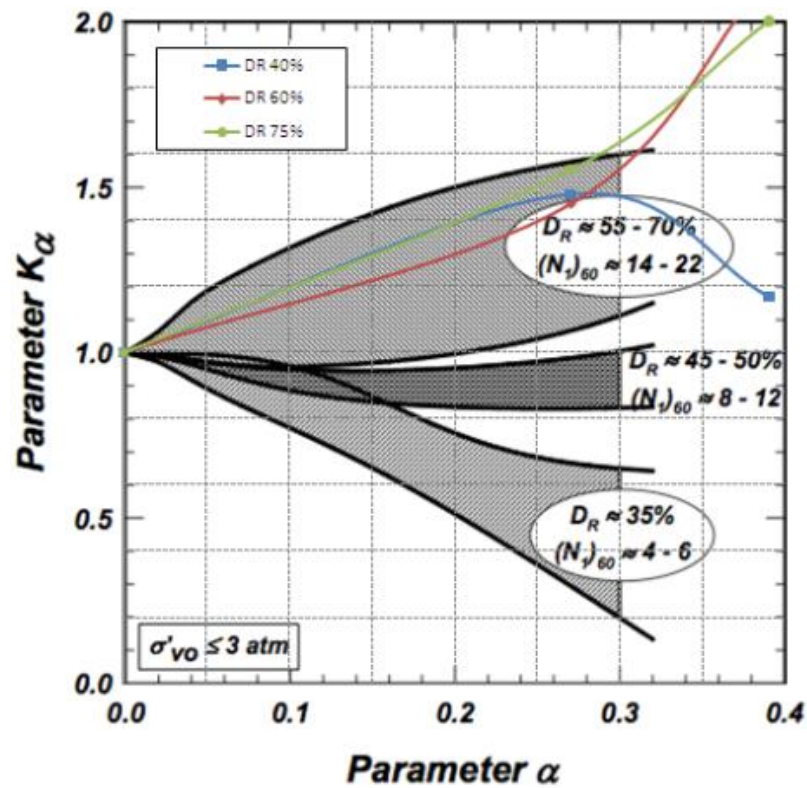


Figura 4.33. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Boulanger & Idriss (1997).

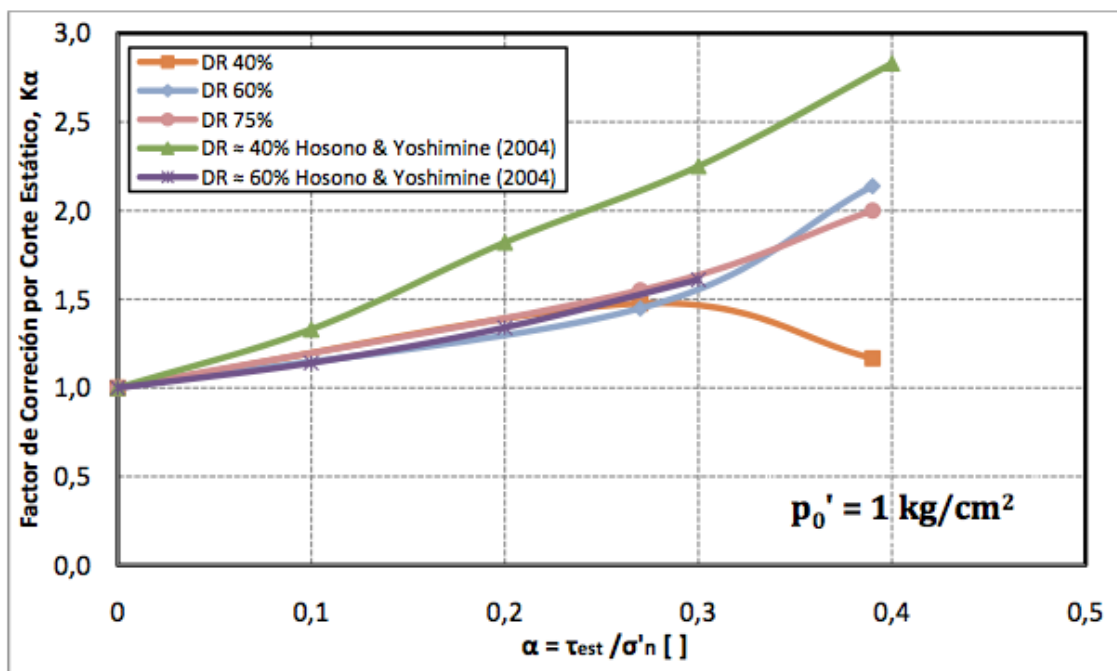


Figura 4.34. Comparación de los factores de corrección por corte estático inicial K_α con aquellos obtenidos por Hosono & Yoshimine (2004).

4.3.3 FACTOR DE CORRECCIÓN $K_{\sigma\alpha}$

En el método simplificado para la evaluación de la licuación desarrollado por Seed (1983) se propuso la corrección de la resistencia cíclica de un “estado basal”, para una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 y sin corte estático inicial ($\alpha = 0$), a partir de la utilización de los factores multiplicativos K_σ y K_α , los cuales permiten corregir la resistencia cíclica debido al efecto de la presión de confinamiento y corte estático inicial, respectivamente (Ecuación 4.16).

$$CRR_{\sigma,\alpha} = CRR_{\sigma'_0=1kg \text{ cm}^2, \alpha=0} \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad 4.16$$

Sin embargo, es posible determinar el factor de corrección de la resistencia cíclica debido al efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático inicial, el cual es denominado $K_{\sigma\alpha}$ y es determinado según lo expresado en la Ecuación 4.17.

$$K_{\sigma\alpha} = \frac{CRR_{\sigma'_0 \geq 1kg \text{ cm}^2, \alpha \neq 0}}{CRR_{\sigma'_0=1kg \text{ cm}^2, \alpha=0}} \quad 4.17$$

En este sentido, el factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ permite condensar el efecto de ambas variables, y de esta manera la modificación de la resistencia del “estado basal” se corrige según consta en la Ecuación 4.18.

$$CRR_{\sigma,\alpha} = CRR_{\sigma'_0=1kg \text{ cm}^2, \alpha=0} \cdot K_{\sigma\alpha} \quad 4.18$$

A partir de los resultados de la campaña experimental de esta investigación que utilizó 4 presiones de confinamiento distintas y 3 niveles de corte estático diferente, se puede determinar el factor $K_{\sigma\alpha}$ de la arena de relaves en estudio para 12 puntos distintos para cada densidad relativa analizada. En la Figura 4.35 se presentan la evolución del factor $K_{\sigma\alpha}$ respecto al parámetro α al variar la presión media efectiva para los datos experimentales utilizados, los cuales son ordenados según la densidad relativa de ensayo.

De dicha figura se puede observar que para el caso de la densidad relativa de 40 % (Figura 4.35a), el factor $K_{\sigma\alpha}$ para presiones de confinamiento hasta 10 kg/cm^2 exhibe un valor peak para luego disminuir. Sin embargo, para el caso de la presión de confinamiento de 15 kg/cm^2 , el factor $K_{\sigma\alpha}$ siempre es menor a la unidad al aumentar el corte estático.

Para el caso de la densidad relativa de 75 % (Figura 4.35c) se observa un crecimiento continuo del factor $K_{\sigma\alpha}$ para todas las presiones de confinamiento analizadas, siendo más exacerbado para el caso de 1 kg/cm^2 donde la tasa de crecimiento es creciente. Para el resto de las presiones de confinamiento analizadas se observan rectas con prácticamente la misma pendiente.

En el caso de la densidad relativa de 60 % (Figura 4.35b) se evidencia un comportamiento intermedio a los dos casos previamente evaluados, ya que para las presiones de confinamiento de 1 y 5 kg/cm^2 se observa un continuo crecimiento del factor $K_{\sigma\alpha}$, tal como para muestras con

densidades altas. Por el contrario, al incrementar la presión media efectiva hasta 10 y 15 kg/cm² se observa que el factor $K_{\sigma\alpha}$ alcanza un valor máximo para luego decrecer al igual que las muestras con densidades bajas. Destacar también que para todas las densidades relativas empleadas en el estudio, el factor $K_{\sigma\alpha}$ versus el parámetro α tiende a disminuir a medida que aumenta la presión de confinamiento, lo cual se refleja en que las curvas se posicionan más abajo en el plano cartesiano.

Teniendo en consideración todos los resultados experimentales presentados, se puede concluir que la resistencia cíclica se encuentra completamente influenciada por el efecto de la presión de confinamiento, el corte estático inicial y la densidad relativa, por lo que resulta evidente que el factor $K_{\sigma\alpha}$ deberá cambiar dependiendo de los valores de cada una de estas variables de estado. De esta forma, la determinación de una función general que represente el factor $K_{\sigma\alpha}$ es matemáticamente un problema definido en \mathbb{R}^4 , por lo que al considerar la variable de densidad como constante es posible obtener superficies tridimensionales que describen a este factor de corrección en el espacio $K_{\sigma\alpha}-\sigma'_0-\alpha$.

Dado que la campaña experimental está limitada a 12 puntos por densidad para definir el factor $K_{\sigma\alpha}$, se interpoló linealmente 5 puntos entre los datos experimentales con la intención de suavizar los planos generados. De esta forma se pueden obtener las superficies que definen el factor $K_{\sigma\alpha}$ para las densidades relativas de 40 %, 60 % y 75 %, las cuales son presentadas en las Figuras 4.36, 4.37 y 4.38, respectivamente. En dichas figuras los puntos rojos representan los datos experimentales disponibles y los puntos azules pequeños constituyen los puntos interpolados. Adicionalmente se puede notar que existe una muy buena correlación entre las superficies y los puntos utilizados para su obtención, así como también las mismas observaciones sobre la variación del factor $K_{\sigma\alpha}$ respecto al cambio de σ'_0 y α realizadas previamente a partir de la Figura 4.35. De esta manera se puede concluir que lo observado en la Figura 4.35 no son más que cortes transversales de las superficies definidas a cierto nivel de presión de confinamiento, por lo que lo expresado en las Figuras 4.36, 4.37 y 4.38 constituye la forma general de presentar el factor $K_{\sigma\alpha}$.

Al intentar parametrizar las superficies encontradas mediante una función matemática general que permita evaluar directamente el valor del factor $K_{\sigma\alpha}$, se obtiene que de todas las funciones analizadas sobre la nube de datos experimentales e interpolados, la ecuación que permite utilizar la misma expresión algebraica para representar a $K_{\sigma\alpha}$ independiente el nivel de densidad relativa utilizado corresponde a un polinomio de grado 3. En ese sentido, la expresión matemática que describe el factor $K_{\sigma\alpha}$ corresponde a la Ecuación 4.19, donde los coeficientes p_{ij} corresponden a los factores multiplicativos del polinomio de tercer grado que dependen de la densidad relativa de confección, σ'_0 se refiere a la presión media efectiva en MPa (según Ecuación 4.8) y α constituye el parámetro que cuantifica el nivel de corte estático inicial utilizado (según Ecuación 4.4).

$$K_{\sigma\alpha} DR_i, \sigma'_0, \alpha = \sum_{i=0}^3 \sum_{j=0}^3 p_{ij} \cdot \sigma'_0{}^i \cdot \alpha^j \quad 4.19$$

$$p_{ij} = \beta_1 \cdot DR_i^2 + \beta_2 \cdot DR_i + \beta_3 ; DR_i \in 40 \%, 75 \%$$

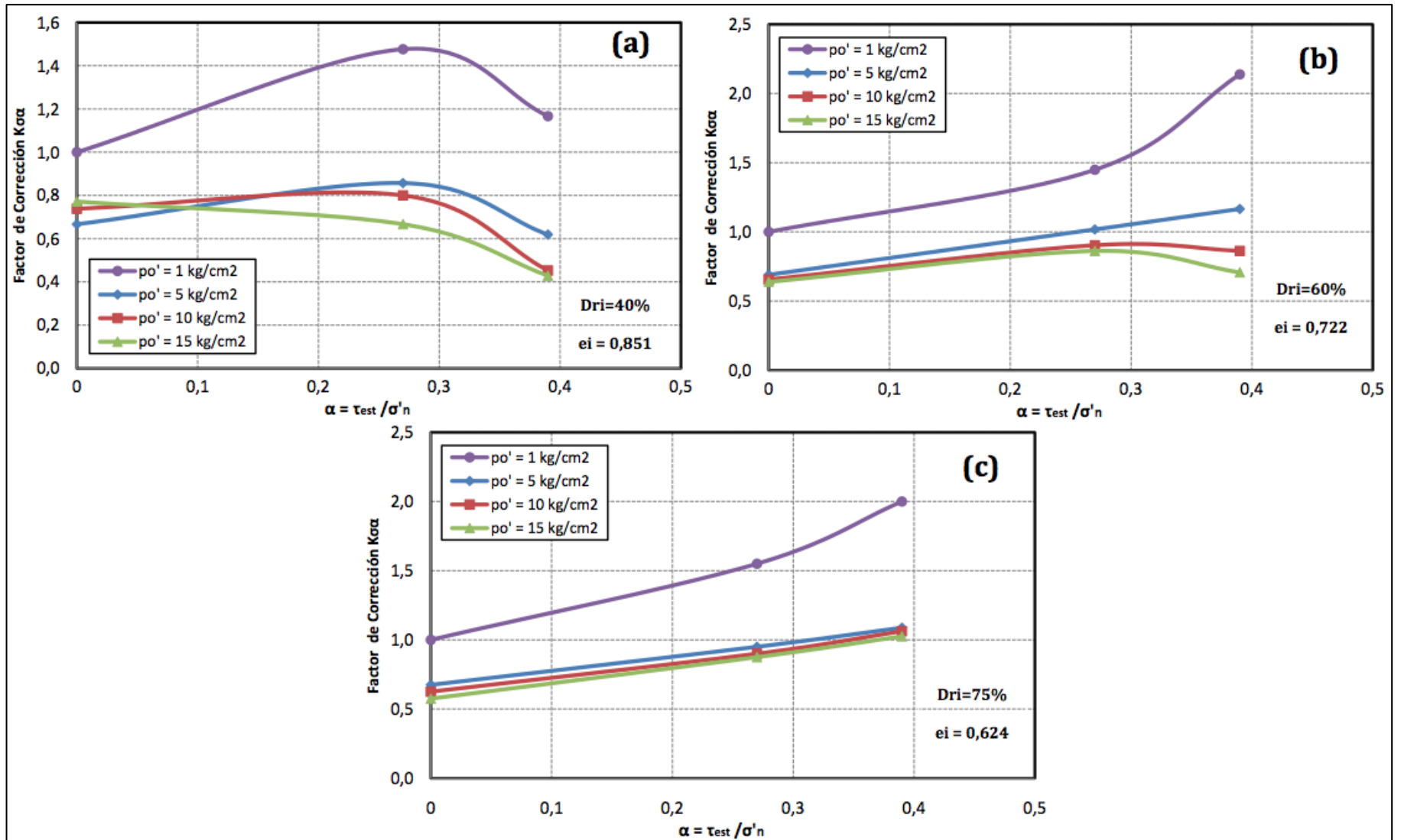


Figura 4.35. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio: (a) $DR_i = 40 \%$, (b) $DR_i = 60 \%$, (c) $DR_i = 75 \%$.

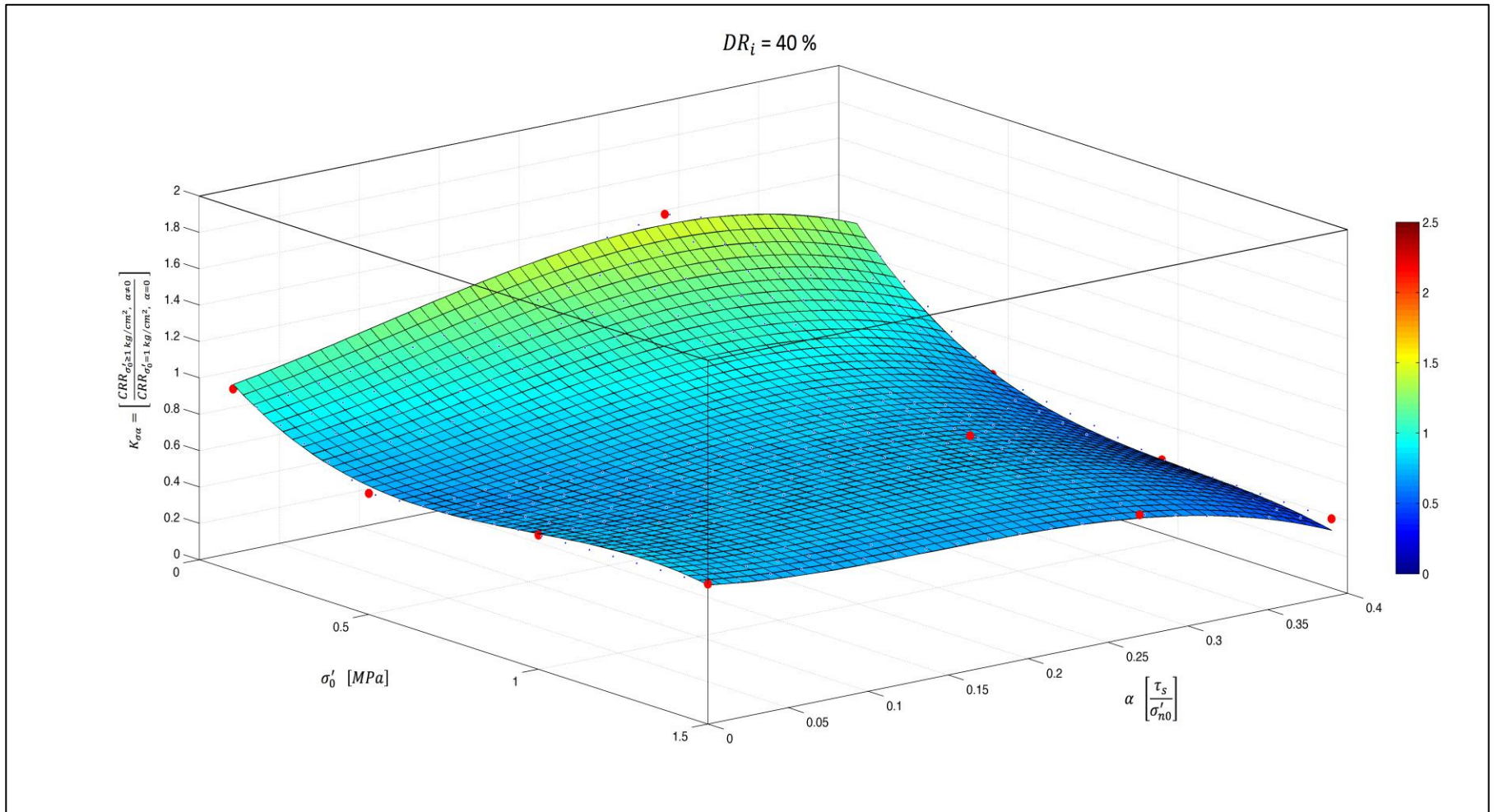


Figura 4.36. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 40%.

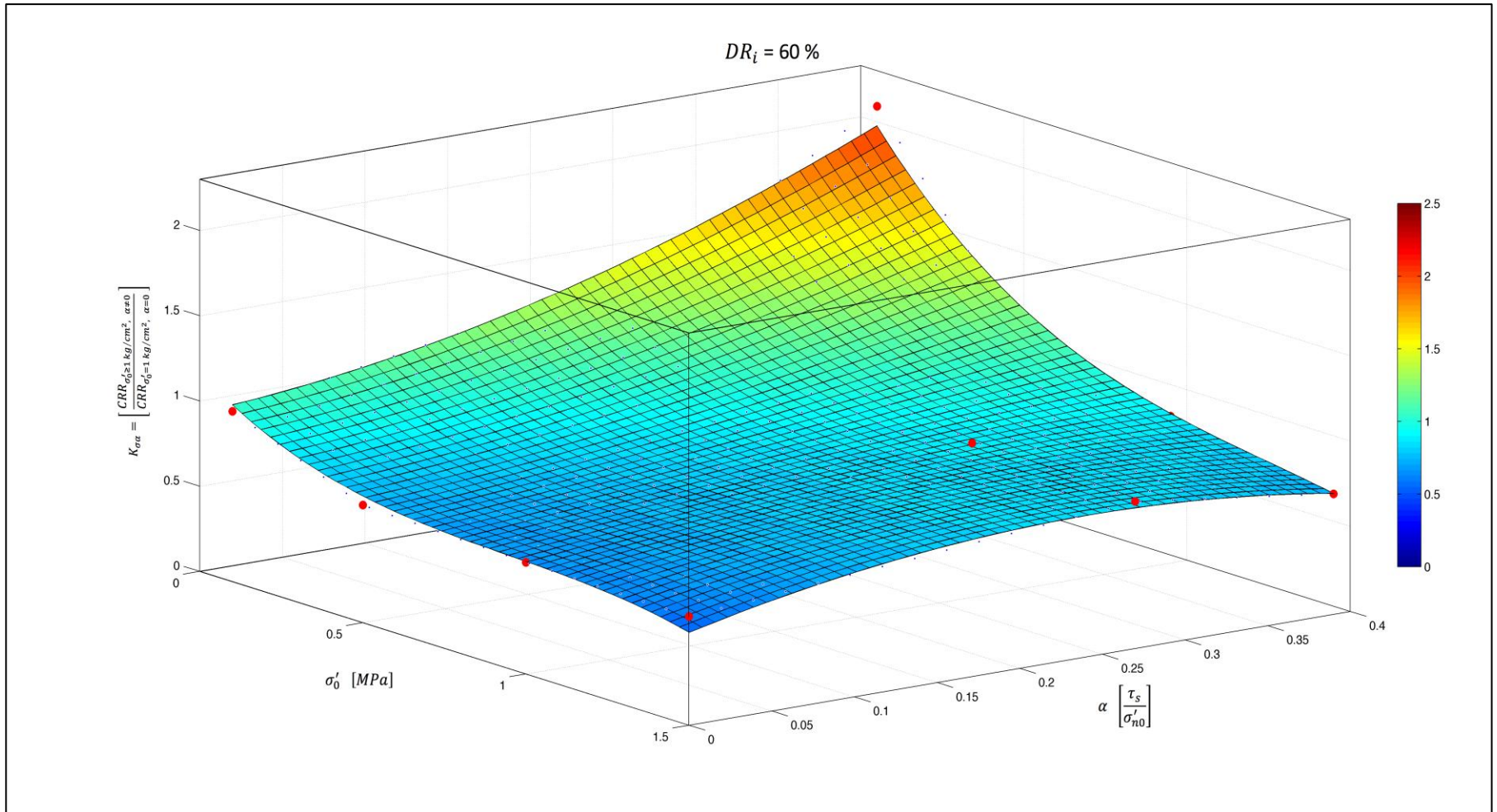


Figura 4.37. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 60 %.

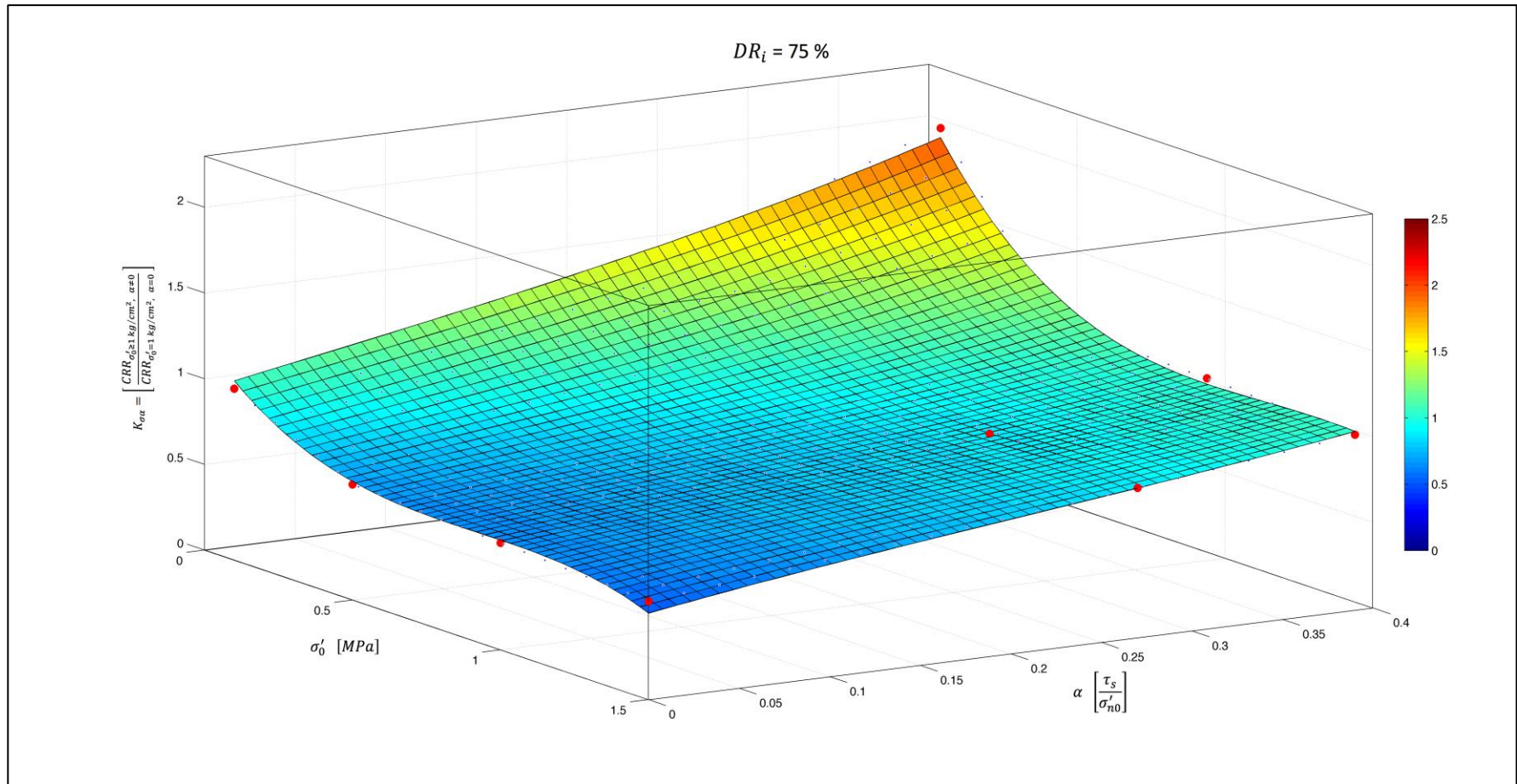


Figura 4.38. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 75 %.

En la Tabla 4.7 se presentan los datos correspondientes a los coeficientes p_{ij} , los cuales definen el factor $K_{\sigma\alpha}$ de acuerdo a cada valor de densidad relativa inicial. A partir de una regresión cuadrática de los datos anteriores se obtienen los factores multiplicativos β_1 , β_2 y β_3 que definen p_{ij} (Tabla 4.8), según lo expresado en la Ecuación 4.19, el cual permite construir la expresión general del factor $K_{\sigma\alpha}$ en el rango de densidades relativas estudiadas.

Tabla 4.7. Factores p_{ij} según cada densidad relativa inicial.

Coef. Polinomial	$DR_i = 40\%$	$DR_i = 60\%$	$DR_i = 75\%$
p_{00}	1.189	1.167	1.216
p_{10}	-1.848	-1.437	-1.897
p_{01}	1.731	0.803	2.152
p_{20}	2.128	1,426	2,067
p_{11}	-2.917	-1.065	-2.690
p_{02}	5.495	5.834	-0.134
p_{30}	-0.723	-0.497	-0.746
p_{21}	0.586	1.368	1.584
p_{12}	2.335	-6.739	-1.290
p_{03}	-21.09	-1.268	3.340
r^2	0.984	0.987	0.989

Tabla 4.8. Factores p_{ij} según cada densidad relativa inicial.

p_{ij}	β_1	β_2	β_3	r^2
p_{00}	1.247619E-4	-0.013576	1.532429	1
p_{10}	-0.001463	0.166883	-6.182	1
p_{01}	0.003897	-0.436077	12.939571	1
p_{20}	0.002224	-0.257481	8.869143	1
p_{11}	-0.005741	0.666695	-20.399286	1
p_{02}	-0.011852	1.202198	-23.628943	1
p_{30}	-7.984286E-4	0.091188	-3.093429	1
p_{21}	-7.05571E-4	0.109652	-2.671071	1
p_{12}	0.023342	-2.78789	76.503571	1
p_{03}	-0.01954	2.9451	-107.63	1

En la Tabla 4.9 se entrega la comparación de los valores experimentales de $K_{\sigma\alpha}$ junto con los calculados mediante la Ecuación 4.19. De dicha tabla se advierte que existen pequeñas diferencias porcentuales entre los valores experimentales y numéricos, observándose que para casos muy puntuales existen diferencias mayores a 10 %. Además se observa que el factor $K_{\sigma\alpha}$ numérico tiende tanto a sobreestimar y subestimar el factor $K_{\sigma\alpha}$ determinado experimentalmente, lo cual se desprende a partir de los datos positivos y negativos de la variable “ Δ ”, la cual se determina según la Ecuación 4.20.

$$\Delta = \frac{K_{\sigma\alpha \text{ Numérico}} - K_{\sigma\alpha \text{ Experimental}}}{K_{\sigma\alpha \text{ Experimental}}} \cdot 100 \%$$

4.20

Tabla 4.9. Comparación factor $K_{\sigma\alpha}$ experimental y numérico.

DR_i [%]	σ'_0 [MPa]	α [°]	$K_{\sigma\alpha \text{ exp}}$ []	$K_{\sigma\alpha \text{ num}}$ []	Δ [%]
40	0.1	0	1.000	1.025	2.5
		0.27	1.476	1.417	-4.0
		0.39	1.167	1.209	3.6
	0.5	0	0.667	0.707	6.0
		0.27	0.857	0.890	3.9
		0.39	0.619	0.632	2.1
	1.0	0	0.738	0.746	1.0
		0.27	0.800	0.739	-7.6
		0.39	0.452	0.451	-0.2
	1.5	0	0.771	0.764	-1.0
		0.27	0.667	0.646	-3.0
		0.39	0.429	0.364	-15.1
60	0.1	0	1.000	1.037	3.7
		0.27	1.448	1.580	9.1
		0.39	2.138	2.024	-5.4
	0.5	0	0.690	0.743	7.7
		0.27	1.017	1.063	4.5
		0.39	1.166	1.281	9.9
	1.0	0	0.655	0.660	0.7
		0.27	0.903	0.867	-4.0
		0.39	0.862	0.878	1.8
	1.5	0	0.638	0.544	-14.7
		0.27	0.862	0.824	-4.4
		0.39	0.707	0.709	0.3
75	0.1	0	1.000	1.046	4.6
		0.27	1.550	1.605	3.6
		0.39	2.000	1.945	-2.8
	0.5	0	0.675	0.691	2.4
		0.27	0.950	1.025	7.9
		0.39	1.088	1.240	14.0
	1.0	0	0.625	0.641	2.5
		0.27	0.900	0.885	-1.7
		0.39	1.063	1.030	-3.1
	1.5	0	0.575	0.505	-12.1
		0.27	0.875	0.874	-0.1
		0.39	1.025	1.044	1.9

De la información de la Tabla 4.9 se puede concluir que los valores de $K_{\sigma\alpha}$ numérico representan bastante bien los valores de $K_{\sigma\alpha}$ determinados experimentalmente, lo cual se refleja en los bajos porcentajes de diferencia entre valores. Sin embargo, es sumamente importante hacer hincapié que la expresión planteada en la Ecuación 4.19 tiene validez en el intervalo comprendido entre las densidades relativas iniciales de 40 % y 75 %, por lo que la extrapolación hacia valores que no estén contenidos dentro de los valores estipulados no es recomendado.

La siguiente pregunta que resulta de la información gráfica presentada del factor $K_{\sigma\alpha}$, es bajo que condiciones el efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático inicial ocasionan un incremento o una disminución de la resistencia cíclica del caso basal. Esto puede responderse definiendo la frontera de ambos casos, es decir, la combinación de σ'_0 y α que entregan un valor de $K_{\sigma\alpha}$ igual a 1. Matemáticamente consiste en resolver el problema de optimización descrito en la Ecuación 4.21, o en palabras simples a encontrar la curva que define la intersección del plano que pasa por $K_{\sigma\alpha} = 1$ y el polinomio cúbico que describe a $K_{\sigma\alpha}$ para cada densidad relativa.

$$K_{\sigma\alpha} DR_i, \sigma'_0, \alpha = \sum_{i=0}^3 \sum_{j=0}^3 p_{ij} \cdot \sigma_0'^i \cdot \alpha^j = 1 \quad 4.21$$

De esta forma en las Figuras 4.39, 4.40 y 4.41 se entregan las mismas figuras presentadas previamente pero ahora incorporando el plano definido por $K_{\sigma\alpha} = 1$. En ellas se puede observar que a medida que aumenta la densidad relativa de confección la región donde el factor $K_{\sigma\alpha}$ es mayor a 1 tiende a aumentar, y dicho efecto tiende a concentrarse para el estado suelto ($DR_i = 40\%$) en los sectores con presiones medias efectivas bajas. Se distingue además que el aumento del corte estático inicial progresivamente tiene efectos positivos en el factor $K_{\sigma\alpha}$ a presiones de confinamiento altas para el estado más denso ($DR_i = 75\%$), y que el caso de la densidad media ($DR_i = 60\%$) constituye una situación intermedia entre los casos previamente comentados.

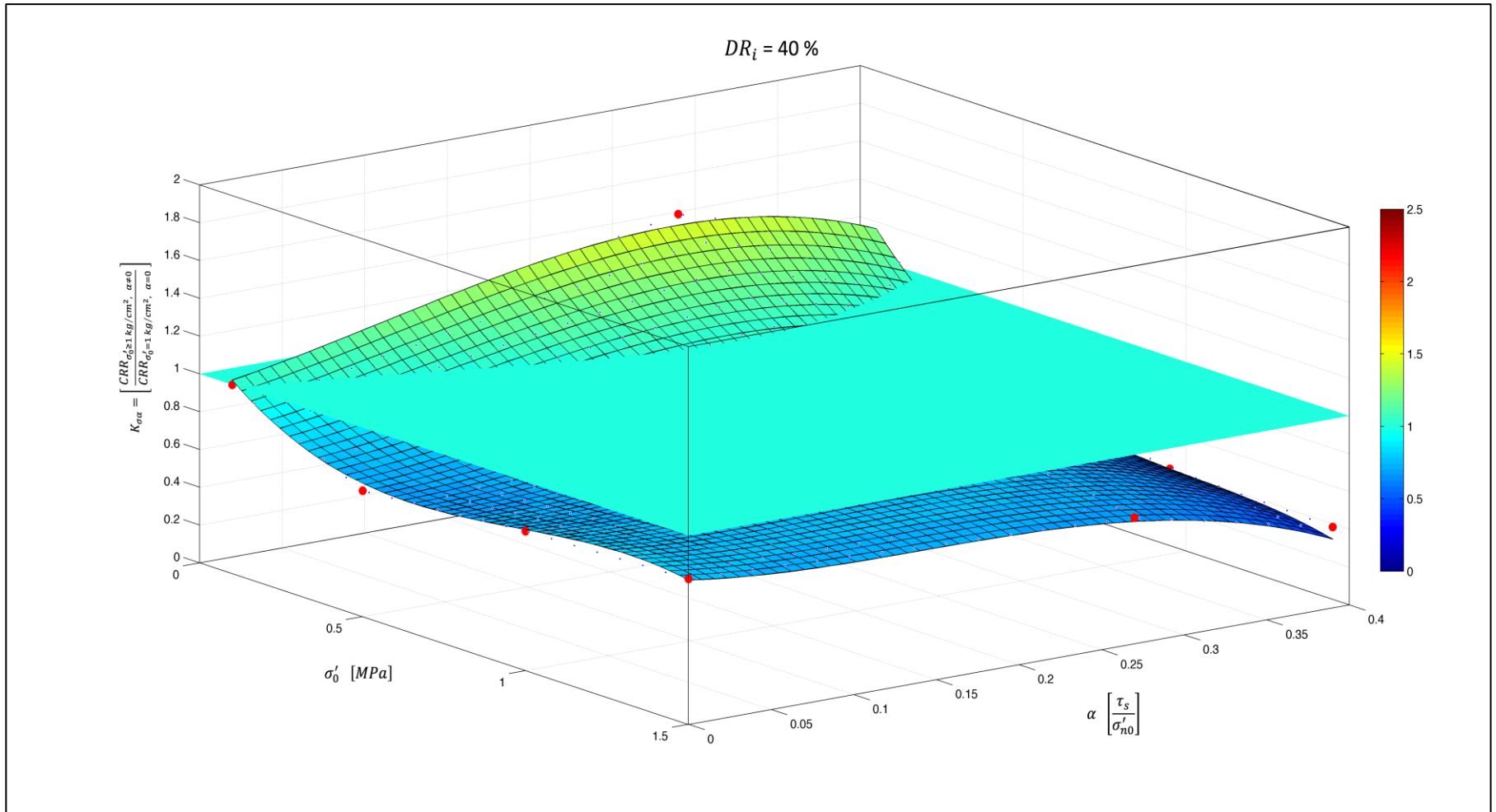


Figura 4.39. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 40 % junto con plano $K_{\sigma\alpha} = 1$.

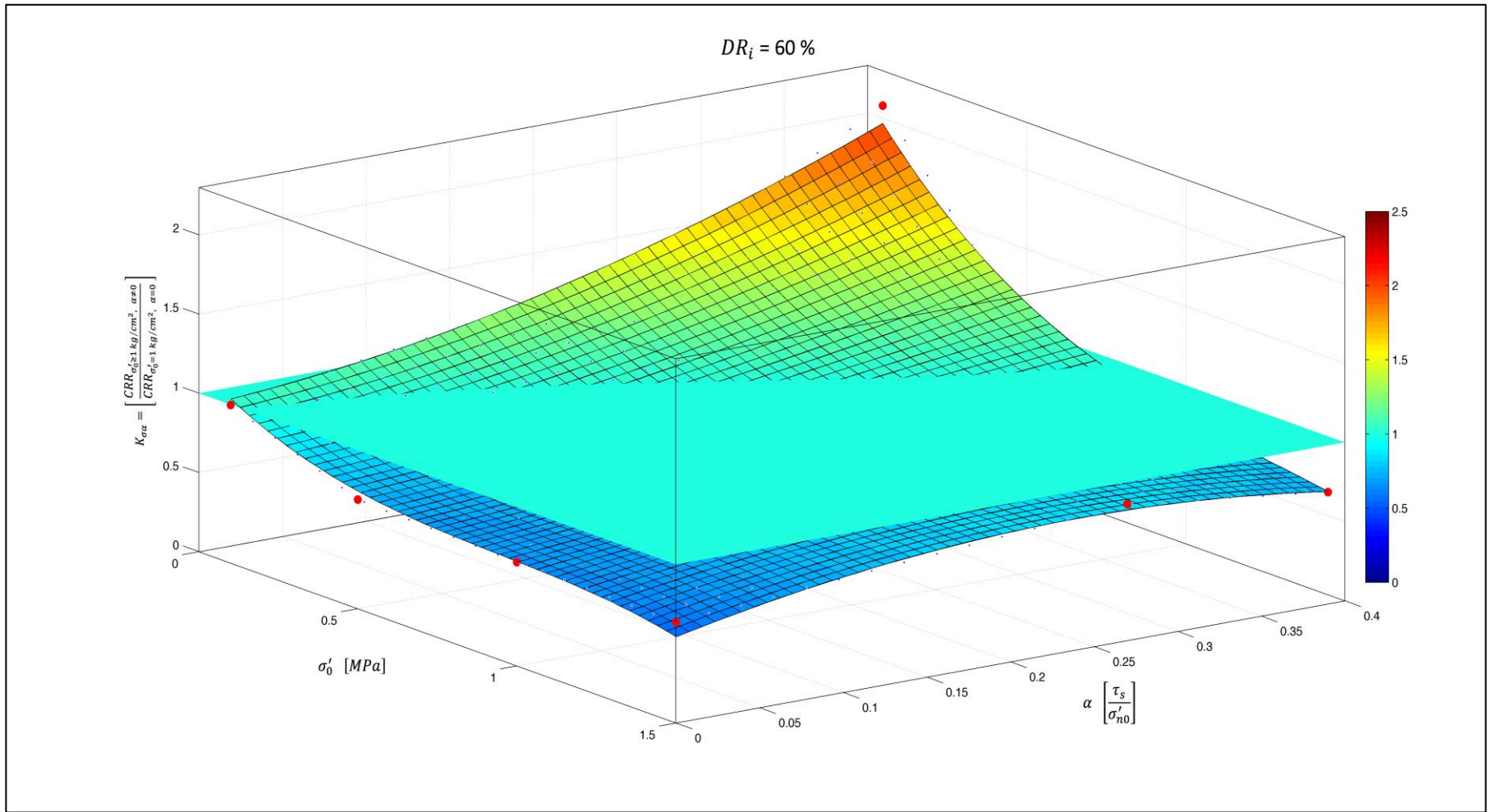


Figura 4.40. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 60 % junto con plano $K_{\sigma\alpha} = 1$.

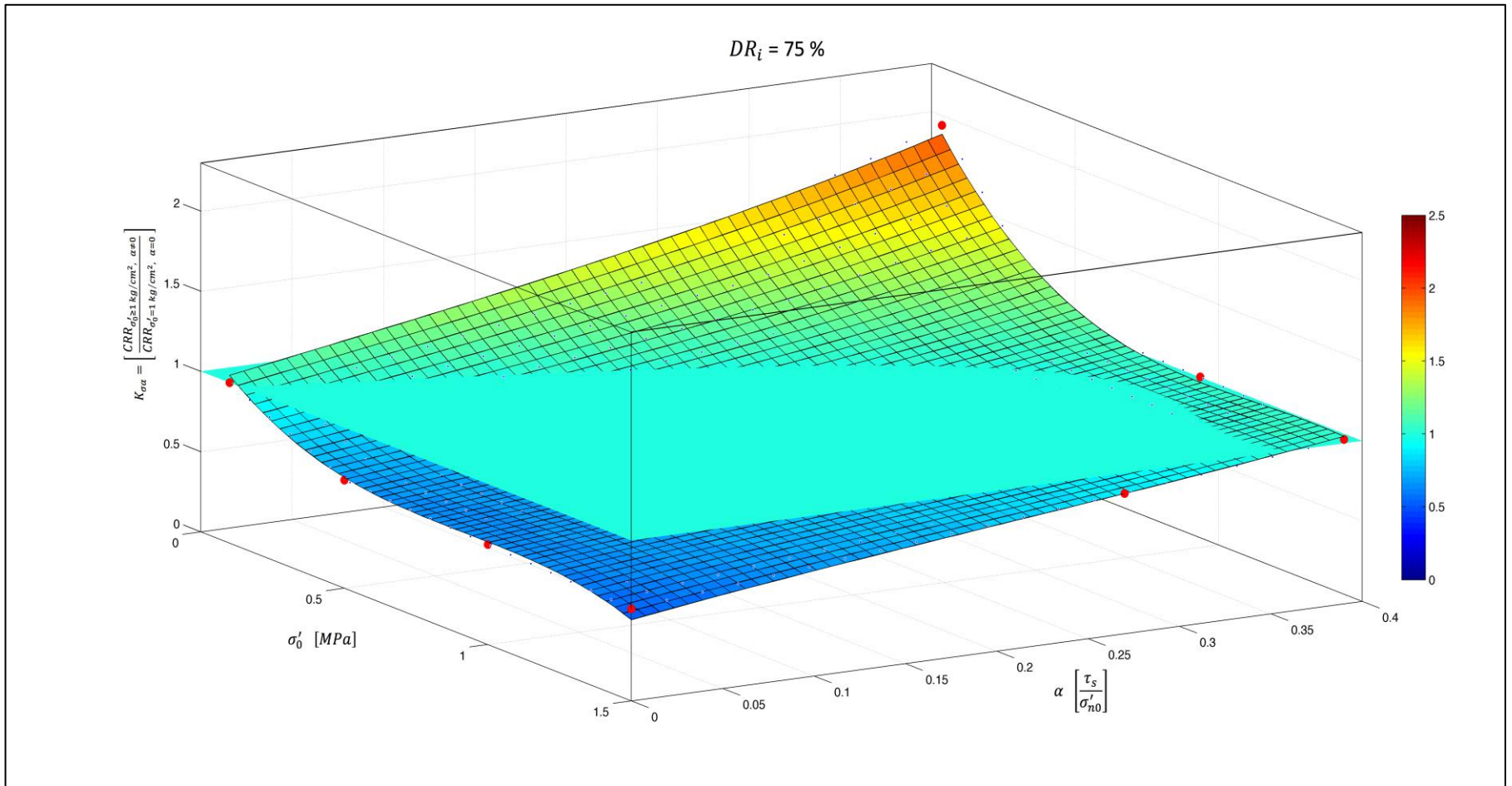


Figura 4.41. Factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 75 % junto con plano $K_{\sigma\alpha}=1$.

Entendiendo que es necesario aplicar estos resultados a la realidad ingenieril, es que se vinculan con el análisis número realizado por Verdugo en presas de relaves (Verdugo, 2011). En la Figura 4.42 se entrega el diagrama de las presas estudiadas en dicha investigación, en donde se destacan en la base de las presas los puntos de referencia relevantes para el análisis (letras de la A a la F). Se denomina a las presas de relaves “Presa 4:1” y “Presa 3:1”, de acuerdo a la pendiente que presentan en el talud aguas abajo.

En la Figura 4.43 se sintetiza la combinación de presión media efectiva y parámetro α existentes a lo largo de las presas estudiadas, de acuerdo a la investigación de Verdugo. Esta información previamente fue entregada en las Figuras 2.117 y 2.119, las que corresponden al estudio original.

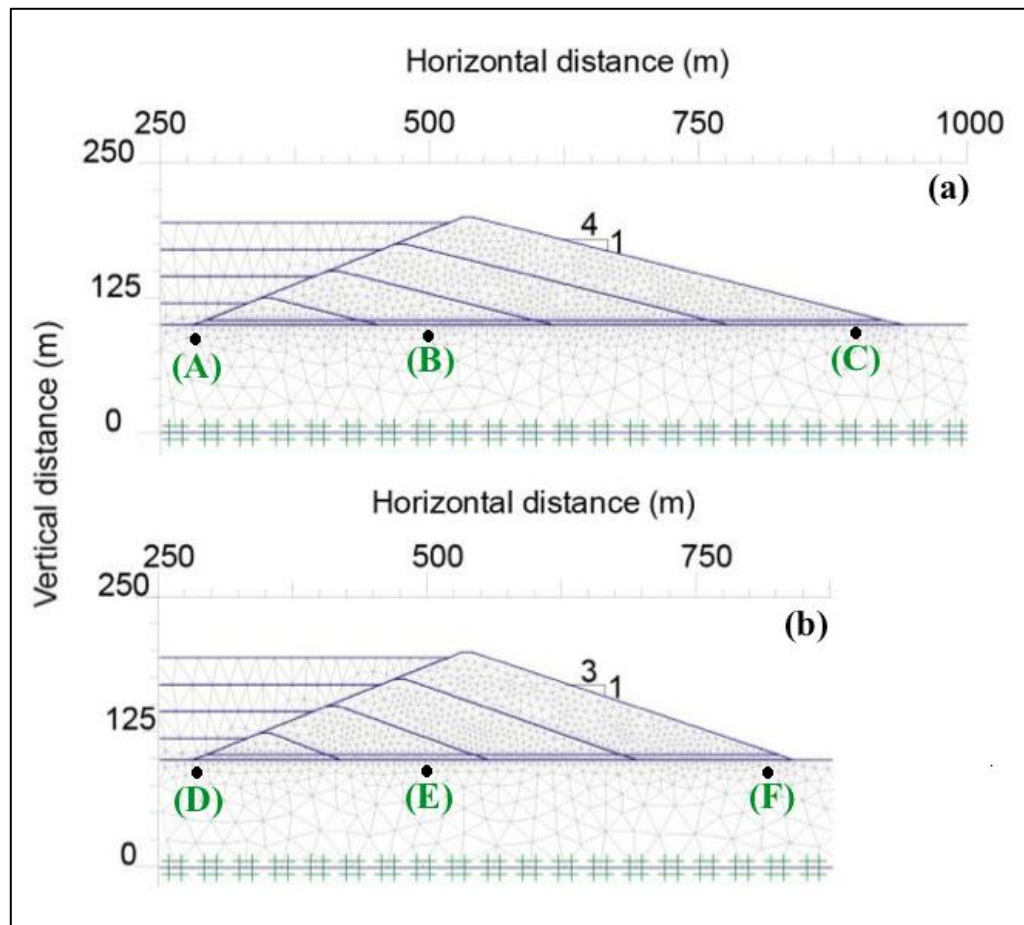


Figura 4.42. Diagrama de presas de relaves estudiadas por Verdugo (2011): (a) Presa 4:1, (b) Presa 3:1 (Modificado de Verdugo, 2011).

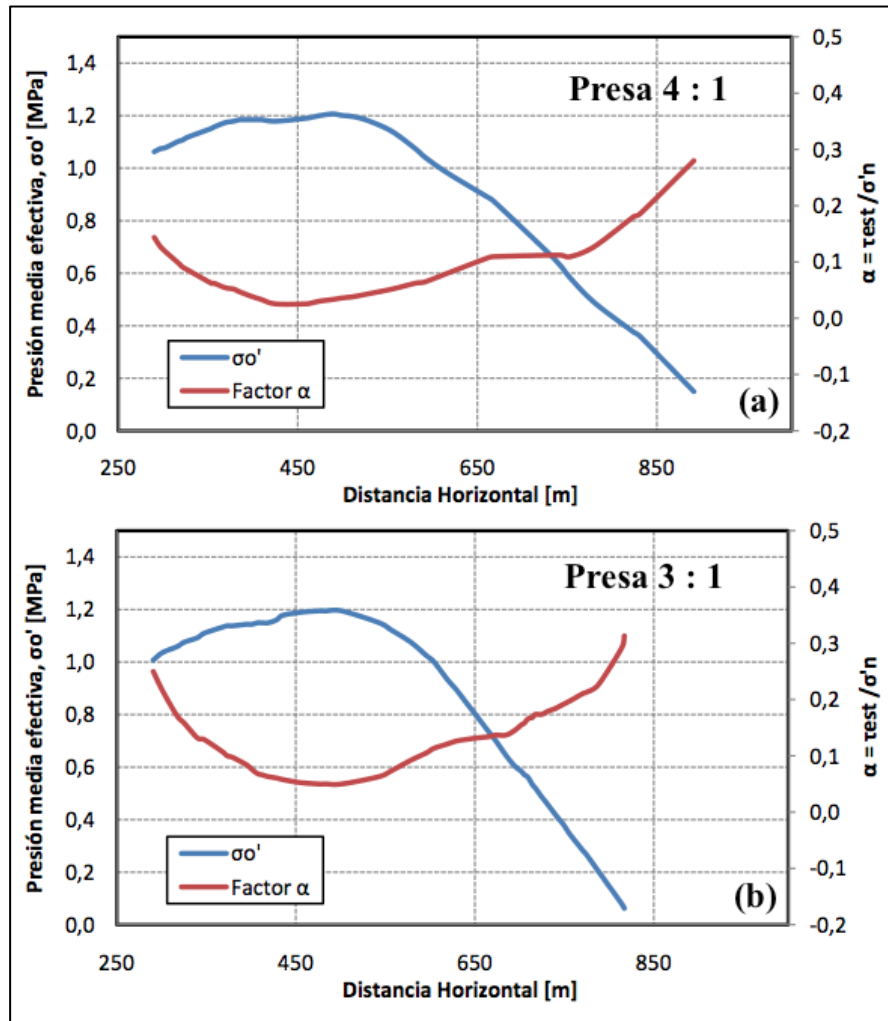


Figura 4.43. Presión media efectiva y parámetro α de presas de relaves estudiadas por Verdugo (2011): (a) Presa 4:1, (b) Presa 3:1.

Utilizando la información disponible de la presente investigación (Figuras 4.36, 4.37 y 4.38) es posible construir planos con líneas equipotenciales para distintos valores de $K_{\sigma\alpha}$, en función de la presión media efectiva y el parámetro α , para las diferentes densidades relativas empleadas. Estos planos permiten evaluar el efecto conjunto que tienen ambas variables en la resistencia cíclica de la arena de relaves, mediante la cuantificación directa del parámetro $K_{\sigma\alpha}$.

Los planos con las equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ son presentados en las Figuras 4.44a, 4.45a y 4.46a, que corresponden a las densidades relativas de 40 %, 60 % y 75 %, respectivamente. Adicionalmente, en las Figuras 4.44b, 4.45b y 4.46b se incluye la trayectoria que siguen la combinación de presión media efectiva y parámetro α de la “Presa 4:1” y “Presa 3:1”, de manera de ligar la información experimental con el comportamiento esperado en terreno. En estas figuras es posible evaluar el efecto combinado de la presión media efectiva y el corte estático inicial tanto en el talud de la presa hacia aguas abajo como en el talud hacia aguas arriba. Los puntos detallados mediante las letras de la A a la F, corresponden a los señalados en la figura 4.42.

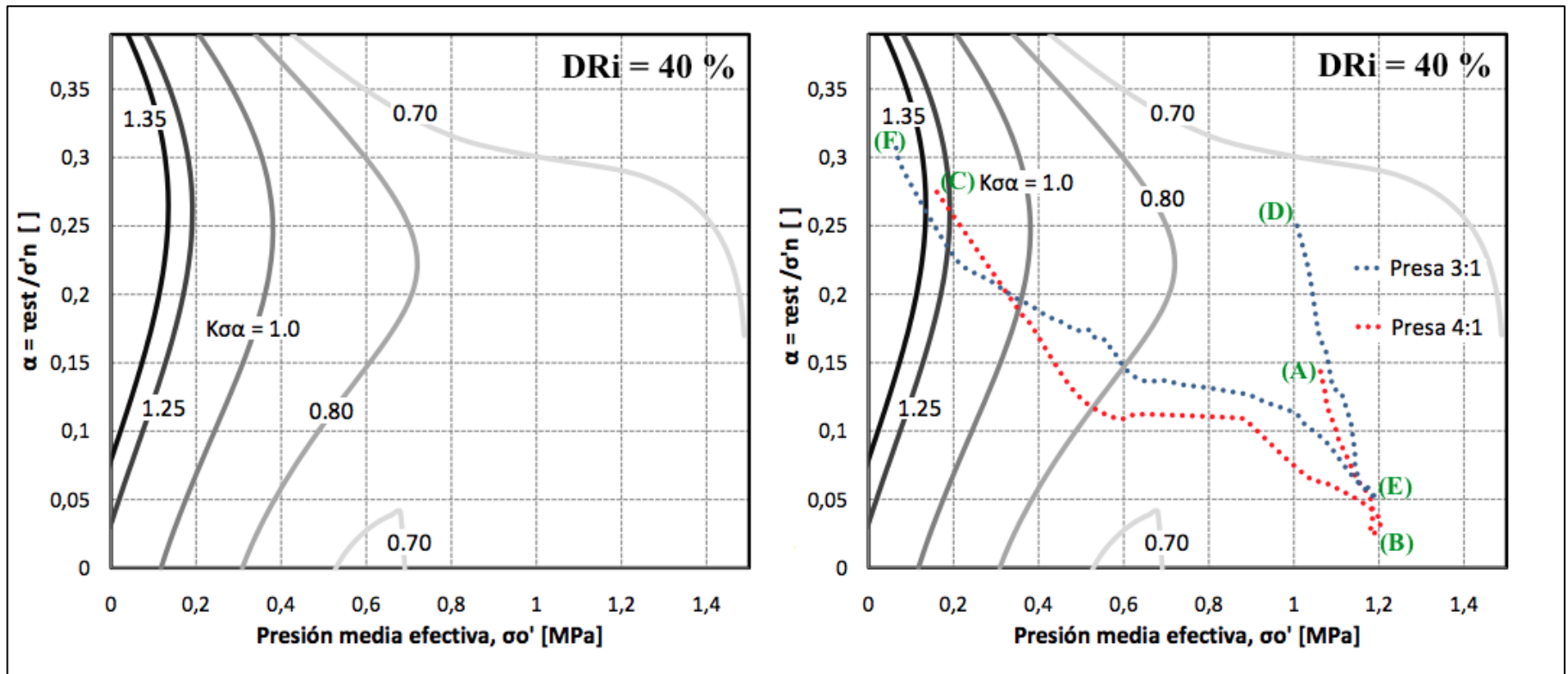


Figura 4.44. Curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 40 %: (a) Datos experimentales, (b) Datos experimentales junto con información del análisis numérico.

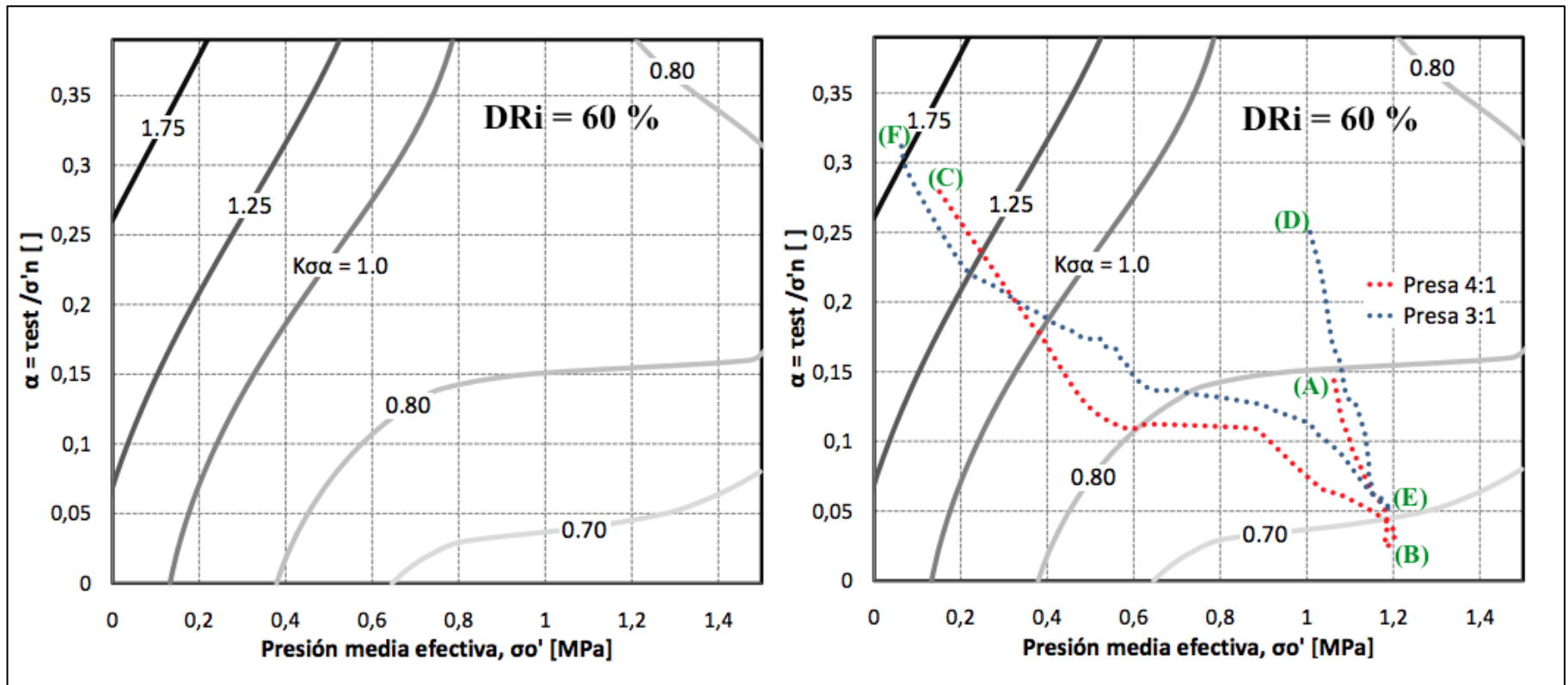


Figura 4.45. Curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 60 %: (a) Datos experimentales, (b) Datos experimentales junto con información del análisis numérico.

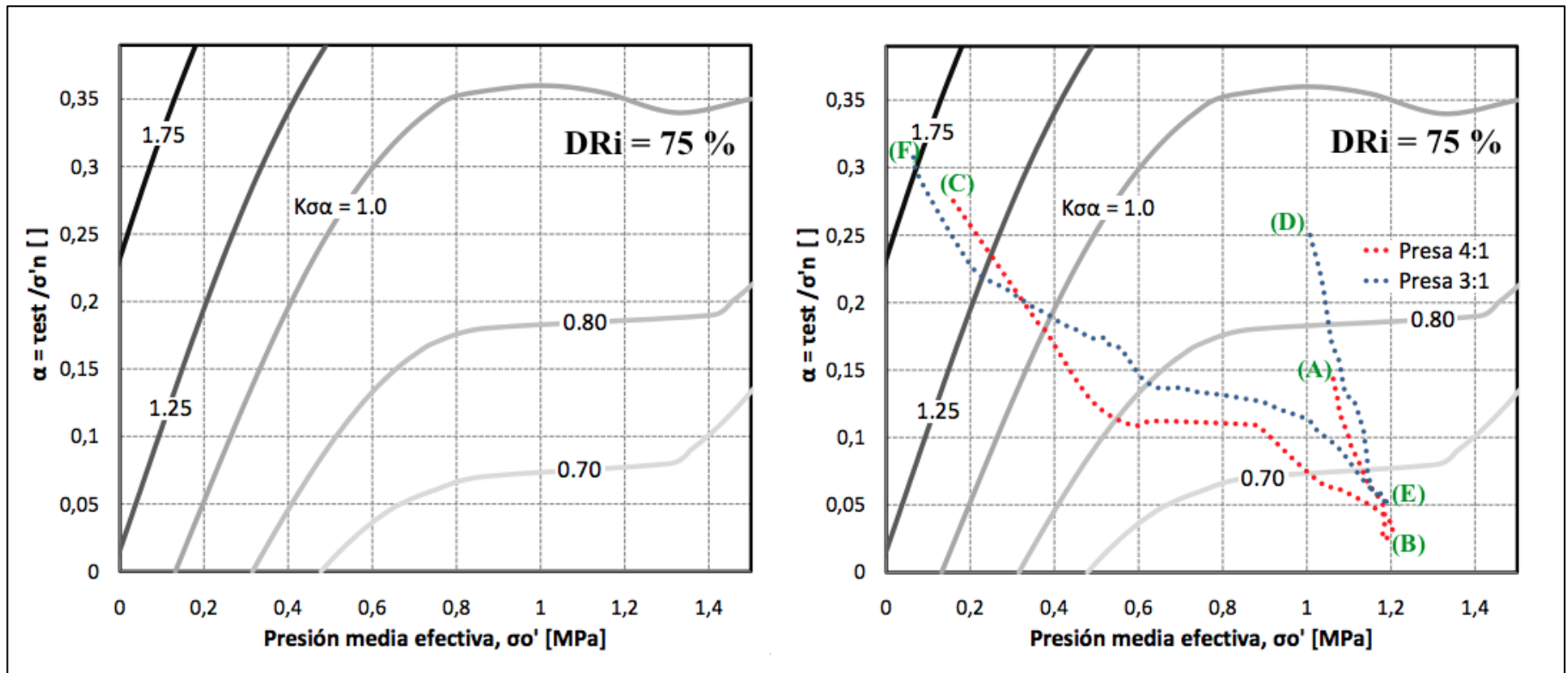


Figura 4.46. Curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves en estudio con densidad relativa inicial igual a 75 %: (a) Datos experimentales, (b) Datos experimentales junto con información del análisis numérico.

Finalmente, en las Figuras 4.47, 4.48 y 4.49 se realiza una comparación entre el factor $K_{\sigma\alpha}$ y la multiplicación de los factores K_{σ} y K_{α} para las densidades relativas de 40 %, 60 % y 75 %, respectivamente. En dichas figuras se estudia la variación de $K_{\sigma\alpha}$ y el producto entre K_{σ} y K_{α} respecto al parámetro α , variando las presiones medias efectivas entre 5 y 15 kg/cm². Destacar que para el caso de 1 kg/cm² tanto $K_{\sigma\alpha}$ como la multiplicación entre K_{σ} y K_{α} corresponden al factor K_{α} al considerar corte estático inicial, y al factor K_{σ} al no incorporar dicha variable de estado, por lo que en ambas situaciones el factor de corrección acoplado y desacoplado son idénticos.

Para el caso de la Figura 4.47 correspondiente a DR_i igual a 40 %, se observa que la multiplicación sucesiva de los factores K_{σ} y K_{α} pondera más la resistencia cíclica en comparación al factor $K_{\sigma\alpha}$, lo cual se evidencia para todos los niveles de corte estático utilizados en el análisis y se acentúa a medida que se incrementa dicha variable. Se puede notar además que la sobrestimación de la resistencia cíclica mediante los factores desacoplados aumenta a medida que se incrementa la presión media efectiva, evidenciándose diferencias importantes al alcanzar 15 kg/cm².

En la Figura 4.48 donde se analiza la DR_i igual a 60 %, se advierte que no existe mayor diferencia entre el factor acoplado y el producto entre K_{σ} y K_{α} hasta valores de α iguales a 0.27, para todas las presiones medias efectivas utilizadas. Sin embargo, al incrementar el valor de α hasta 0.39 la diferencia se vuelve notoria y nuevamente el factor acoplado introduce una ponderación inferior a la resistencia cíclica respecto de la multiplicación de los factores por separado. Destacar también que nuevamente las diferencias se vuelven más notorias al aumentar la presión media efectiva.

Por último, en la Figura 4.49 correspondiente a la DR_i igual a 75 %, se puede distinguir que si bien existe una diferencia entre los valores de corrección de la resistencia cíclica propuestos por ambos métodos de cálculo, esta no es tan significativa como para los casos con densidades más bajas. Se destaca además que al igual que lo evidenciado en las Figuras 4.46 y 4.47, para este nivel de empaquetamiento de partículas el factor acoplado también entrega valores de corrección menores que el producto de los factores por separado, siendo las diferencias más evidentes a medida que se incrementa el corte estático inicial. Es importante también mencionar que para este nivel de empaquetamiento, al incrementar la presión media efectiva, existe un leve aumento en la proximidad entre ambas metodologías de cálculo.

El análisis previo permite concluir que la estimación del efecto de la presión media efectiva y el corte estático inicial mediante la aplicación de los factores K_{σ} y K_{α} por separado, origina que la resistencia cíclica calculada sea mayor a la determinada mediante la utilización del factor acoplado $K_{\sigma\alpha}$, y dicha diferencia es más notoria al aumentar el corte estático inicial y la presión media efectiva para DR_i igual a 40 % y 60 %. Para DR_i igual a 75 % se tiene que la diferencia entre ambas metodologías se torna más evidente al incrementar el corte estático, para todas las presiones medias efectivas empleadas en la investigación. Lo anterior tiene como consecuencia que los diseños realizados mediante la primera metodología sobrestimarán la resistencia cíclica respecto de aquellos calculados mediante el factor acoplado.

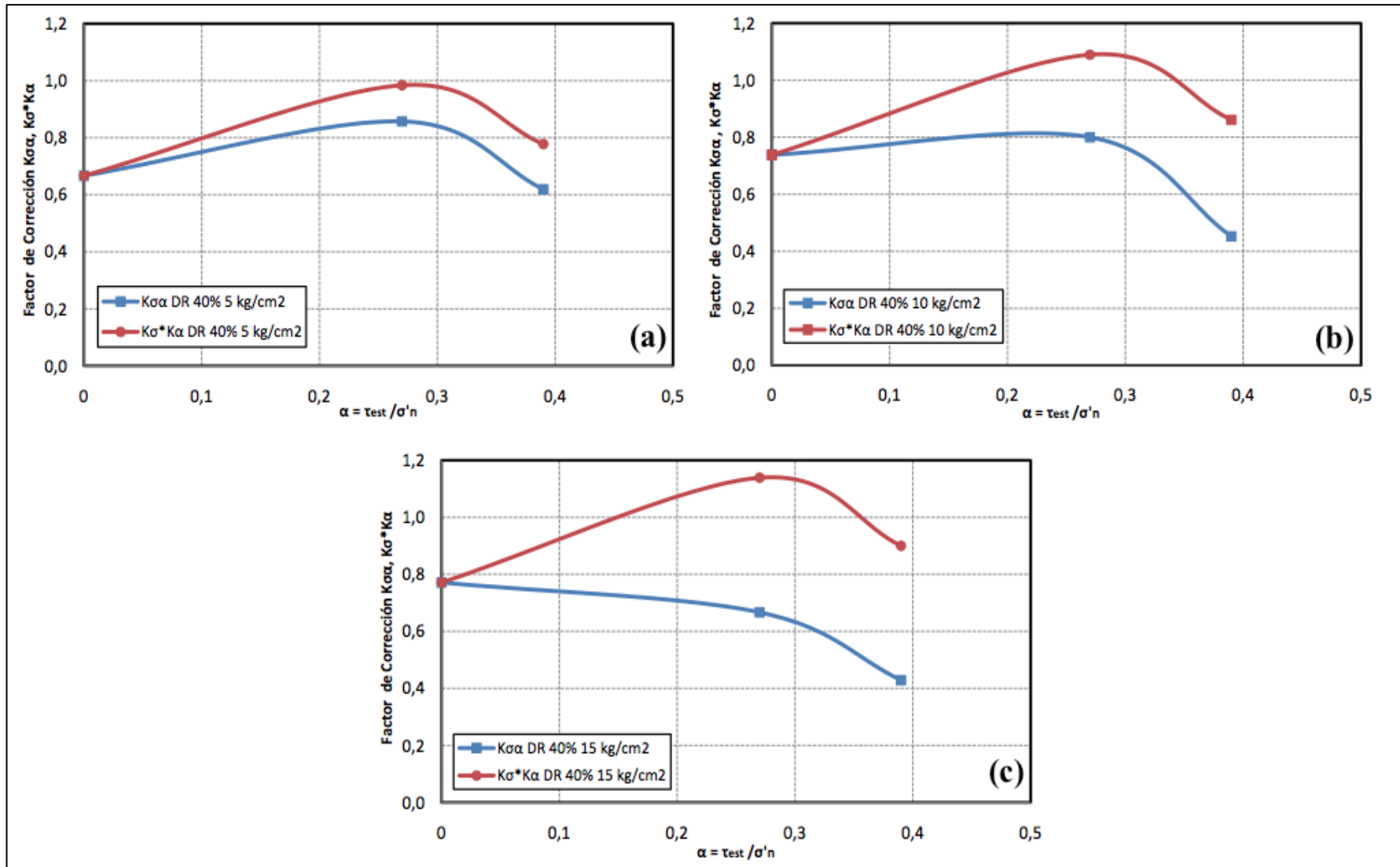


Figura 4.47. Comparación entre los factores de corrección $K_{\sigma\alpha}$ y $K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$ para muestras con $DR_i = 40\%$: (a) 5 kg/cm^2 , (b) 10 kg/cm^2 , (c) 15 kg/cm^2 .

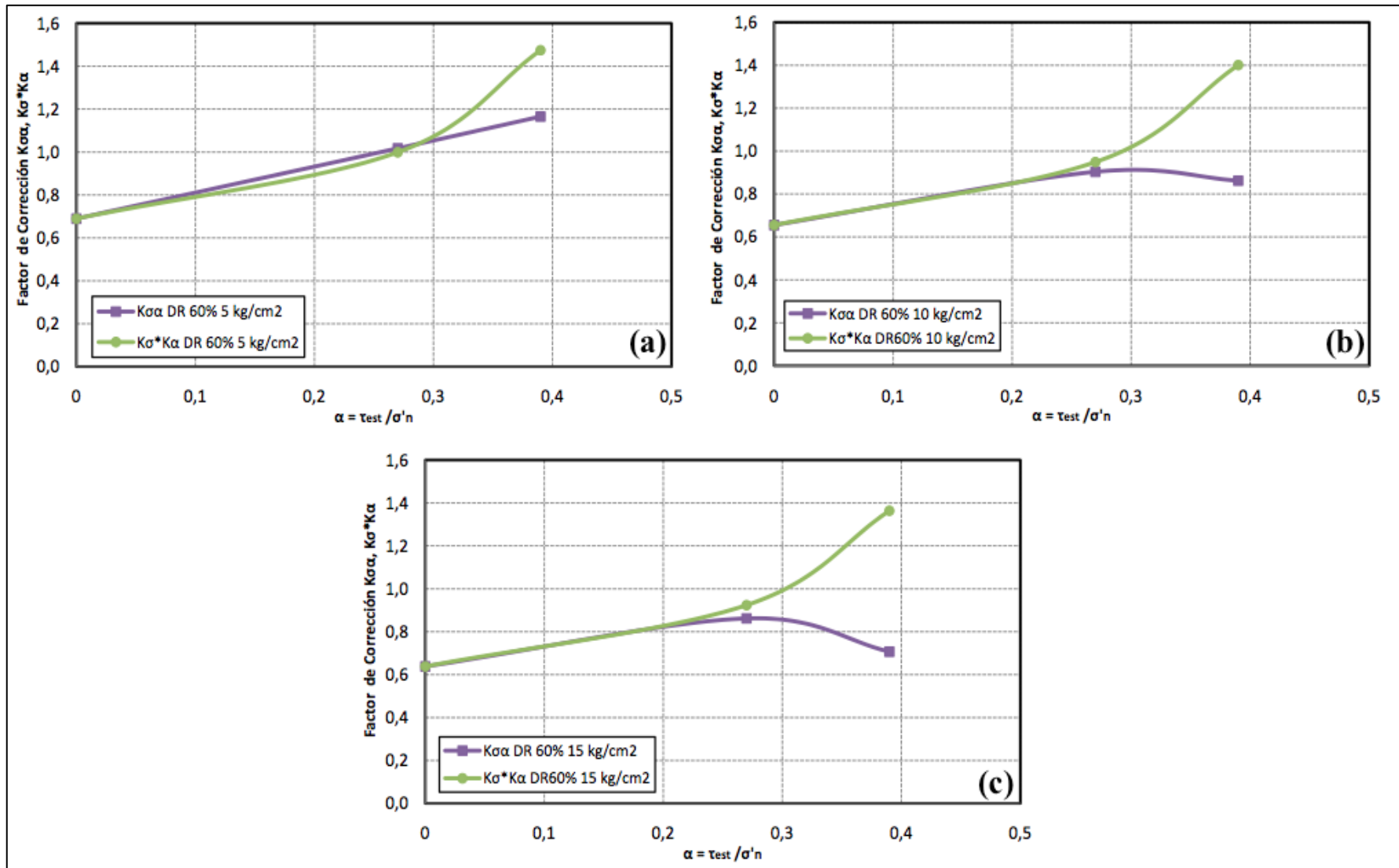


Figura 4.48. Comparación entre los factores de corrección $K_{\sigma\alpha}$ y $K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$ para muestras con $DR_i = 60\%$: (a) 5 kg/cm², (b) 10 kg/cm², (c) 15 kg/cm².

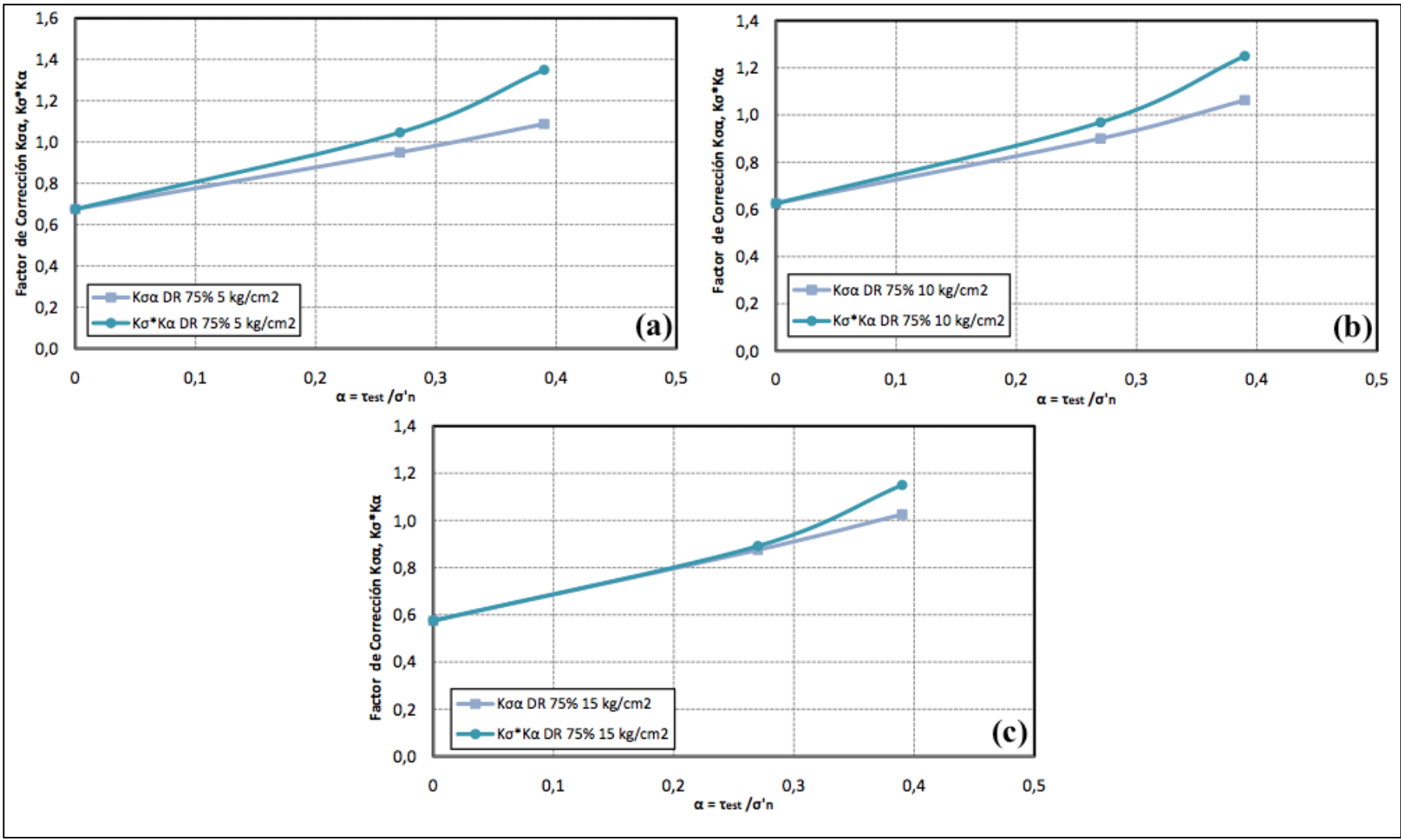


Figura 4.49. Comparación entre los factores de corrección $K_{\sigma\alpha}$ y $K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$ para muestras con $DR_i = 75\%$: (a) 5 kg/cm², (b) 10 kg/cm², (c) 15 kg/cm².

5 CARACTERIZACIÓN DE LAS DEFORMACIONES BAJO CARGAS CÍCLICAS Y CORTE ESTÁTICO

5.1 TIPOS DE DEFORMACIÓN CÍCLICA

La forma en que se desarrollan las deformaciones cíclicas en un elemento de suelo esta ligada a la reversibilidad de esfuerzos, ya que cuando existe reversibilidad de tensiones el suelo tiene la capacidad de moverse tanto en compresión como en extensión, mientras que cuando no existe reversibilidad el suelo sufre deformaciones que varían sólo en la zona en compresión.

Adicionalmente a la reversibilidad de esfuerzos, el tipo de deformación cíclica que se genera es altamente dependiente de si la muestra estudiada exhibe un comportamiento contractivo o dilatante con la condición de tensiones iniciales estudiada.

En la Figura 5.1 se presentan los tipos de deformaciones que pueden observarse en ensayos triaxiales cíclicos con condiciones isótropas y anisótropas de tensiones. Para el caso de ensayos con condiciones isótropas de tensiones, las deformaciones tienden a ser con “peaks” bien marcados, definido como “deformación en doble amplitud (D.A)” o “peak to peak” (Figura 5.1a). Para el caso de ensayos cíclicos con condiciones anisótropas de tensiones, pueden ocurrir deformaciones acumuladas en compresión sin “peaks” pronunciados, definido como “deformación acumulada” (Figura 5.1b), y deformaciones acumuladas en compresión con “peaks” bien marcados, definido como “deformación acumulada peak” (Figura 5.1c).

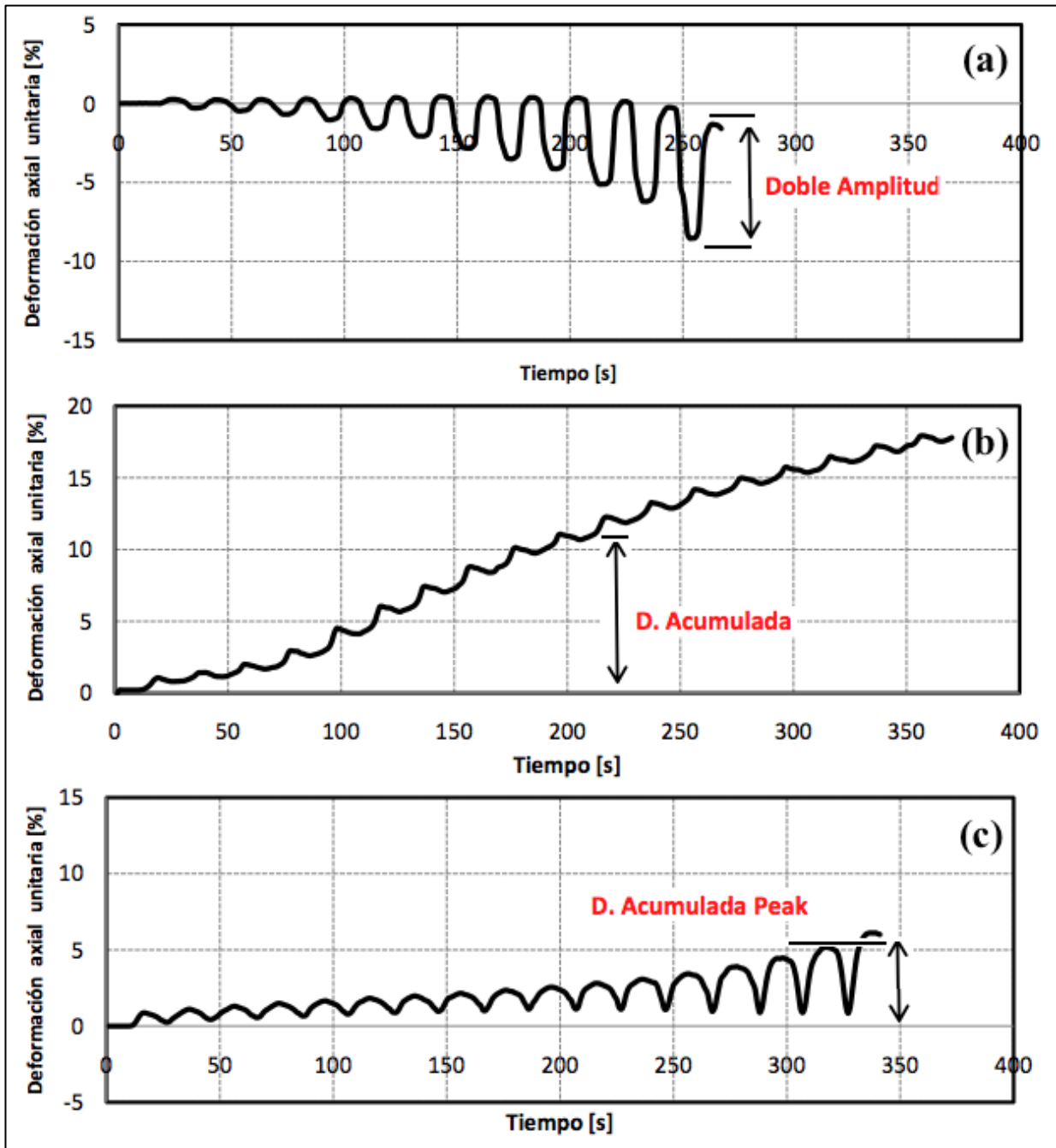


Figura 5.1. Tipos de deformaciones en ensayos cíclicos: (a) Deformación en doble amplitud, (b) Deformación acumulada, (c) Deformación acumulada peak.

A modo de ejemplo en las Figuras 5.2, 5.3 y 5.4 se entregan las deformaciones axiales más representativas de los ensayos triaxiales cíclicos realizados en esta investigación, considerando los distintos niveles de corte estático inicial y presiones medias efectivas utilizados. Destacar que en estas figuras se incorpora además las deformaciones cíclicas del caso isotrópico, el cual evidencia una progresiva acumulación de deformaciones hacia el lado en extensión. Esto último se explica debido a que, ante iguales cantidades de esfuerzos en compresión y extensión, en la zona de esfuerzos en extensión el esqueleto de suelo posee una rigidez menor (debido al

mecanismo de carga), lo que origina que las deformaciones sean más marcadas hacia esa dirección. Este fenómeno ha sido documentado en arenas de relaves también por Corral (2008), Asenjo (2010), Solans (2010) y Maureira (2012).

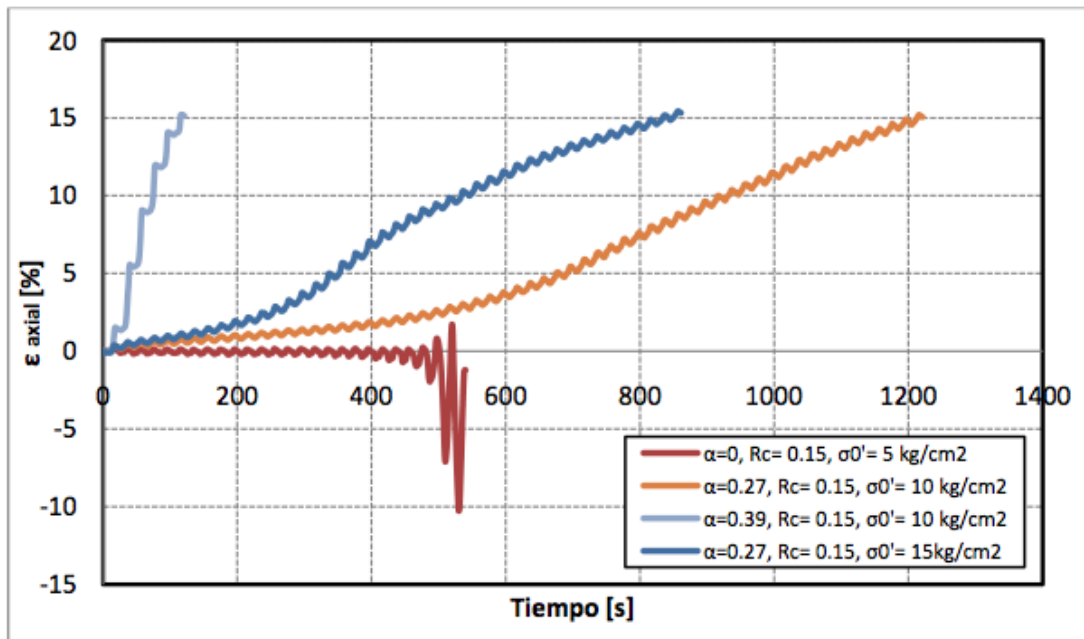


Figura 5.2. Deformaciones cíclicas representativas de muestras de arena de relaves considerando $DR_i = 40\%$.

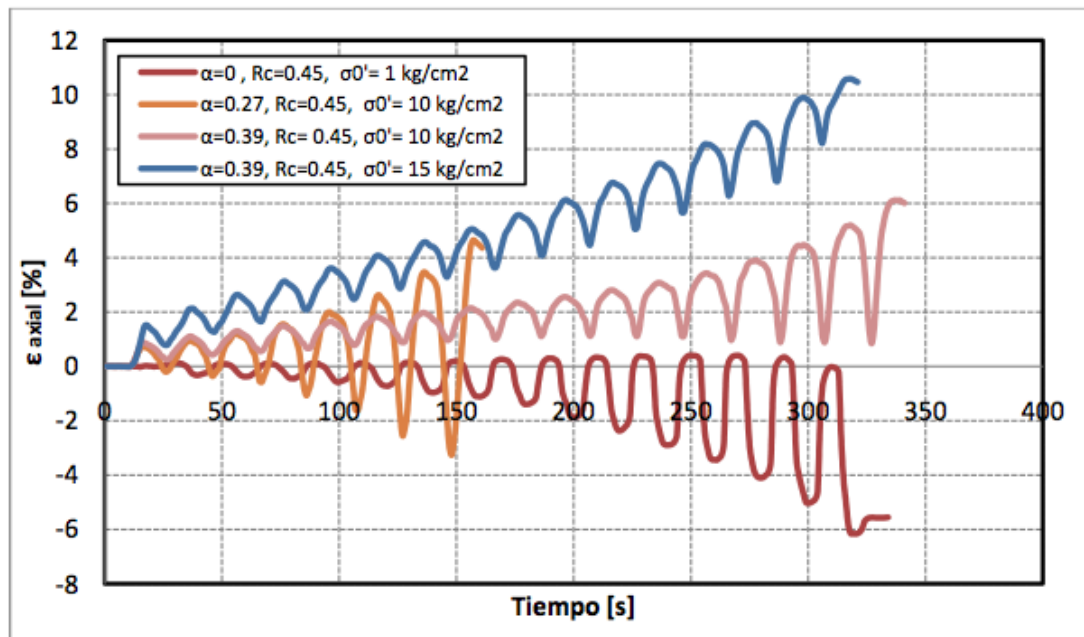


Figura 5.3. Deformaciones cíclicas representativas de muestras de arena de relaves considerando $DR_i = 75\%$.

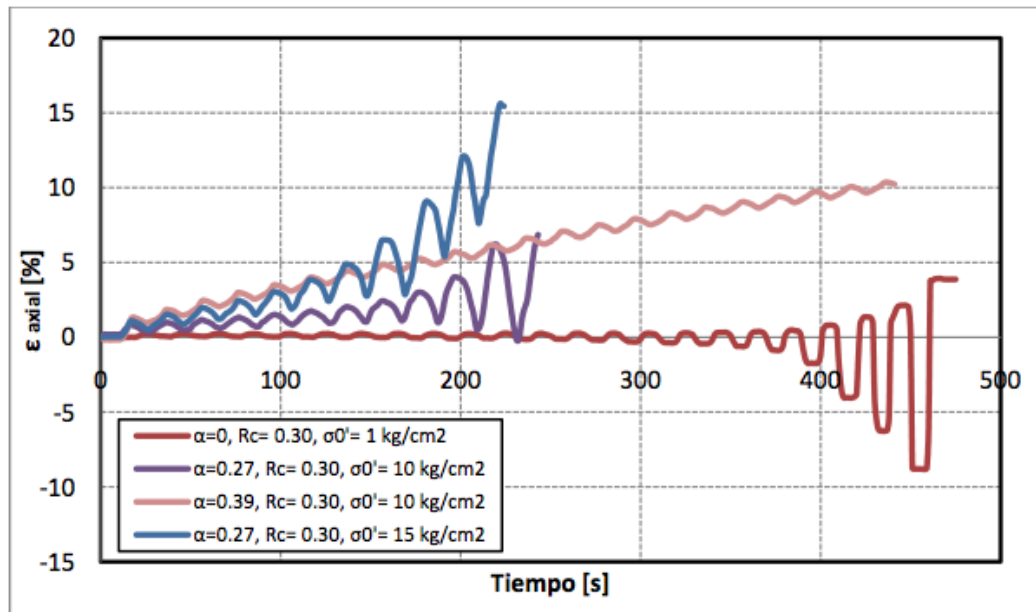


Figura 5.4. Deformaciones cíclicas representativas de muestras de arena de relaves considerando $DR_i = 60\%$.

5.2 CRITERIO DE DEFORMACIÓN ACUMULADA PARA EVALUAR LA OCURRENCIA DE LICUACIÓN

Los criterios para definir la ocurrencia de licuación, mediante la observación de las deformaciones axiales en pruebas triaxiales cíclicas, son disimiles para distintas combinaciones de la densidad relativa, presión media efectiva y corte estático inicial, por lo que resulta lógico intentar definir un criterio que permita evaluar de manera idéntica los distintos tipos de deformaciones que se generan.

El criterio para definir la licuación mediante deformación en doble amplitud tiene sentido cuando las deformaciones que se generan poseen puntos máximos y mínimos bien definidos. Sin embargo, en casos donde las deformaciones tienden a acumularse hacia la zona en compresión, el criterio de deformación en doble amplitud no es aplicable y corresponde la utilización del criterio de deformación acumulada.

El criterio de deformación acumulada resulta ser adecuado debido a que permite la cuantificación de las deformaciones cíclicas en cualquiera de los tipos de deformación existentes, y que fueron ejemplificados en la Figura 5.1, ya que admite evaluar la ocurrencia de licuación considerando el mecanismo de falla al que están sujetas las muestras.

De esta forma, en las Figuras 5.5, 5.6 y 5.7 se entregan los ensayos cíclicos realizados en la presente investigación y presentados en el capítulo 4, junto con el análisis de los ensayos empleando el criterio de 5 % de deformación acumulada (para comparar ver Figuras 4.22, 4.23 y 4.24).

Para el caso de los ensayos isotrópicos, la deformación acumulada se evaluó en extensión, debido a que este es el tipo de mecanismo de falla que prevalece en los ensayos, mientras que para los ensayos anisotrópicos la deformación acumulada se determinó en compresión.

El detalle de los ensayos cíclicos se entrega en las Tablas 5.1, 5.2 y 5.3, y en ellas se presentan los números de ciclos obtenidos en los ensayos cíclicos realizados para cada densidad relativa de confección en estudio, evaluados todos según el criterio de 5 % deformación acumulada. La columna indentificada como “Criterio Anterior” corresponde al criterio utilizado para evaluar las deformaciones en el capítulo 4, 5 % “D.A” ó 5 % “D. Acumulada”, donde, “D.A” corresponde a “deformación en doble amplitud” y “D.Acumulada” corresponde a “deformación acumulada”.

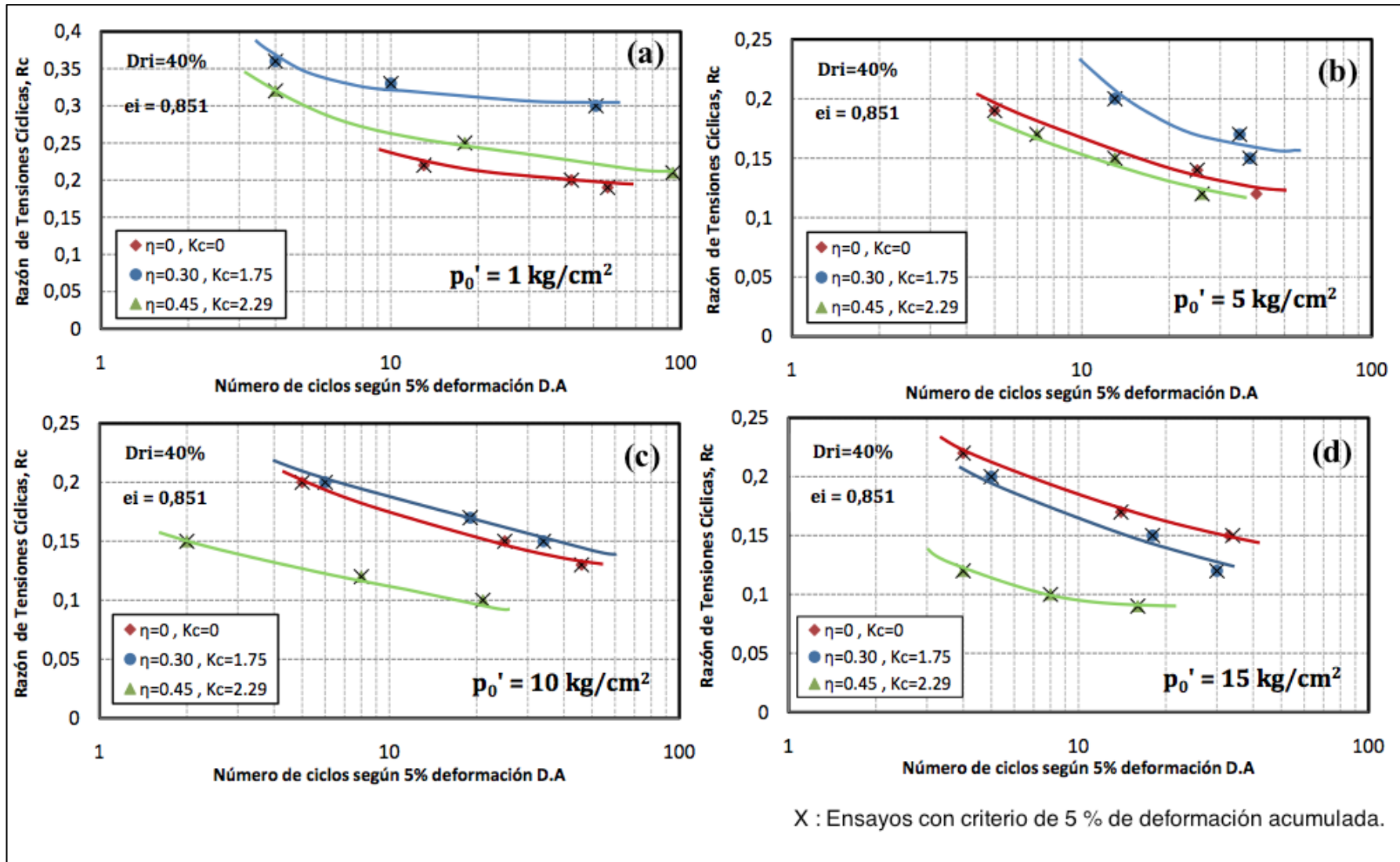


Figura 5.5. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 40\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$, considerando criterio de 5 % de deformación axial acumulada: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2 .

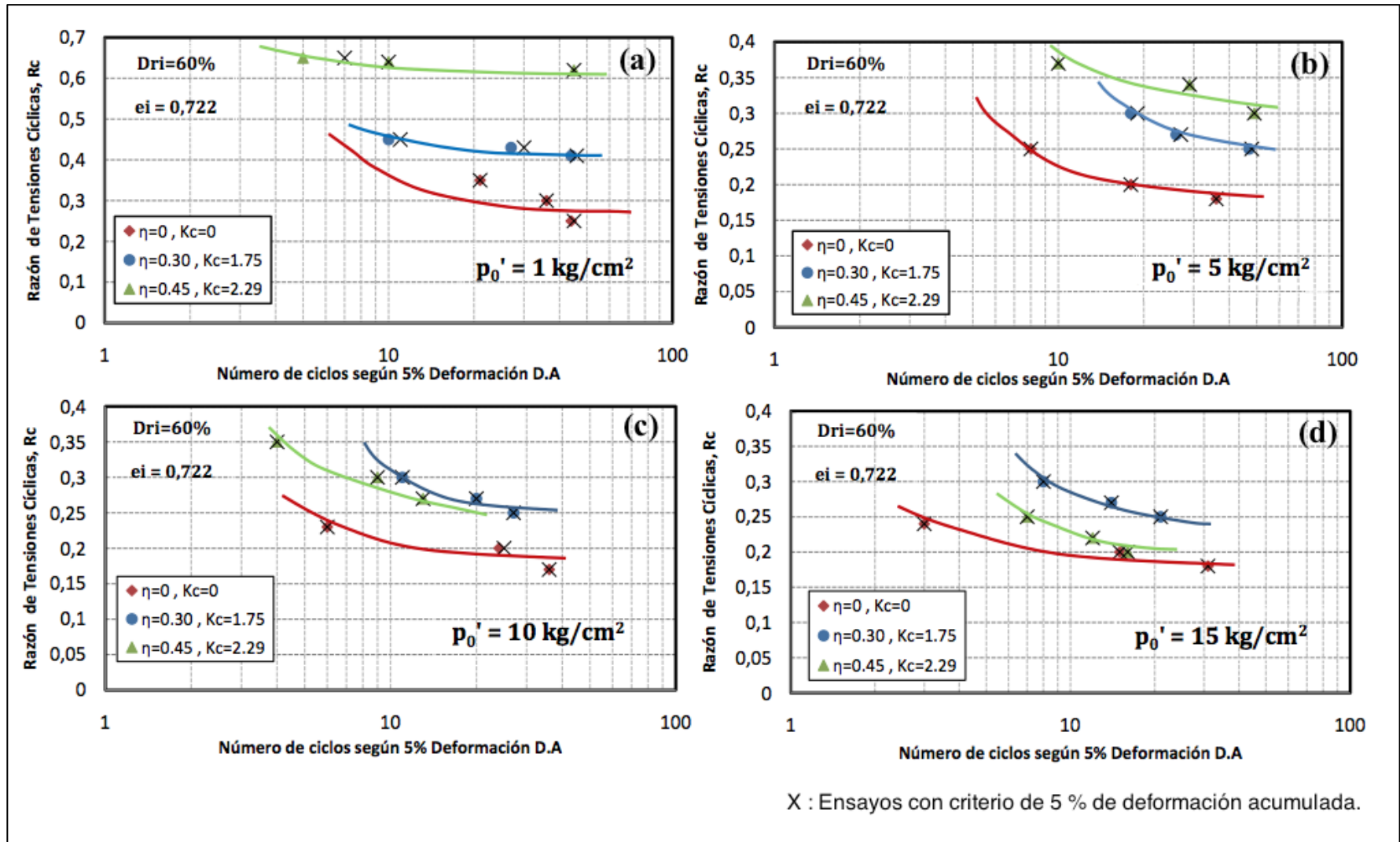


Figura 5.6. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 60\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0$, $K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$, considerando criterio de 5 % de deformación axial acumulada: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2 .

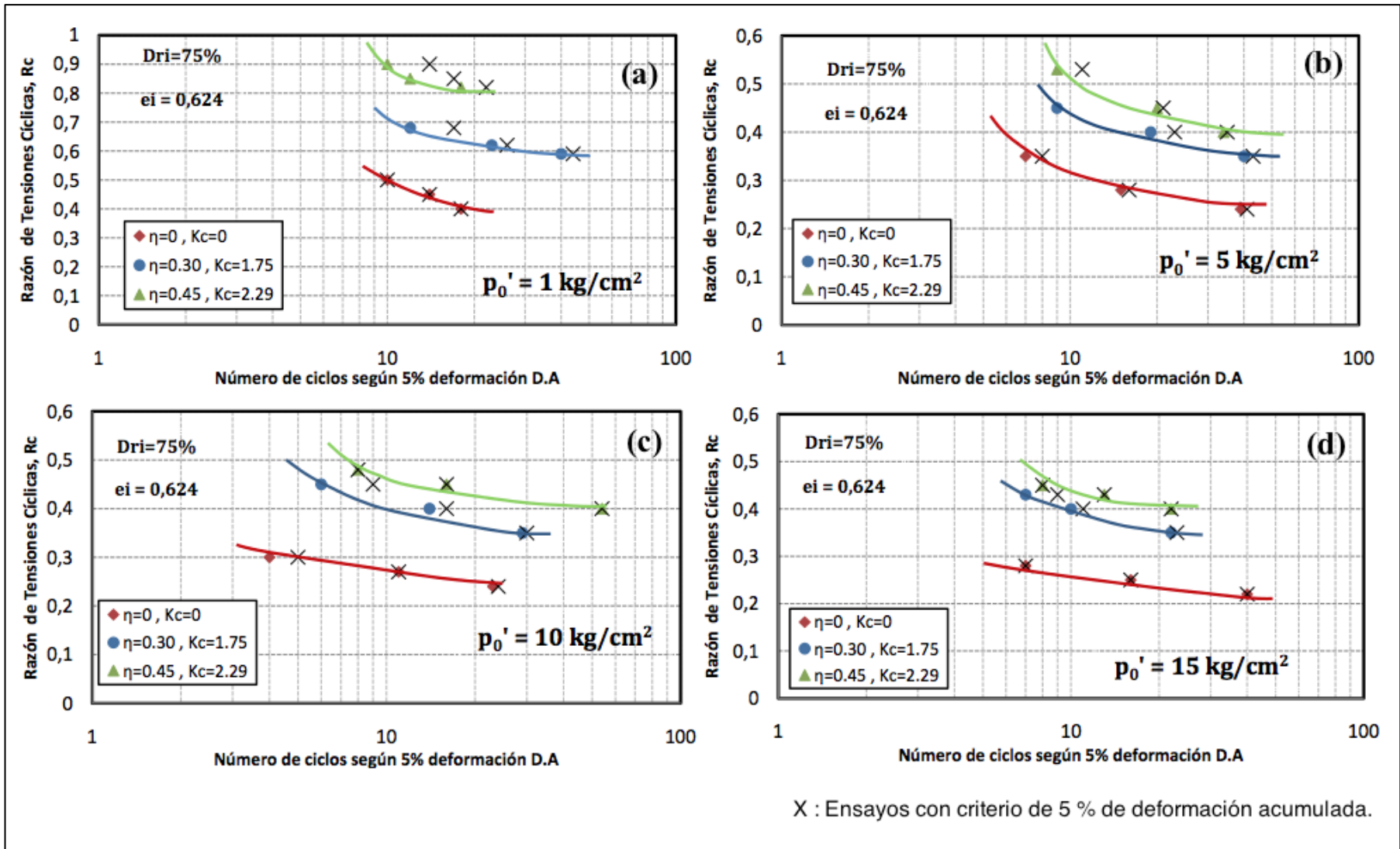


Figura 5.7. Curvas de resistencia cíclica para muestras con $DR_i = 75\%$ y corte estático inicial igual a $K_c = 0, K_c = 1.75$ y $K_c = 2.29$, considerando criterio de 5 % de deformación axial acumulada: (a) 1 kg/cm^2 , (b) 5 kg/cm^2 , (c) 10 kg/cm^2 , (d) 15 kg/cm^2 .

Tabla 5.1. Ensayos cíclicos con densidad relativa inicial de 40 %.

p'_0 [kg/cm ²]	η []	$\frac{\tau_{cyc}}{p'_0}$ []	Criterio Anterior	N []	Criterio Nuevo	N []
1.0	0.0	0.20	D.A	42	D.Acumulada	42
1.0	0.0	0.22	D.A	13	D.Acumulada	13
1.0	0.0	0.19	D.A	56	D.Acumulada	56
1.0	0.30	0.30	D.Acumulada	51	D.Acumulada	51
1.0	0.30	0.36	D.Acumulada	4	D.Acumulada	4
1.0	0.30	0.33	D.Acumulada	10	D.Acumulada	10
1.0	0.45	0.25	D.Acumulada	18	D.Acumulada	18
1.0	0.45	0.21	D.Acumulada	94	D.Acumulada	94
1.0	0.45	0.32	D.Acumulada	4	D.Acumulada	4
5.0	0.0	0.14	D.A	25	D.Acumulada	25
5.0	0.0	0.19	D.A	5	D.Acumulada	5
5.0	0.0	0.12	D.A	40	--	--
5.0	0.30	0.20	D.Acumulada	13	D.Acumulada	13
5.0	0.30	0.15	D.Acumulada	38	D.Acumulada	38
5.0	0.30	0.17	D.Acumulada	35	D.Acumulada	35
5.0	0.45	0.15	D.Acumulada	13	D.Acumulada	13
5.0	0.45	0.17	D.Acumulada	7	D.Acumulada	7
5.0	0.45	0.12	D.Acumulada	26	D.Acumulada	26
10.0	0.0	0.15	D.A	25	D.Acumulada	25
10.0	0.0	0.20	D.A	5	D.Acumulada	5
10.0	0.0	0.13	D.A	46	D.Acumulada	46
10.0	0.30	0.20	D.Acumulada	6	D.Acumulada	6
10.0	0.30	0.17	D.Acumulada	19	D.Acumulada	19
10.0	0.30	0.15	D.Acumulada	34	D.Acumulada	34
10.0	0.45	0.15	D.Acumulada	2	D.Acumulada	2
10.0	0.45	0.12	D.Acumulada	8	D.Acumulada	8
10.0	0.45	0.10	D.Acumulada	21	D.Acumulada	21
15.0	0.0	0.17	D.A	14	D.Acumulada	14
15.0	0.0	0.15	D.A	33	D.Acumulada	34
15.0	0.0	0.22	D.A	4	D.Acumulada	4
15.0	0.30	0.20	D.Acumulada	5	D.Acumulada	5
15.0	0.30	0.15	D.Acumulada	18	D.Acumulada	18
15.0	0.30	0.12	D.Acumulada	30	D.Acumulada	30
15.0	0.45	0.12	D.Acumulada	4	D.Acumulada	4
15.0	0.45	0.10	D.Acumulada	8	D.Acumulada	8
15.0	0.45	0.09	D.Acumulada	16	D.Acumulada	16

-- : No es posible extrapolar la deformación acumulada.

Tabla 5.2. Ensayos cíclicos con densidad relativa inicial de 60 %.

p'_0 [kg/cm ²]	η []	$\frac{\tau_{cyc}}{p'_0}$ []	Criterio Anterior	N []	Criterio Nuevo	N []
1.0	0.0	0.30	D.A	36	D.Acumulada	36
1.0	0.0	0.25	D.A	44	D.Acumulada	45
1.0	0.0	0.35	D.A	21	D.Acumulada	21
1.0	0.30	0.41	D.A	44	D.Acumulada	46
1.0	0.30	0.43	D.A	27	D.Acumulada	30*
1.0	0.30	0.45	D.A	10	D.Acumulada	11
1.0	0.45	0.64	D.A	10	D.Acumulada	10
1.0	0.45	0.62	D.Acumulada	45	D.Acumulada	45
1.0	0.45	0.65	D.A	5	D.Acumulada	7
5.0	0.0	0.25	D.A	8	D.Acumulada	8
5.0	0.0	0.18	D.A	36	D.Acumulada	36
5.0	0.0	0.20	D.A	18	D.Acumulada	18
5.0	0.30	0.30	D.A	18	D.Acumulada	19
5.0	0.30	0.25	D.A	47	D.Acumulada	48
5.0	0.30	0.27	D.A	26	D.Acumulada	27
5.0	0.45	0.30	D.Acumulada	49	D.Acumulada	49
5.0	0.45	0.35	D.Acumulada	29	D.Acumulada	29
5.0	0.45	0.37	D.Acumulada	10	D.Acumulada	10
10.0	0.0	0.23	D.A	6	D.Acumulada	6
10.0	0.0	0.20	D.A	24	D.Acumulada	25
10.0	0.0	0.17	D.A	36	D.Acumulada	36
10.0	0.30	0.30	D.A	11	D.Acumulada	11
10.0	0.30	0.27	D.Acumulada	20	D.Acumulada	20
10.0	0.30	0.25	D.Acumulada	27	D.Acumulada	27
10.0	0.45	0.30	D.Acumulada	9	D.Acumulada	9
10.0	0.45	0.27	D.Acumulada	13	D.Acumulada	13
10.0	0.45	0.35	D.Acumulada	4	D.Acumulada	4
15.0	0.0	0.24	D.A	3	D.Acumulada	3
15.0	0.0	0.20	D.A	15	D.Acumulada	15
15.0	0.0	0.18	D.A	31	D.Acumulada	31
15.0	0.30	0.27	D.Acumulada	14	D.Acumulada	14
15.0	0.30	0.30	D.Acumulada	8	D.Acumulada	8
15.0	0.30	0.25	D.Acumulada	21	D.Acumulada	21
15.0	0.45	0.20	D.Acumulada	16	D.Acumulada	16
15.0	0.45	0.22	D.Acumulada	12	D.Acumulada	12
15.0	0.45	0.25	D.Acumulada	7	D.Acumulada	7

* : Resultado extrapolado de las deformaciones acumuladas obtenidas.

Tabla 5.3. Ensayos cíclicos con densidad relativa inicial de 75 %.

p'_0 [kg/cm ²]	η []	$\frac{\tau_{cyc}}{p'_0}$ []	Criterio Anterior	N []	Criterio Nuevo	N []
1.0	0.0	0.45	D.A	14	D.Acumulada	14
1.0	0.0	0.50	D.A	10	D.Acumulada	10
1.0	0.0	0.40	D.A	18	D.Acumulada	18
1.0	0.30	0.62	D.A	23	D.Acumulada	26*
1.0	0.30	0.59	D.A	40	D.Acumulada	44
1.0	0.30	0.68	D.A	12	D.Acumulada	17
1.0	0.45	0.90	D.A	10	D.Acumulada	14
1.0	0.45	0.85	D.A	12	D.Acumulada	17
1.0	0.45	0.82	D.A	18	D.Acumulada	22
5.0	0.0	0.28	D.A	15	D.Acumulada	16
5.0	0.0	0.35	D.A	7	D.Acumulada	8
5.0	0.0	0.24	D.A	39	D.Acumulada	41
5.0	0.30	0.35	D.A	40	D.Acumulada	43*
5.0	0.30	0.40	D.A	19	D.Acumulada	23*
5.0	0.30	0.45	D.A	9	--	--
5.0	0.45	0.53	D.A	9	D.Acumulada	11
5.0	0.45	0.45	D.A	20	D.Acumulada	21
5.0	0.45	0.40	D.A	34	D.Acumulada	35
10.0	0.0	0.30	D.A	4	D.Acumulada	5
10.0	0.0	0.27	D.A	11	D.Acumulada	11
10.0	0.0	0.24	D.A	23	D.Acumulada	24
10.0	0.30	0.35	D.A	29	D.Acumulada	30
10.0	0.30	0.40	D.A	14	D.Acumulada	16*
10.0	0.30	0.45	D.A	6	D.Acumulada	9*
10.0	0.45	0.45	D.A	16	D.Acumulada	16
10.0	0.45	0.40	D.Acumulada	54	D.Acumulada	54
10.0	0.45	0.48	D.A	8	D.Acumulada	8
15.0	0.0	0.25	D.A	16	D.Acumulada	16
15.0	0.0	0.22	D.A	40	D.Acumulada	40
15.0	0.0	0.28	D.A	7	D.Acumulada	7
15.0	0.30	0.40	D.A	10	D.Acumulada	11
15.0	0.30	0.35	D.A	22	D.Acumulada	23
15.0	0.30	0.43	D.A	7	D.Acumulada	9
15.0	0.45	0.45	D.Acumulada	8	D.Acumulada	8
15.0	0.45	0.40	D.Acumulada	22	D.Acumulada	22
15.0	0.45	0.43	D.Acumulada	13	D.Acumulada	13

* : Resultado extrapolado de las deformaciones acumuladas obtenidas.

-- : No es posible extrapolar la deformación acumulada.

Los números de ciclos identificados con un asterisco constituyen casos donde se realizó una extrapolación de las deformaciones en función de alcanzar el criterio de 5 % de deformación acumulada. Esto último se efectuó sólo en aquellos ensayos en donde la deformación axial registrada fue insuficiente pero cercana al criterio señalado, y en donde la tendencia de crecimiento de las deformaciones es evidente. Para aquellos ensayos en donde la deformación axial registrada no fue cercana al criterio de 5 % de deformación acumulada, se optó por no realizar una extrapolación.

De la información presentada en la Tabla 5.1 se puede observar que los números de ciclos obtenidos mediante el criterio de 5 % de deformación acumulada no varían para el caso de las muestras con densidad relativa inicial igual a 40 %, respecto a los obtenidos mediante el criterio de 5 % de deformación en doble amplitud. Lo anterior obedece a la ocurrencia súbita de la deformación axial en este tipo de probetas, por lo que ambos criterios se cumplen al mismo tiempo.

Para el caso de las muestras con densidad relativa de 60 % expuestas en la Tabla 5.2, se distingue que, al igual que para el caso anterior, los números de ciclos obtenidos mediante el criterio de 5 % de deformación acumulada no varían mayormente respecto a los obtenidos mediante el criterio de 5 % de deformación en doble amplitud (1 ciclo en promedio en casos puntuales).

Por último, para las muestras con densidad relativa de 75 %, existen variaciones entre 1 a 3 ciclos, lo que se explica debido a que el criterio de 5 % de deformación acumulada tiende a alcanzarse después del 5 % de deformación en doble amplitud, dada la mayor rigidez del esqueleto de partículas de estas probetas.

De esta forma se puede concluir que el criterio de 5 % de deformación acumulada constituye una mejor metodología para la determinación de la ocurrencia de licuación en arenas de relaves, dado que toma en consideración el mecanismo de falla en que incurre el suelo, el que es dependiente del estado tensional y de la densidad relativa.

6 CONCLUSIONES

El análisis de los resultados de la campaña experimental desarrollada en la presente tesis, para investigar el efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático inicial en la resistencia cíclica de arenas de relaves, permite concluir lo siguiente para el rango de parámetros estudiados (DR_i entre 40 % y 75 %, p'_0 entre 1 kg/cm² y 15 kg/cm², α entre 0 y 0.39):

- Para el rango de presiones medias efectivas utilizadas en este estudio, a partir de la inspección visual de la arena de relaves post ensayos, no se evidencia signos significativos de rotura de partículas y por consiguiente existe un único mecanismo de corte. De esta forma, la rotura de partículas corresponde a un pulido de los cantos angulosos de su estructura.
- La presión de confinamiento posee efectos en la resistencia cíclica de la arena de relaves que son distintos para los diferentes niveles de densidad, observándose que tanto para los casos densos con $DR_i = 75$ % y medios densos con $DR_i = 60$ %, la resistencia cíclica (según 5 % de deformación axial) disminuye al incrementar la presión media efectiva de consolidación. Lo anterior se debe a que a medida que aumenta la presión de confinamiento, el comportamiento de las muestras se torna gradualmente más contractivo, y por ende la resistencia cíclica progresivamente disminuye. Para el caso suelto con $DR_i = 40$ % se origina un fenómeno diferente; luego de un decrecimiento de la resistencia cíclica al aumentar la presión de confinamiento de 1 kg/cm² hasta 5 kg/cm², existe un aumento de la resistencia cíclica al incrementar la presión media efectiva. Esto debido a la alta compresibilidad que exhiben las arenas de relaves en sus estados de densidades más bajas, por lo que el efecto beneficioso de la densificación del esqueleto de suelo tiene mayor preponderancia que el aumento del comportamiento contractivo de las muestras
- En muestras con comportamientos dilatantes el incremento del corte estático inicial siempre genera un aumento de la resistencia cíclica. En cambio, en muestras con comportamientos contractivos, el aumento o disminución de la resistencia cíclica producto del corte estático inicial depende de la reversibilidad de corte cíclico y de la posición relativa de q_{peak} respecto de S_u .
- Los factores K_σ y K_α obtenidos para arenas naturales y disponibles en la literatura, no entregan resultados necesariamente aplicables a arenas de relaves. Lo anterior debido a que las partículas naturales difieren en resistencia y angulosidad de las partículas de arenas de relaves. Además, el nivel de altas presiones no está cubierto, por lo que su extrapolación arrojaría diseños no óptimos.
- Se ha obtenido una expresión que permite evaluar el factor $K_{\sigma\alpha}$ (Ecuación 4.19). Esta Ecuación satisface todo el rango de presión media efectiva, densidad relativa y corte estático inicial investigado. A partir de ella es posible determinar planos con líneas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$, para cada densidad relativa estudiada, los que permiten evaluar el efecto de la combinación de presión media efectiva y corte estático inicial (representado por el parámetro α) en la resistencia cíclica de la arena de relaves.

- La estimación del efecto de la presión media efectiva y el corte estático inicial mediante la aplicación de los factores K_σ y K_α por separado, origina que la resistencia cíclica calculada sea mayor a la determinada mediante la utilización del factor acoplado $K_{\sigma\alpha}$, lo cual no es conservador. La diferencia entre ambas metodologías es más evidente al aumentar tanto el corte estático inicial como la presión media efectiva, para DR_i igual a 40 % y 60 %. Para DR_i igual a 75 %, ambas metodologías resultan similares.
- Existen 3 tipos de deformaciones que pueden observarse en ensayos triaxiales cíclicos con condiciones isotrópicas y anisótropicas de tensiones. Para el caso de ensayos con condiciones isotrópicas de tensiones, las deformaciones son del tipo “deformación en doble amplitud (D.A)” o “peak to peak”. Para el caso de ensayos cíclicos con condiciones anisótropicas de tensiones, pueden ocurrir deformaciones acumuladas en compresión sin “peak” pronunciado, definido como “deformación acumulada”, y deformaciones acumuladas en compresión con “peak” bien marcados, definido como “deformación acumulada peak”.
- Para el caso de condiciones isotrópicas de tensiones, las deformaciones axiales cíclicas tienden a acumularse en extensión tanto para las muestras con comportamientos contractivos como dilatantes. Esto se debe a que ante igual cantidad de esfuerzos en compresión y extensión, en la zona de esfuerzos en extensión el esqueleto de suelo posee una rigidez menor, facilitando la acumulación de deformación hacia esa dirección.
- Para el caso de condiciones anisótropicas de tensiones, las deformaciones axiales cíclicas son distintas para las muestras contractivas y dilatantes. Para el caso de muestras con comportamientos contractivos, se alcanza un alto nivel de deformaciones axiales cíclicas las que se acumulan rápidamente hacia la zona en compresión. Además, estas son del tipo “deformación acumulada”. Para el caso de muestras con comportamientos dilatantes, el nivel de deformaciones axiales cíclicas alcanzado es menor y la acumulación hacia la zona en compresión es progresiva. En este caso las deformaciones son del tipo “deformación acumulada peak”.
- El criterio de 5 % de deformación axial acumulada entrega números de ciclos levemente mayores al criterio de 5 % de deformación en doble amplitud, para el caso de muestras densas. Esto se explica a partir de la mayor rigidez que posee el esqueleto de suelo en dicha configuración. Para el caso de muestras sueltas y medias densas la estimación del número de ciclos es prácticamente el mismo mediante ambas metodologías. Esto obedece a que la tasa de generación de la deformación axial en este tipo de probetas es bastante alta, por lo que ambos criterios se cumplen al mismo tiempo.
- El criterio de 5 % de deformación axial acumulada constituye una mejor metodología para la determinación de la resistencia cíclica en arenas de relaves, dado que toma en consideración el mecanismo de falla bajo corte estático inicial en que se encuentra el material de relave en una presa.

7 BIBLIOGRAFÍA

Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G.A., Chameau, J.L. (1988): “Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands”, *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 114, N° 10, 1089-1109.

Arangelovski, G., Towhata, I. (2004): “Accumulated Deformation of Sand with Initial Shear Stress and Effective Stress State Lying Near Failure Conditions”, *Soils and Foundations*, Vol. 44, N° 6, 1-16.

Arangelovski, G., Towhata, I. (2006): “Accumulated Deformation of Sand in One-Way Cyclic Loading Under Undrained Conditions”, *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Geotechnical Symposium in Rome*.653-662.

Asenjo, R. (2010): “Efecto del Esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Resistencia Cíclica en una Arena de Relaves”, *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile*.

Been, K., Jefferies, M.G., Hachey, J. (1991): “A Critical State of Sands”, *Geotechnique*, Vol. 41, N° 3, 365-381.

Been, K., Jefferies, M.G., Hachey, J. (1991): “A Critical State of Sands - Discussion”, *Geotechnique*, Vol. 42, N° 4, 655-633.

Bishop, A.W. (1966): “The Strength of Soils as Engineering Materials”, *Geotechnique*, Vol. 16, N° 2, 91-130.

Bolton, M.D. (1986): “The Strength and Dilatancy of Sands”, *Geotechnique*, Vol.36, N° 1, 65-78.

Bopp, P.a., Lade, P.V. (1997): “ Effects of Initial Density on Soil Instability at High Pressures”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 123, N° 7, 671-677.

Boulanger, R.W. (2003): “High Overburden Stress Effects in Liquefaction Analyses”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, N° 12, 1071-1082.

Boulanger, R.W. (2003): “Relating K_{α} to Relative State Parameter Index”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, N° 8, 770-773.

Casagrande, A. (1936): “Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Earth Fills”, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*.

Castro, G. (1969): “Liquefaction of Sands”, *Harvard Soil Mechanics Series*, N° 81, Cambridge, Mass.

Castro, G. (1975): "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101, N° 6, 551-569.

Castro, G. (1987): "On the Behavior of Soils During Earthquakes-Liquefaction", Soil Dynamics and Liquefaction, A. S. Cakmak, Editor, Elsevier.

Castro, G., Poulos, S.J. (1977): "Factors affecting Liquefaction and Cyclic Mobility", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N° GT6, 501-516.

Corral, G. (2008): "Efecto del Esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Resistencia Cíclica en Arenas", Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Cubrinovski, M., Ishihara, K. (2000): "Flow Potential of Sandy Soils with Different Grain Compositions", Soils and Foundations, Vol. 40, N° 4, 103-119.

Dobry, R., Alvarez, L. (1967): "Seismic Failures of Chilean Tailing Dams", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93, N° SM6, 237-260.

Fukumoto, T. (1992): "Particle Breakage Characteristics of Granular Soils", Soils and Foundations, Vol. 32, N° 1, 26-40.

Galandarzadeh, A., Ahmadi, A. (2012): "Effects of Anisotropic Consolidation and Stress Reversal on the Liquefaction Resistance of Sands and Silty Sands", Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 43, N° 2, 33-39.

Hagerty, M.M., Hite, D.R., Ullrich, C.R., Hagerty, D.J. (1993): "One-Dimensional High-Pressure Compression of Granular Media", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, N° 1, 1-18.

Harder, L.F., Boulanger, R.W. (1997): "Application of K_s and K_a Correction factors", Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Rep. NCEER-97-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY Buffalo, Buffalo, N.Y., 167-190.

Hardin, B.O. (1985): "Crushing of Soil Particles", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, N° 10, 1177-1192.

Hosono, Y., Yoshimine, M. (2004): "Liquefaction of Sand in Simple Shear Condition", Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, 31 March-02 April, 129-136.

Hosono, Y., Yoshimine, M. (2008): "Effects of Anisotropic Consolidation and Initial Shear Load on Liquefaction Resistance of Sand in Simple Shear Condition", Liu, Deeng and Chu (eds), 2008

Science Press Beijing and Springer-Verlag Gmbh Berlin Heidelberg Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation.

Hynes, M.E., Olsen, R.S. (1999): "Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance", Proc. International Workshop on Physics and Mechanics of Soil Liquefaction, Rotterdam, The Netherlands, 145-152.

Hyodo, M., Hyde, A.F.L, Aramaki, N., Nakata, Y. (2002): "Undrained Monotonic and Cyclic Shear Behavior of Sand Under Low and High Confining Stresses", Soils and Foundations, Vol. 42, N° 3, 63-76.

Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N., Fujii, T. (1991): "Undrained Cyclic Shear Strength and Residual Shear Strain of Saturated Sand by Cyclic Triaxial Tests", Soils and Foundations, Vol. 31, N° 3, 60-76.

Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N., Murata, H. (1994): "Undrained Cyclic and Monotonic Behaviour of Saturated Loose Sand", Soils and Foundations, Vol. 34, N° 1, 19-32.

Ishibashi, I., Kawamura, M., Bhatia, S.K. (1985): "Effect of Initial Shear on Cyclic Behavior of Sand", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, N° 12, 1395-1093.

Ishihara, K. (1985): "Stability of Natural Deposits During Earthquakes", Theme Lecture, Proceeding of the XI ICSMFE, Vol. 2, 321-376.

Ishihara, K. (1993): "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", Geotechnique, 43, N° 3, 351-415.

Ishihara, K., Tatsuoka, F., Yasuda, S. (1975): "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses", Soils and Foundations, Vol. 15, N° 1, 29-44.

Kato, S., Ishihara, K., Towhata, I. (2001): "Undrained Shear Characteristics of Saturated Sand under Anisotropic Consolidation", Soils and Foundations, Vol. 41, N° 1, 1-11.

Konrad, J. (1990): "Minimum Undrained Strength versus Steady-State Strength of Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116, N° 6, 948-963.

Kramer, S. (1996): "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall.

Lade, P.V. (1992): "Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, N° 1, 51-71.

Lade, P.V., Ibsen, L.B. (1997): "A Study of the Phase Transformation and the Characteristic Lines of Sand Behavior", Proc. International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, Japan, 353-359.

Lade, P.V., Yamamuro, J.A. (1996): "Undrained Sand Behavior in Axisymmetric Tests at High Pressures", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 122, N°2, 120-129.

Lee, K., Farhoomand, I. (1967): "Compressibility and Crushing of Granular Soil in Anisotropic Triaxial Compression", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4, N° 1, 68-86.

Lee, K.L. (1974): "Seismic Permanent Deformations of Earth Dams", Report N° UCLA-ENG-7497, School of Engineering and Applied Science, University of California, Los Angeles.

Lee, K.L., Seed, H.B. (1967): "Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, N° SM1, 47-70.

Lo, K.Y., Roy, M. (1973): "Response of Particulate Materials at High Pressures", Soils and Foundations, Vol. 13, N° 1, 61-76.

Makdisi, F.I., Seed, H.B. (1977): "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake Induced Deformations in Dams and Embankments", Report N° UCB/EERC-77/19, Earthquake Engineering Research Center.

Maureira, S. (2012): "Respuesta Cíclica de Arena de Relaves en un Amplio Rango de Presiones", Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Maureira, S. (2012): "Respuesta Cíclica de Arena de Relaves Sometida a Altas Presiones", VII Congreso Chileno de Geotecnia, Concepción, Chile.

Miura, N., Yamanouchi, T. (1975): "Effect of Water on the Behavior of a Quartz-Rich Sand Under High Stresses", Soils and Foundations, Vol. 24, N° 1, 77-89.

Mohamad, R., Dobry, R. (1986): "Undrained Monotonic and Cyclic Triaxial Strength of Sand", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, N° 10, 941-958.

Mora, F. (2001): "Estado Ultimo y Movilidad Cíclica en Arenas de Relaves", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Newmark, N.M. (1965): "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Fifth Rankine Lecture, 139-160.

Olson, S.M., Stark, T.D. (2003): "Use of Laboratory Data to Confirm Yield and Liquefied Strength Ratio Concepts", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, 1164-1184.

Pillai, V.S. (1991): "Liquefaction Analysis of Sands: Some Interpretation of Seed's K_α (Sloping ground) and K_σ (Depth) Correction Factors Using Steady State Concept", Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics, St. Louis, Missouri, 579-587.

Poulos, S.J. (1981): "The Steady State of Deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N° GT5, 553-562.

Retamal, W. (2005): "Efecto de la Fábrica en el Comportamiento Cíclico de Arenas de Relaves", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Riemer, M., Moriwaki, Y., Obermeyer, J. (2008): "Effect of High Confining Stresses on Static and Cyclic Strengths of Mine Tailing Materials", Proc. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, Sacramento, CA.

Rollins, K.M., Seed, H.B. (1990): "Influence of Buildings on Potential Liquefaction Damage", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116, N° 2, 165-185.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Wroth, C.P. (1958): "On the Yielding of Soils", Geotechnique, Vol. 8, N° 1, 22-53.

Santos, E. (2011): "Comportamiento Monótono y Cíclico No Drenado de Arena de Relaves Integrales", Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Sarma, S.K. (1975): "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments", Geotechnique, Vol. 25, 743-761.

Seed, B. (1979): "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, N° GT2, 201-255.

Seed, H.B., (1983): "Earthquake-Resistant Design of Earth Dams", Proc. Symposium Seismic Design of Earth Dams and Caverns, ASCE, New York, 41-64.

Seed, H.B., Idriss, I. (1971): "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, N° SM9, 1249-1273.

Seed, H.B., Lee, K.L. (1966): "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, N° SM6, 105-134.

Seed, H.B., Lee, K.L. (1967): "Drained Strength Characteristics of Cohesionless Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, N° SM6, 117-141.

Seed, H.B., Lee, K.L. (1967): "Undrained Strength Characteristics of Cohesionless Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, N° SM6, 333-360.

Seed, H.B., Lee, K.L. (1969): "Analysis of Sheffield Dam Failure", Journal of Soil Mechanics Foundations Division, ASCE, Vol. 95, N° SM6, 1453-1490.

Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M., Makdisi, F. (1973): "Analysis of the Slides in San Fernando Dams During the Earthquake of Feb. 9, 1971", Report N° EERC: 73-2 Earthquake Eng. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.

Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M., Makdisi, F.I. (1975): "The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971", Journal of Soil Mechanics Foundations Division, ASCE, Vol. 101, N° GT7, 651-688.

Seed, R.B., Harder, L.F. (1990): "SPT-based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength", Proc. of the Seed Memorial Symposium, Vancouver, B.C., 351-376.

Sivathayalan, S., Vaid, Y.P. (2002): "Influence of Generalized Initial State and Principal Stress Rotation on the Undrained Response of Sands", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, 63-76.

Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., Krahn, J. (1985): "The Liquefaction of Sands a Collapse Surface Approach", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, N° 4, 564-578.

Solans, D. (2010): "Equipo Triaxial Monótono y Cíclico de Altas Presiones y su Aplicación en Arenas de Relaves", Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Tatsuoka, F., Maramatsu, M., Sasaki, T. (1982): "Cyclic Undrained Stress-Strain Behavior of Dense Sands by Torsional Simple Shear Test", Soils and Foundations, Vol. 22, N° 22, 55-70.

Tatsuoka, F., Molenkamp, F., Torii, T., Hino, T. (1984): "Behaviour of Lubrication Layers of Platens in Element Tests", Soils and Foundations, Vol. 24, N° 1, 113-128.

Troncoso, J. (1992): "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisísmica", Ediciones Universidad Católica de Chile.

Vaid, Y.P., Chern, J.C. (1983): “Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction”, Soils and Foundations, Vol. 23, N° 1, 47-60.

Vaid, Y.P., Chern, J.C. (1985): “Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands”, Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ASCE, 120-147.

Vaid, Y.P., Chern, J.C., Tumi, H. (1985): “Confining Pressure, Grain Angularity and Liquefaction”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, N° 10, 1229-1235.

Vaid, Y.P., Finn, W.D.L (1979): “Static Shear and Liquefaction Potential”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.. 105, N° GT10, 1233-1246.

Vaid, Y.P., Sivathayalan, S. (1996): “Static and Cyclic Liquefaction Potential of Fraser Delta Sand in Simple Shear and Triaxial Tests”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, N°2, 281-289.

Vaid, Y.P., Sivathayalan, S. (2000): “Fundamental Factors Affecting Liquefaction Susceptibility of sands”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.37, 592-606.

Vaid, Y.P., Stedman, J.D., Sivathayalan, S. (2001): “Confining Stress and Static Shear Effects in Cyclic Liquefaction”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, 580-591.

Vaid, Y.P., Thomas, J. (1995): “Liquefaction and Post Liquefaction Behavior of Sand”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, N° 2, 163-173.

Verdugo, R. (1992): “Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation”, Ph.D. Thesis, Faculty of Engineering, University of Tokyo, Japan.

Verdugo, R. (2011): “Seismic Stability Analysis of Large Tailings Dams”, 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering , 359-383.

Verdugo, R., Ishihara, K. (1996): “The Steady State of Sandy Soils”, Soils and Foundations, Vol. 36, N°2, 81-91.

Verdugo, R., Viertel, P. (2004): “Effect of density and fines content on the cyclic strength of copper tailings”, V Congreso Chileno de Geotecnia.

Vesic, A., Clough, G.W. (1968): “Behavior of Granular Materials Under High Stresses”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 94, N° SM3, 661-688.

Viertel, P. (2003): “ Efecto del Contenido de Finos y de la Densidad Relativa en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relaves”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Wijewickreme, D., Sanin, M. (2004): "Cyclic Shear Loading Response of Fraser River Delta Silt", In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. August 1-6, 2004, Paper N° 499.

Yamamuro, J.A., Lade, P.V. (1995): "Strain Localization in Extension Tests on Granular Materials", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 121, N°7, 828-836.

Yamamuro, J.A., Lade, P.V. (1996): "Drained Sand Behavior in Axisymmetric Tests at High Pressures", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 122, N°2, 109-119.

Yamamuro, J.A., Lade, P.V. (1997a): "Instability of Granular Materials at High Pressures", Soils and Foundations, Vol. 37, N° 1, 41-52.

Yoshimi, Y.K., Oh-Oka, H. (1975): "Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand", Soils and Foundations, Vol. 15, N° 3, 27-40.

Yoshimine, M., Hosono, Y. (2001): "Effects of Anisotropy of Sand on the Liquefaction Resistance Evaluated by Triaxial Tests", The Second Japan-Philippine Workshop on Safety and Stability of Infrastructure Against Environmental Impacts, Diliman, Manila, Philippines, 133-142.

Yoshimine, M., Ishihara, K. (1998): "Flow Potential of Sand During Liquefaction", Soils and Foundations, Vol. 38, N° 3, 189-198.

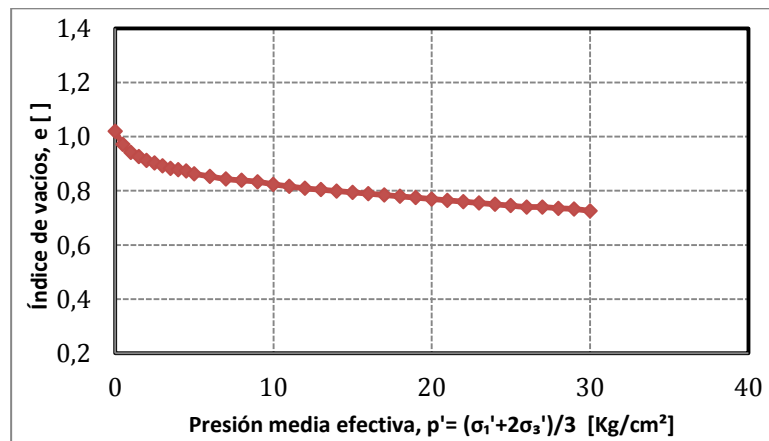
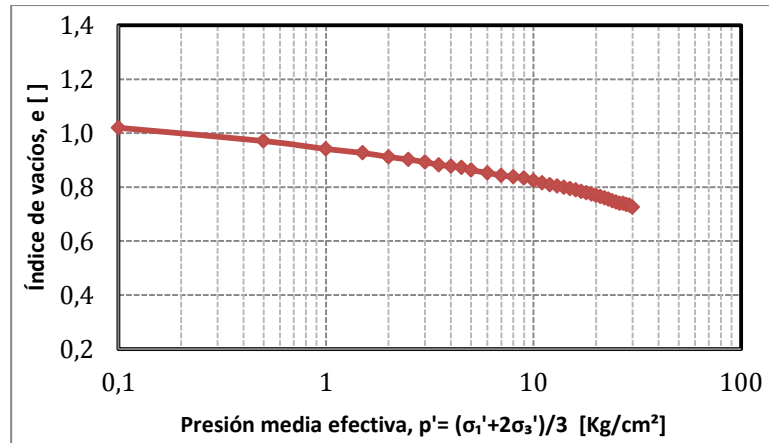
Youd, T.L., Idriss, I.M, Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F.Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F.III., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokow, K.H.II. (2001): "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, N° 10, 817-833.

Zhang, H., Garga, V.K. (1997): "Quasi-Steady State: a Real Behaviour?", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, N° 5, 749-761.

8 ANEXO A. CONSOLIDACIONES ISÓTROPAS.

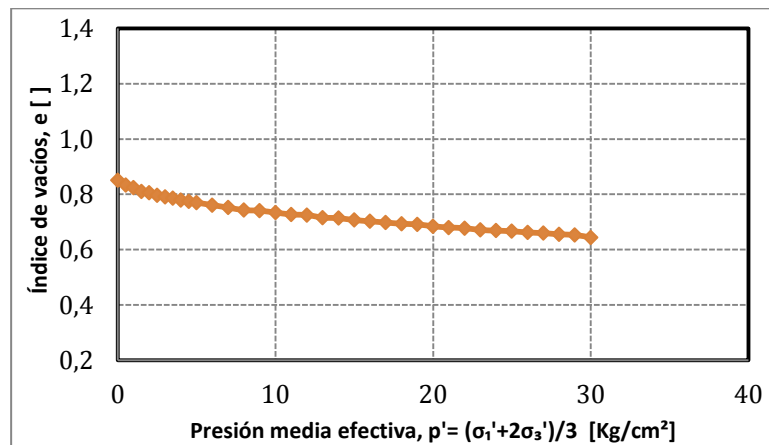
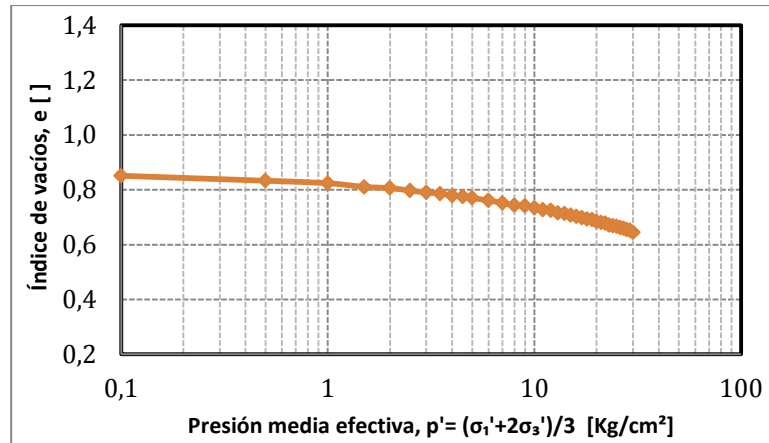
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	Consolidación isotrópica $DR_i = 0\%$
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo de Consolidación			
p'_0 [kg/cm ²]	30.0	ΔV_{cons} [cm ³]	30.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{final} []	0.725
DR_i [%]	0	B-value [%]	97



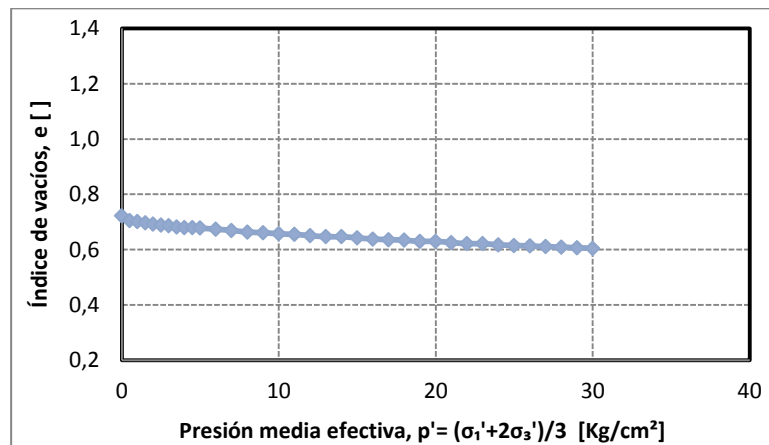
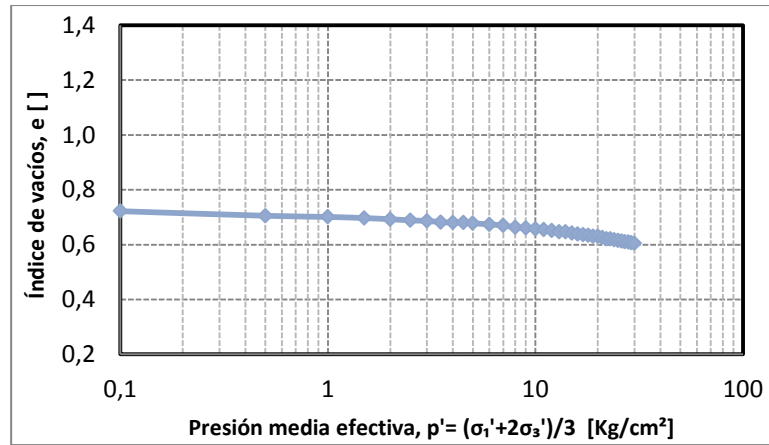
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	Consolidación isotrópica $DR_i = 40\%$
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo de Consolidación			
p'_0 [kg/cm ²]	30.0	ΔV_{cons} [cm ³]	23.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{final} []	0.644
DR_i [%]	40	B-value [%]	99



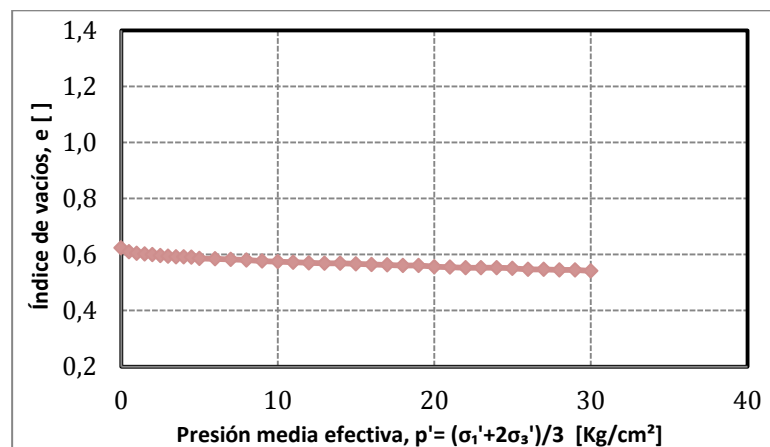
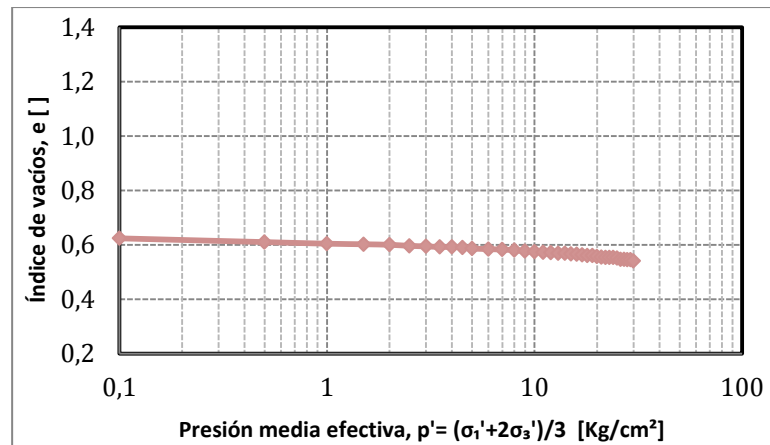
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	Consolidación isótropa $DR_i = 60\%$
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo de Consolidación			
p'_0 [kg/cm ²]	30.0	ΔV_{cons} [cm ³]	14.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{final} []	0.605
DR_i [%]	60	B-value [%]	97



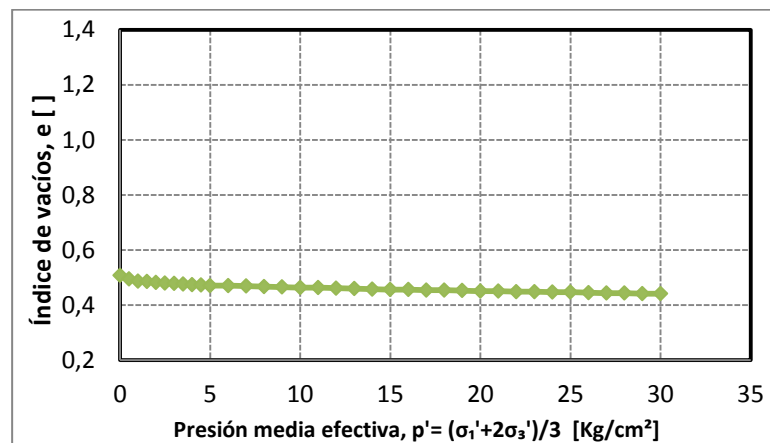
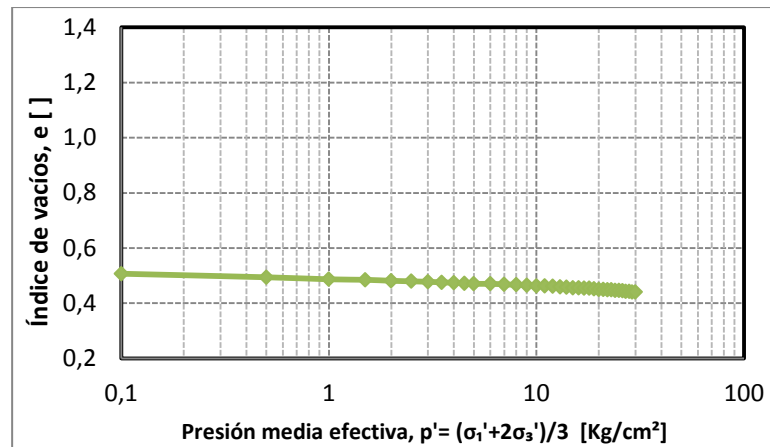
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	Consolidación isótropa $DR_i = 75\%$
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo de Consolidación			
p'_0 [kg/cm ²]	30.0	ΔV_{cons} [cm ³]	10.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{final} []	0.541
DR_i [%]	75	B-value [%]	98



Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	Consolidación isótropa $DR_i = 100\%$
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

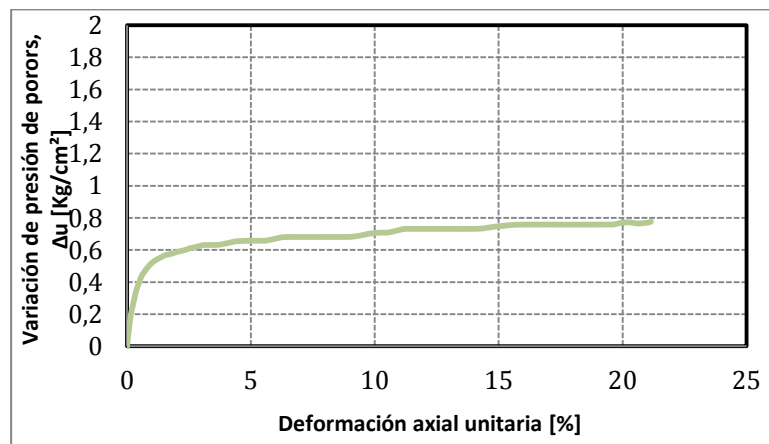
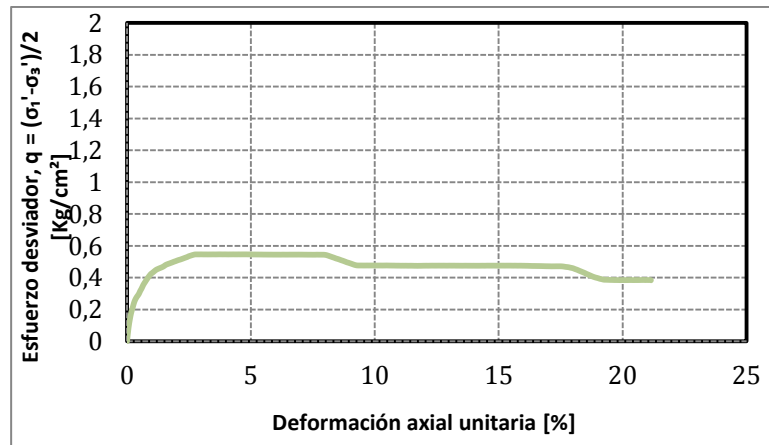
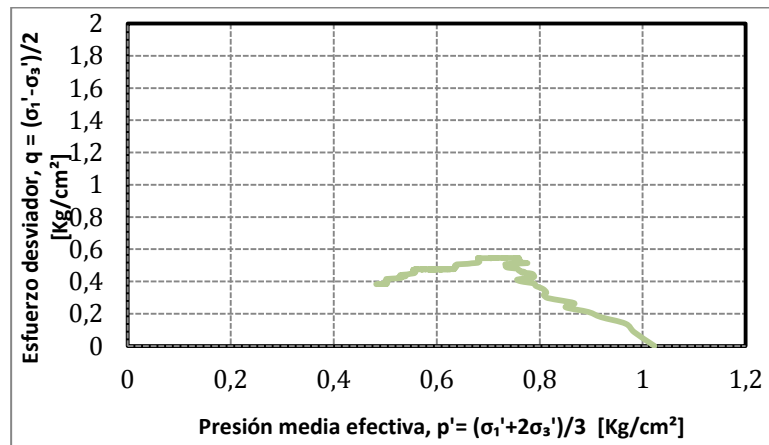
Información Ensayo de Consolidación			
p'_0 [kg/cm ²]	30.0	ΔV_{cons} [cm ³]	9.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{final} []	0.441
DR_i [%]	100	B-value [%]	100



9 ANEXO B. ENSAYOS TRIAXIALES MONÓTONOS.

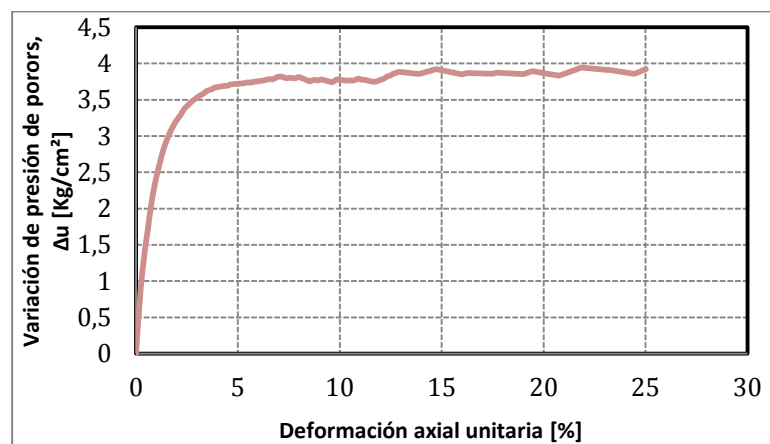
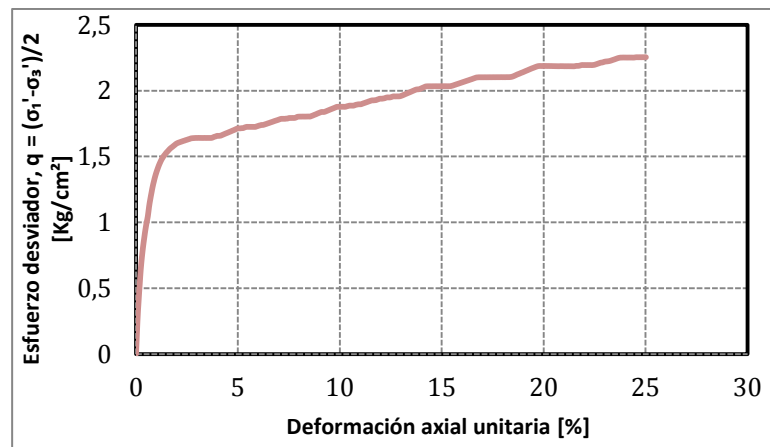
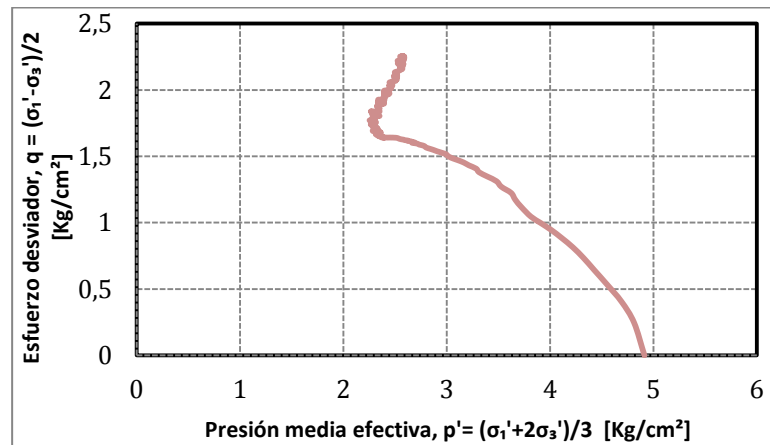
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	006Relave40CIUc01v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	ΔV_{cons} [cm ³]	4.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.840
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	0.38
B-value [%]	98	p_{falla} [kg/cm ²]	0.48



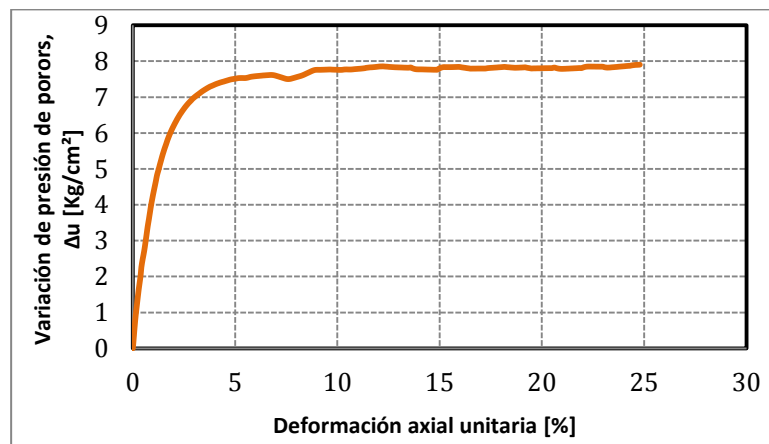
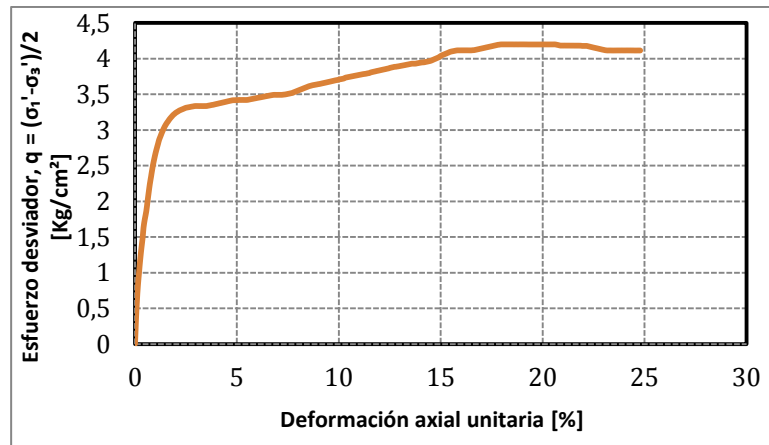
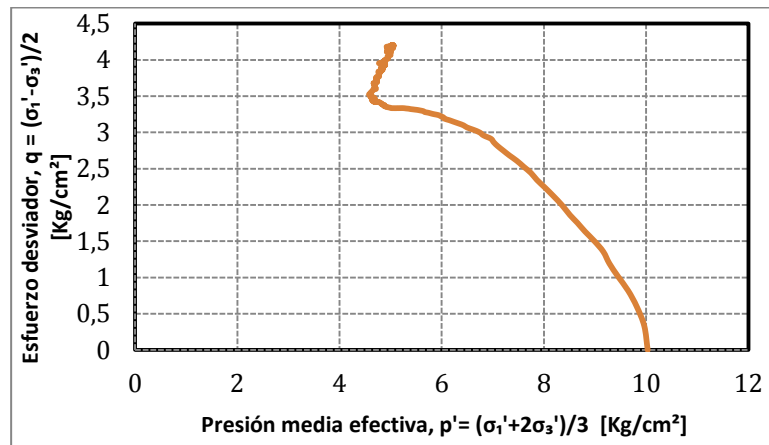
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	007Relave40CIUc05v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	ΔV_{cons} [cm ³]	8.5
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.779
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	2.25
B-value [%]	99	p_{falla} [kg/cm ²]	2.57



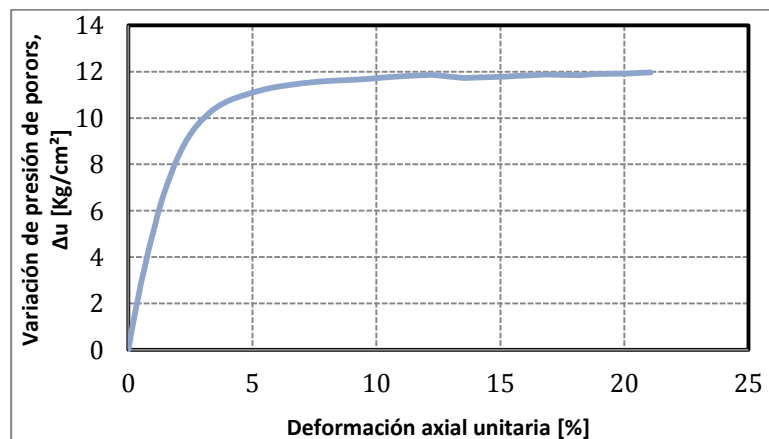
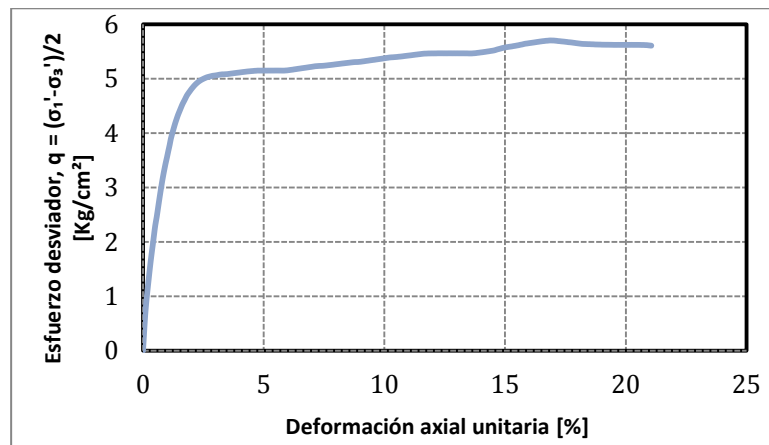
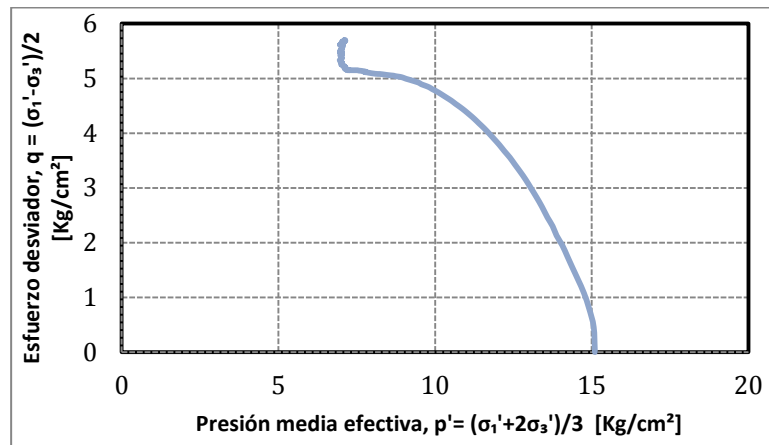
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	094Relave40CIUc10v3
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	ΔV_{cons} [cm ³]	12.25
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.766
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	4.11
B-value [%]	95	p_{falla} [kg/cm ²]	4.95



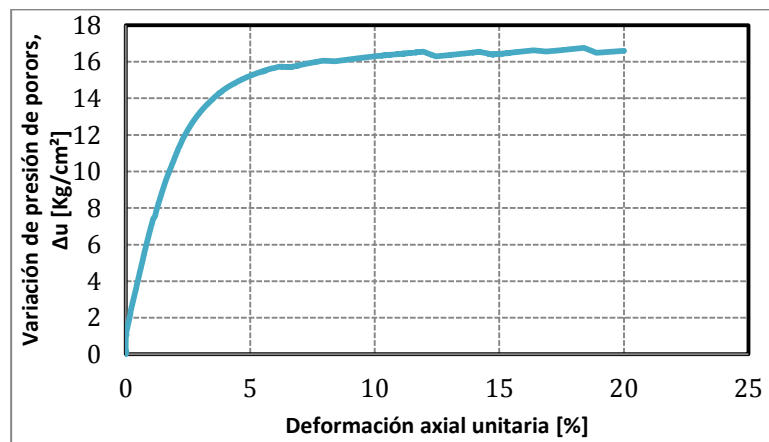
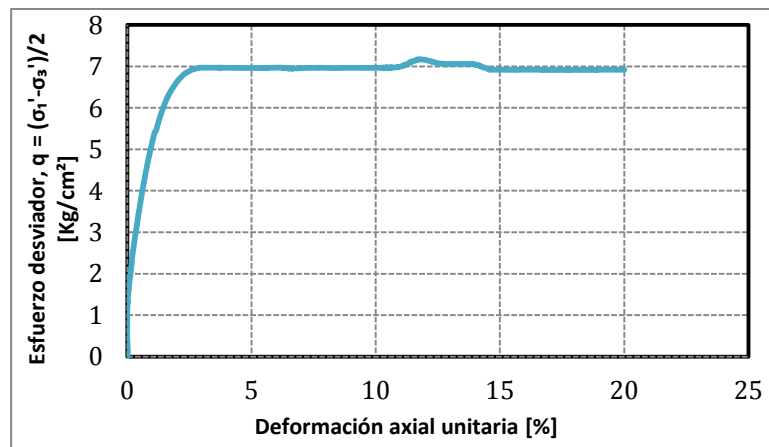
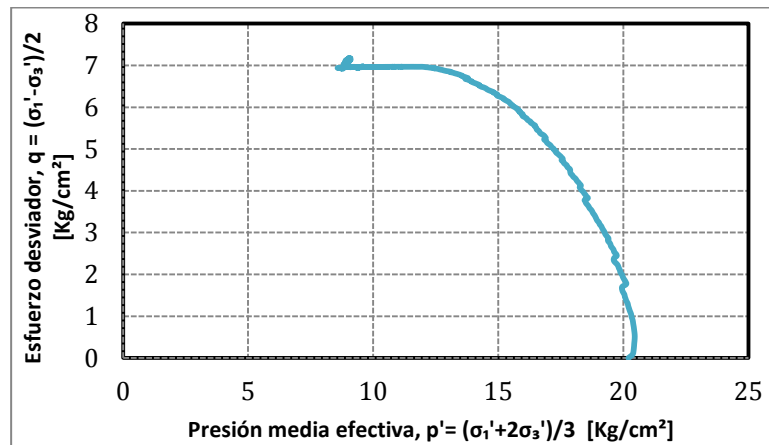
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	098Relave40CIUc15v6
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	ΔV_{cons} [cm ³]	15.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.716
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	5.61
B-value [%]	95	p_{falla} [kg/cm ²]	6.97



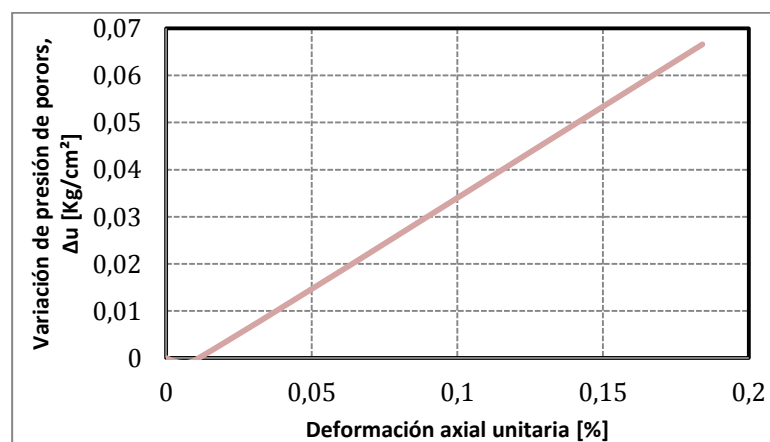
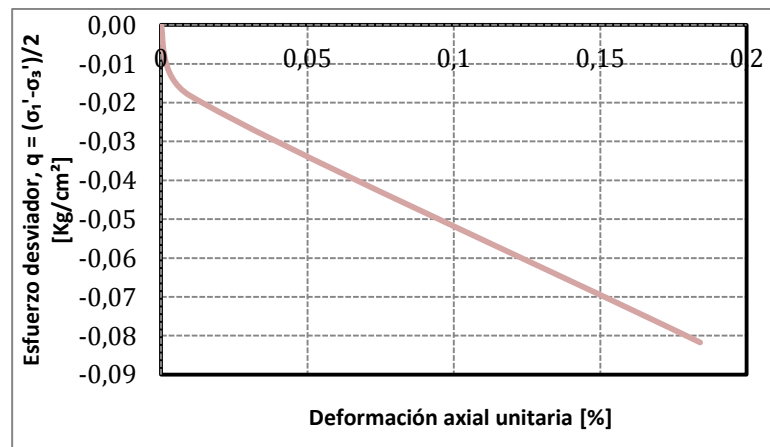
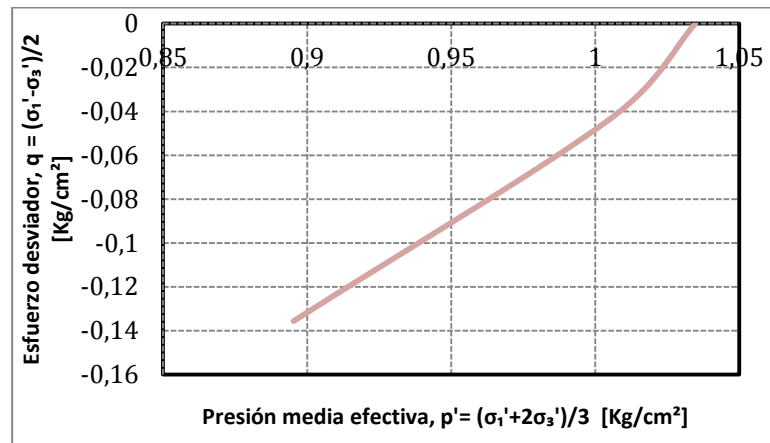
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	104Relave40CIUc20v4
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	20.0	ΔV_{cons} [cm ³]	17.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.694
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	6,92
B-value [%]	98	p_{falla} [kg/cm ²]	8,74



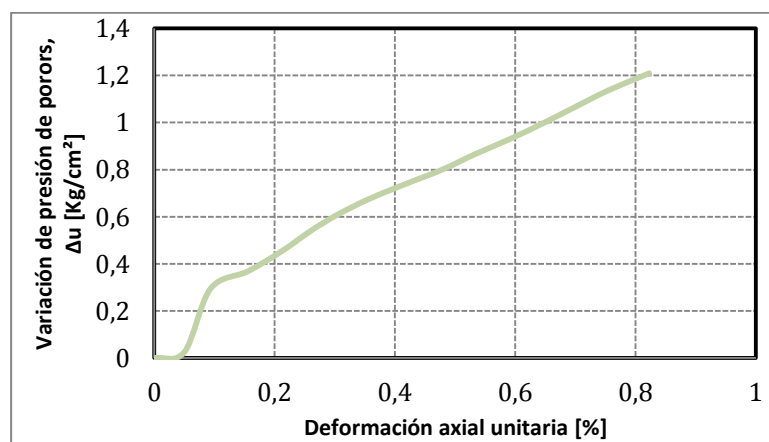
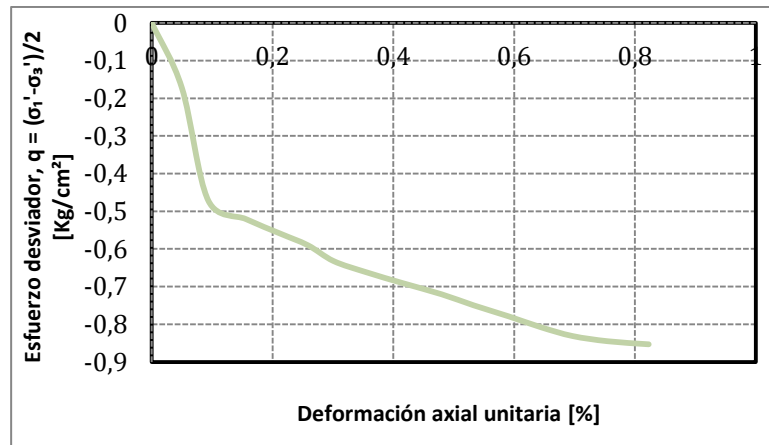
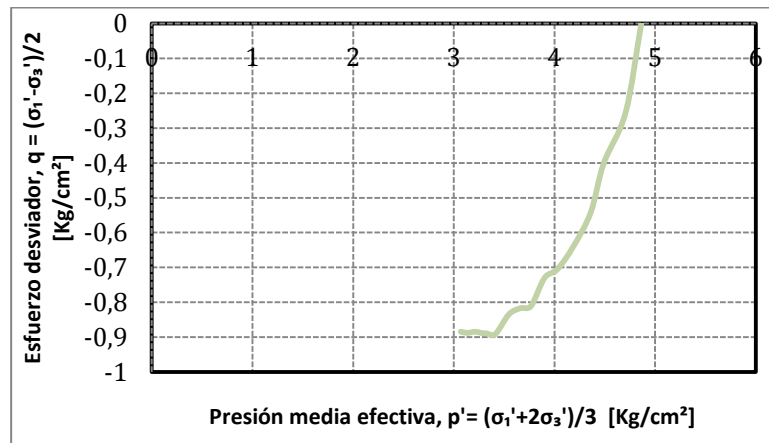
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	010Relave40CIUe01v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	ΔV_{cons} [cm ³]	4.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.840
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	-0.135
B-value [%]	98	p_{falla} [kg/cm ²]	0.89



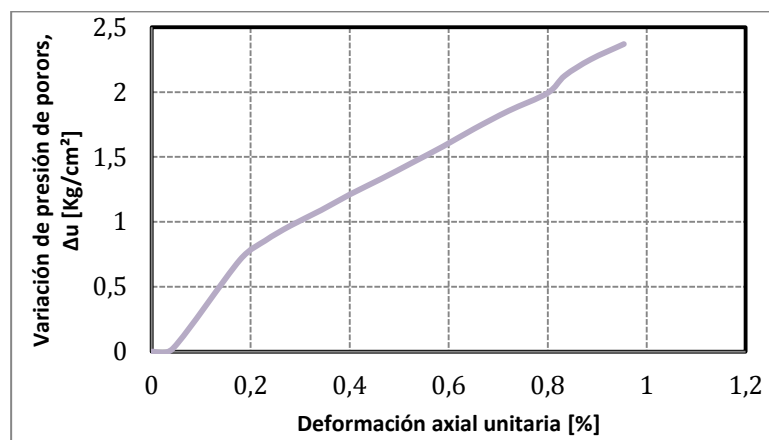
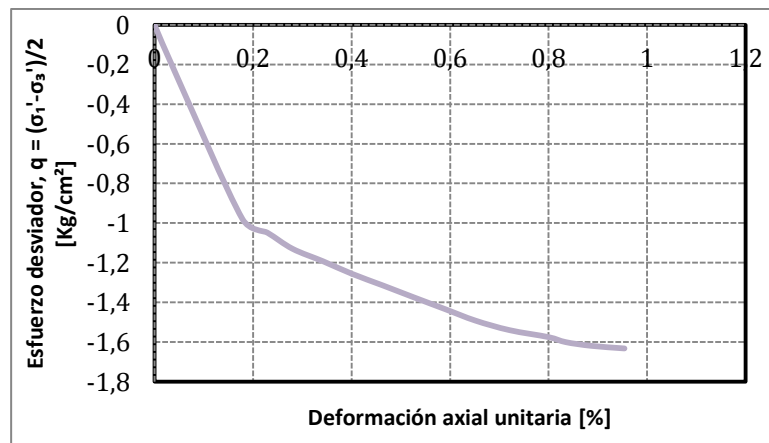
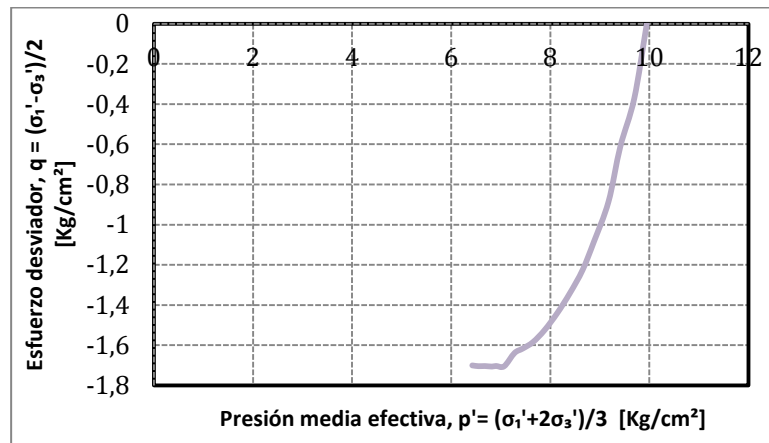
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	008Relave40CIUe05v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	ΔV_{cons} [cm ³]	7.5
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.792
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	-0.88
B-value [%]	95	p_{falla} [kg/cm ²]	3.07



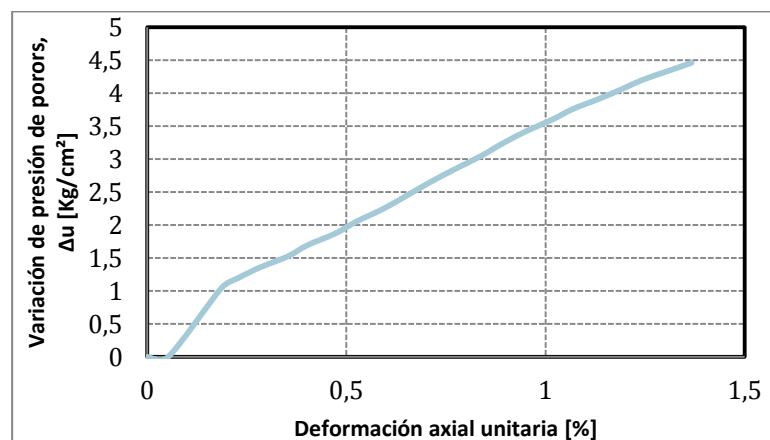
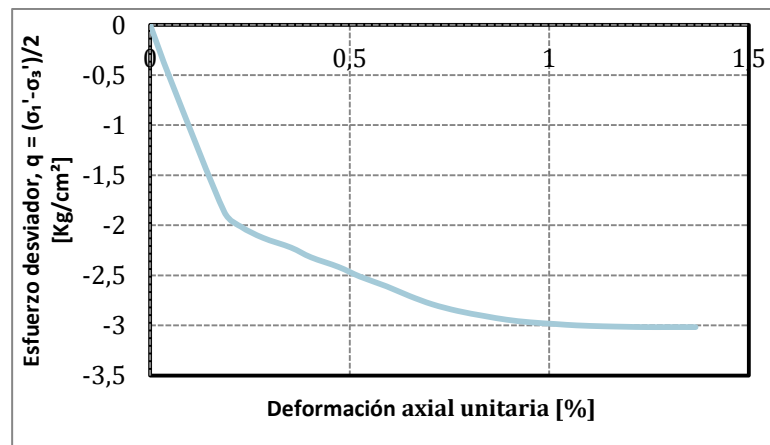
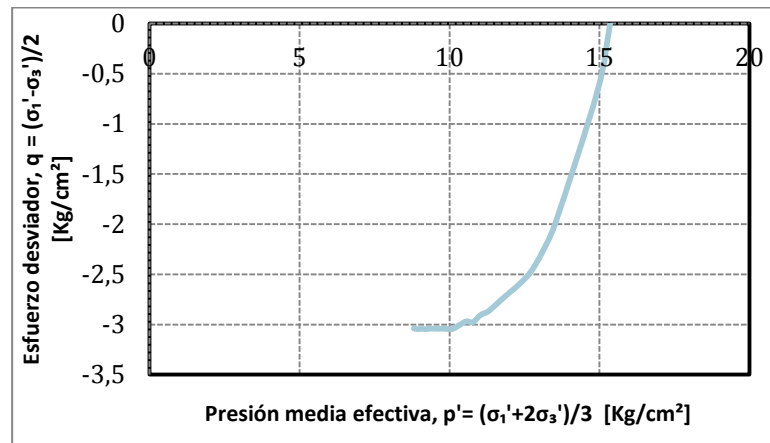
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	009Relave40CIUe10v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	ΔV_{cons} [cm ³]	10.5
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.755
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	-1.70
B-value [%]	96	p_{falla} [kg/cm ²]	6.43



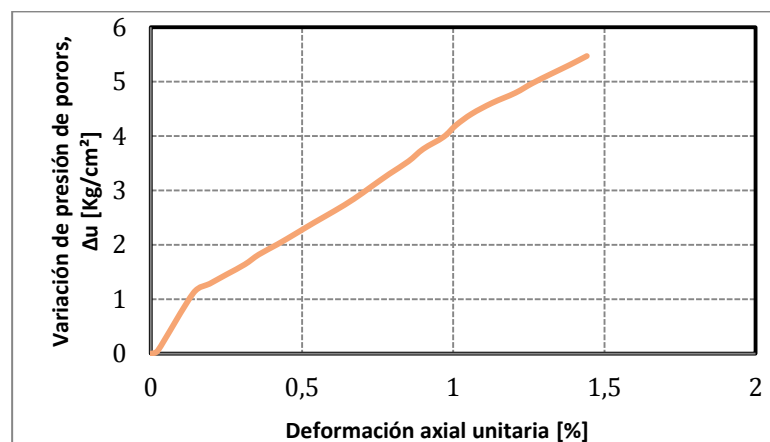
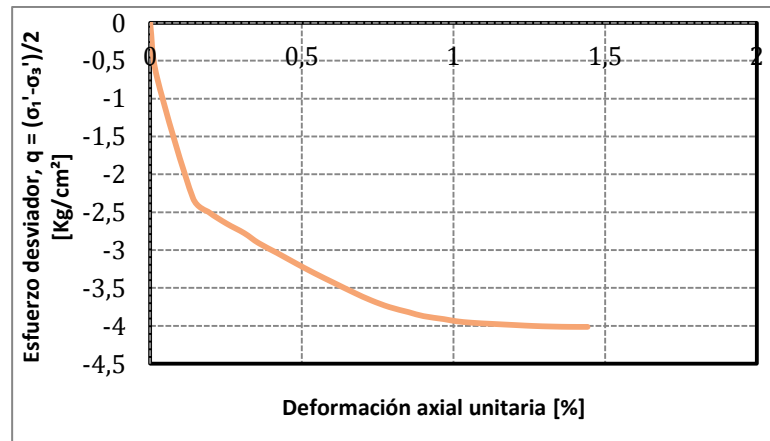
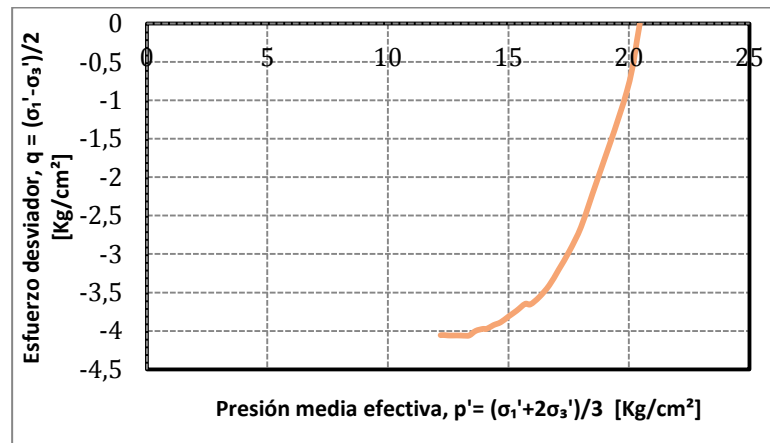
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	012Relave40CIUe15v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	ΔV_{cons} [cm ³]	13.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.710
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	-3.04
B-value [%]	96	p_{falla} [kg/cm ²]	8.81



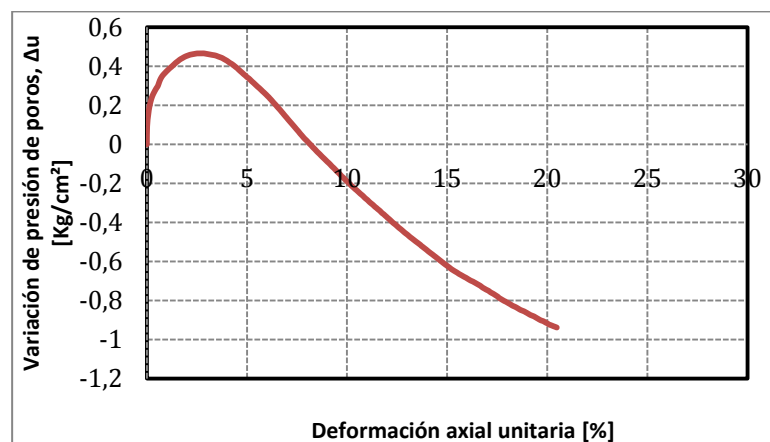
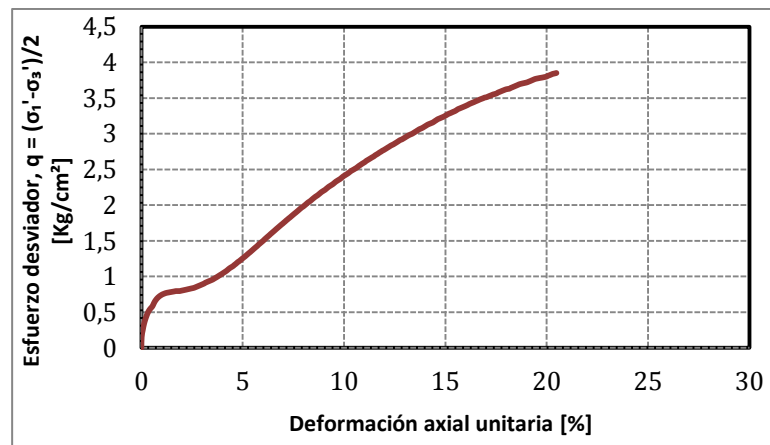
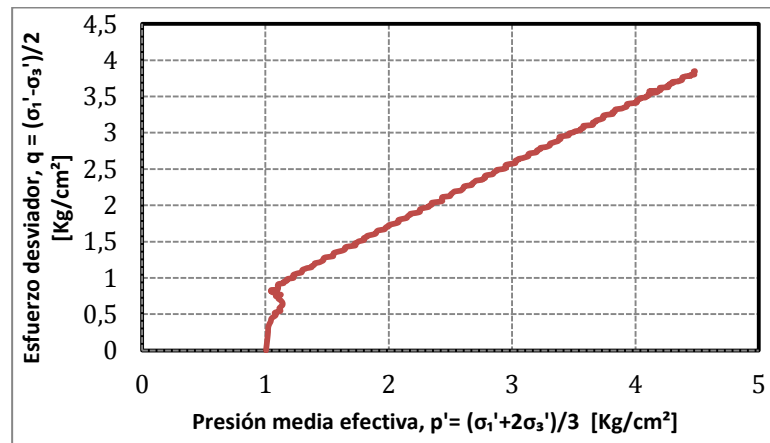
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	013Relave40CIUe20v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	20.0	ΔV_{cons} [cm ³]	17.5
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.694
DR_i [%]	40	q_{falla} [kg/cm ²]	-4.06
B-value [%]	96	p_{falla} [kg/cm ²]	12.19



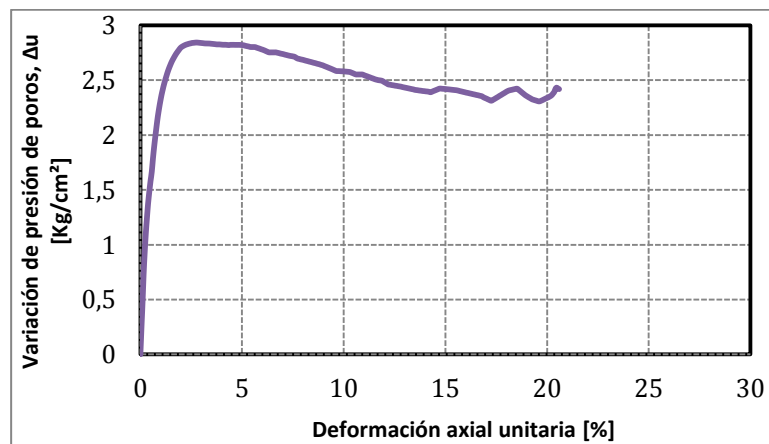
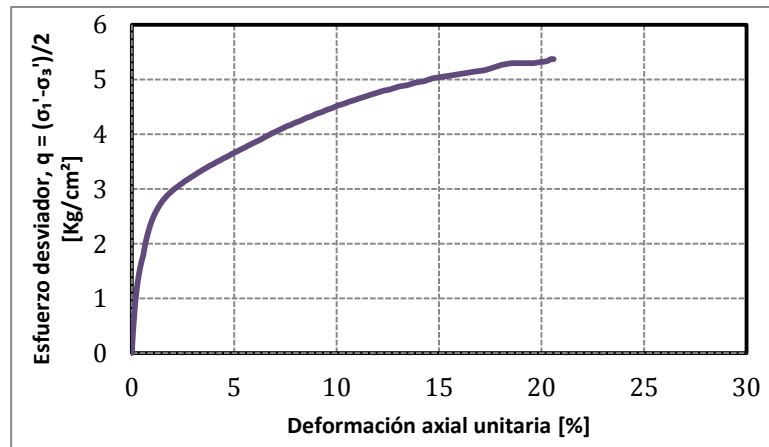
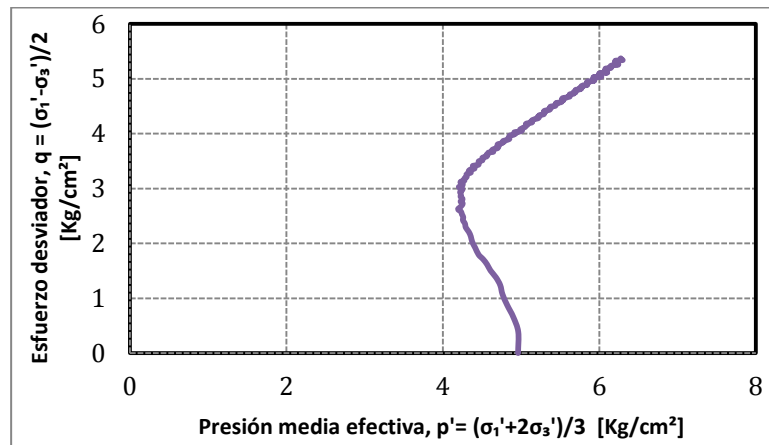
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	047Relave60CIUc01v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	ΔV_{cons} [cm ³]	2.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.706
DR_i [%]	60	q_{falla} [kg/cm ²]	3.90
B-value [%]	100	p_{falla} [kg/cm ²]	4.59



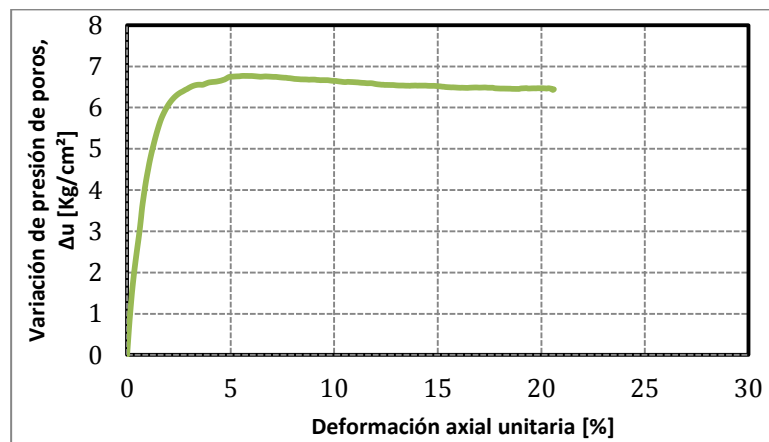
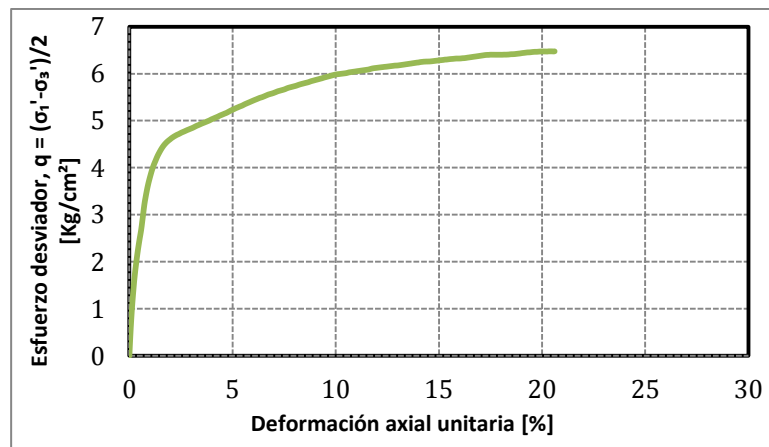
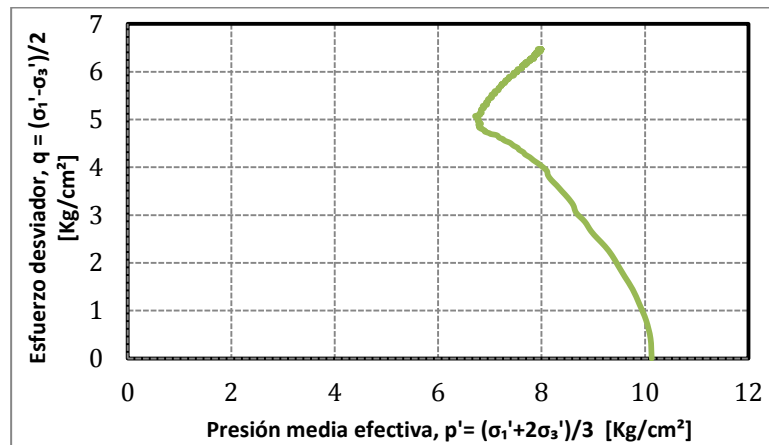
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	044Relave60CIUc05v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	ΔV_{cons} [cm ³]	5.25
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.705
DR_i [%]	60	q_{falla} [kg/cm ²]	5.37
B-value [%]	98	p_{falla} [kg/cm ²]	6.28



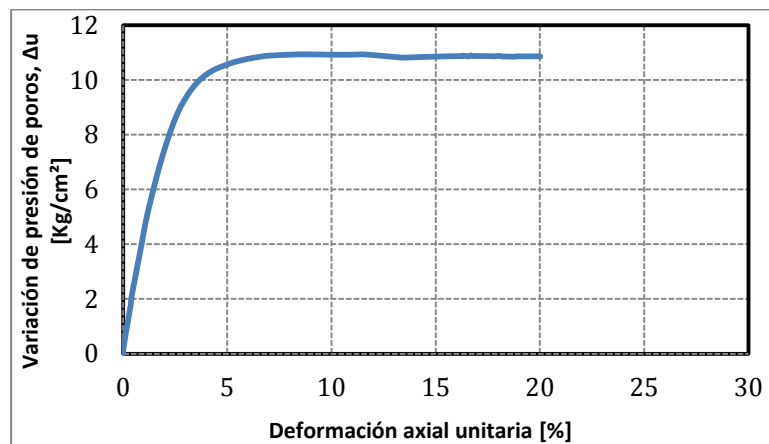
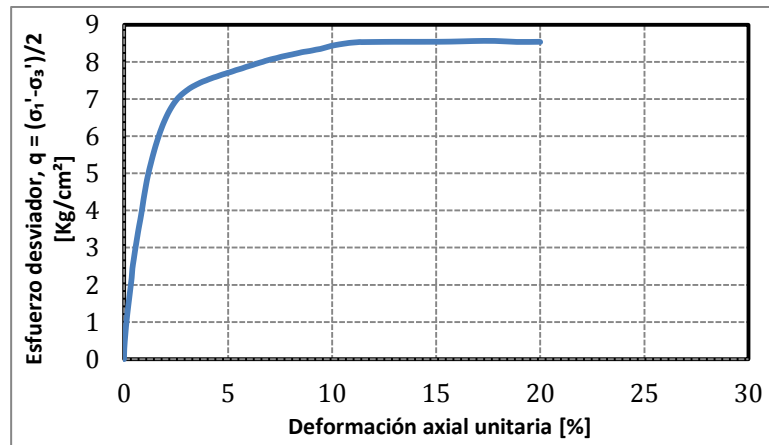
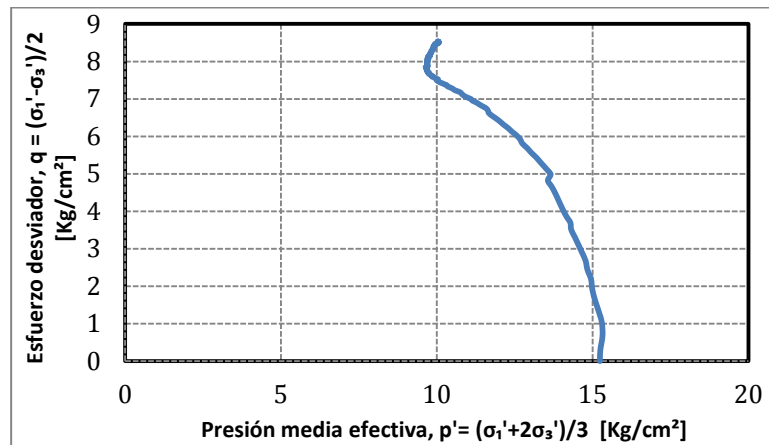
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	045Relave60CIUc10v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	ΔV_{cons} [cm ³]	7.5
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.659
DR_i [%]	60	q_{falla} [kg/cm ²]	6.48
B-value [%]	98	p_{falla} [kg/cm ²]	7.99



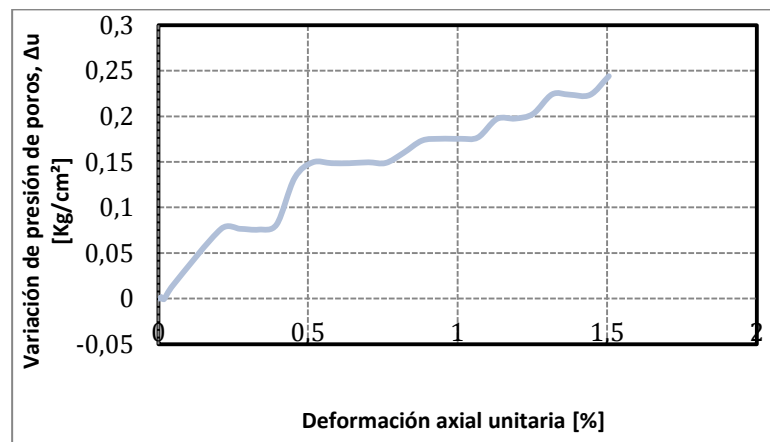
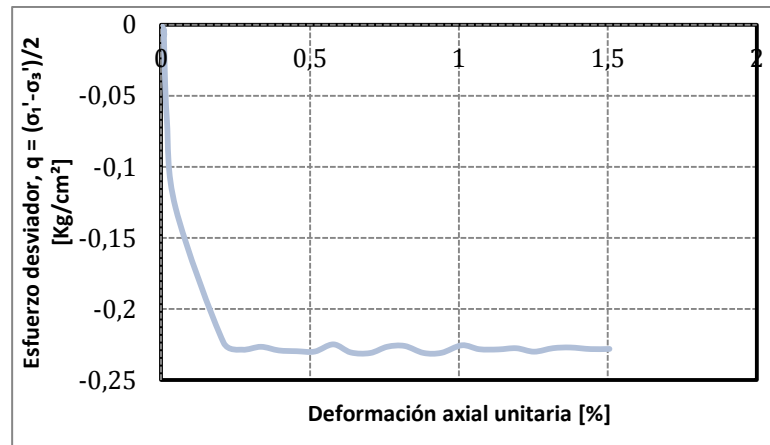
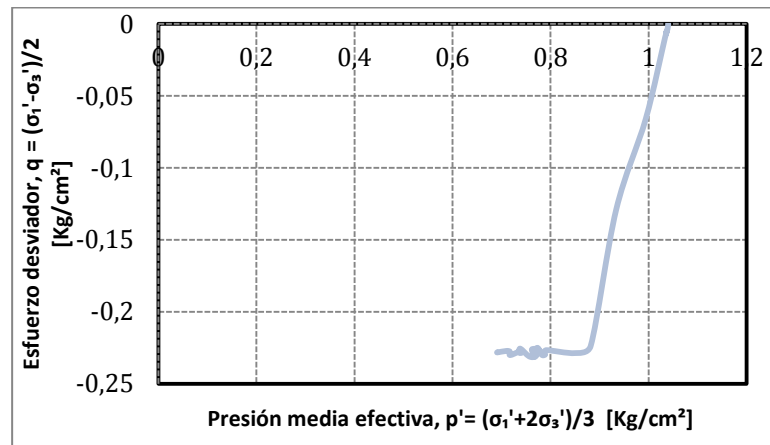
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	105Relave60CIUc15v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	ΔV_{cons} [cm ³]	9.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.647
DR_i [%]	60	q_{falla} [kg/cm ²]	8.53
B-value [%]	99	p_{falla} [kg/cm ²]	10.05



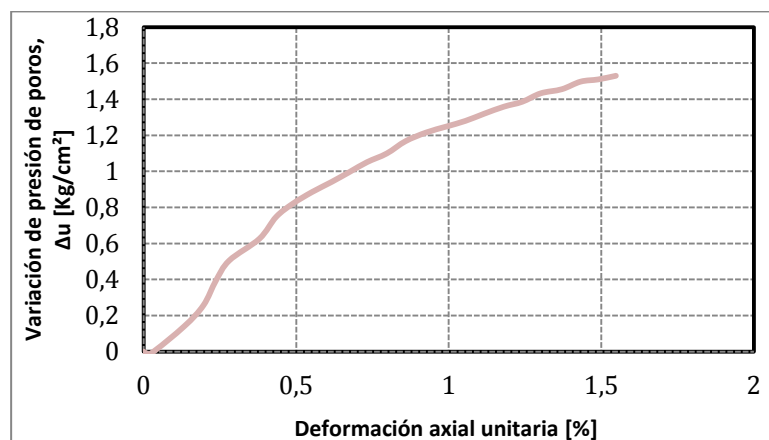
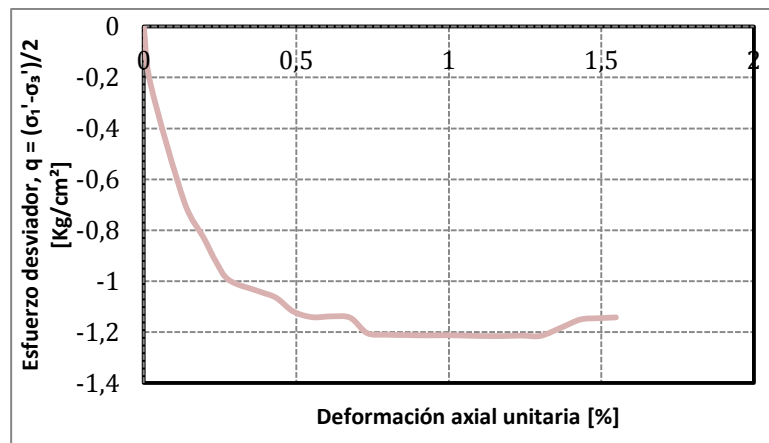
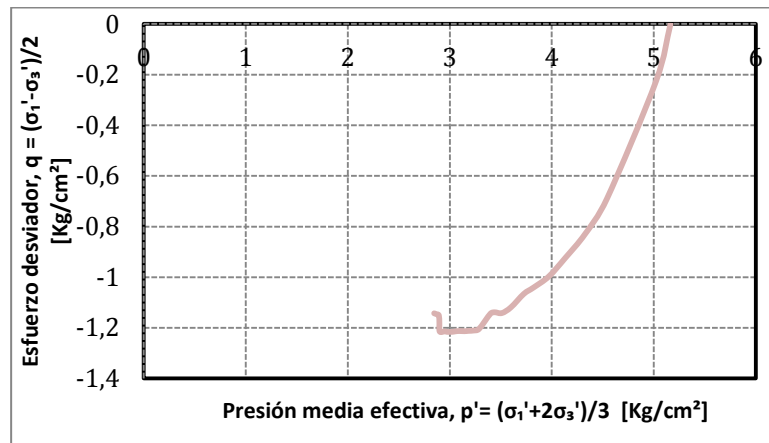
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	051Relave60CIUe01v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	ΔV_{cons} [cm ³]	2.5
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.706
DR_i [%]	60	q_{falla} [kg/cm ²]	-0.23
B-value [%]	99	p_{falla} [kg/cm ²]	0.65



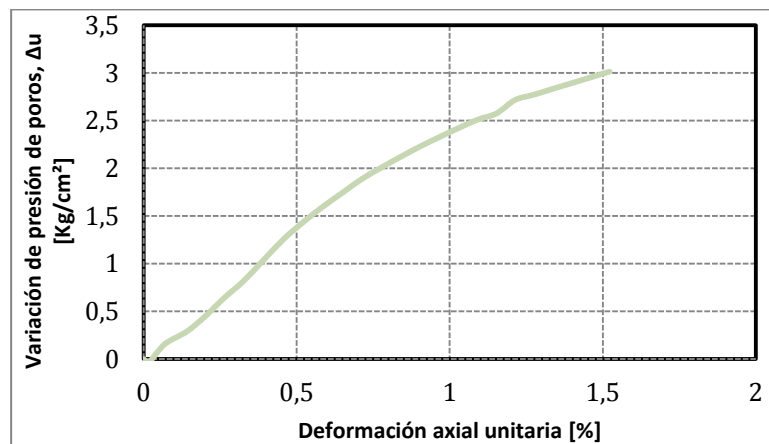
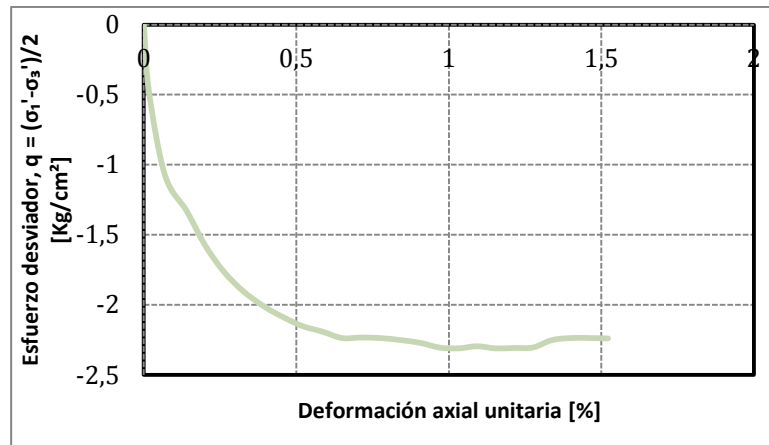
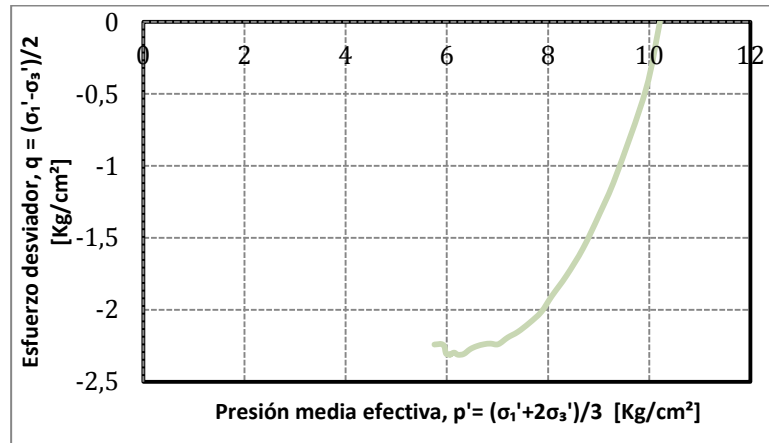
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	048Relave60CIUe05v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	ΔV_{cons} [cm ³]	5.25
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.701
DR_i [%]	60	q_{falla} [kg/cm ²]	-1.14
B-value [%]	100	p_{falla} [kg/cm ²]	2.85



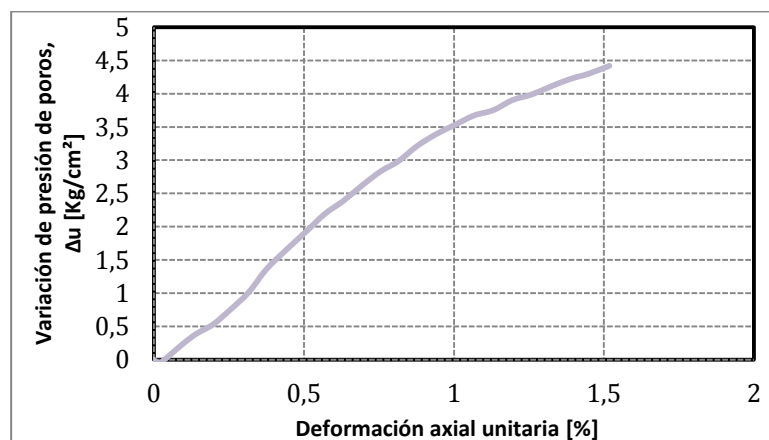
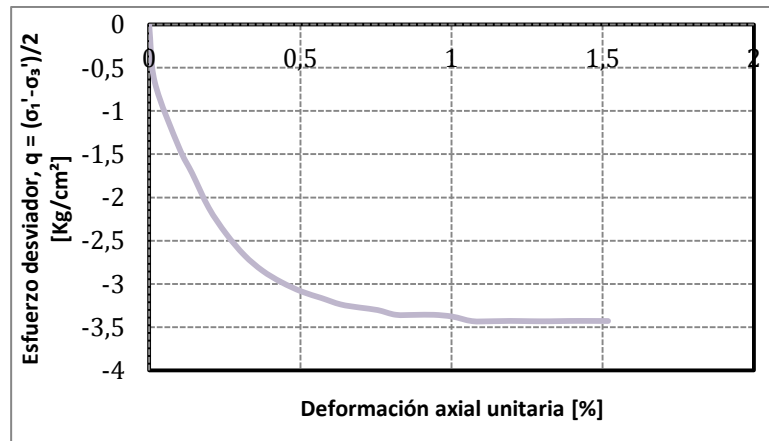
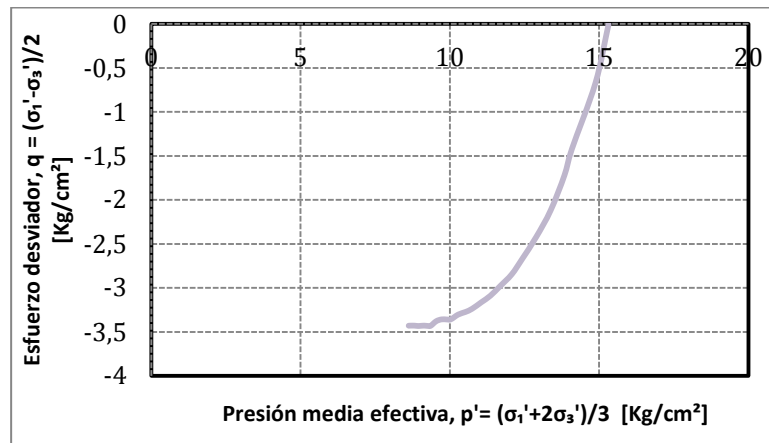
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	050Relave60CIUe10v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	ΔV_{cons} [cm ³]	8
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.655
DR_i [%]	60	q_{falla} [kg/cm ²]	-2.24
B-value [%]	99	p_{falla} [kg/cm ²]	5.75



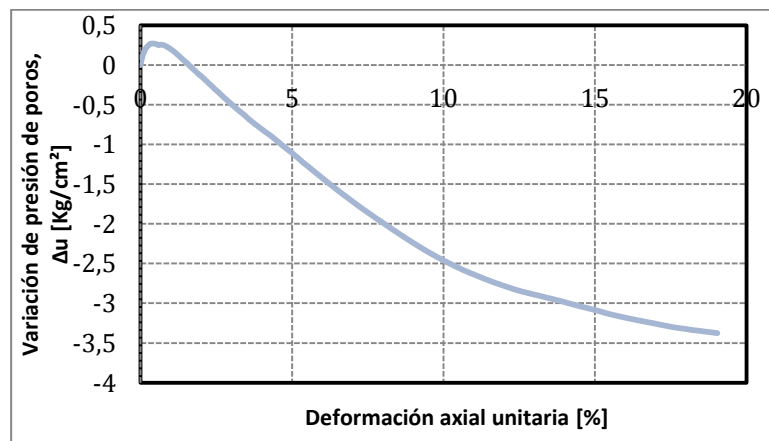
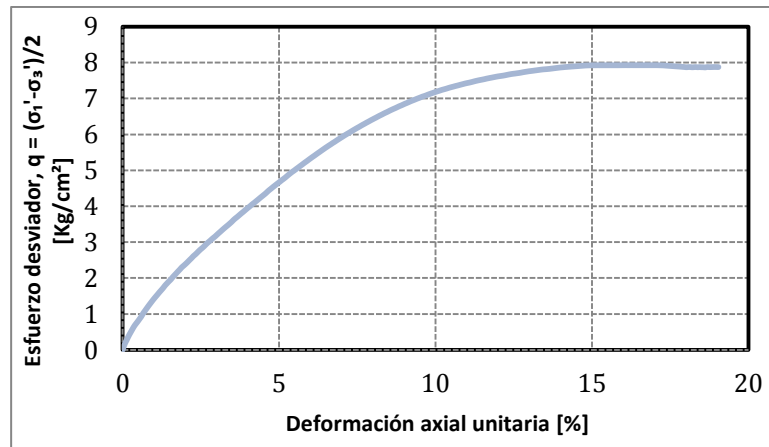
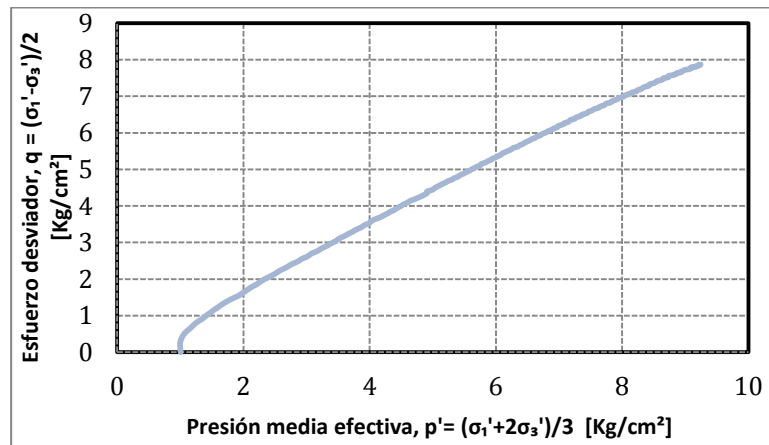
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	049Relave60CIUe15v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	ΔV_{cons} [cm ³]	10
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.638
DR_i [%]	60	q_{falla} [kg/cm ²]	-3.43
B-value [%]	100	p_{falla} [kg/cm ²]	8.62



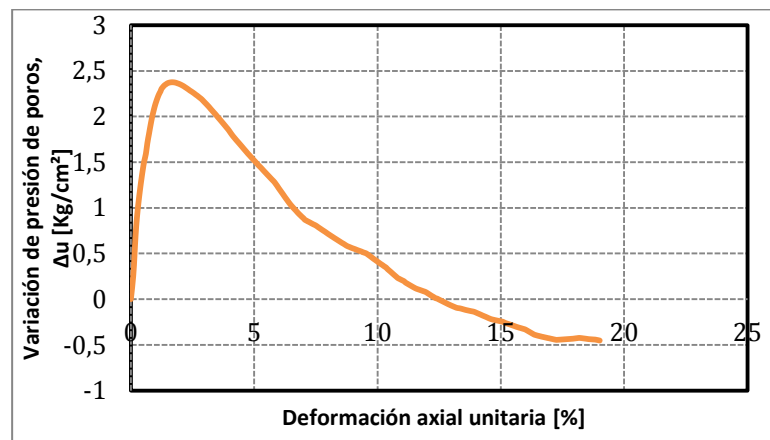
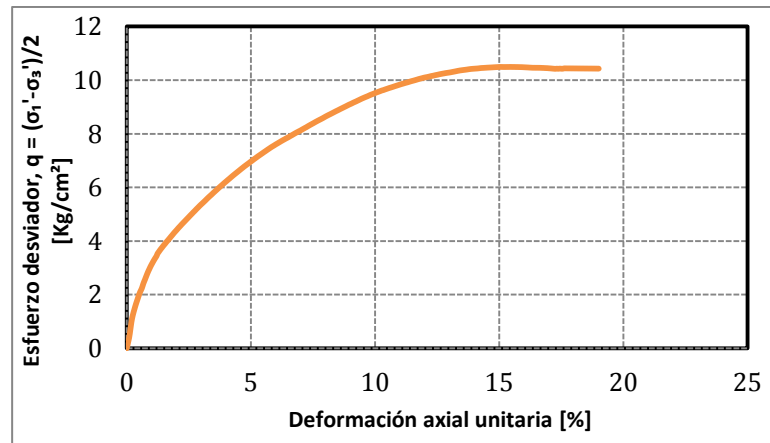
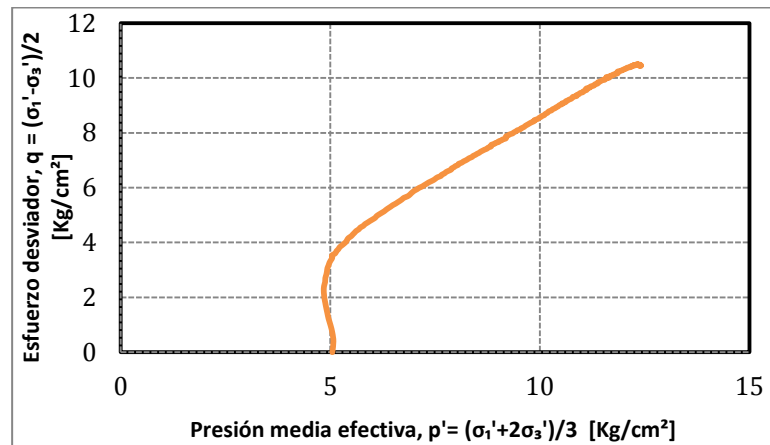
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	057Relave75CIUc01v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	ΔV_{cons} [cm ³]	2
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.646
DR_i [%]	75	q_{falla} [kg/cm ²]	7.93
B-value [%]	99	p_{falla} [kg/cm ²]	9.57



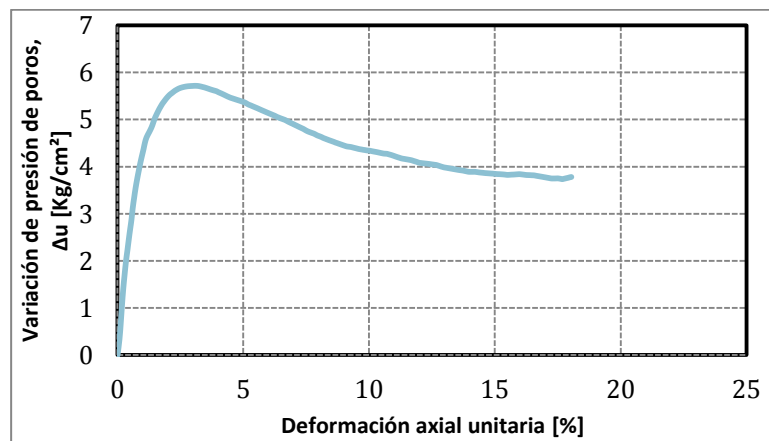
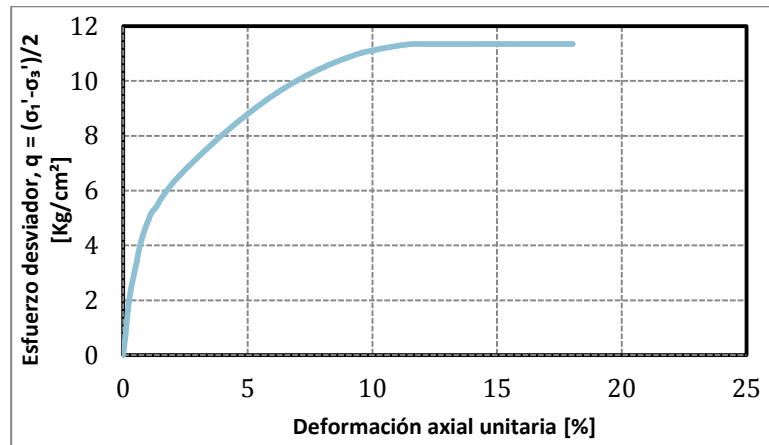
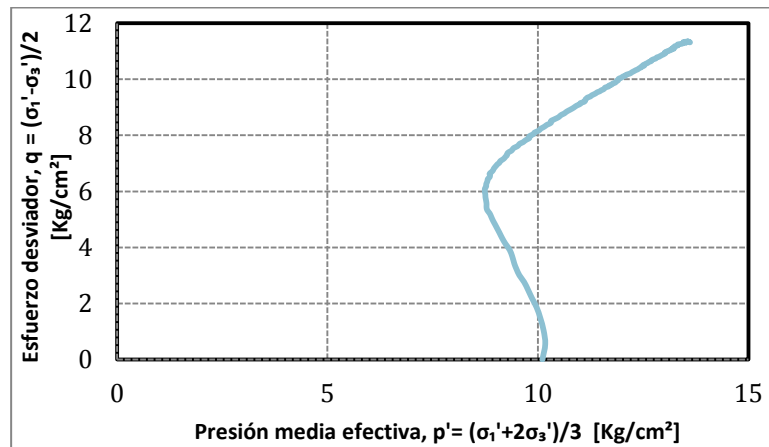
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	052Relave75CIUc05v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	ΔV_{cons} [cm ³]	4.25
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.590
DR_i [%]	75	q_{falla} [kg/cm ²]	10.44
B-value [%]	99	p_{falla} [kg/cm ²]	12.41



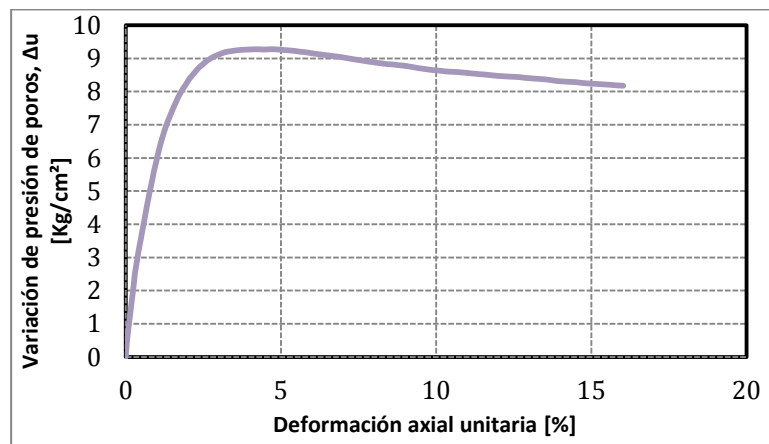
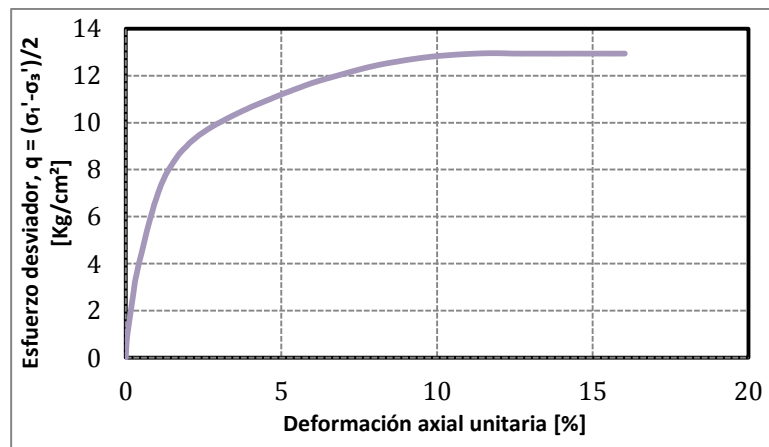
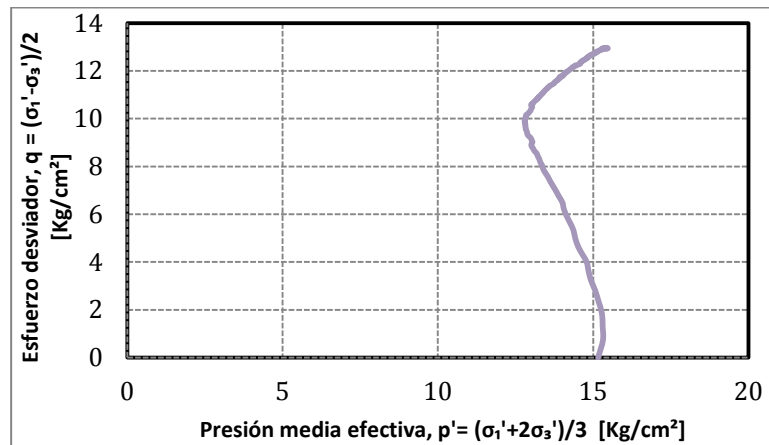
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	056Relave75CIUc10v3
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	ΔV_{cons} [cm ³]	5.5
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.581
DR_i [%]	75	q_{falla} [kg/cm ²]	11.31
B-value [%]	99	p_{falla} [kg/cm ²]	13.61



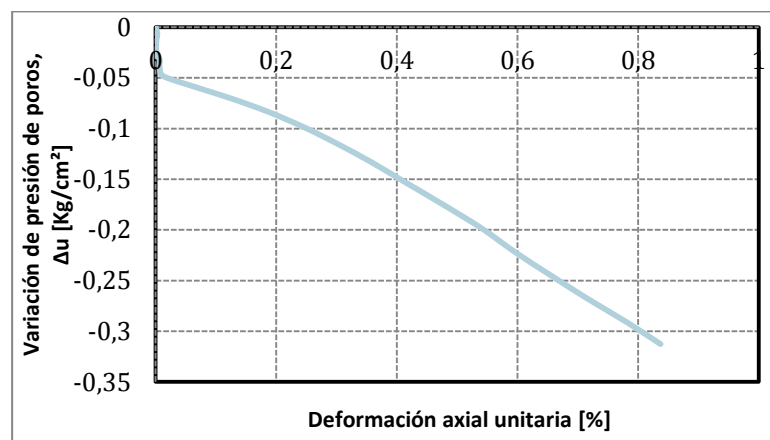
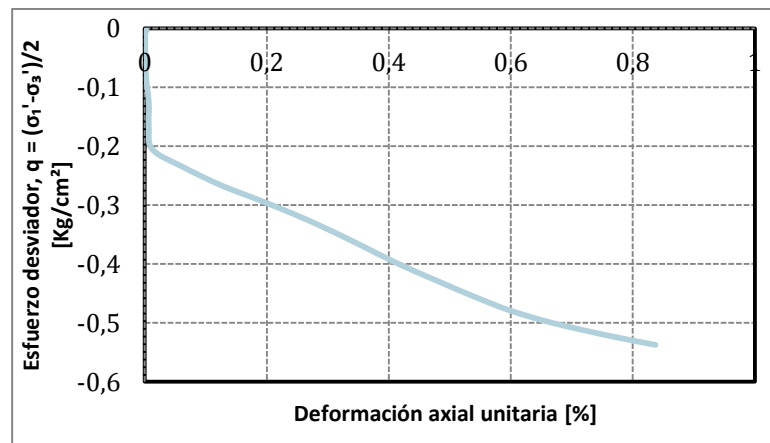
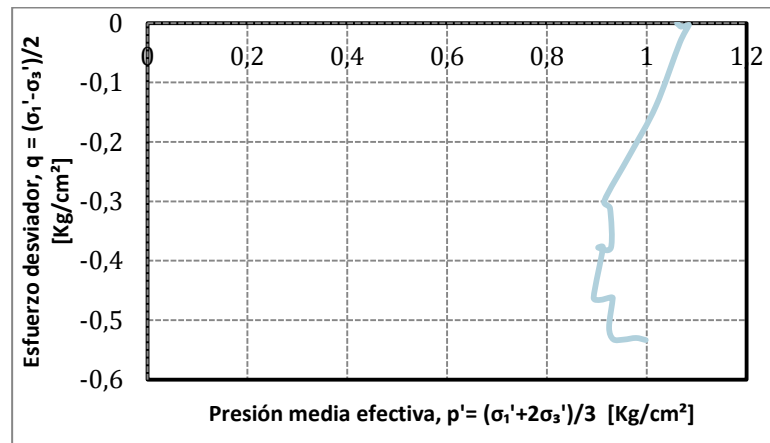
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	055Relave75CIUc15v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Compresión			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	ΔV_{cons} [cm ³]	6.75
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.571
DR_i [%]	75	q_{falla} [kg/cm ²]	12.94
B-value [%]	100	p_{falla} [kg/cm ²]	15.44



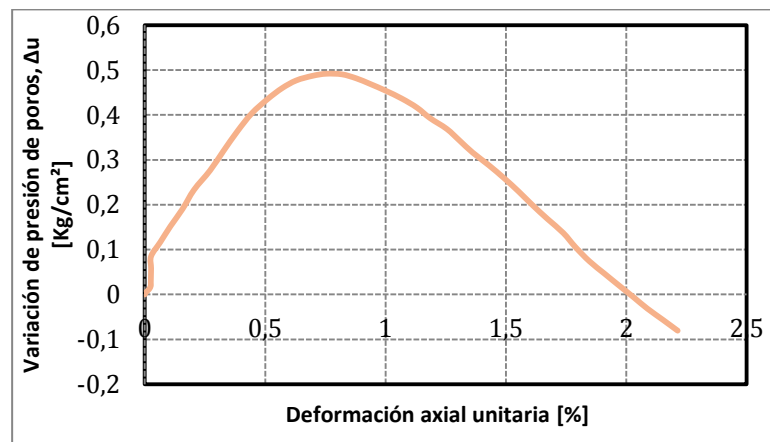
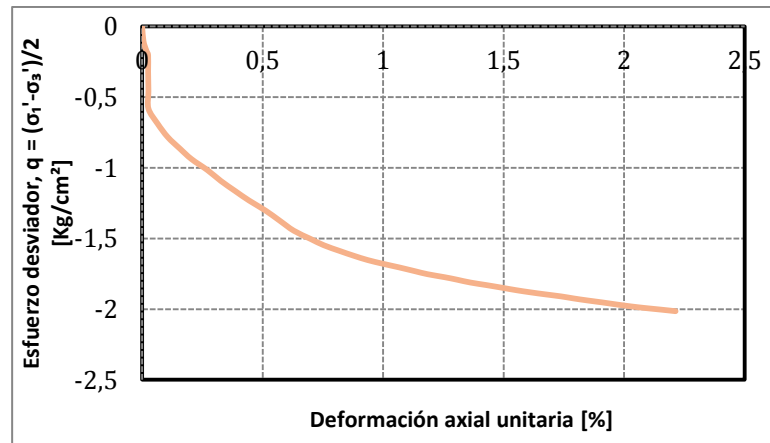
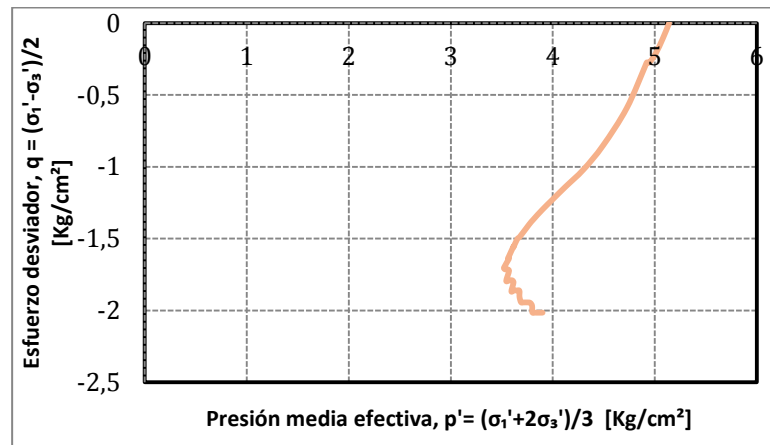
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	061Relave75CIUe01v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	ΔV_{cons} [cm ³]	2
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.639
DR_i [%]	75	q_{falla} [kg/cm ²]	-0.53
B-value [%]	100	p_{falla} [kg/cm ²]	0.99



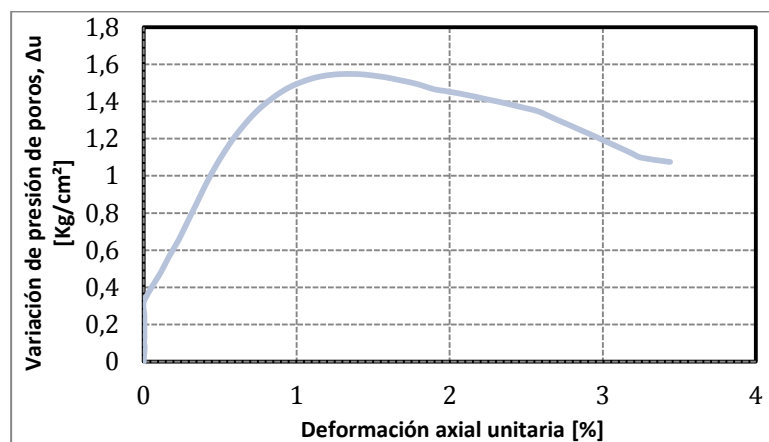
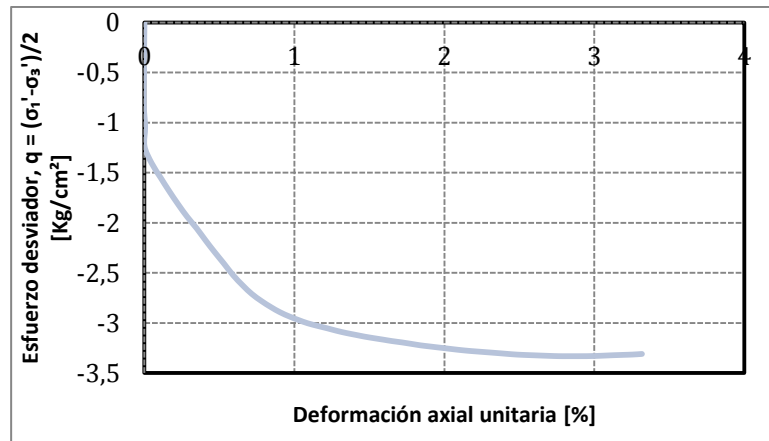
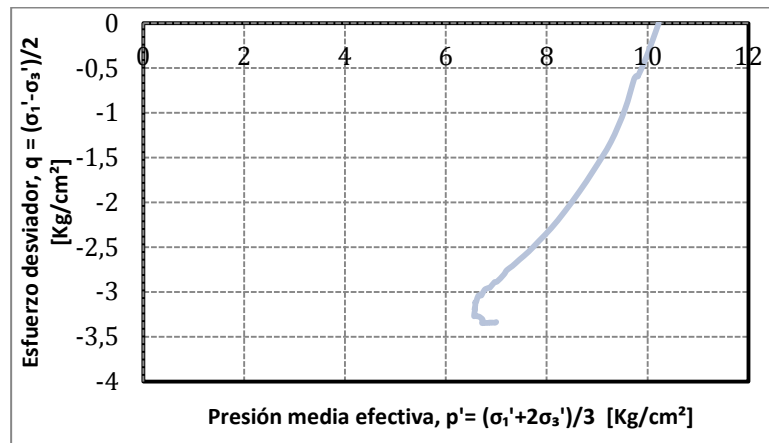
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	058Relave75CIUe05v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	ΔV_{cons} [cm ³]	4.25
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.590
DR_i [%]	75	q_{falla} [kg/cm ²]	-2.02
B-value [%]	98	p_{falla} [kg/cm ²]	3.89



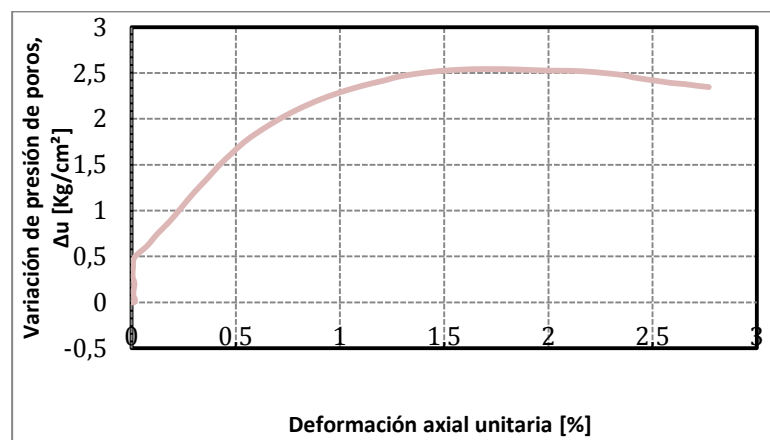
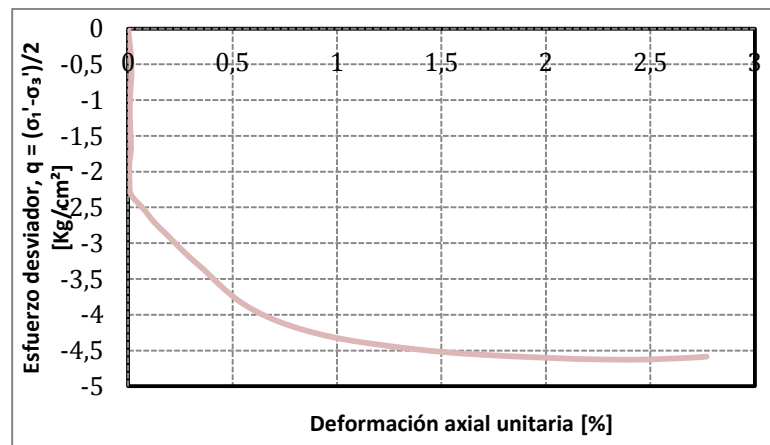
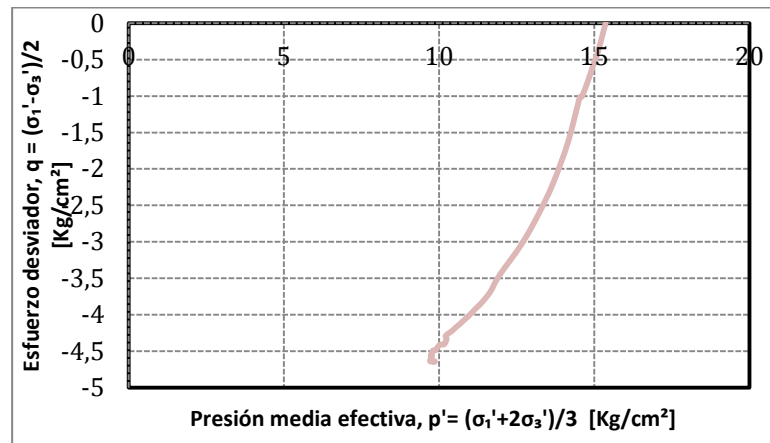
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	059Relave75CIUe10v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	ΔV_{cons} [cm ³]	5.25
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.583
DR_i [%]	75	q_{falla} [kg/cm ²]	-3.34
B-value [%]	99	p_{falla} [kg/cm ²]	6.99



Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	060Relave75CIUe15v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

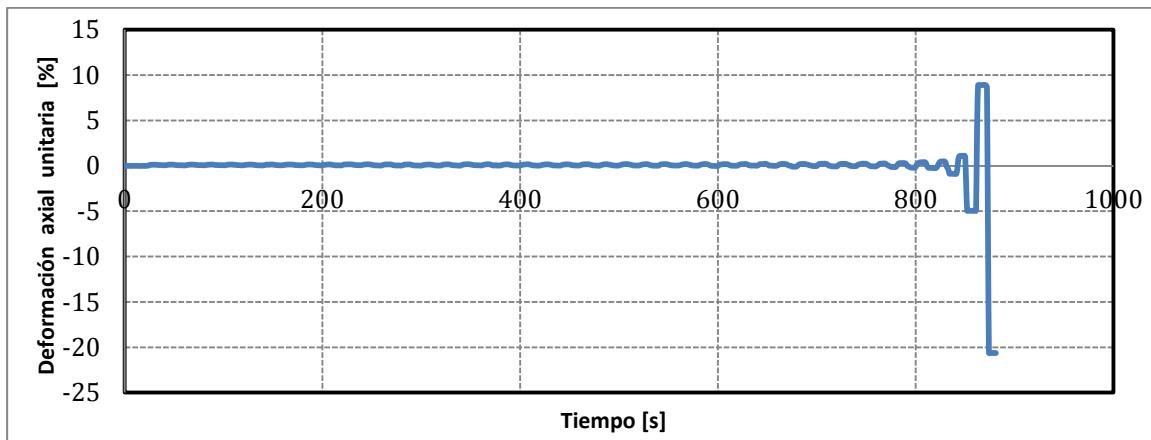
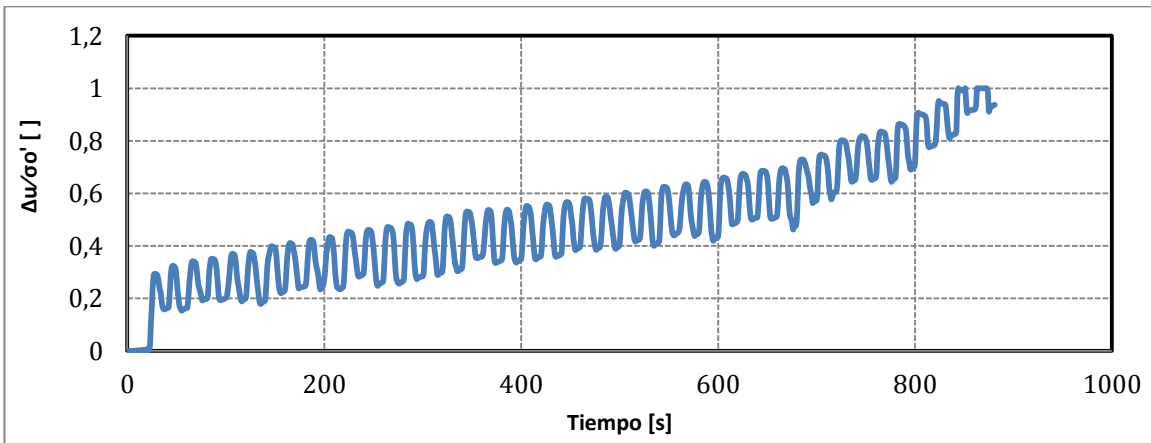
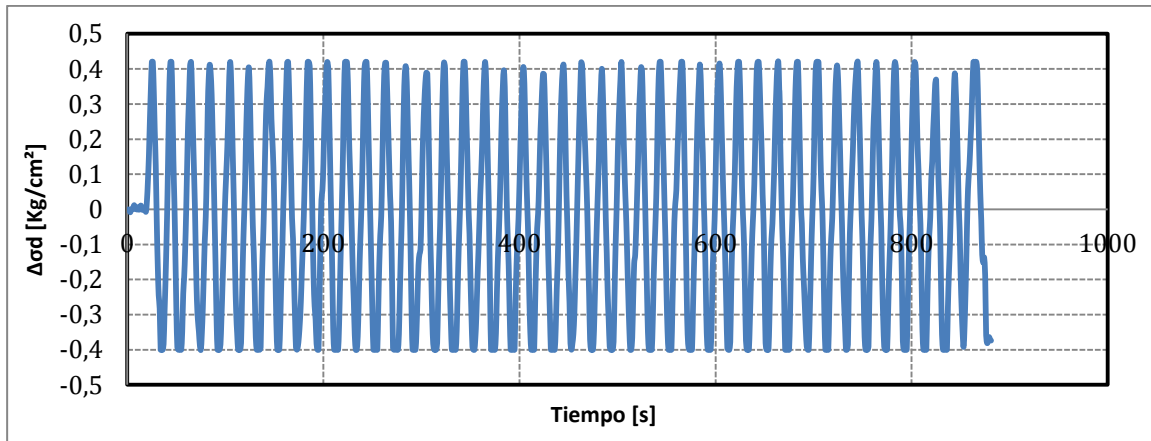
Información Ensayo Triaxial Monótono en Extensión			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	ΔV_{cons} [cm ³]	6.75
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.571
DR_i [%]	75	q_{falla} [kg/cm ²]	-4.65
B-value [%]	100	p_{falla} [kg/cm ²]	9.86



10 ANEXO C. ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS.

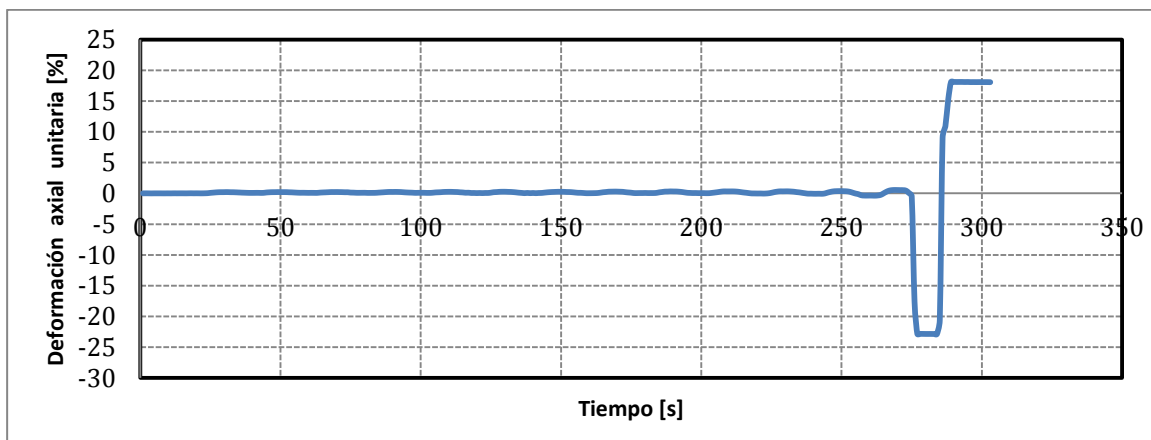
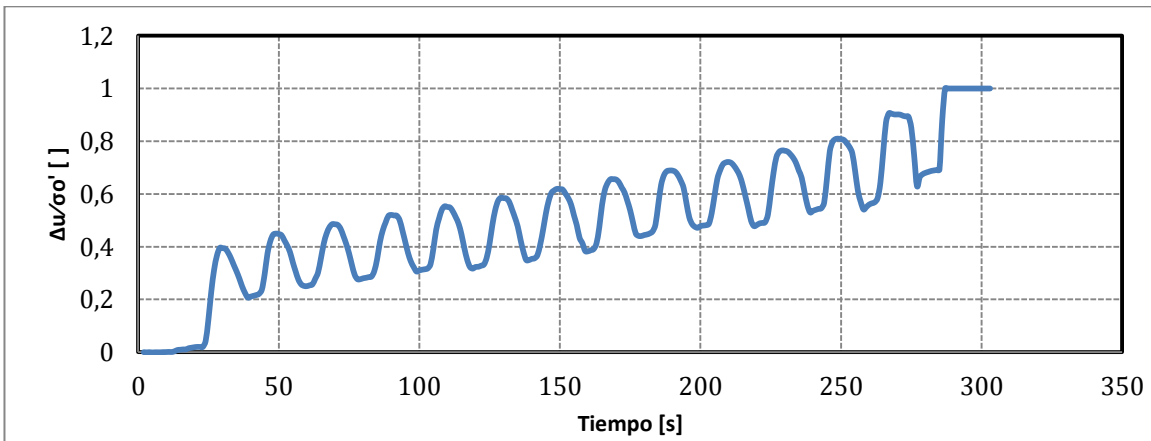
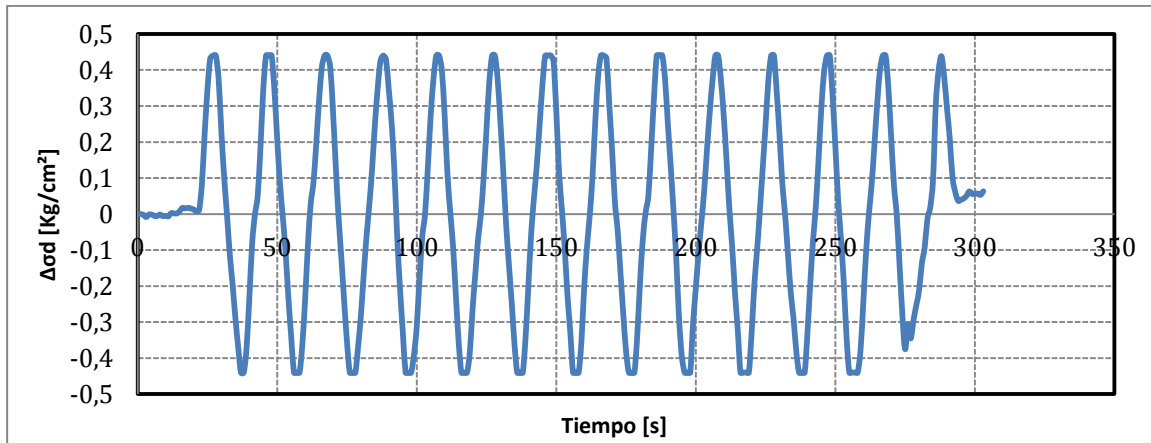
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	184Relave40CIC01rc020v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.831
DR_i [%]	40	R_c []	0.20
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	42



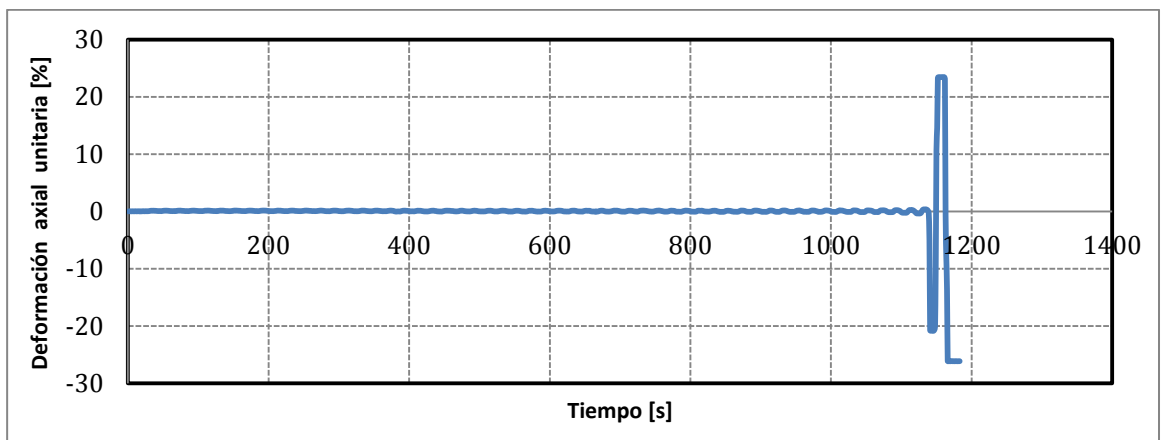
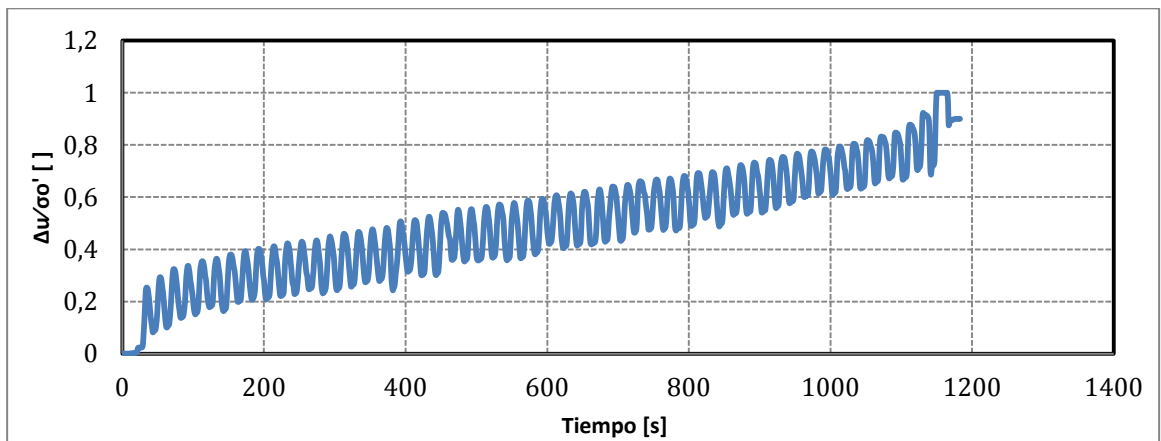
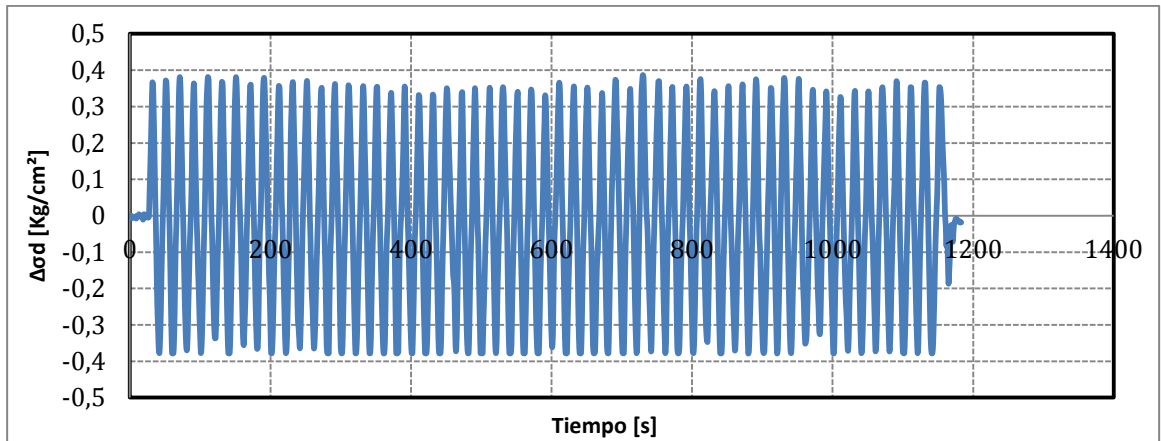
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	185Relave40CIC01rc022v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.829
DR_i [%]	40	R_c []	0.22
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	13



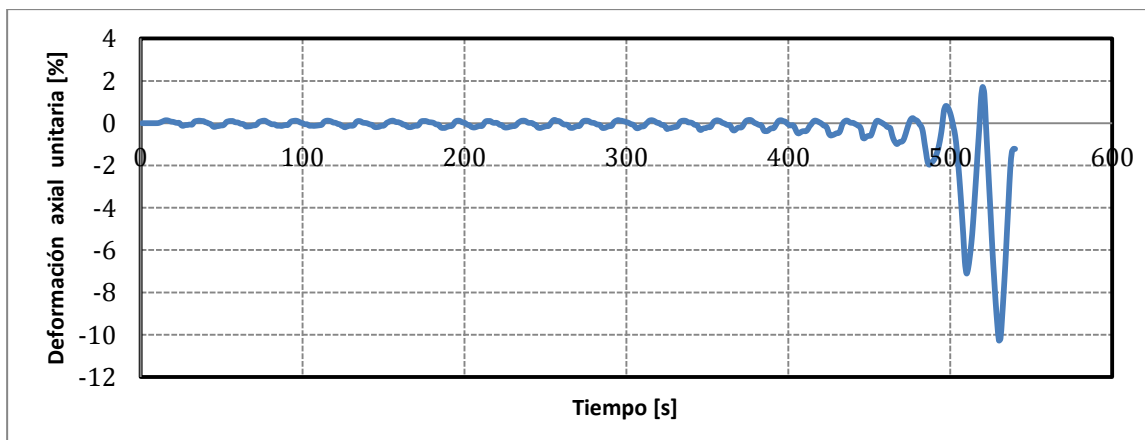
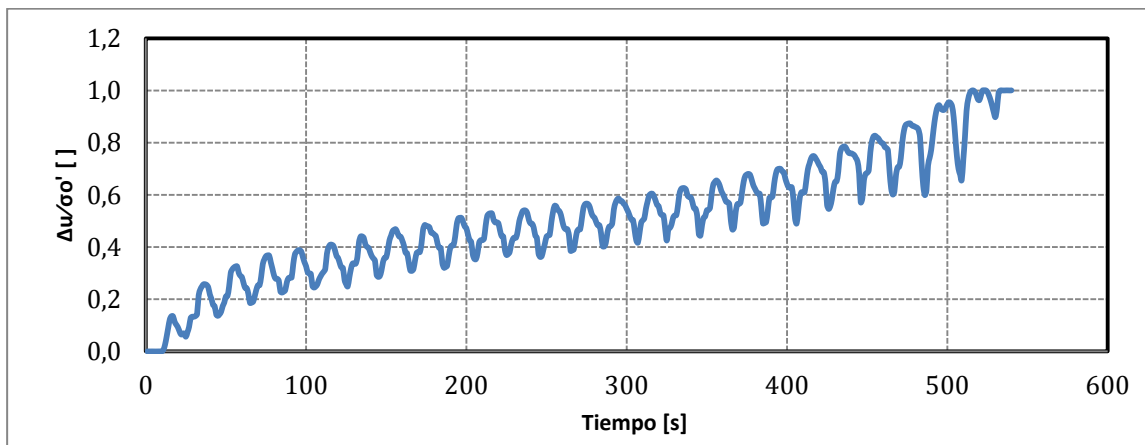
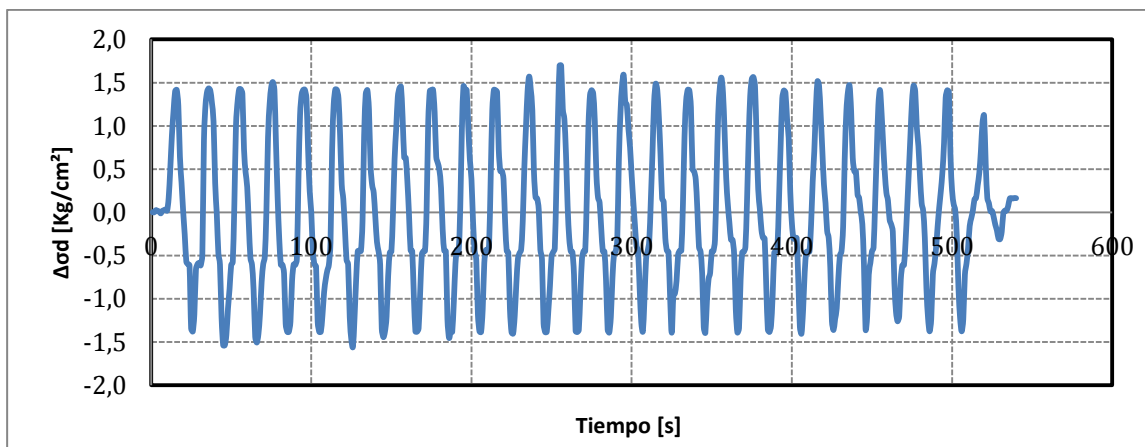
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	187Relave40CIC01rc019v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.835
DR_i [%]	40	R_c []	0.19
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	56



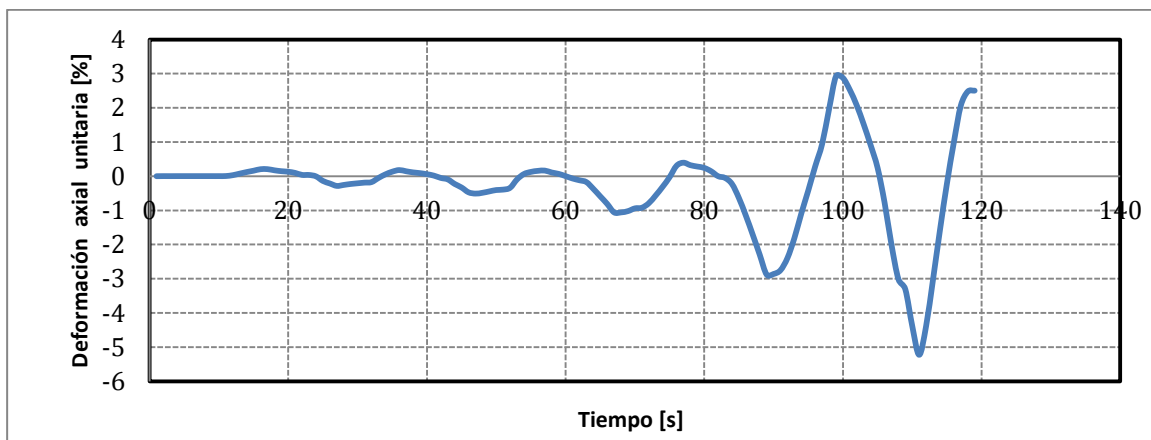
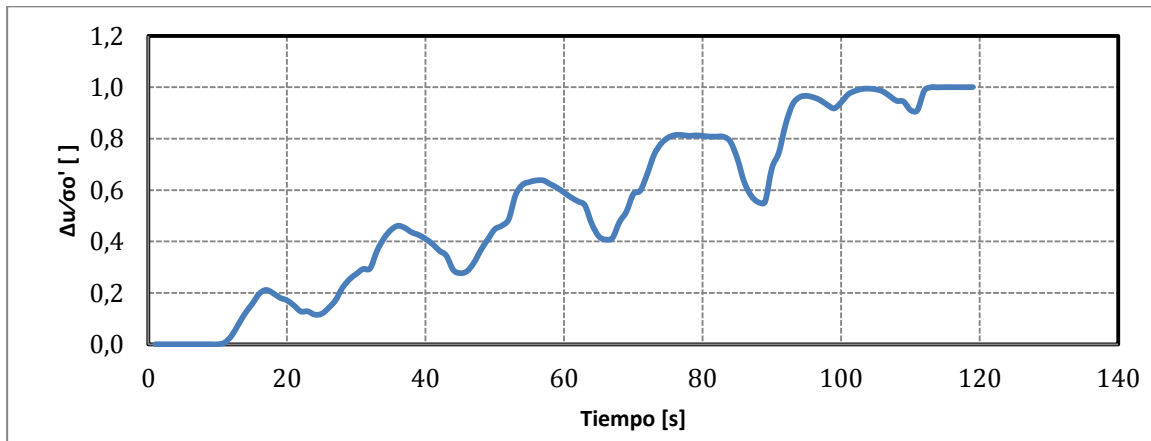
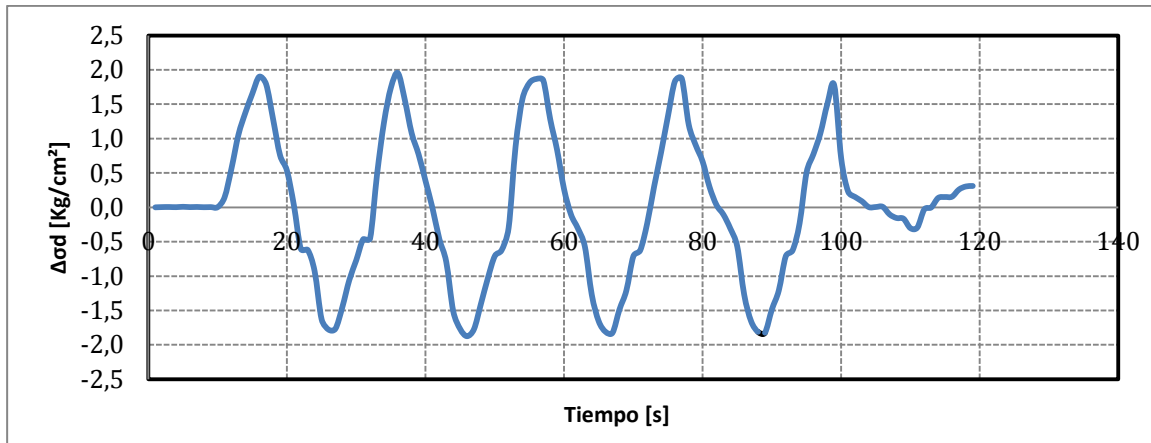
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	016Relave40CIC05rc014v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.779
DR_i [%]	40	R_c []	0.14
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	25



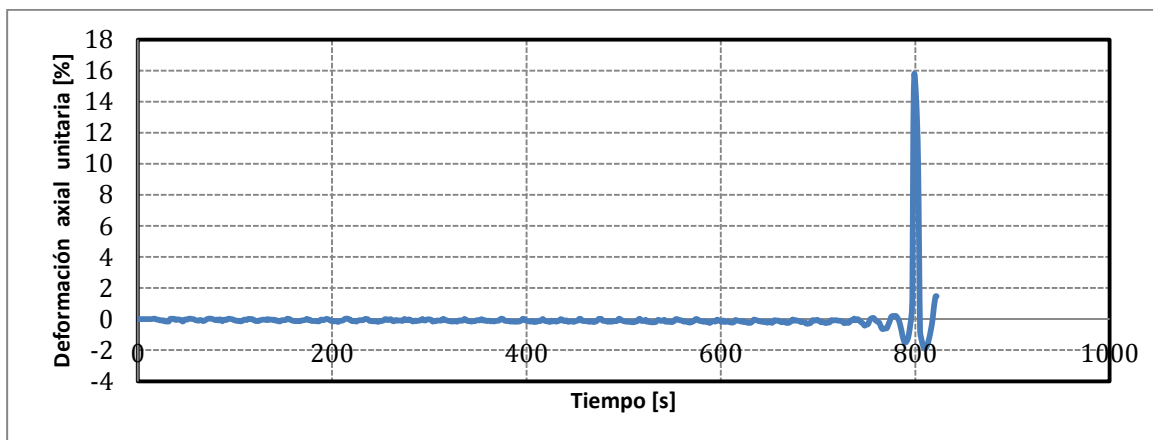
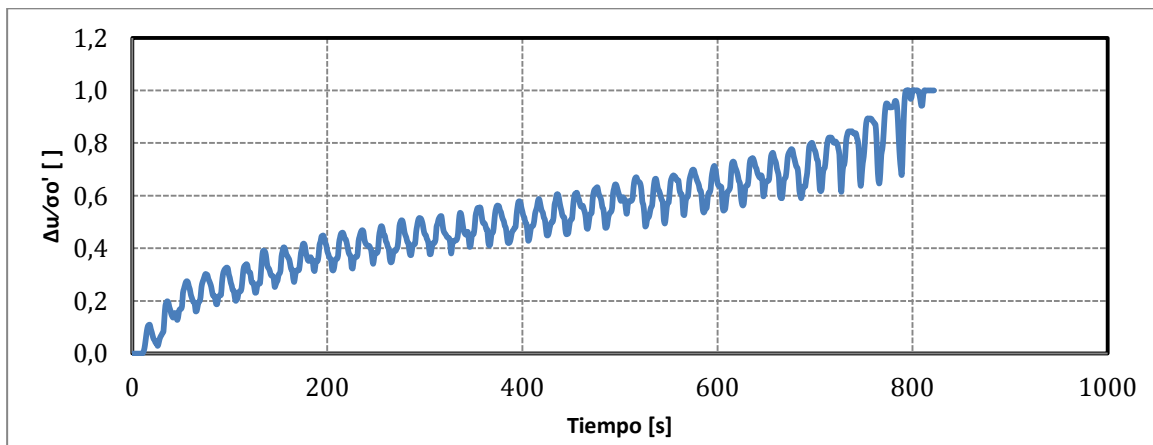
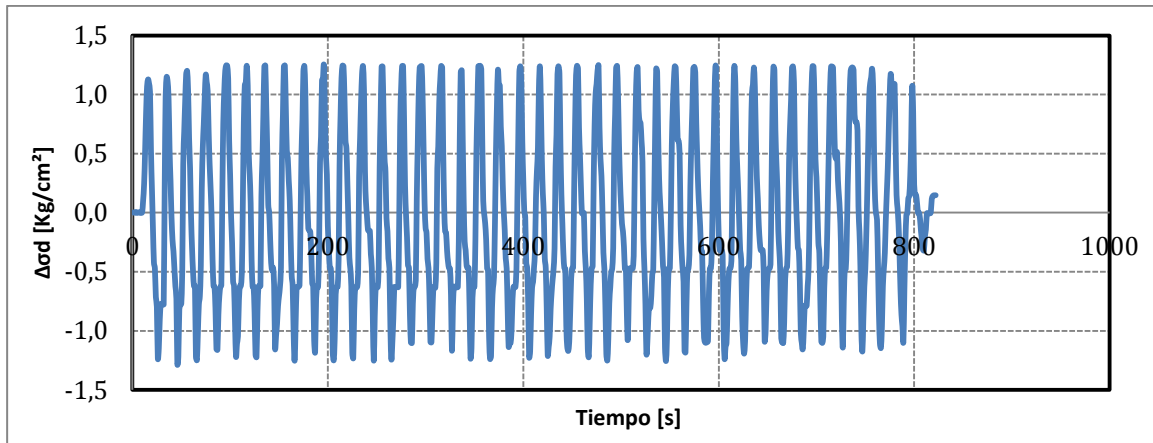
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	015Relave40CIC05rc019v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.779
DR_i [%]	40	R_c []	0.19
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	5



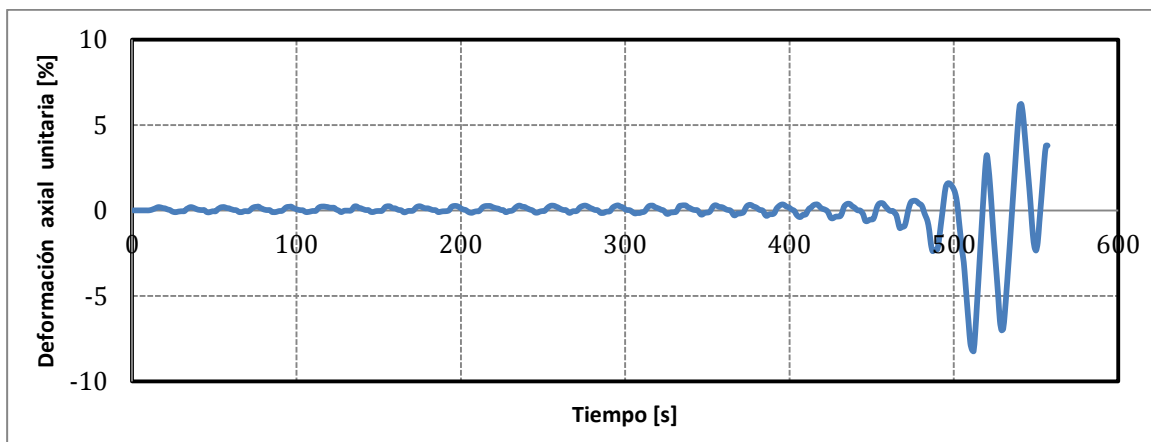
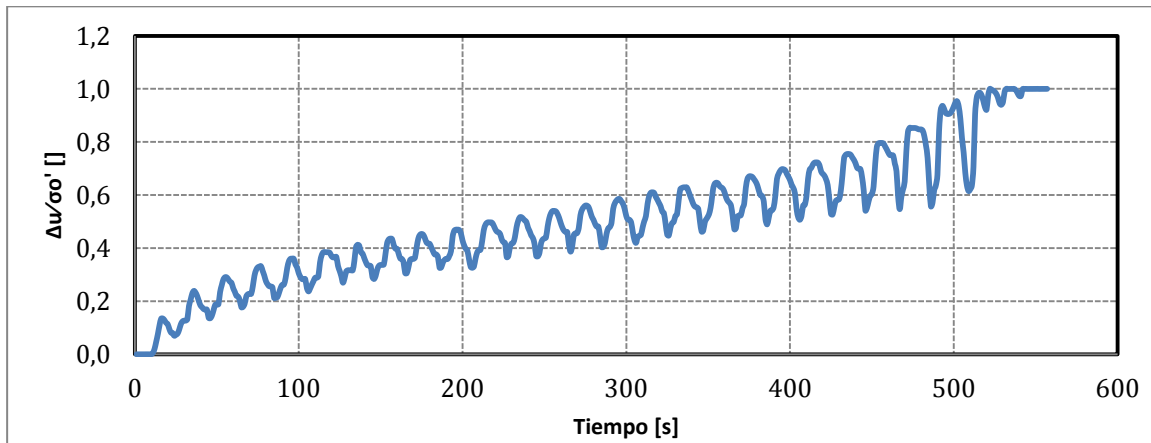
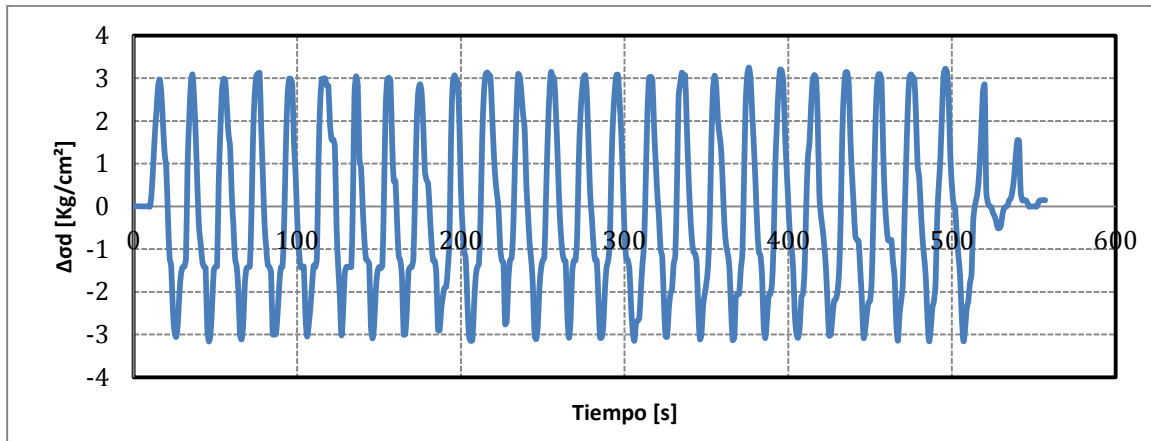
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	017Relave40CIC05rc012v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.775
DR_i [%]	40	R_c []	0.12
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	40



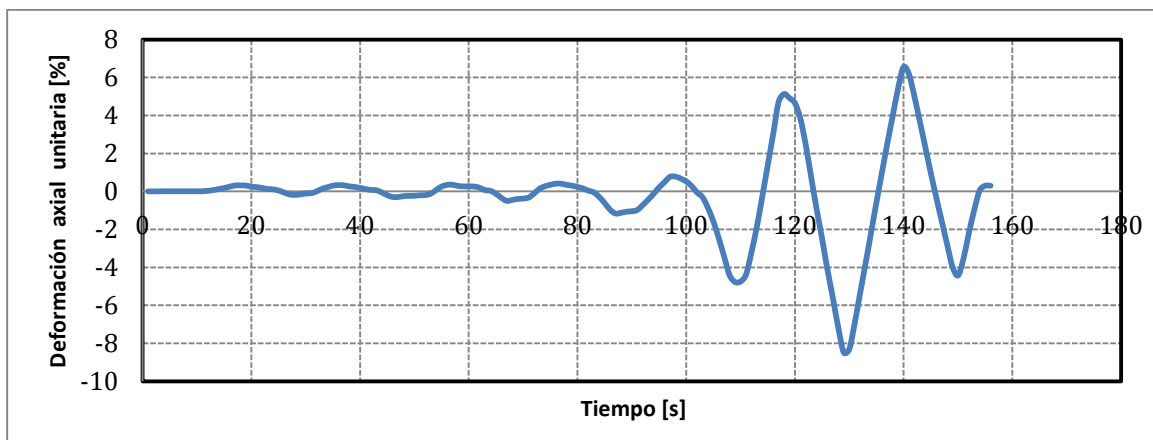
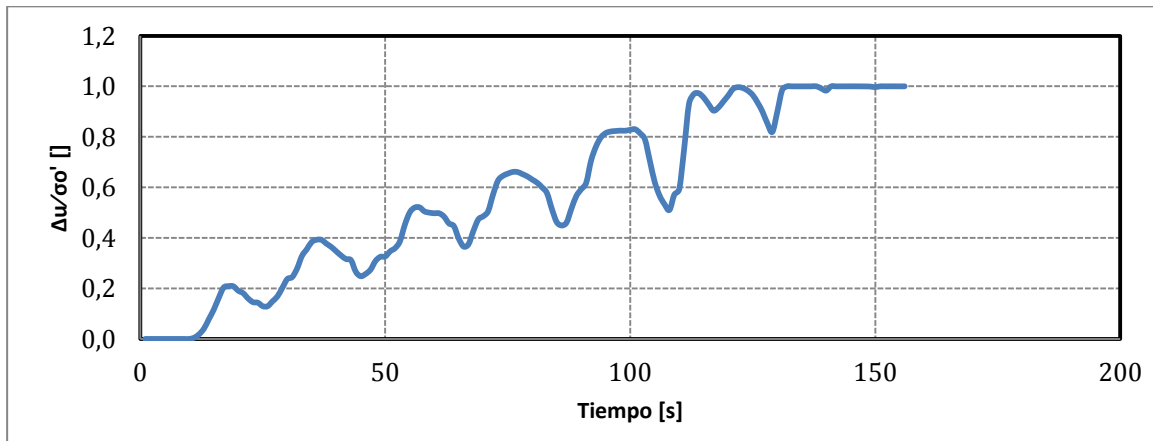
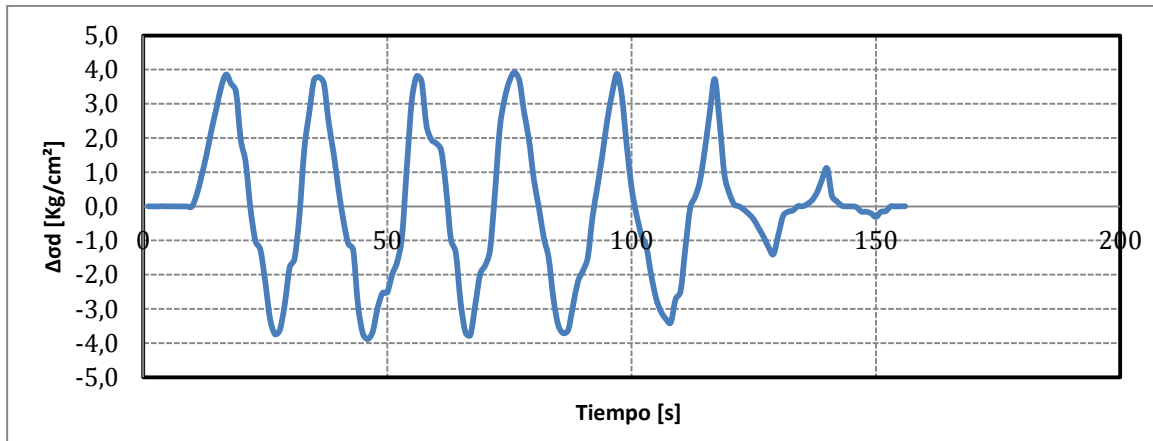
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	018Relave40CIC10rc015v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.748
DR_i [%]	40	R_c []	0.15
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	25



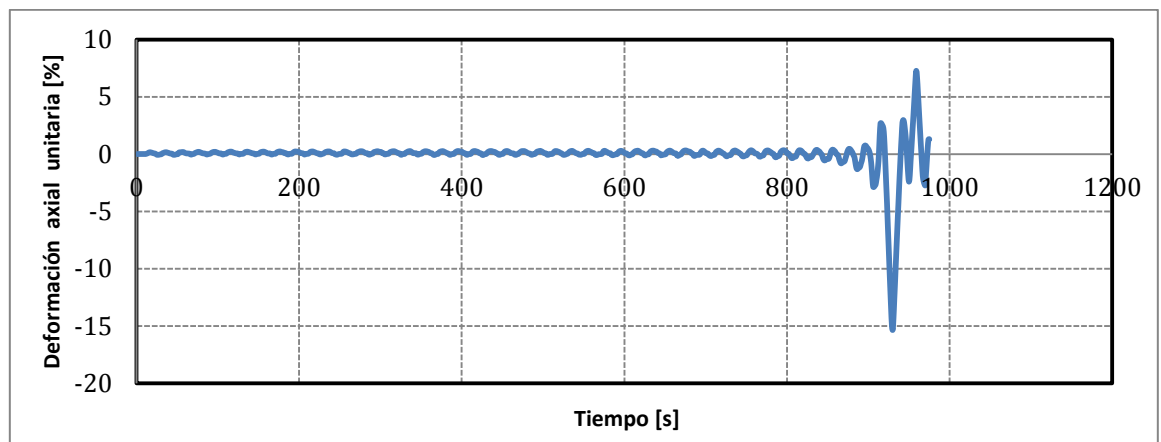
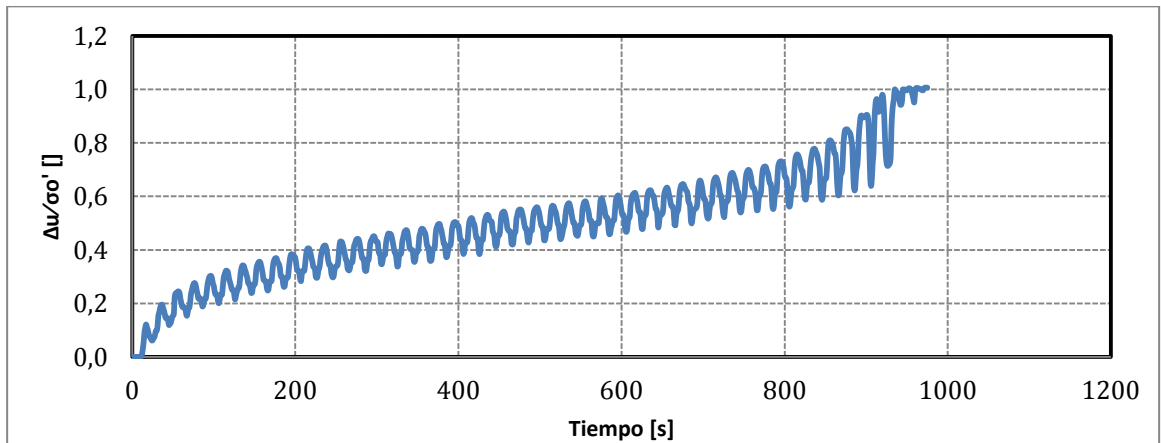
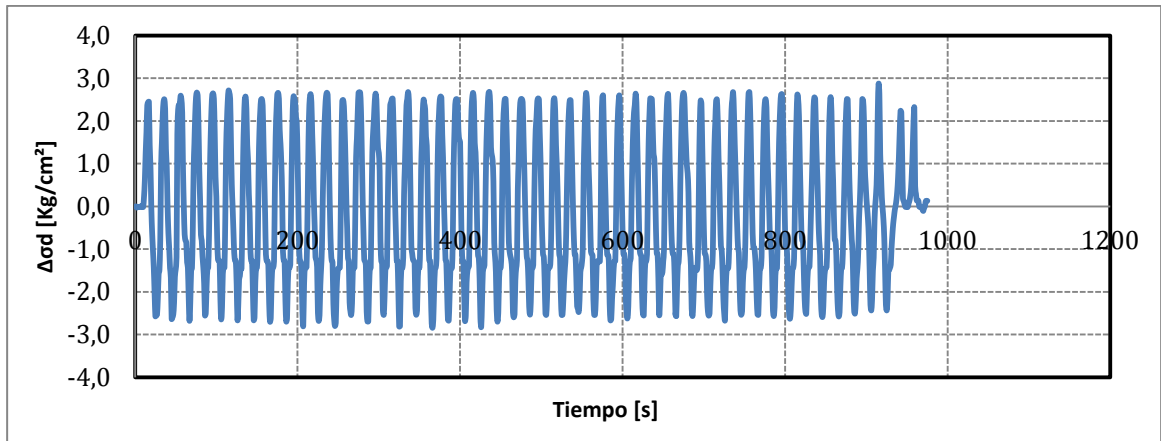
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	019Relave40CIC10rc020v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.748
DR_i [%]	40	R_c []	0.20
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	5



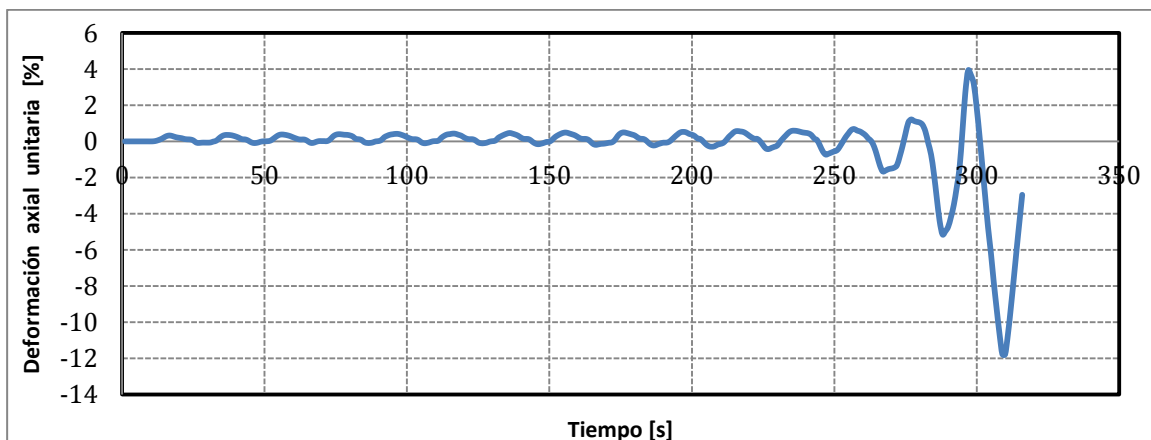
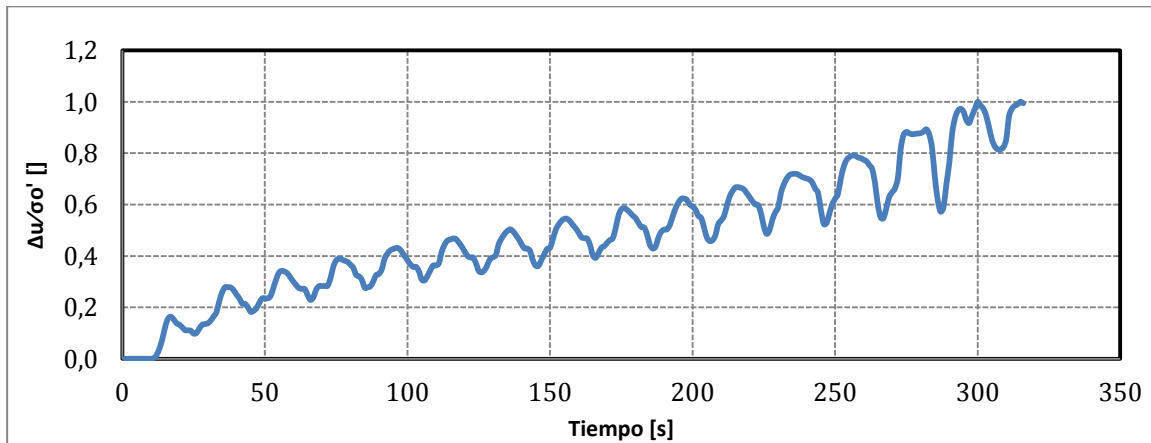
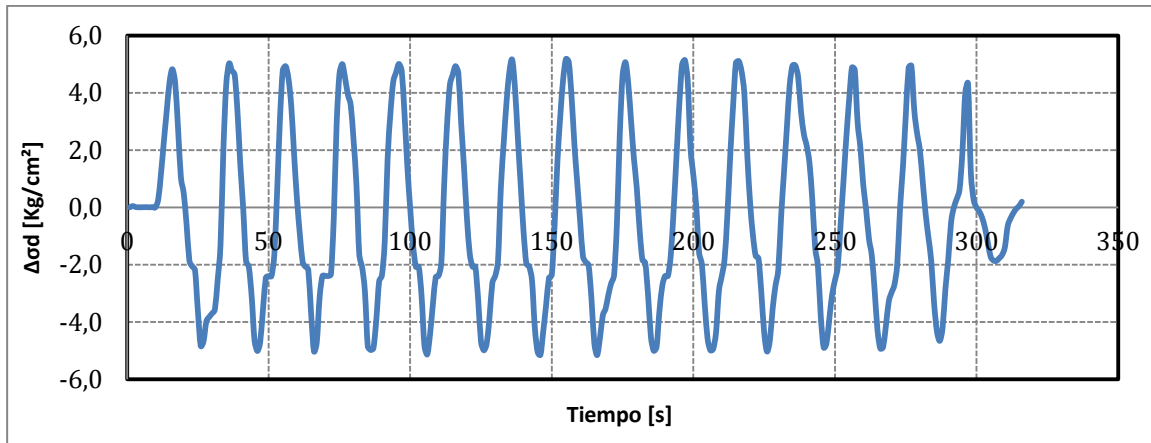
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	020Relave40CIC10rc013v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.739
DR_i [%]	40	R_c []	0.13
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	46



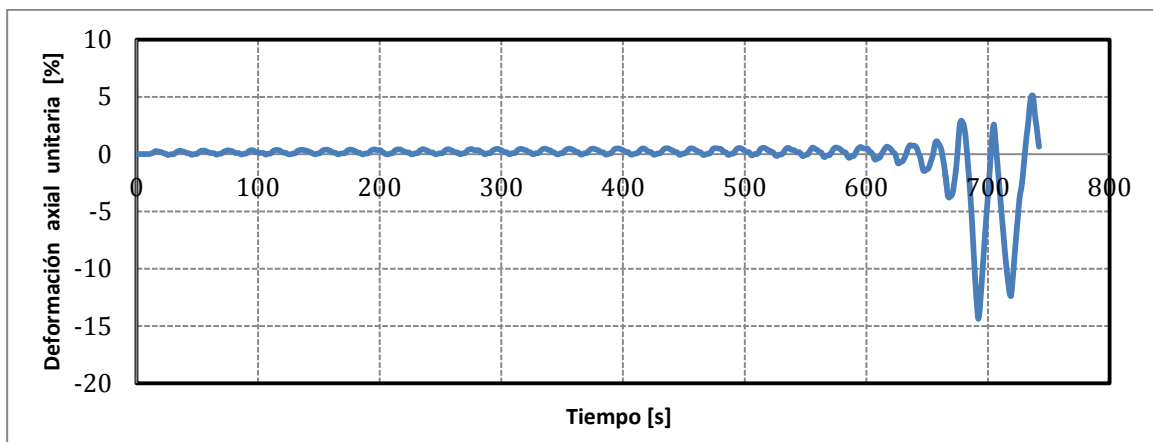
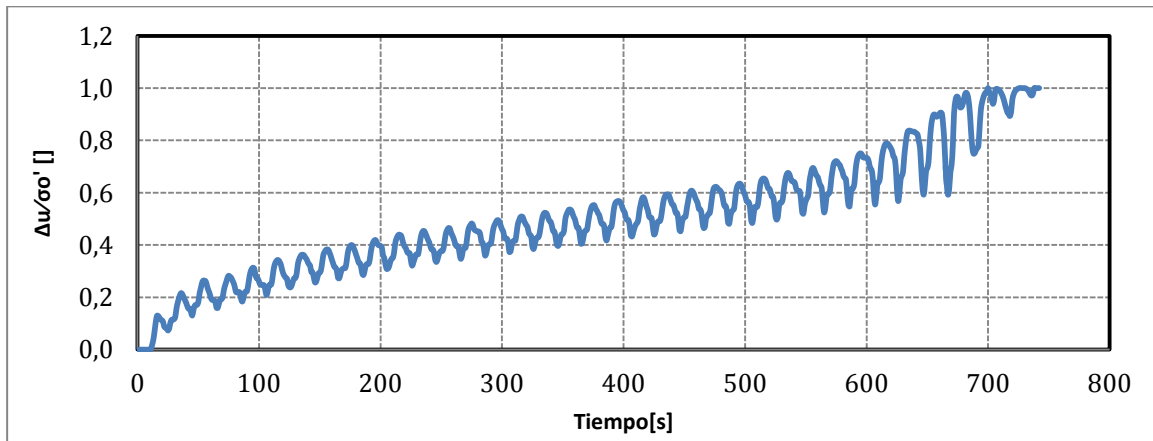
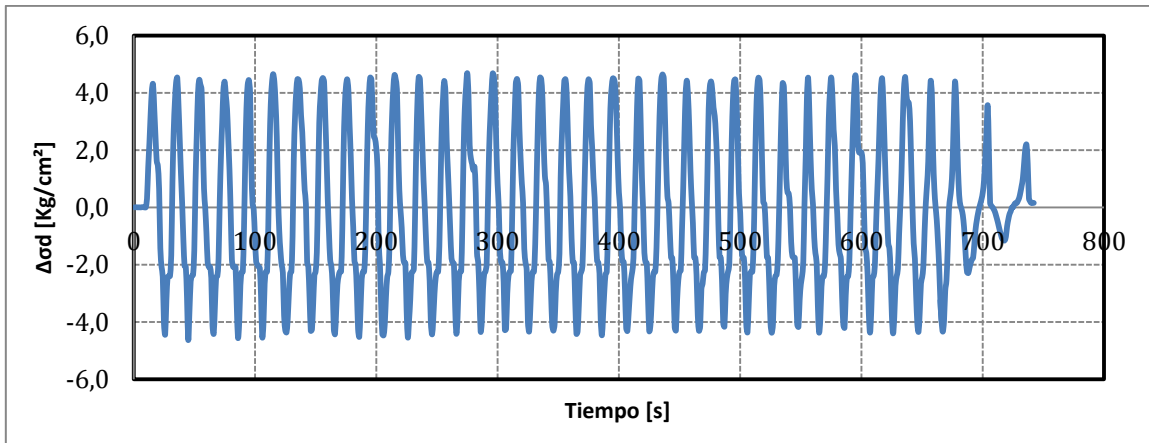
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	026Relave40CIC15rc017v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.712
DR_i [%]	40	R_c []	0.17
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	14



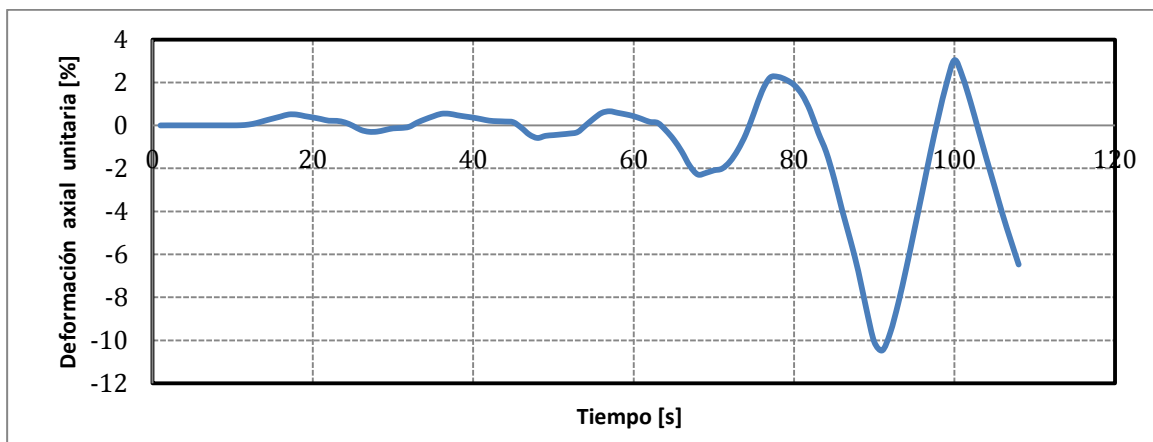
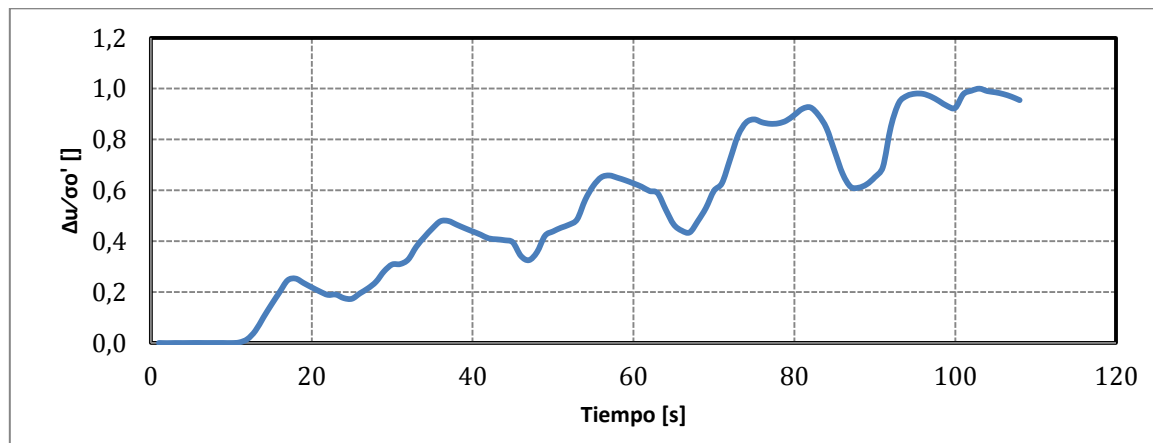
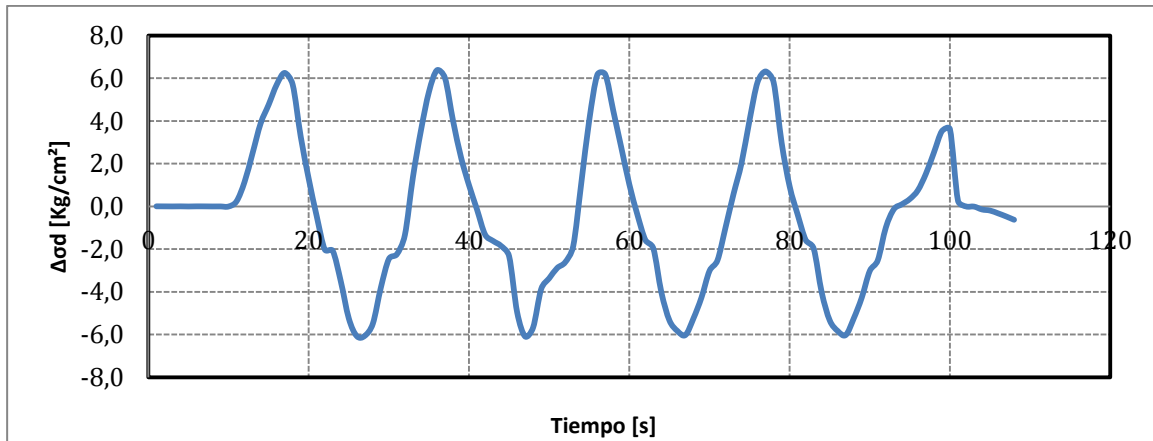
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	027Relave40CIC15rc015v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.707
DR_i [%]	40	R_c []	0.15
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	33



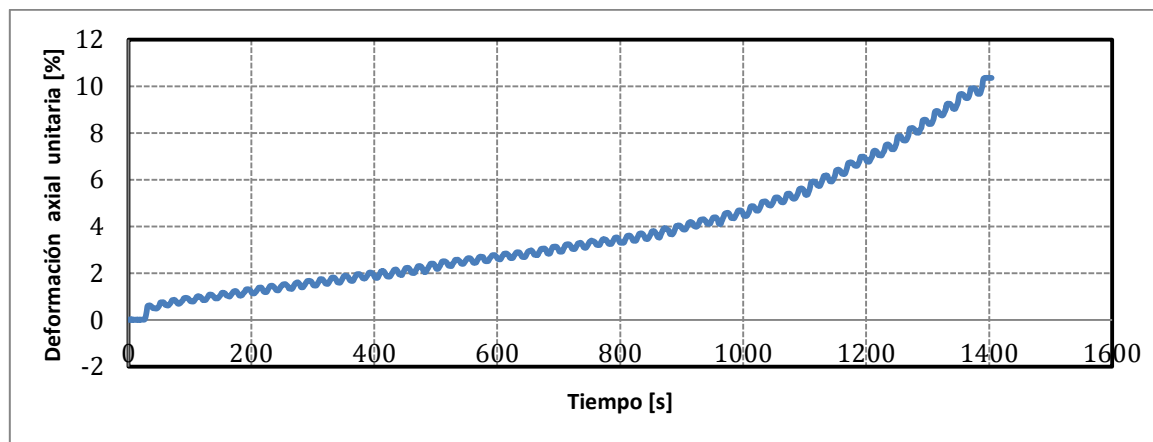
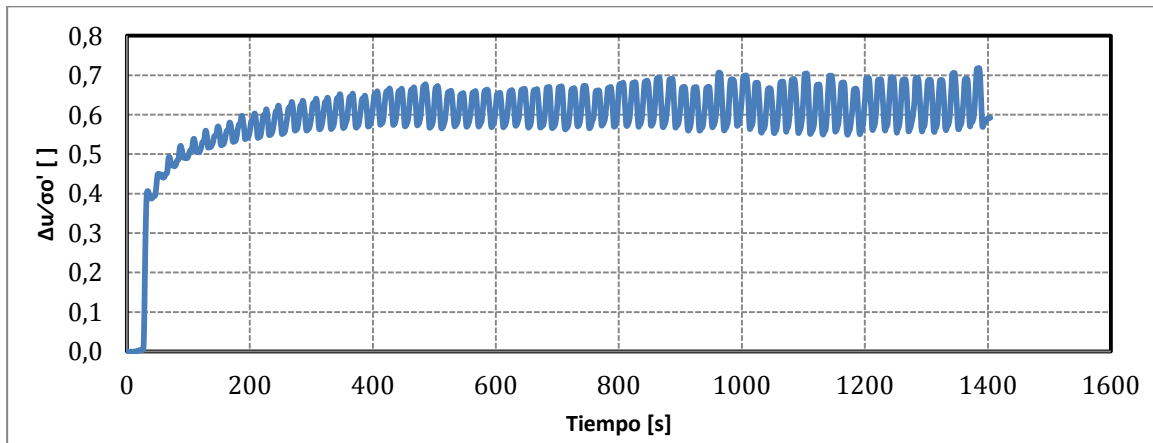
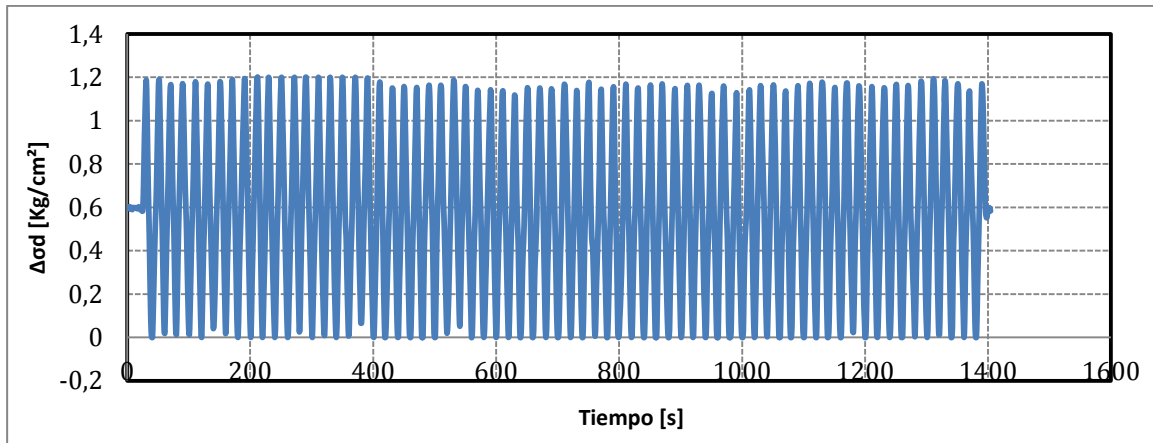
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	028Relave40CIC15rc022v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	5.0	e_{ensayo} []	0.707
DR_i [%]	40	R_c []	0.22
B-value [%]	98	$N_{5\% DA}$ []	4



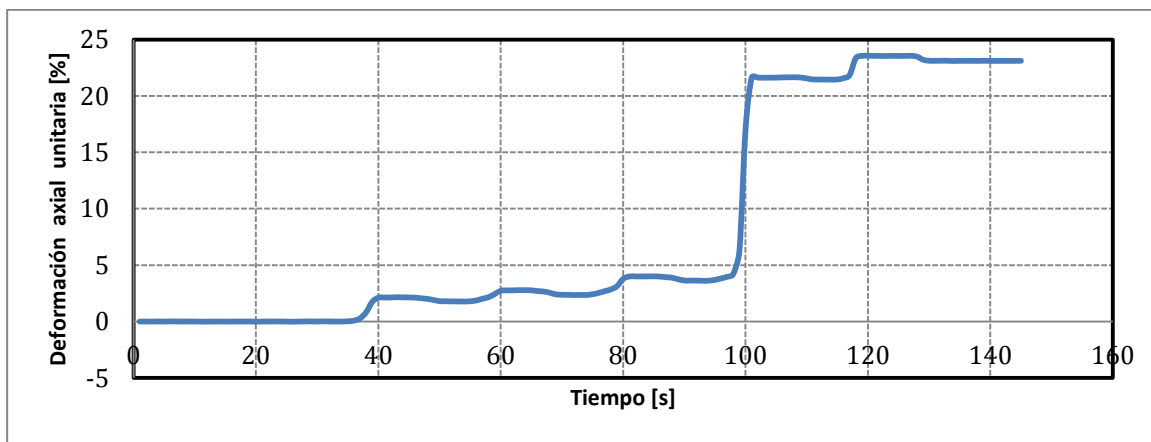
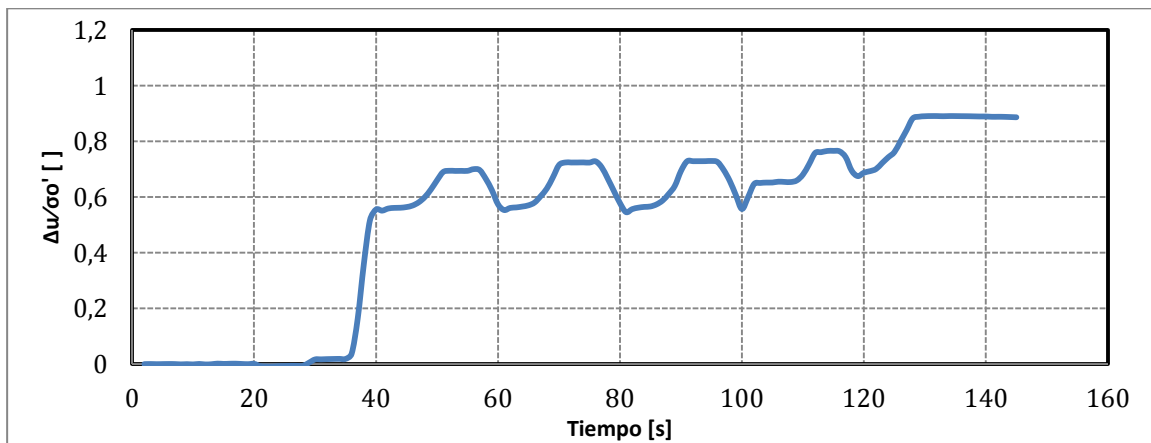
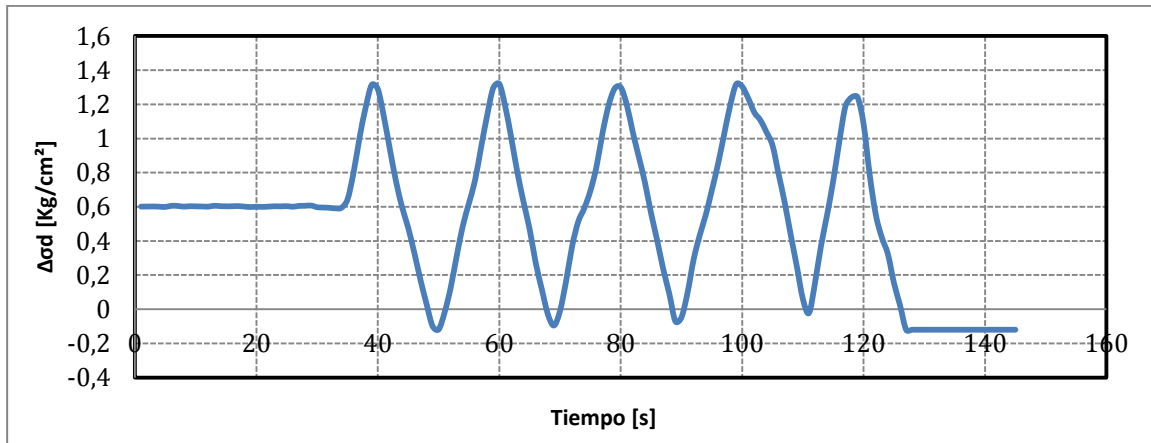
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	189Relave40CIC01rc030n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.834
DR_i [%]	40	R_c []	0.30
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	51



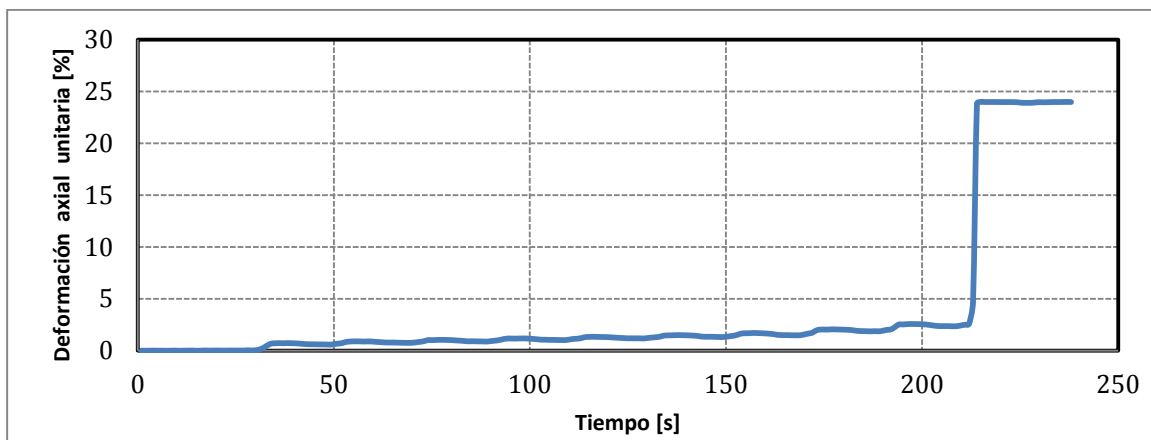
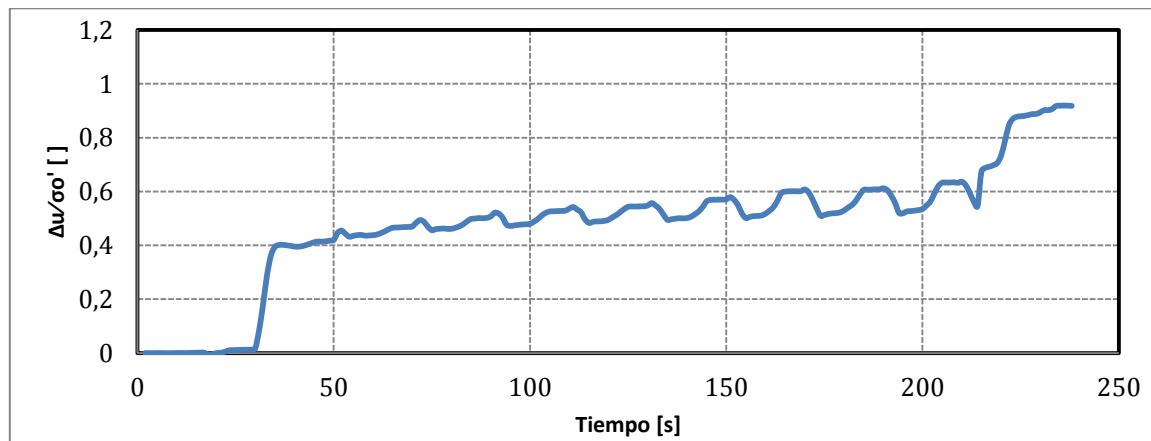
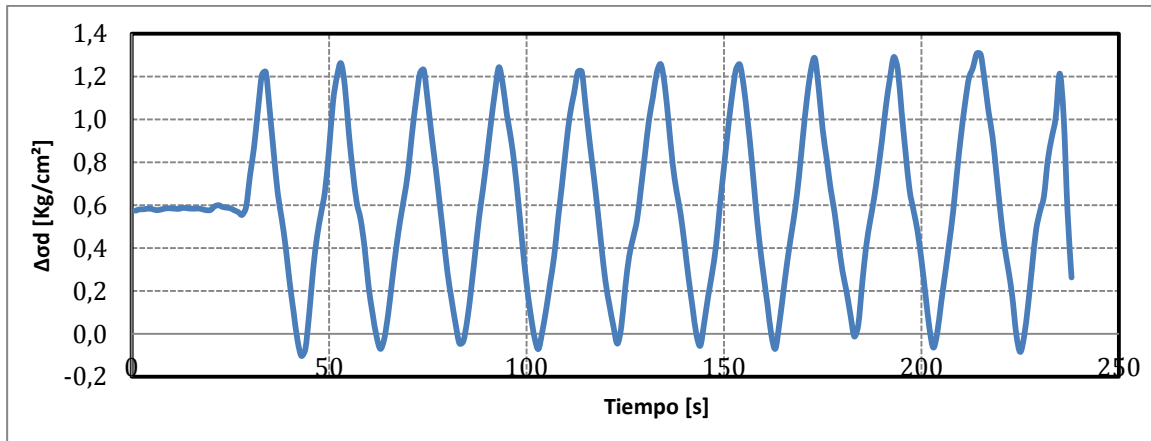
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	190Relave40CIC01rc036n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.834
DR_i [%]	40	R_c []	0.36
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	4



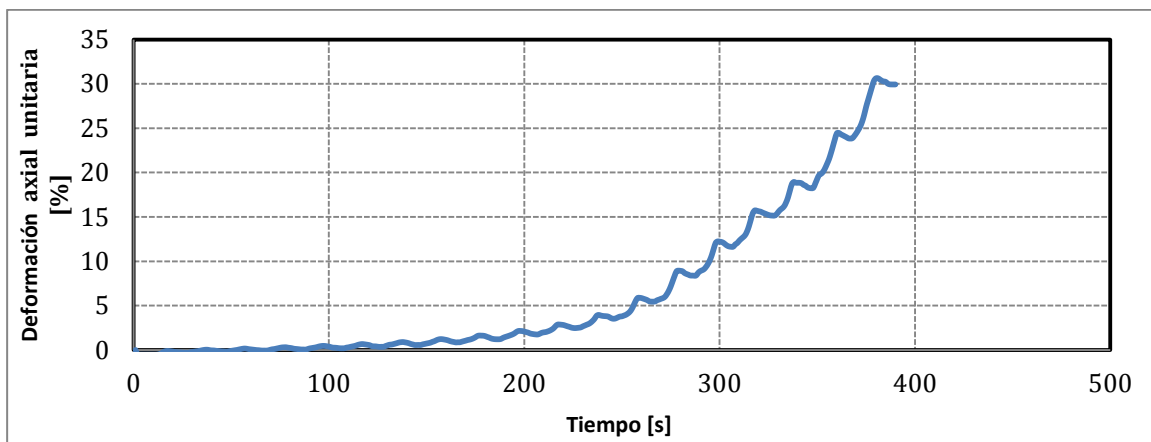
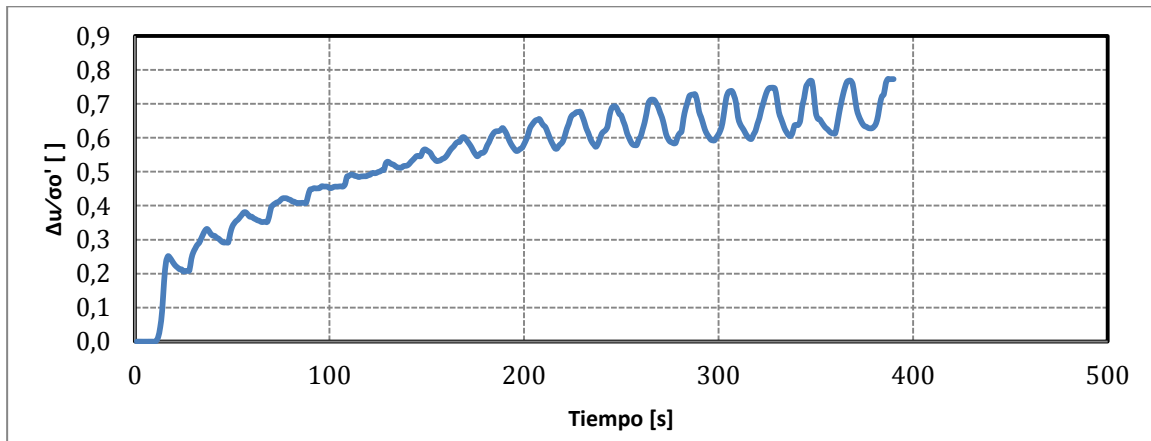
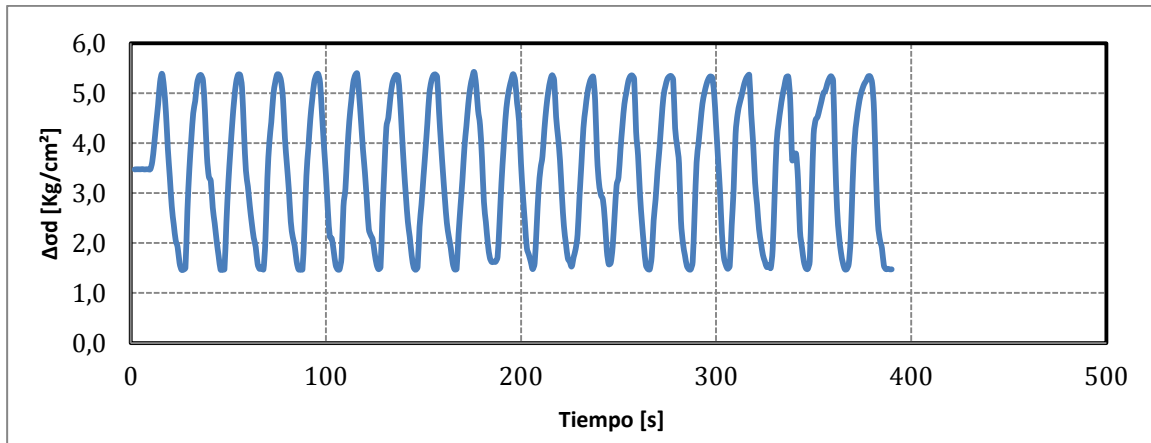
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	192Relave40CIC01rc033n030v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.831
DR_i [%]	40	R_c []	0.33
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	10



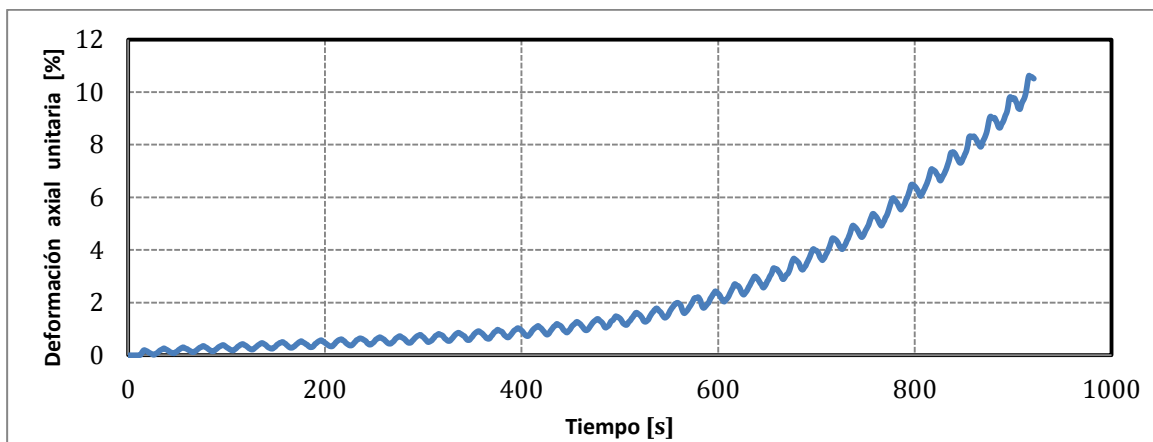
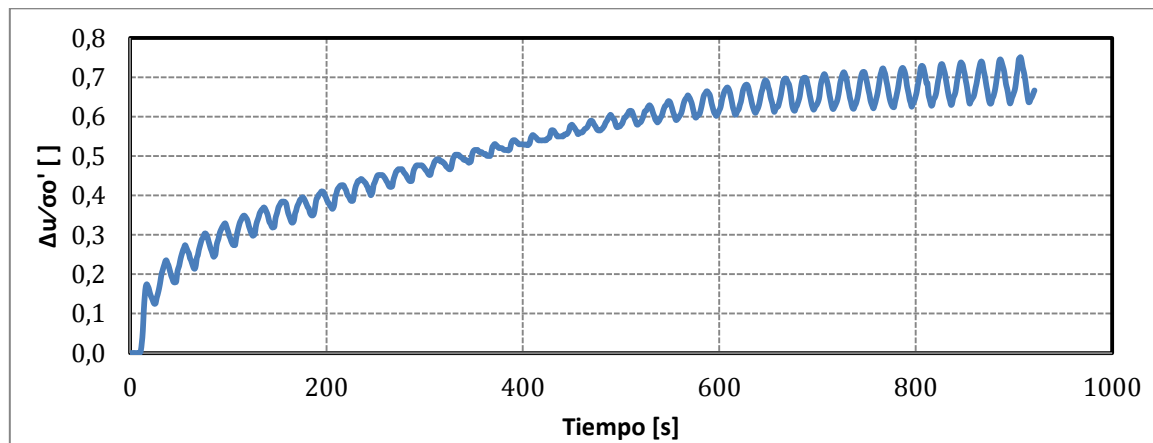
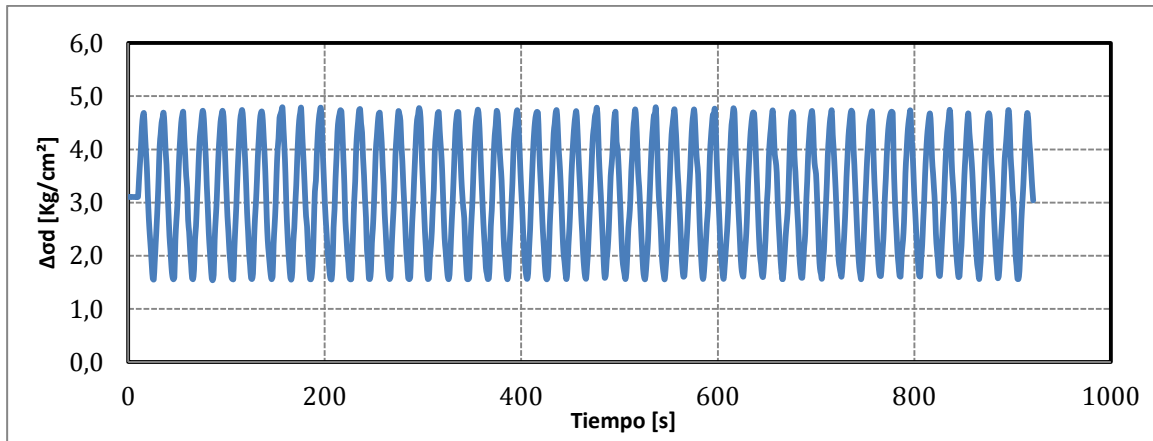
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	109Relave40CIC05rc020n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.775
DR_i [%]	40	R_c []	0.20
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	13



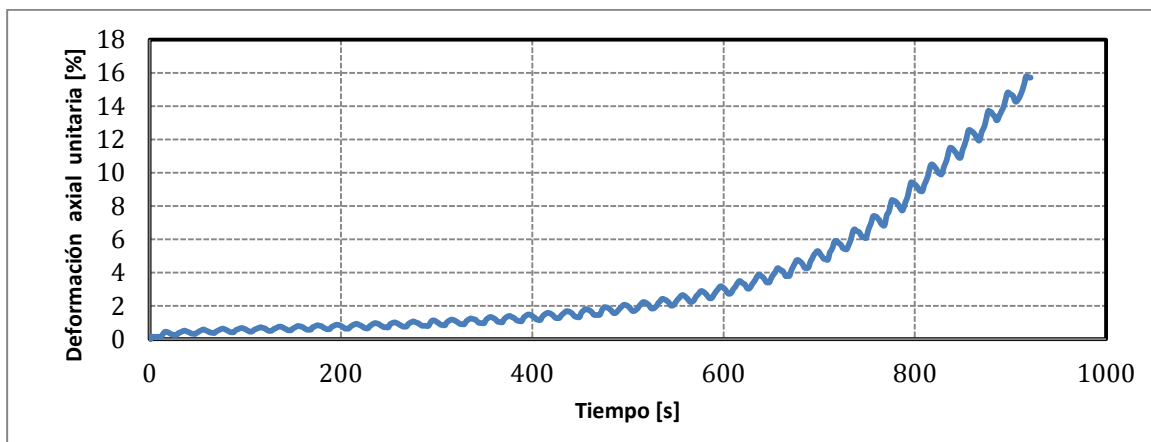
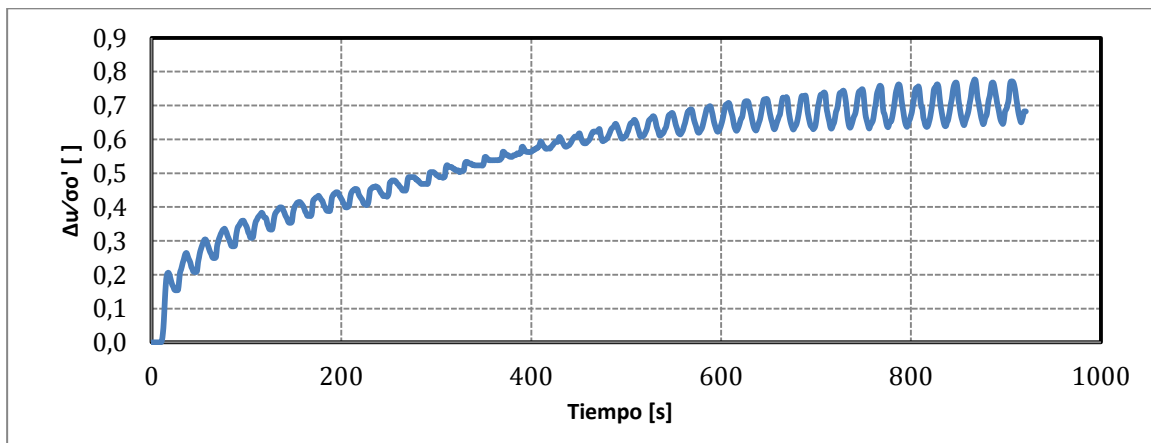
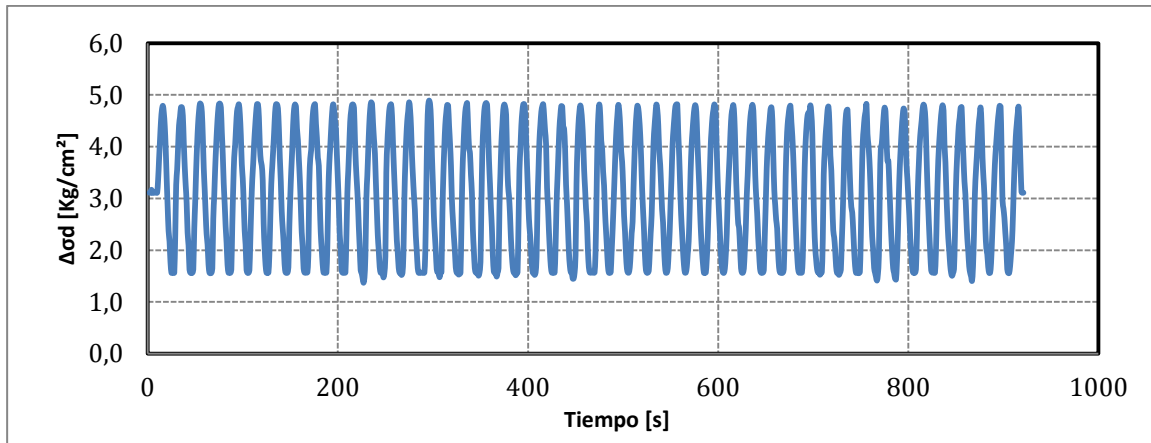
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	181Relave40CIC05rc015n030v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.770
DR_i [%]	40	R_c []	0.15
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	38



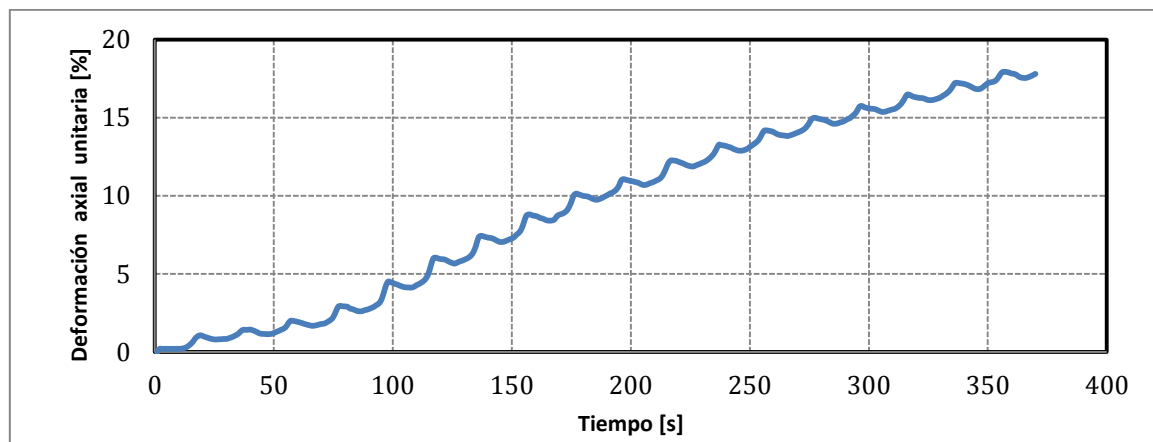
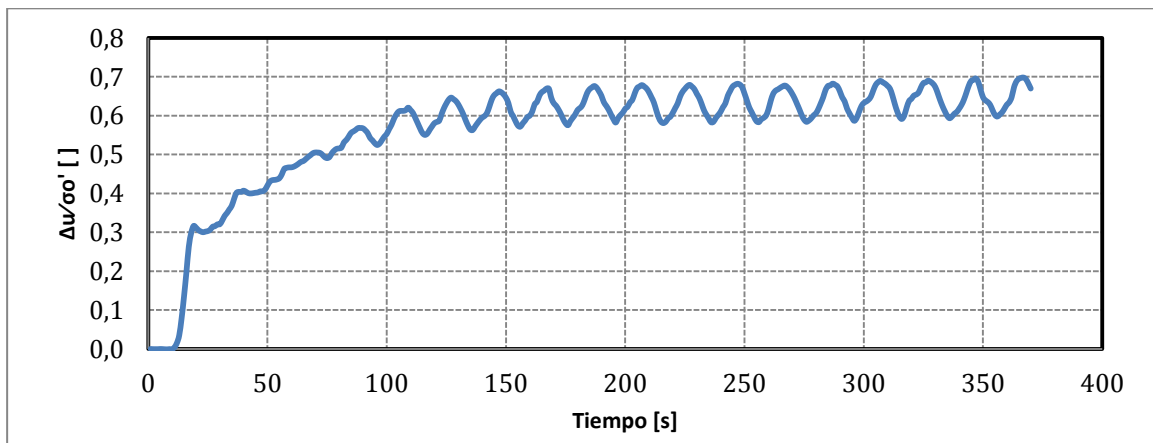
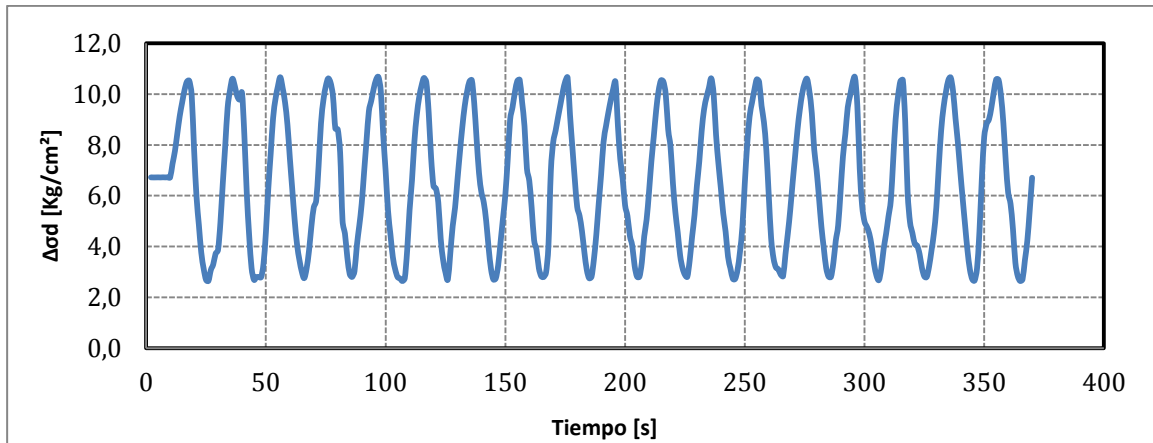
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	116Relave40CIC05rc017n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.770
DR_i [%]	40	R_c []	0.17
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	35



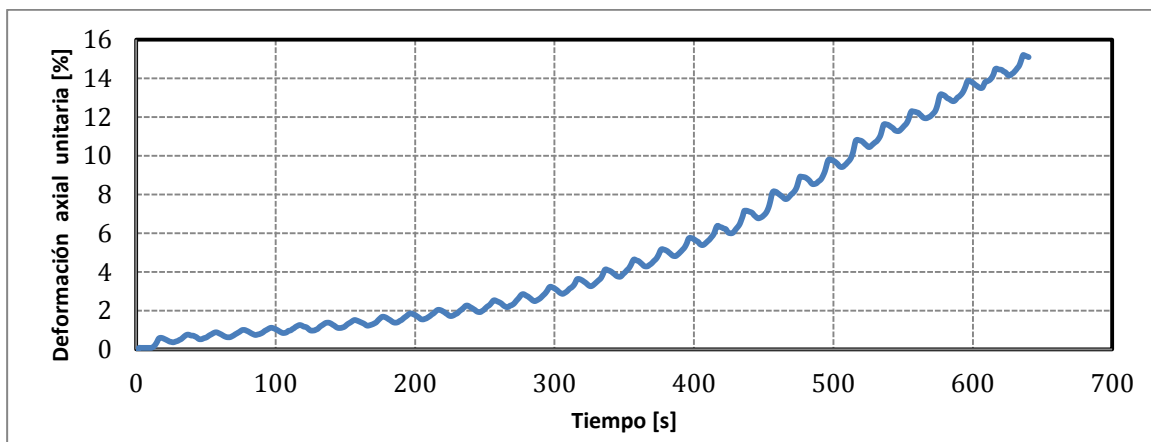
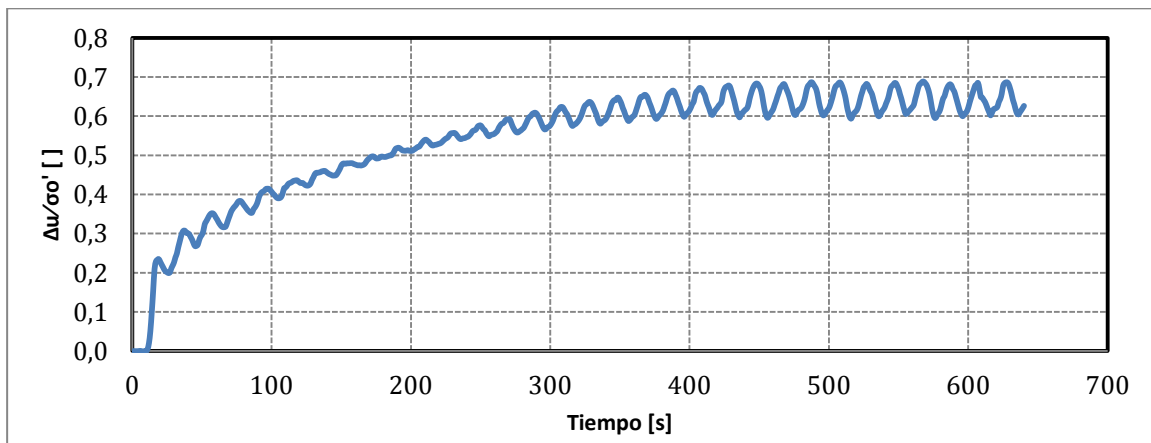
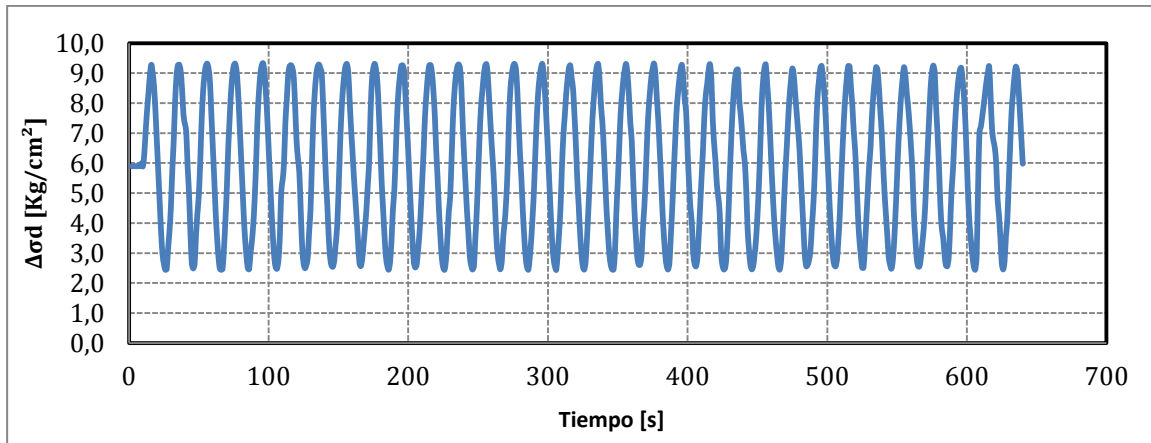
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	110Relave40CIC10rc020n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.725
DR_i [%]	40	R_c []	0.20
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	6



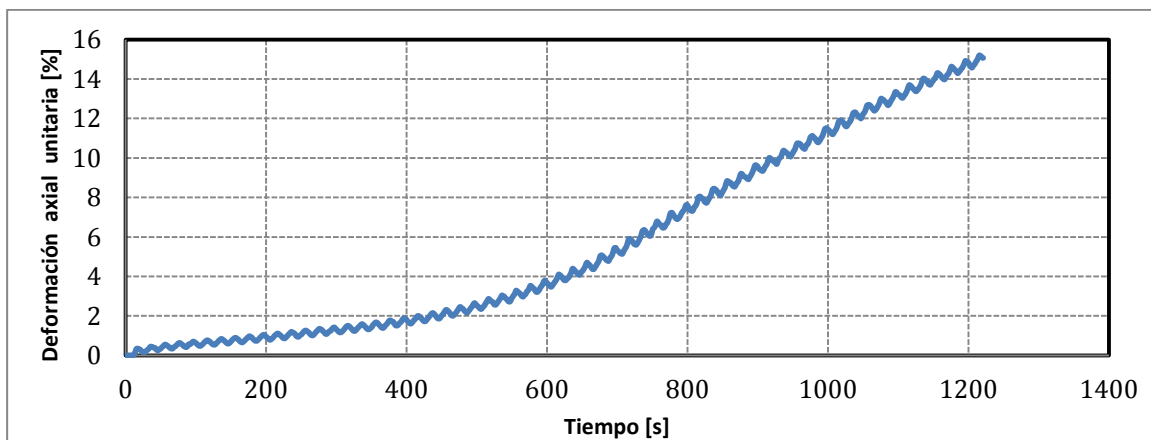
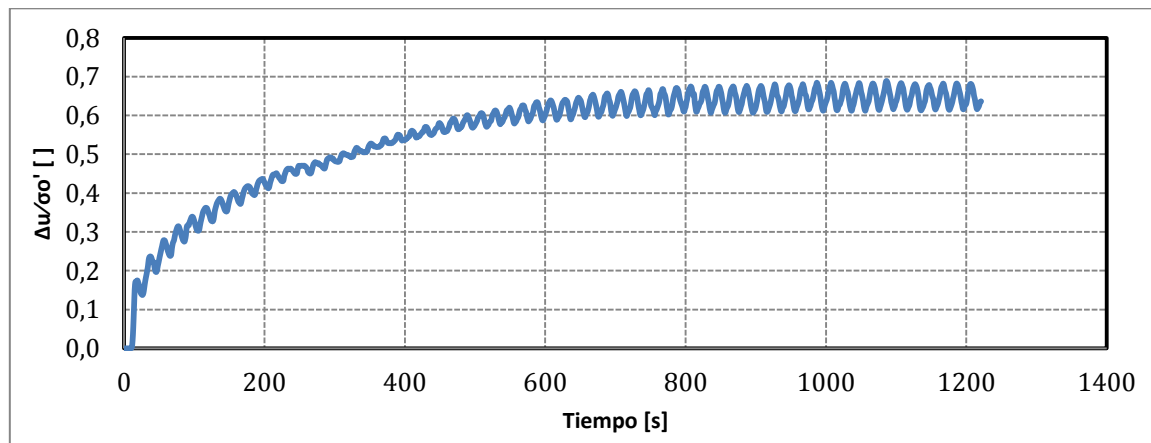
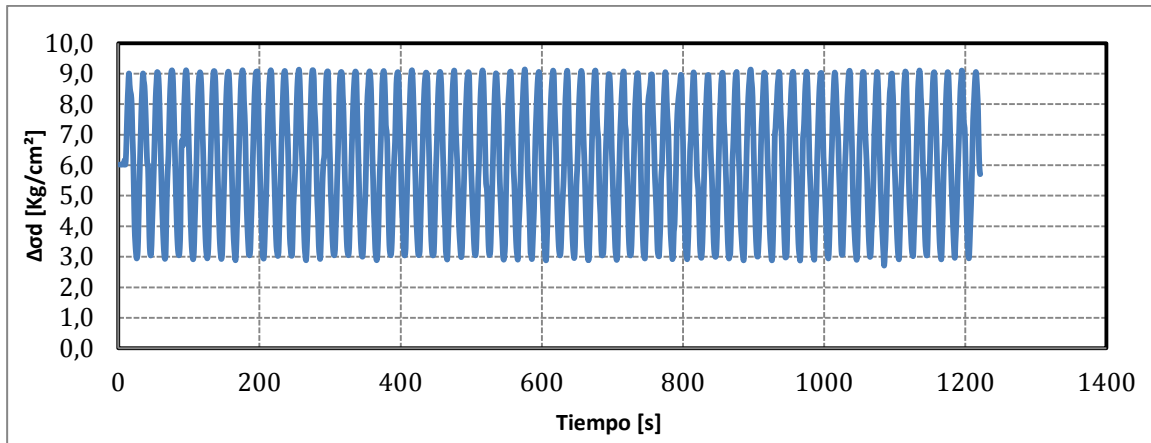
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	119Relave40CIC10rc017n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.732
DR_i [%]	40	R_c []	0.17
B-value [%]	100	$N_{5\% DA}$ []	19



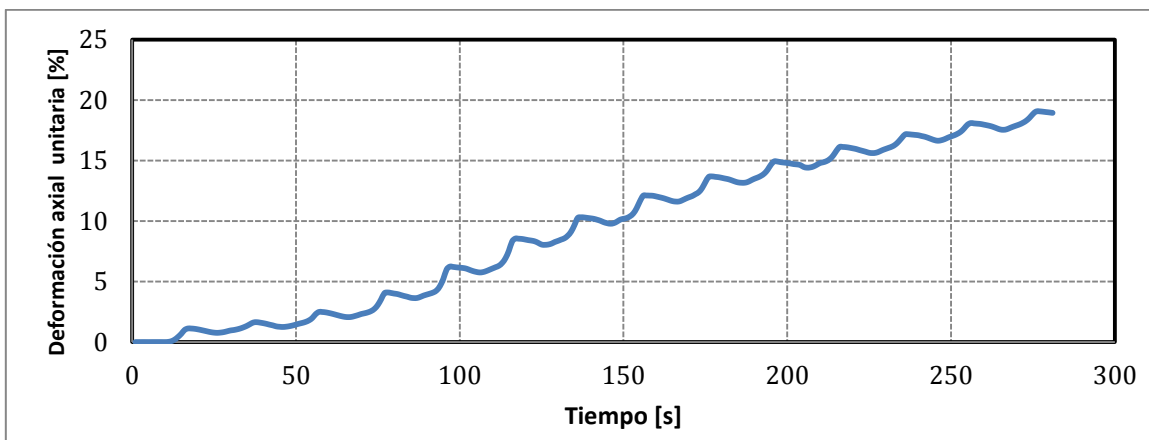
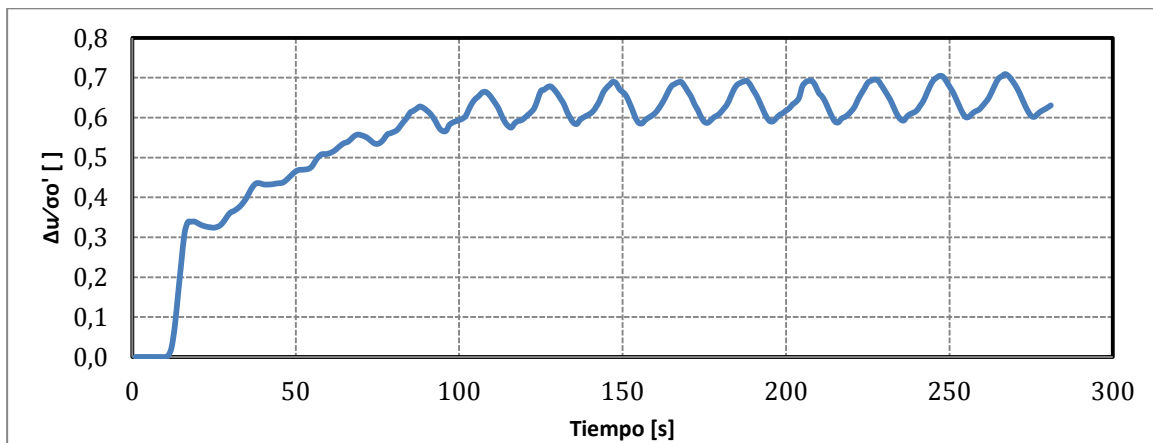
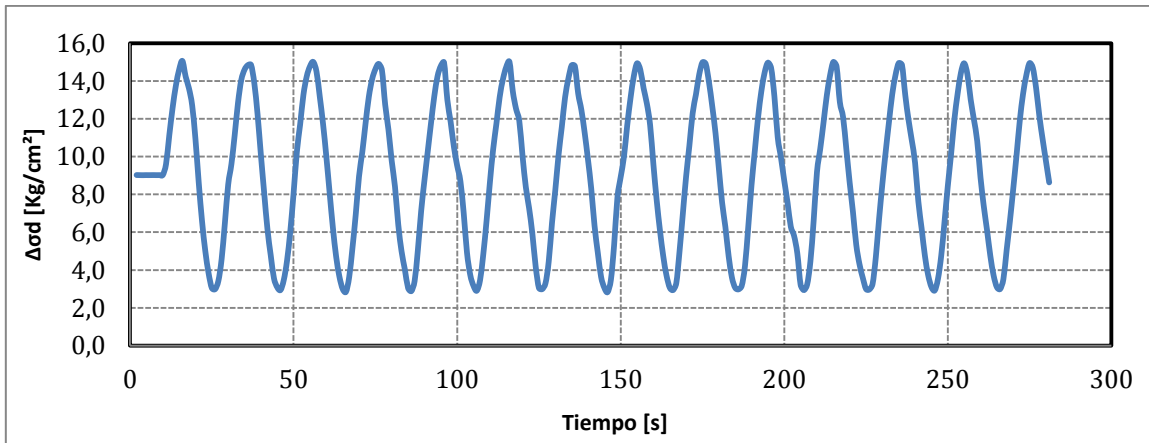
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	120Relave40CIC10rc015n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.727
DR_i [%]	40	R_c []	0.15
B-value [%]	99	$N_{5\% DA}$ []	34



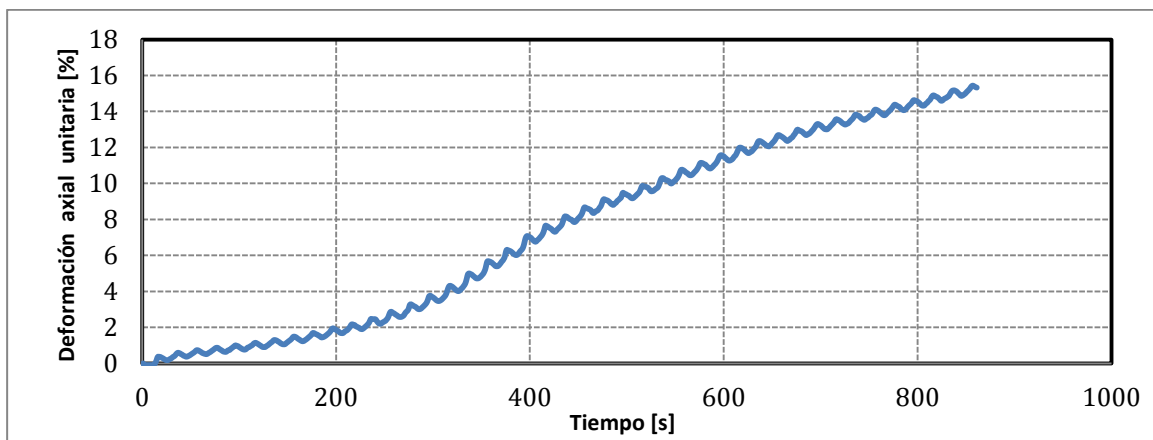
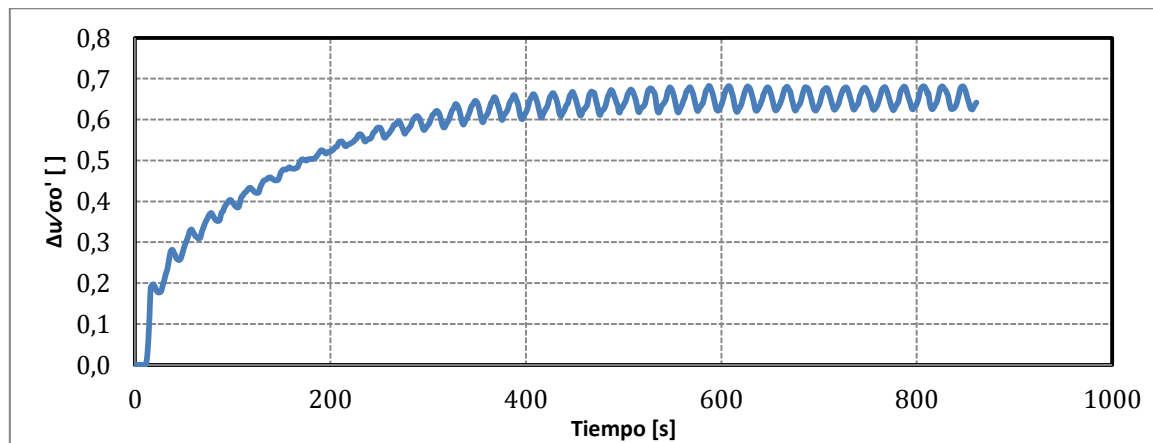
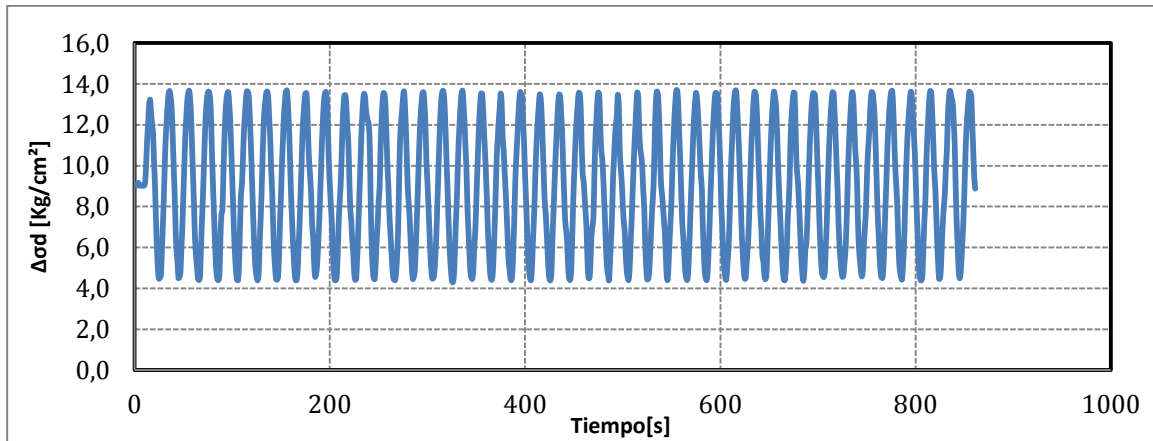
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	121Relave40CIC15rc020n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.698
DR_i [%]	40	R_c []	0.20
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	5



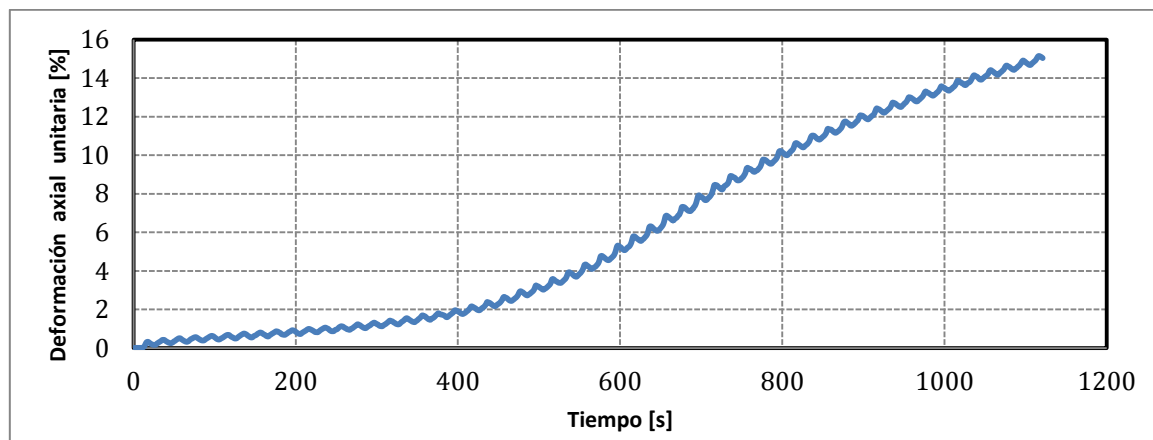
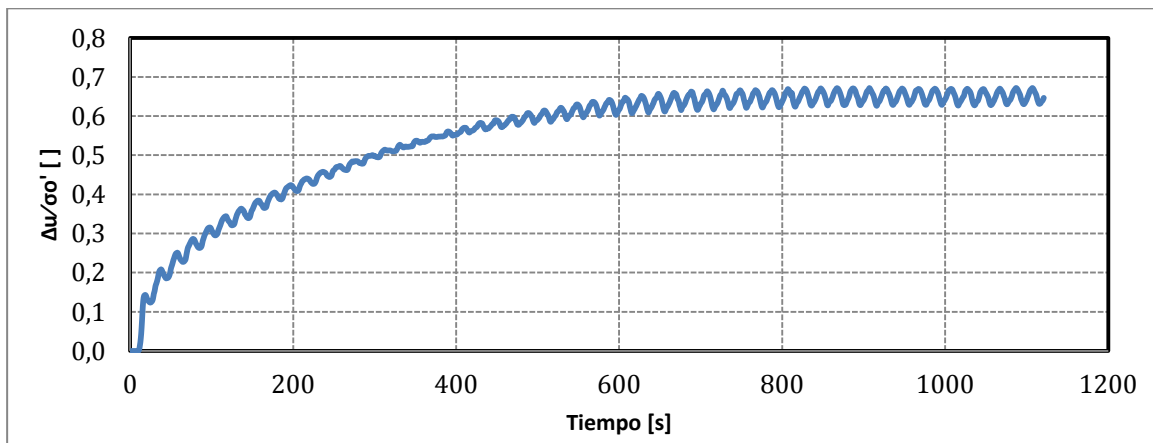
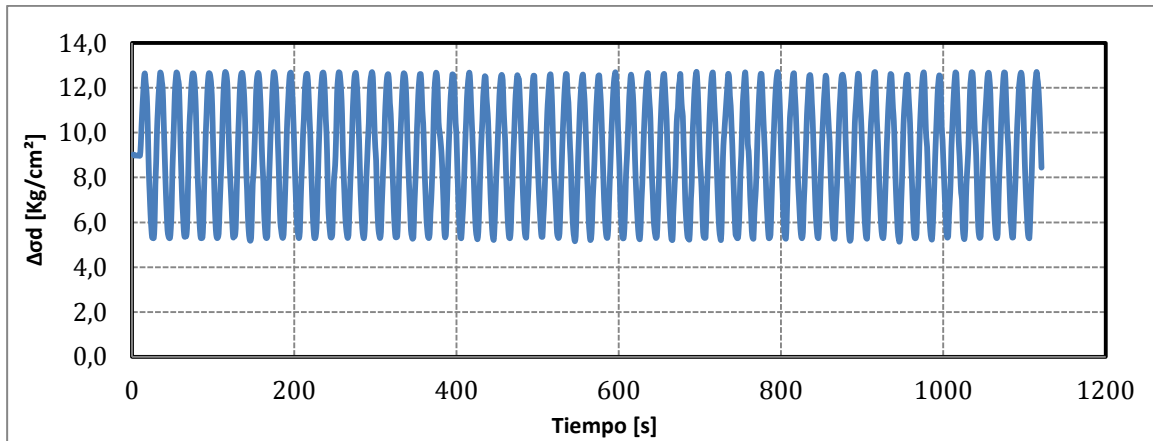
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	125Relave40CIC15rc015n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.680
DR_i [%]	40	R_c []	0.15
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	18



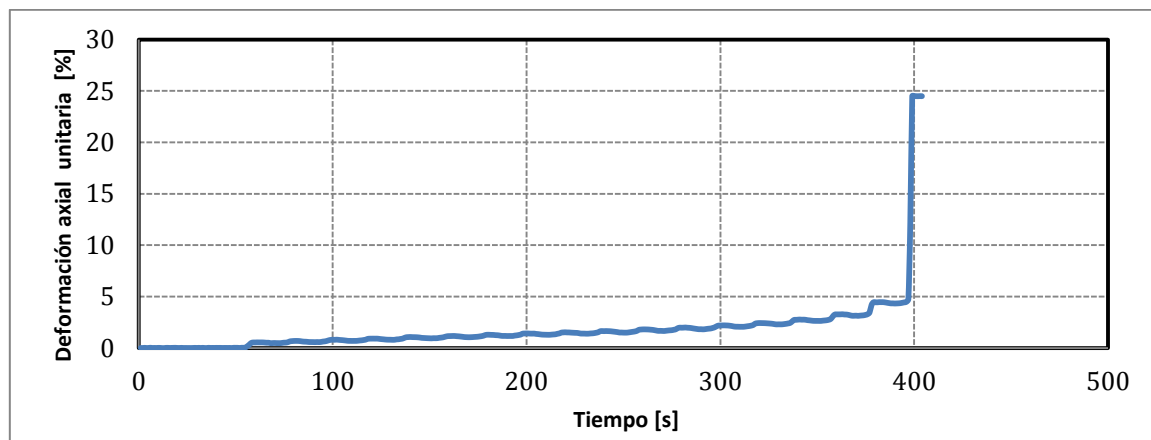
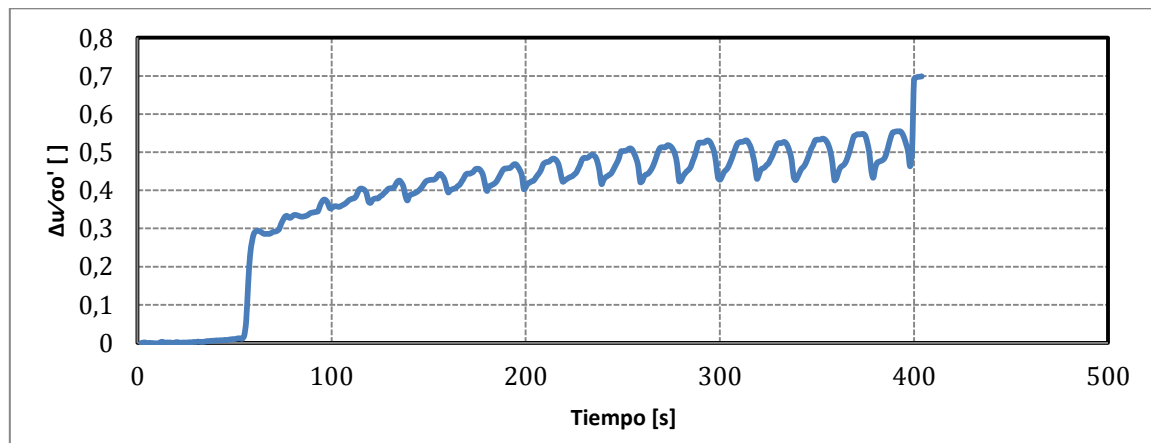
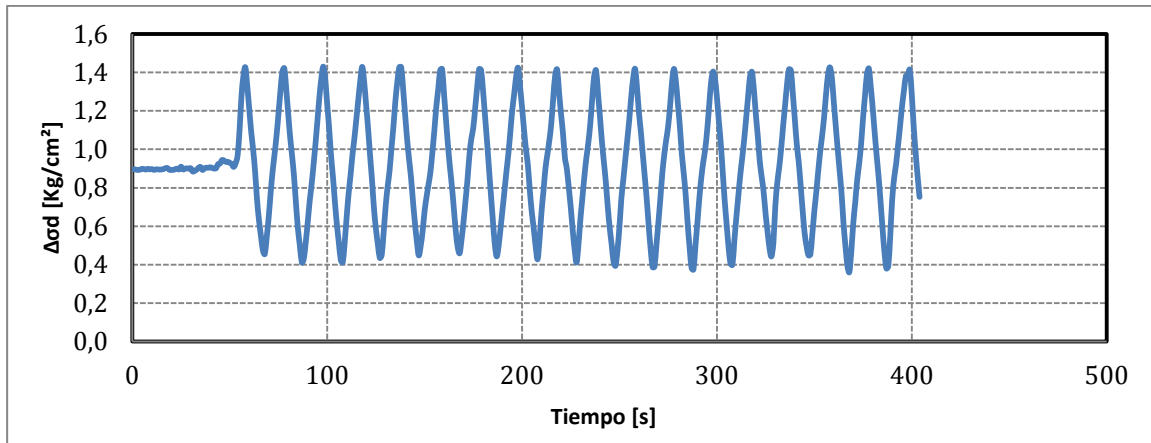
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	126Relave40CIC15rc012n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.671
DR_i [%]	40	R_c []	0.12
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	30



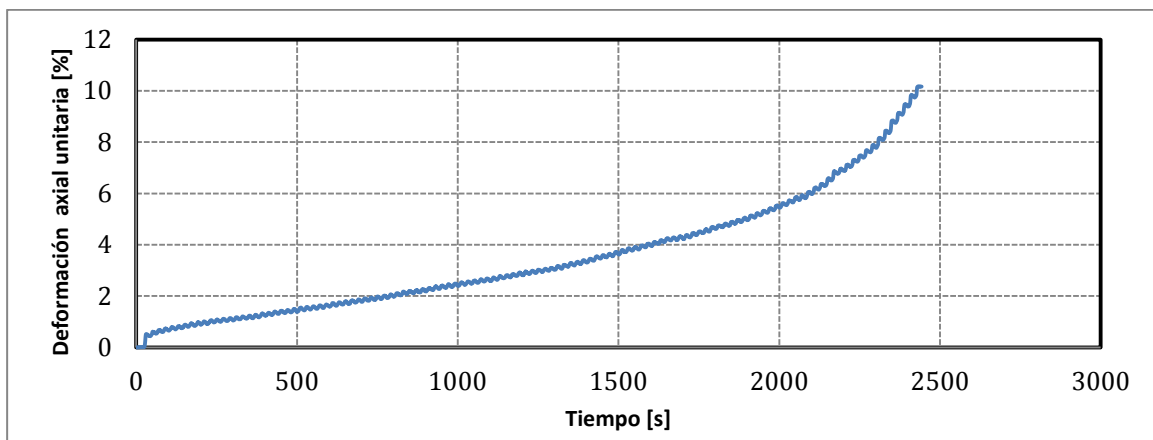
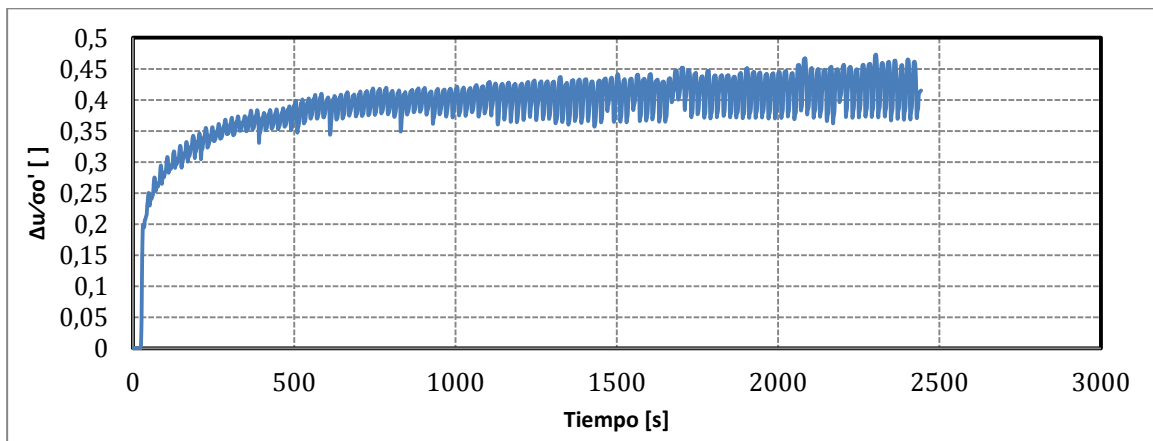
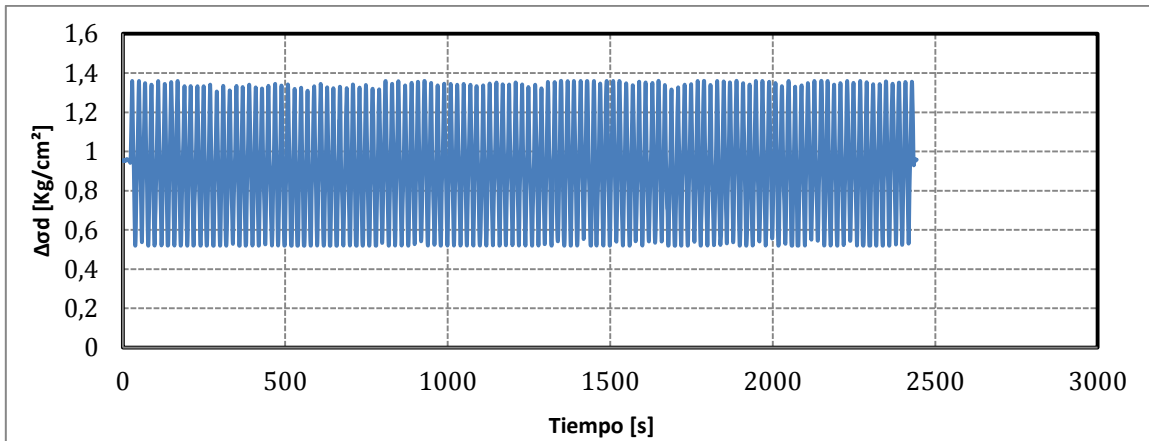
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	193Relave40CIC01rc025n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.830
DR_i [%]	40	R_c []	0.25
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	18



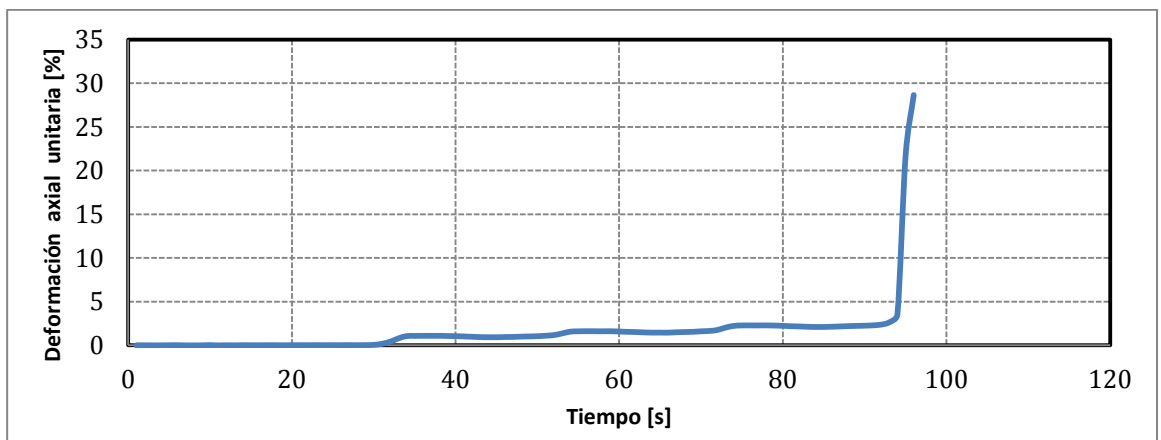
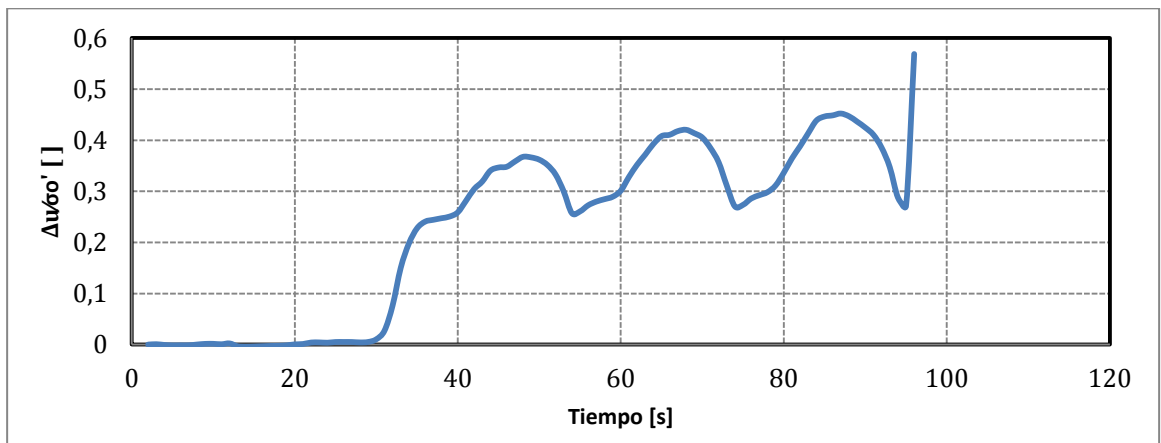
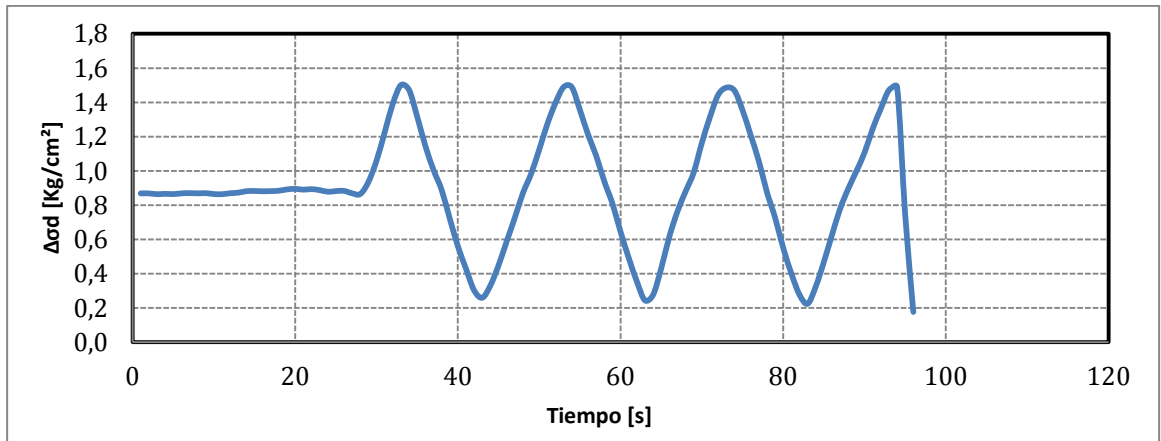
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	194Relave40CIC01rc021n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.830
DR_i [%]	40	R_c []	0.21
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	94



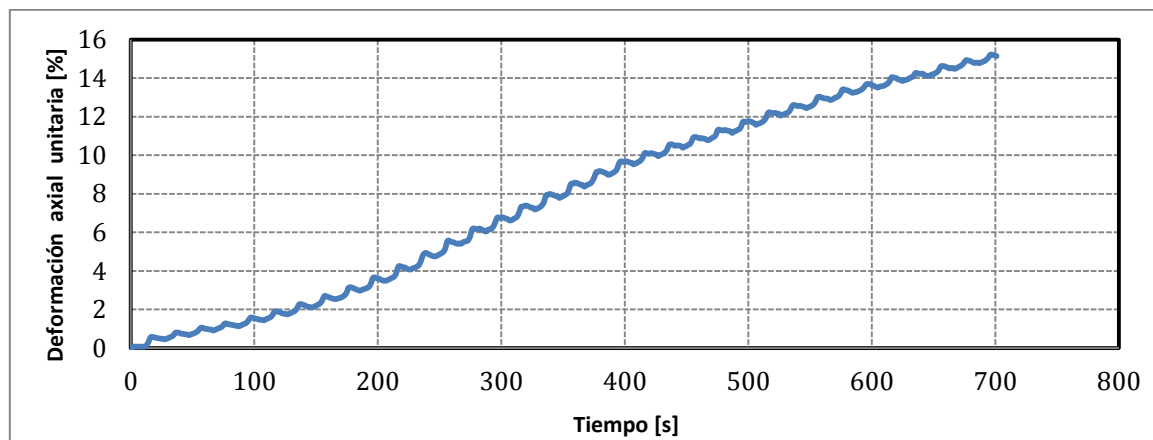
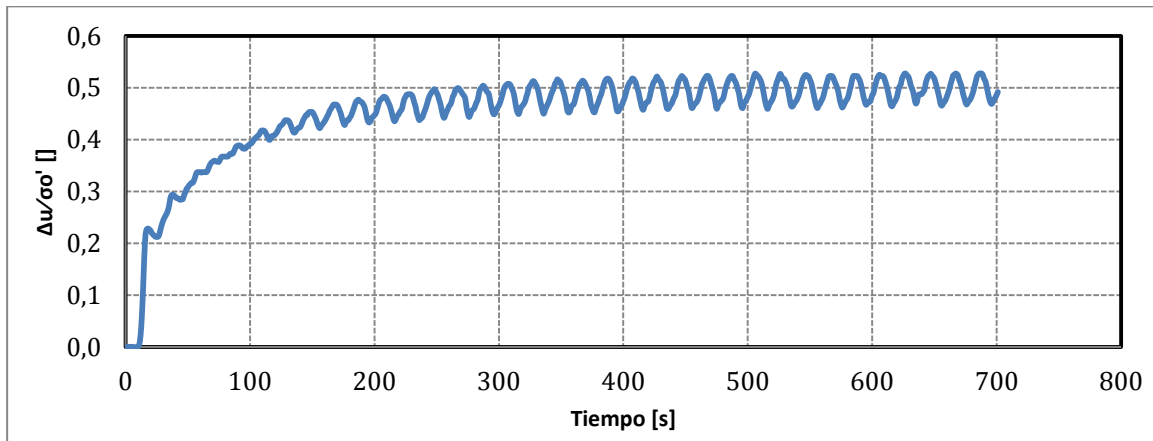
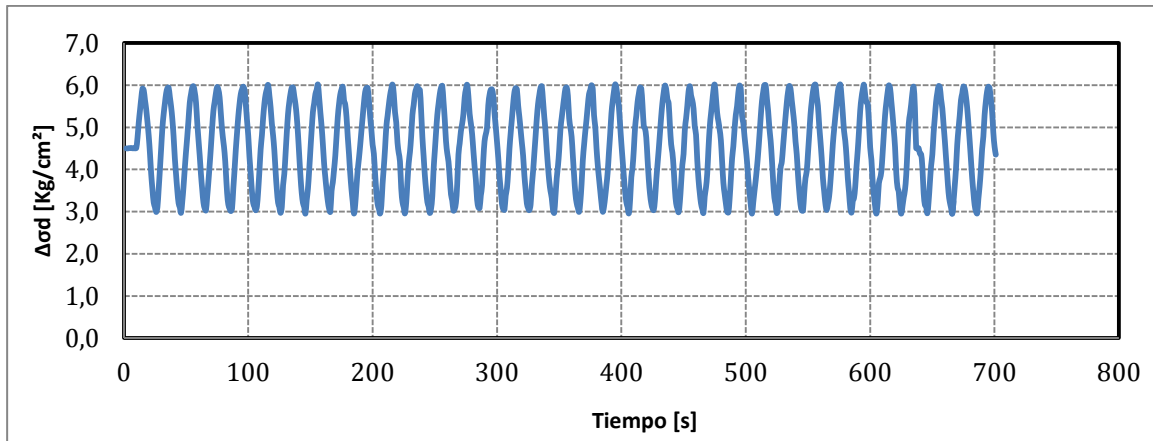
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	195Relave40CIC01rc032n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.829
DR_i [%]	40	R_c []	0.32
B-value [%]	96	$N_{5\% DA}$ []	4



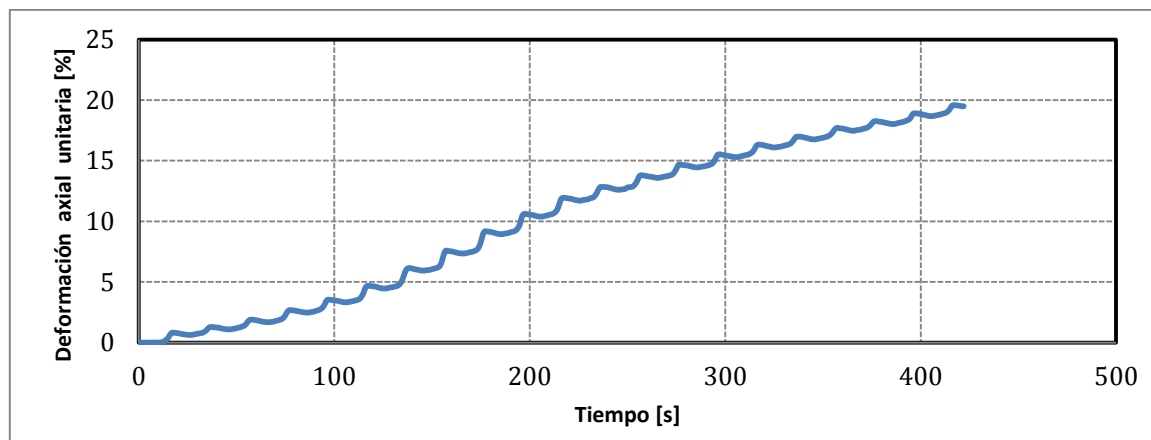
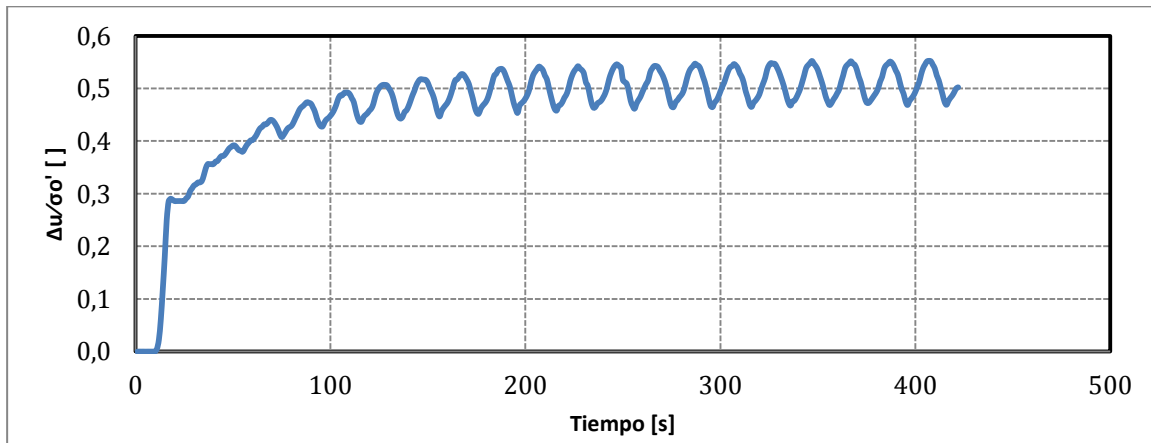
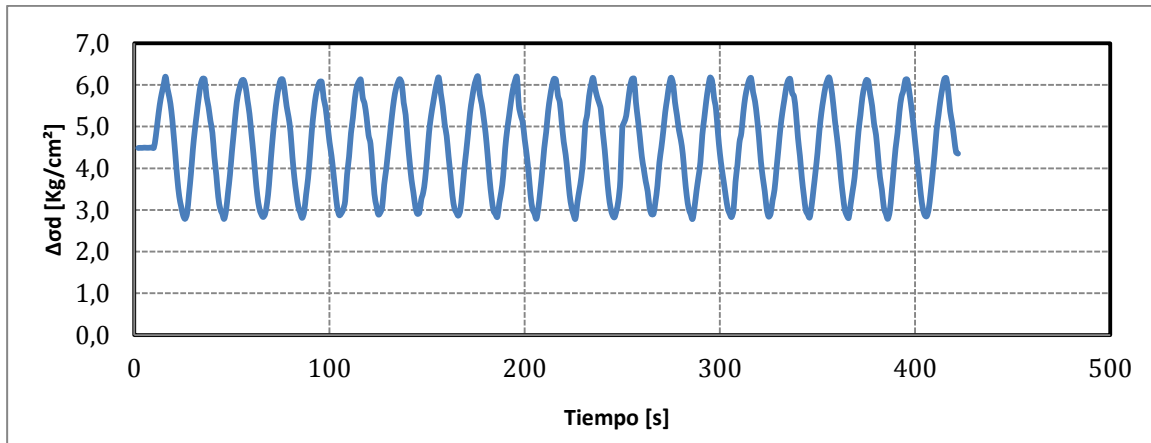
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	127Relave40CIC05rc015n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.763
DR_i [%]	40	R_c []	0.15
B-value [%]	100	$N_{5\% DA}$ []	13



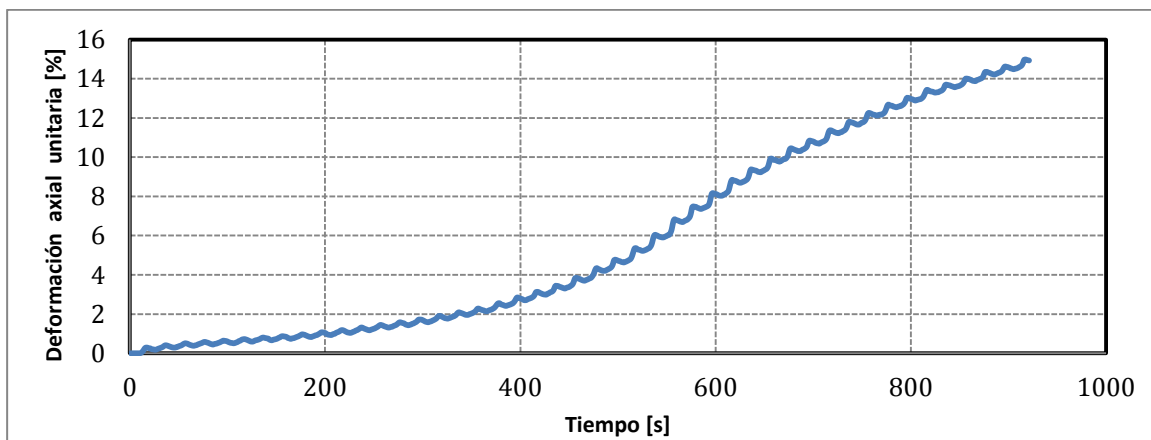
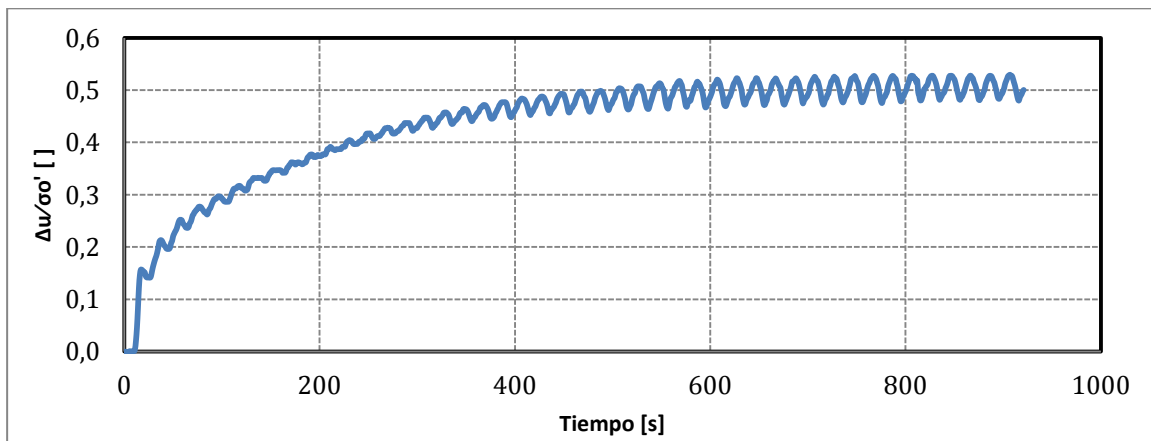
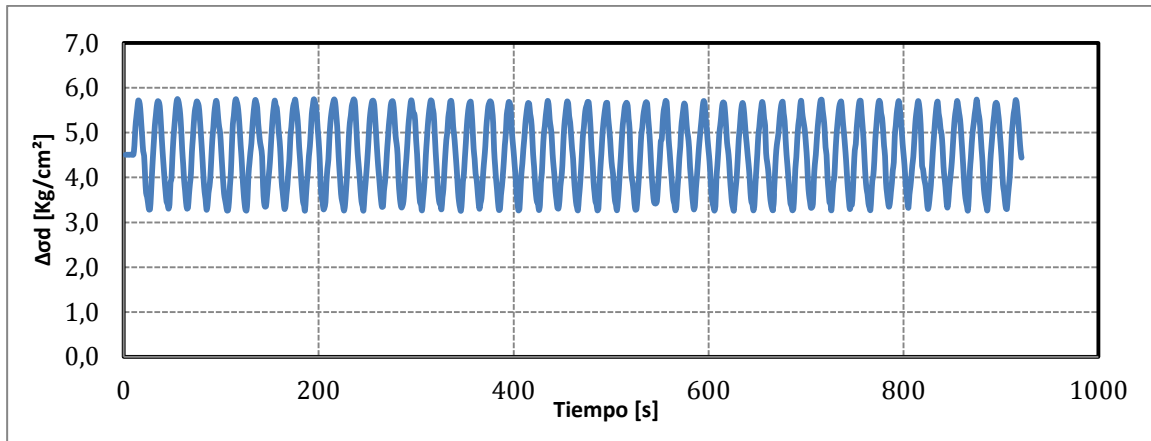
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	128Relave40CIC05rc017n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.761
DR_i [%]	40	R_c []	0.17
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	7



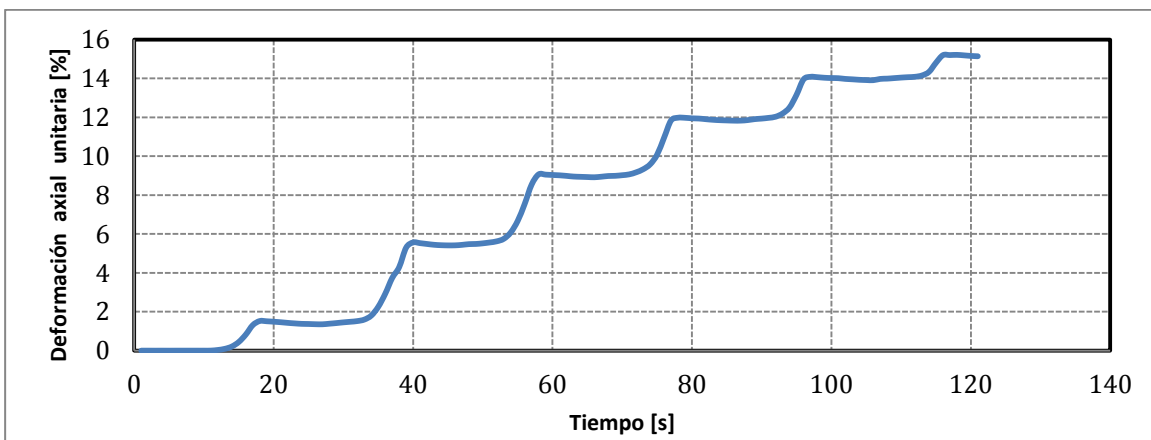
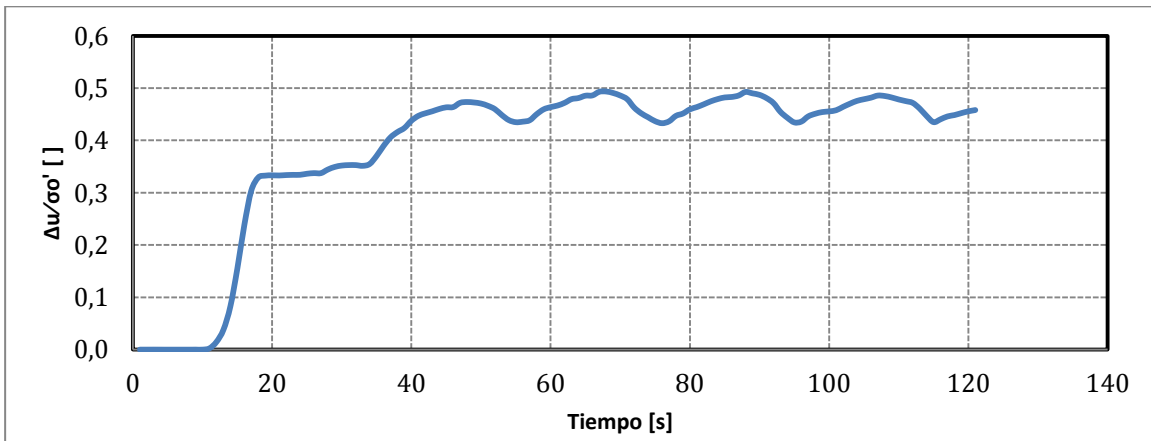
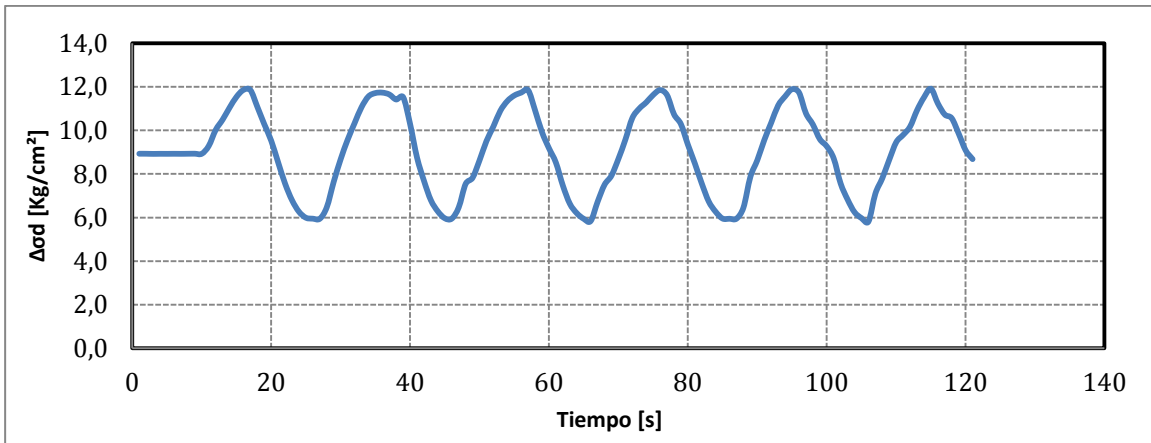
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	129Relave40CIC05rc012n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.761
DR_i [%]	40	R_c []	0.12
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	26



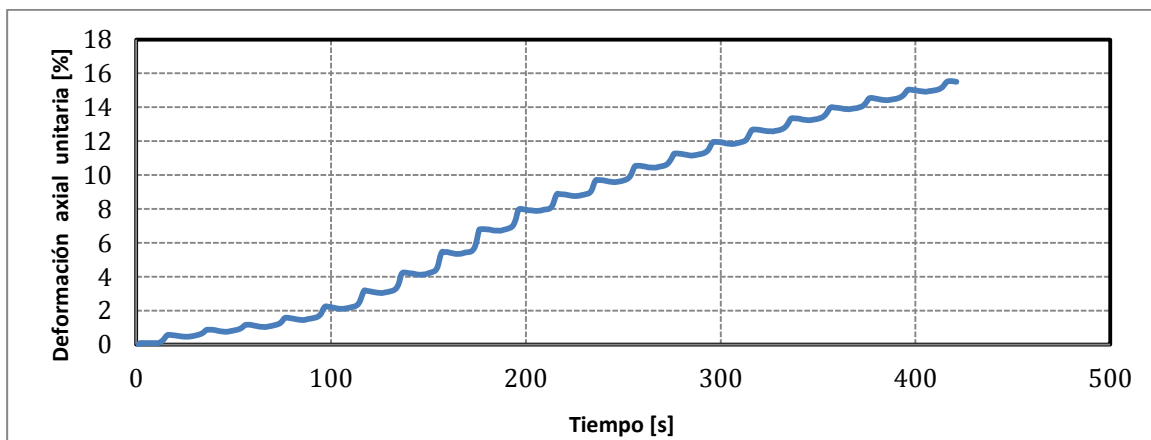
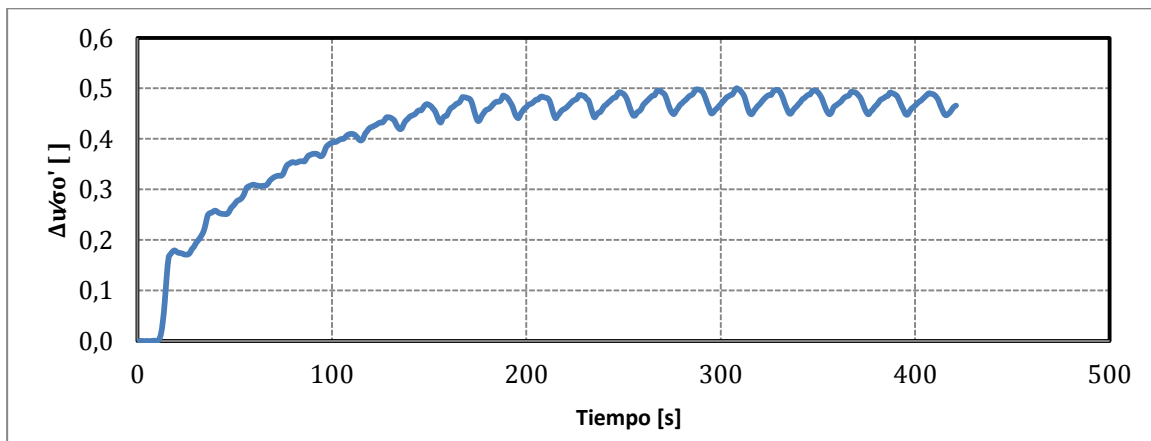
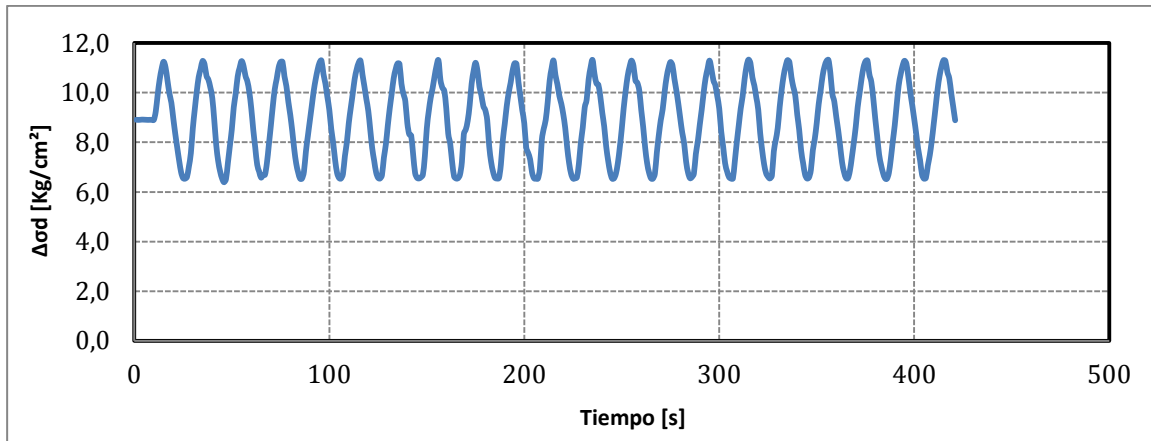
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	130Relave40CIC10rc015n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.723
DR_i [%]	40	R_c []	0.15
B-value [%]	99	$N_{5\% DA}$ []	2



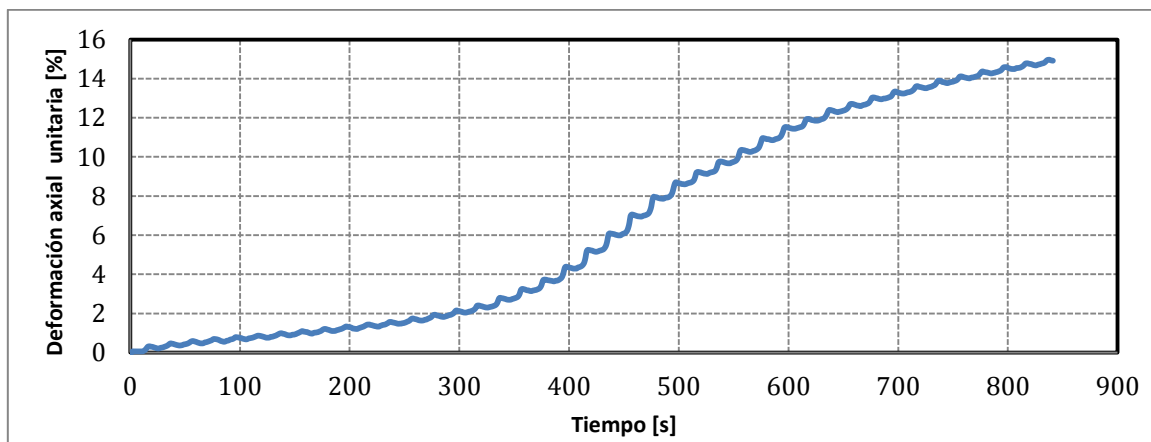
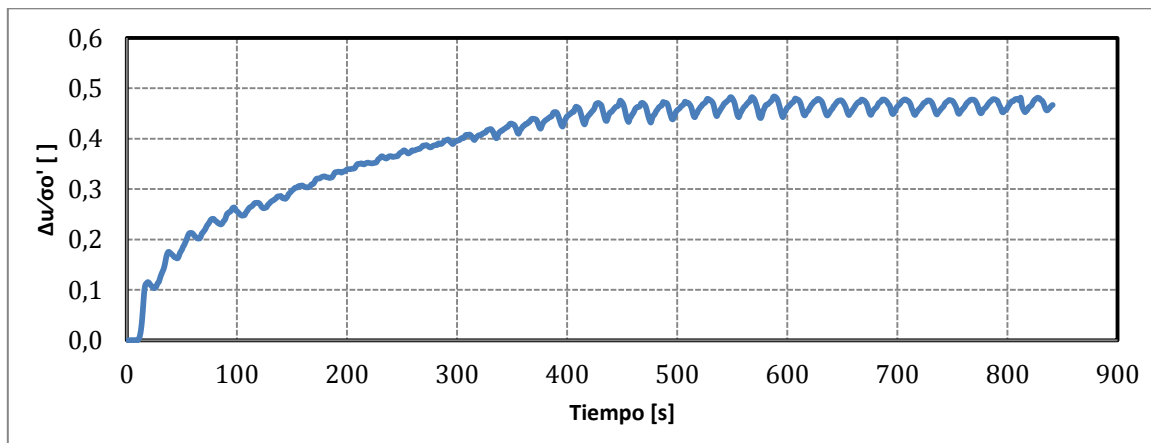
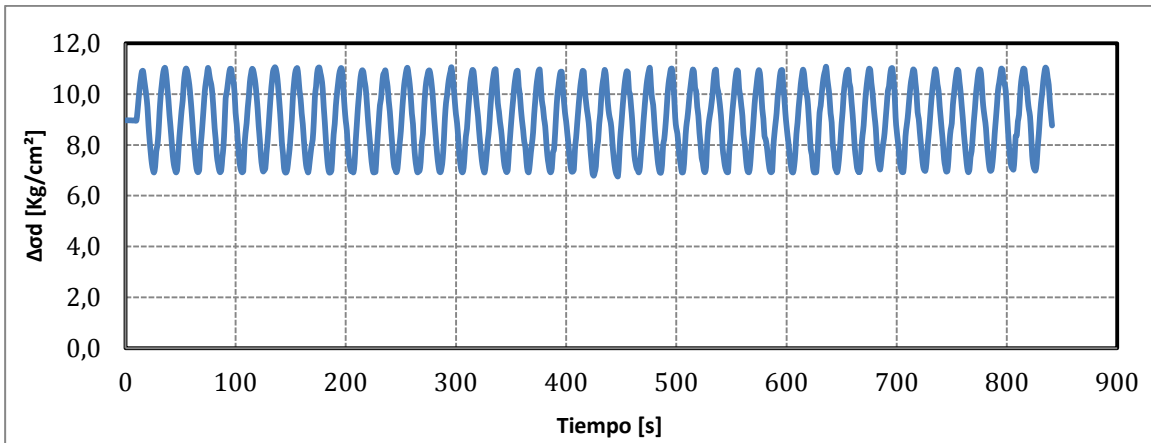
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	131Relave40CIC10rc012n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.721
DR_i [%]	40	R_c []	0.12
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	8



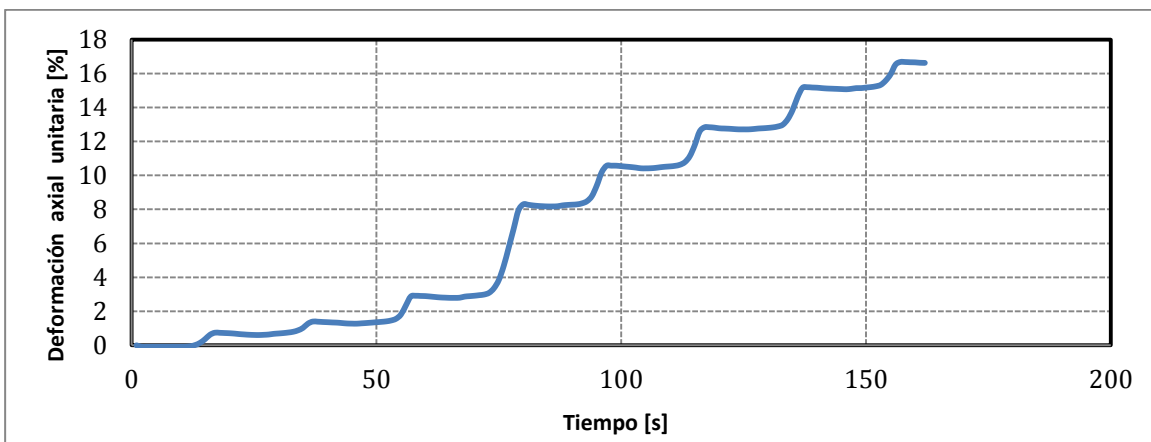
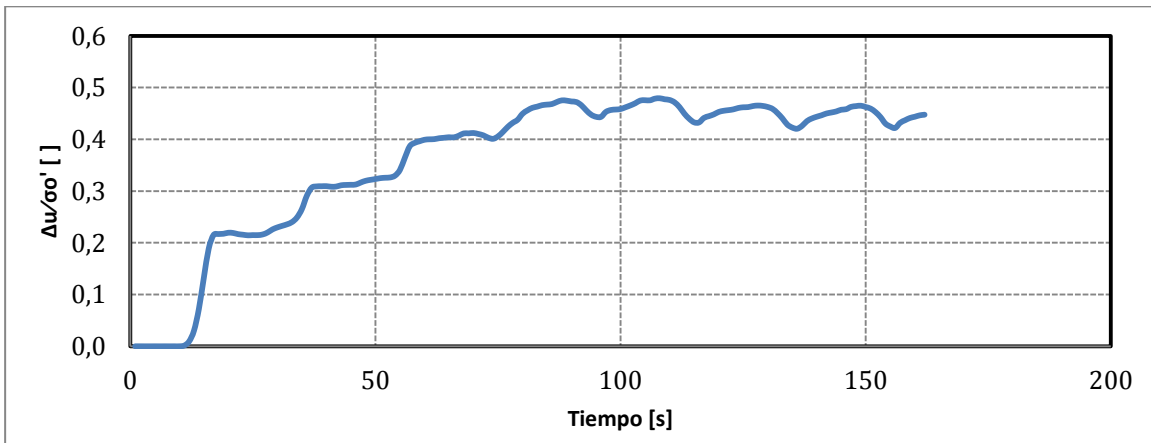
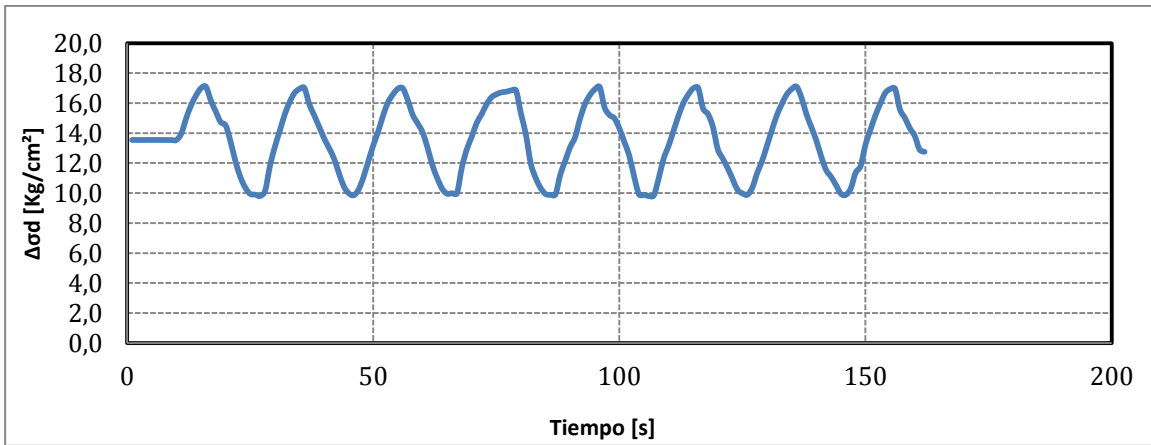
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	132Relave40CIC10rc010n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.723
DR_i [%]	40	R_c []	0.10
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	21



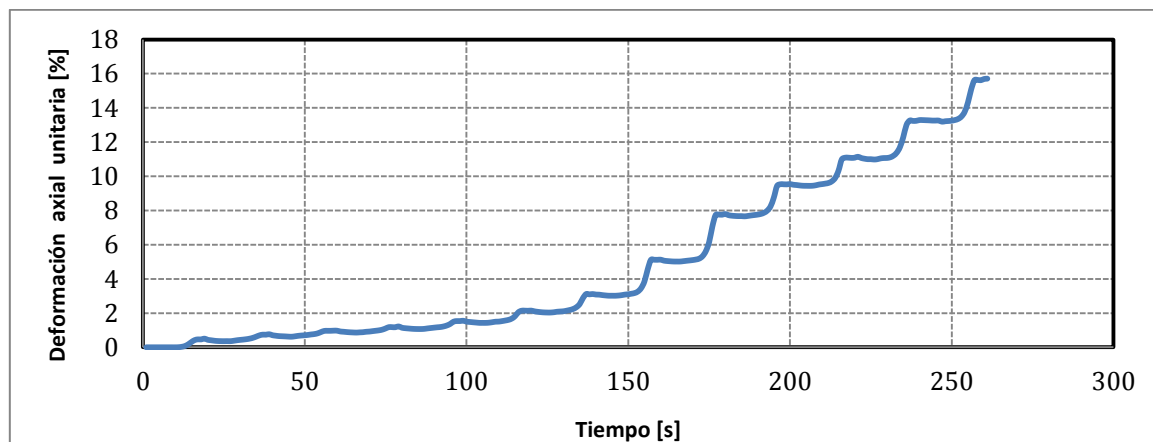
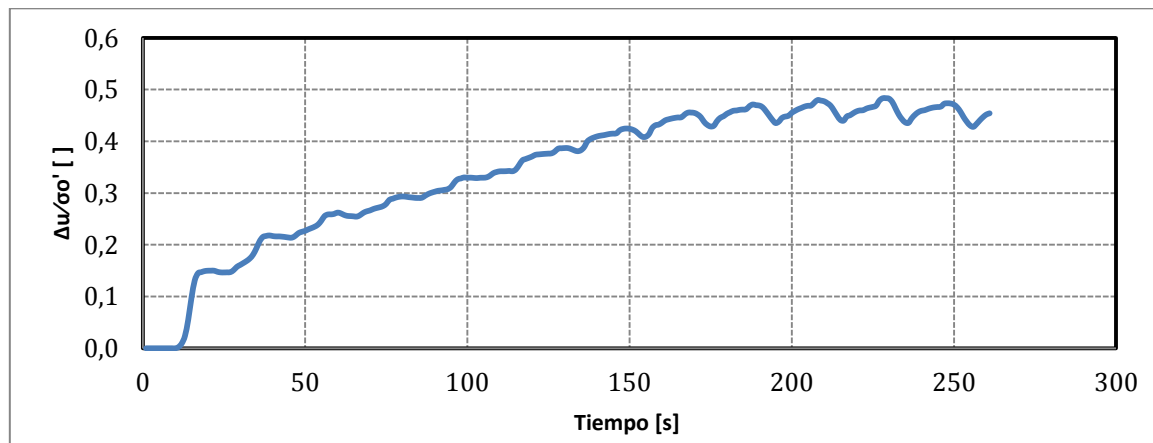
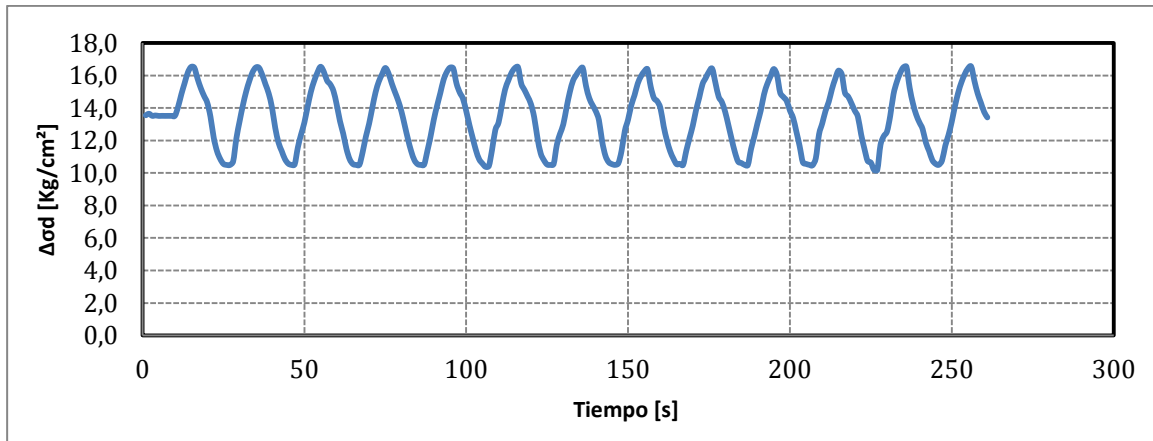
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	133Relave40CIC15rc012n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.689
DR_i [%]	40	R_c []	0.12
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	4



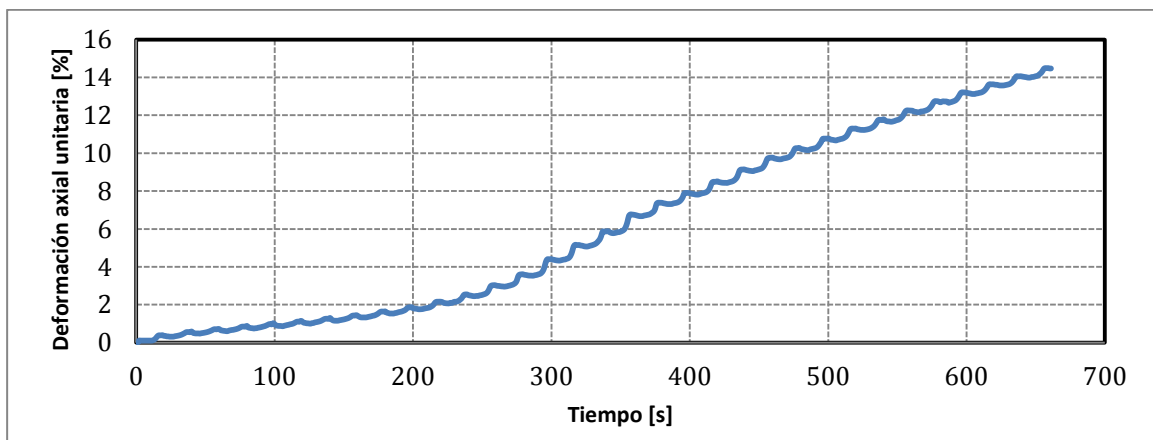
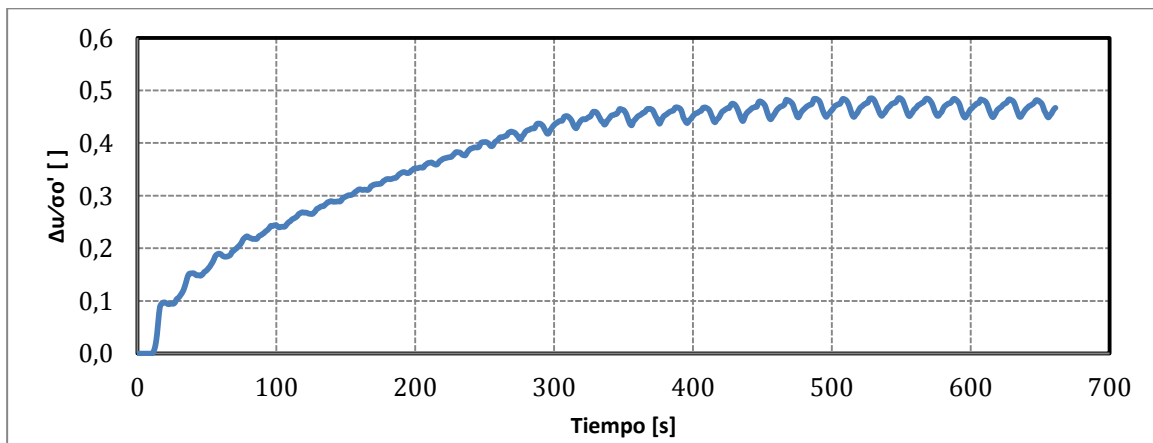
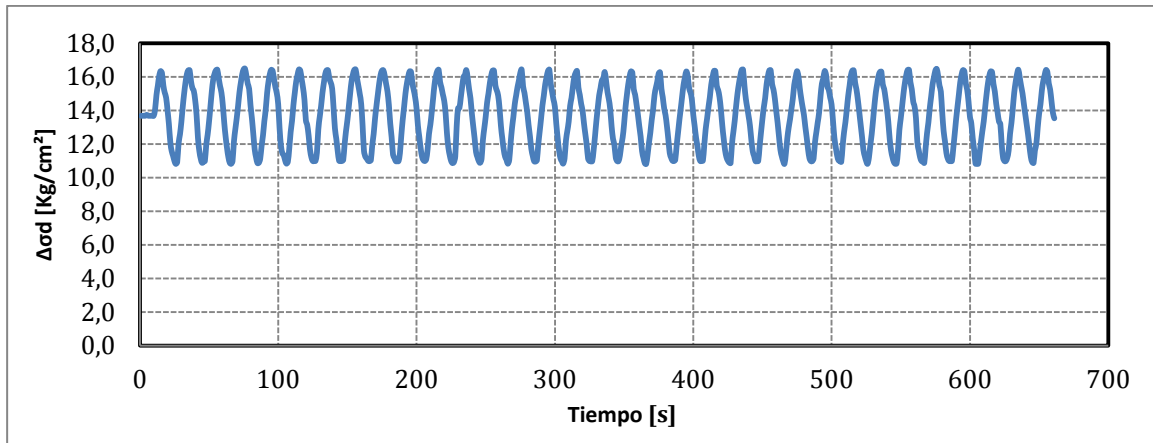
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	134Relave40CIC15rc010n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.689
DR_i [%]	40	R_c []	0.10
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	8



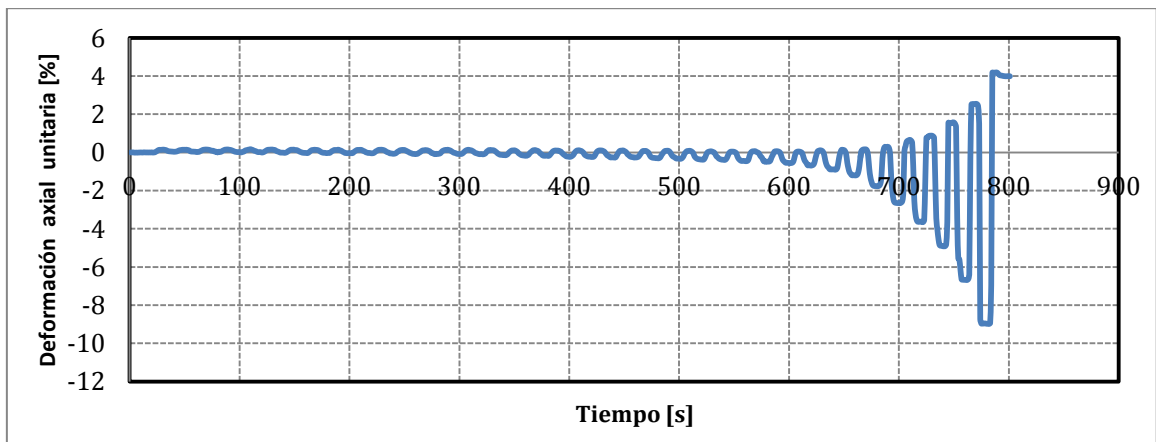
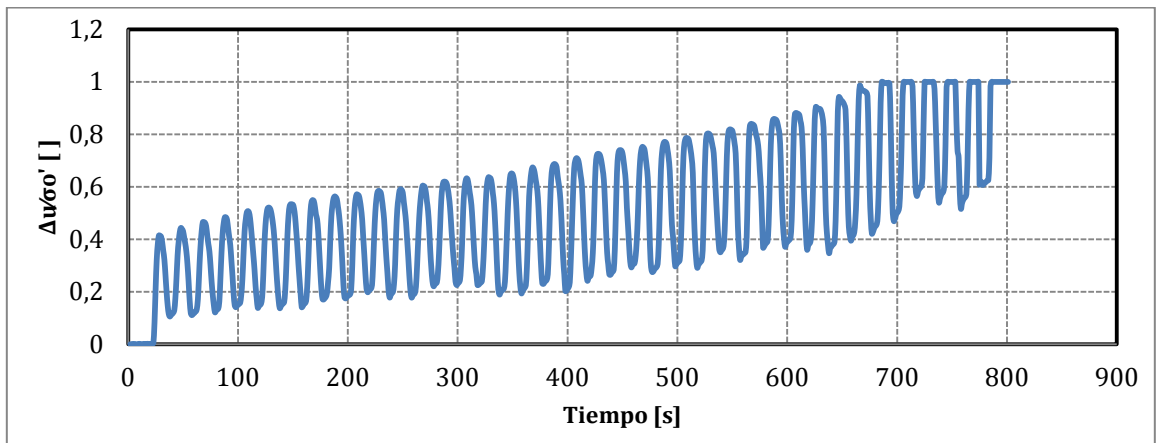
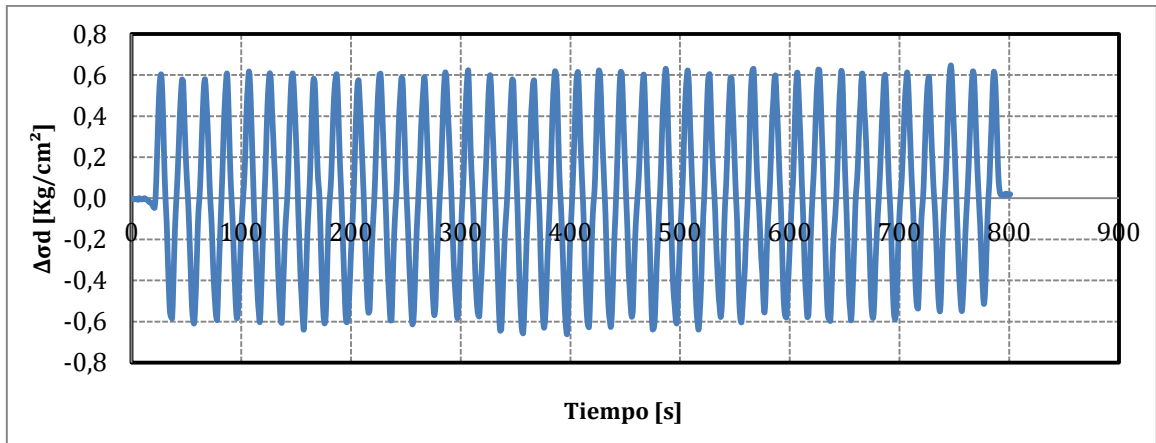
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	135Relave40CIC15rc009n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.689
DR_i [%]	40	R_c []	0.09
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	16



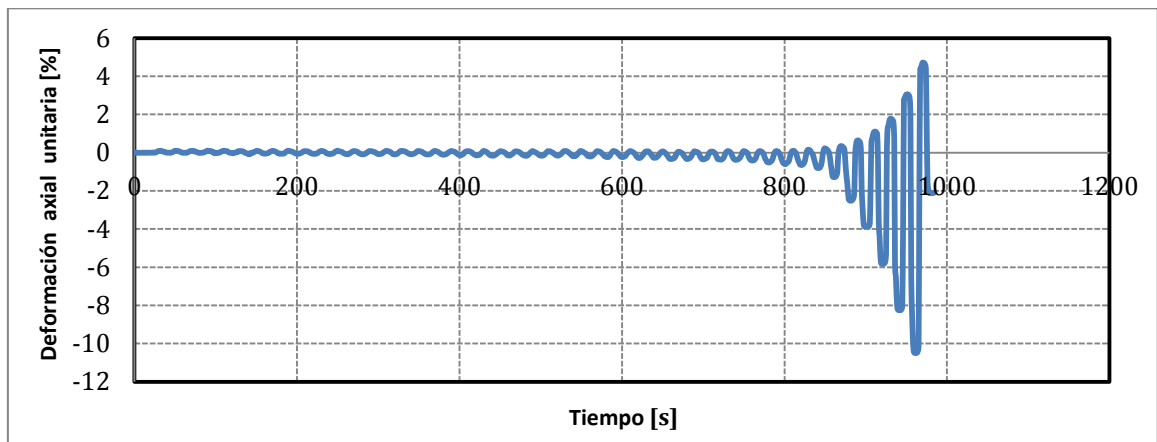
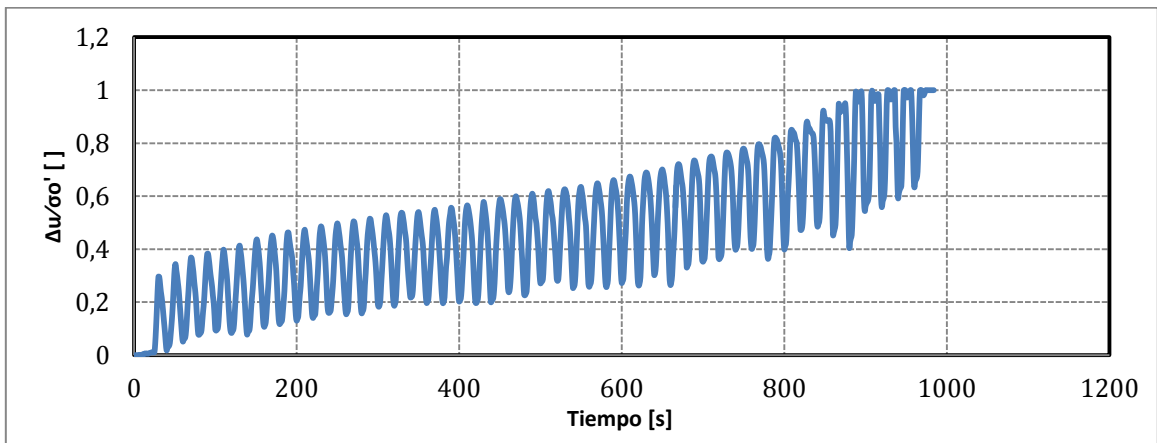
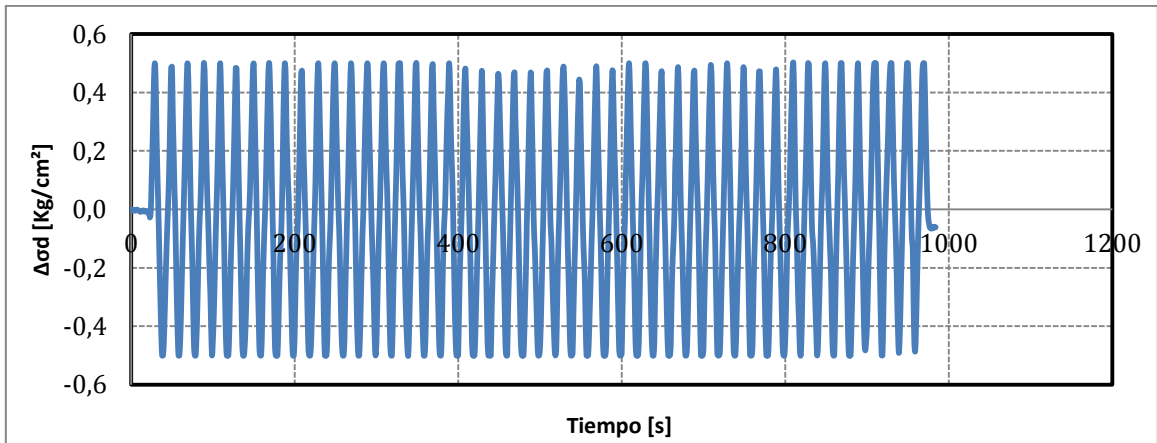
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	186Relave60CIC01rc030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.712
DR_i [%]	60	R_c []	0.30
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	36



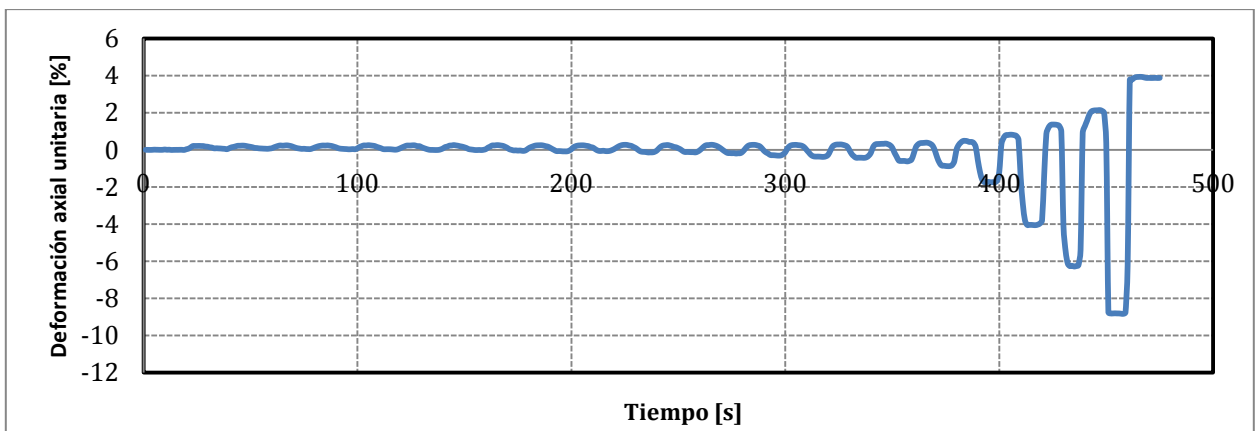
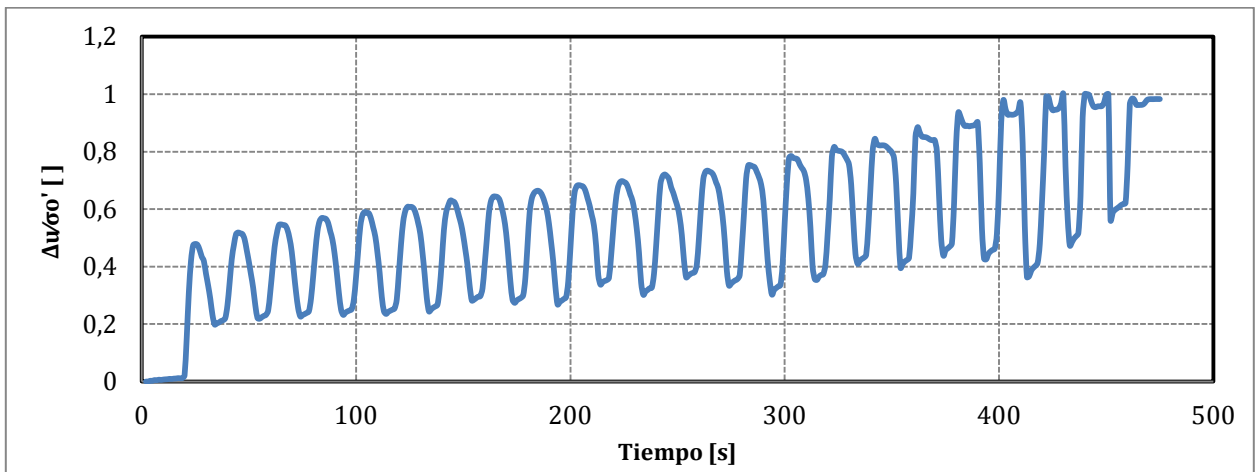
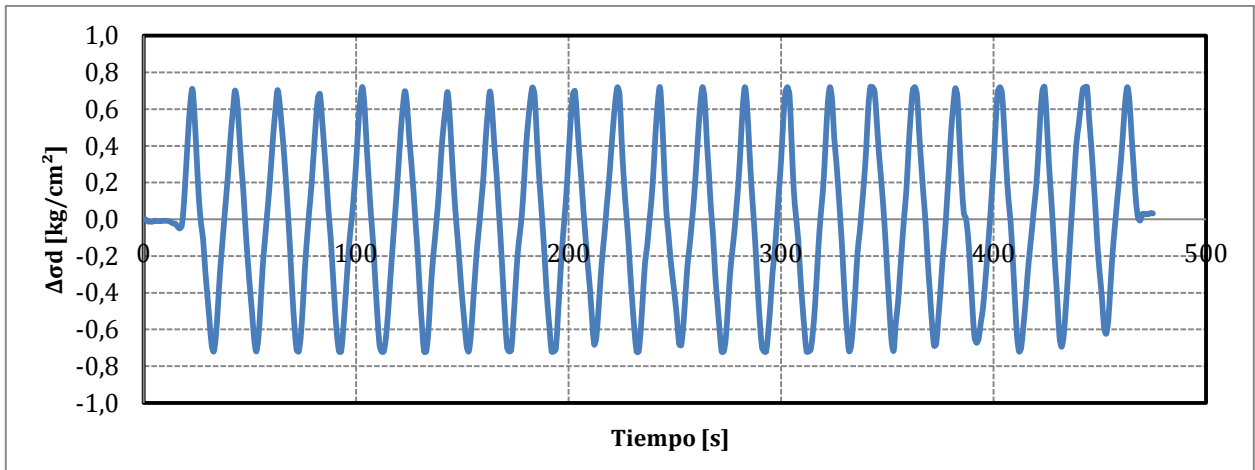
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	196Relave60CIC01rc025v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.712
DR_i [%]	60	R_c []	0.25
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	44



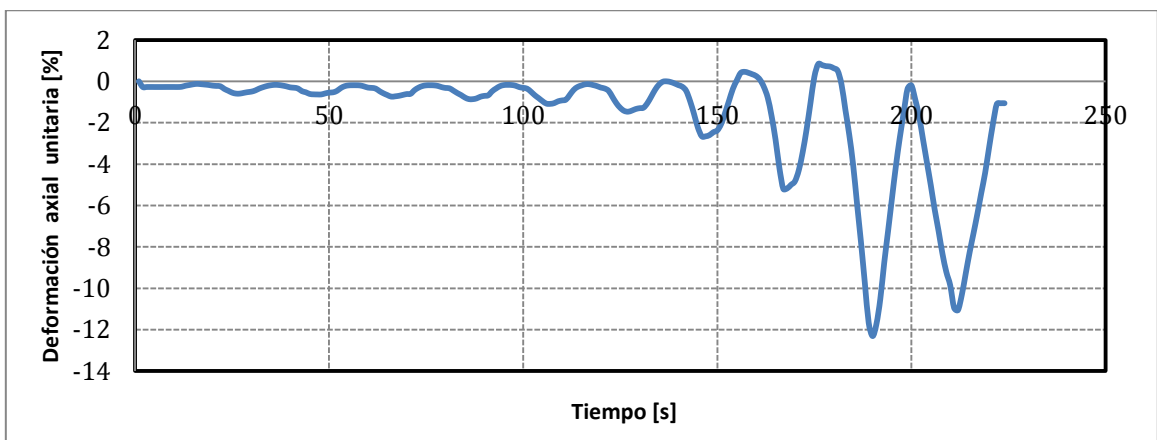
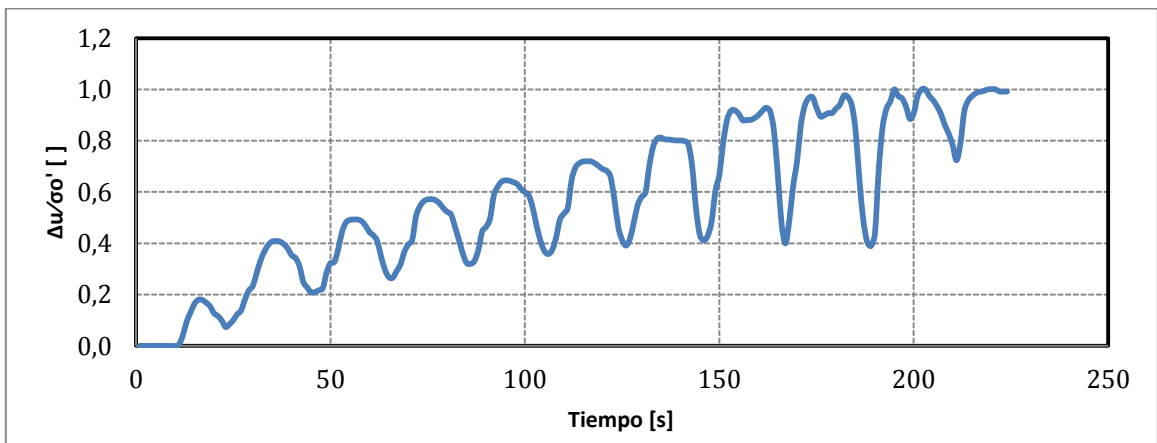
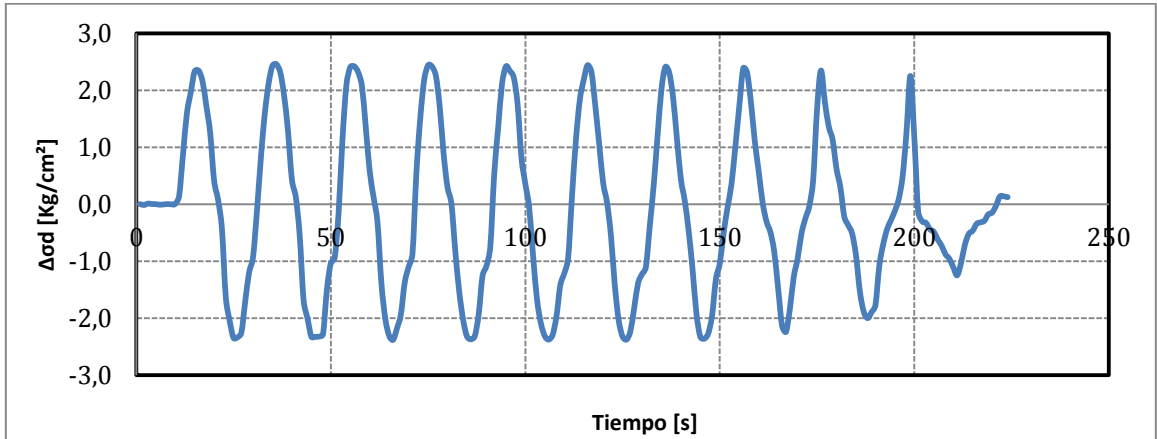
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	197Relave60CIC01rc035v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.709
DR_i [%]	60	R_c []	0.35
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	21



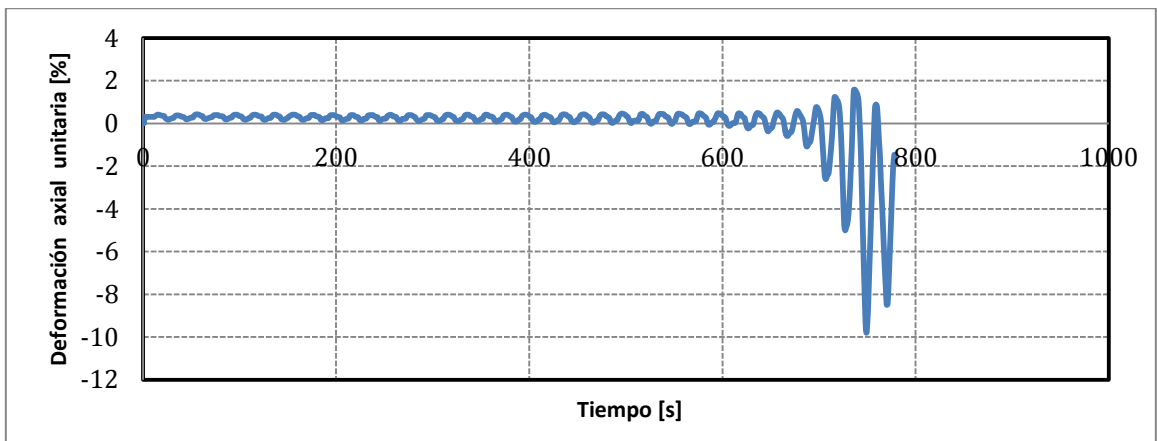
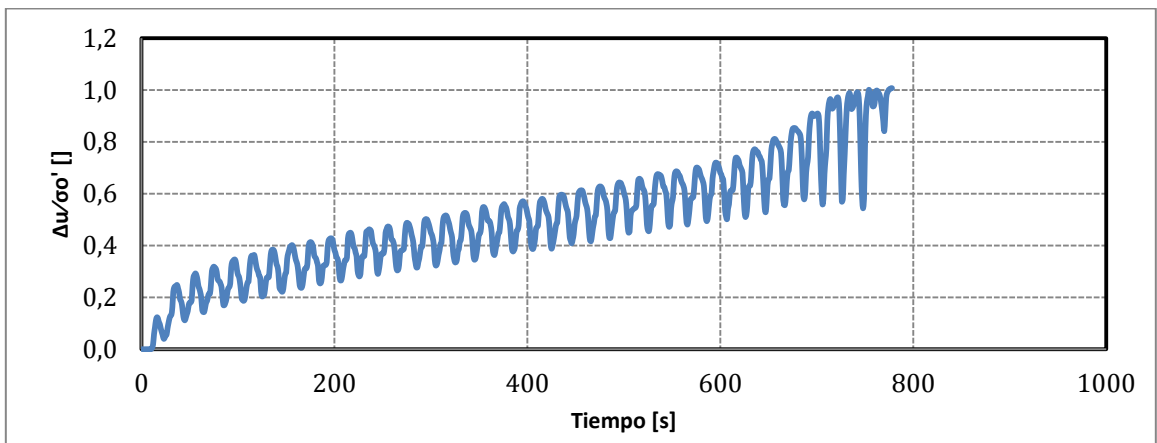
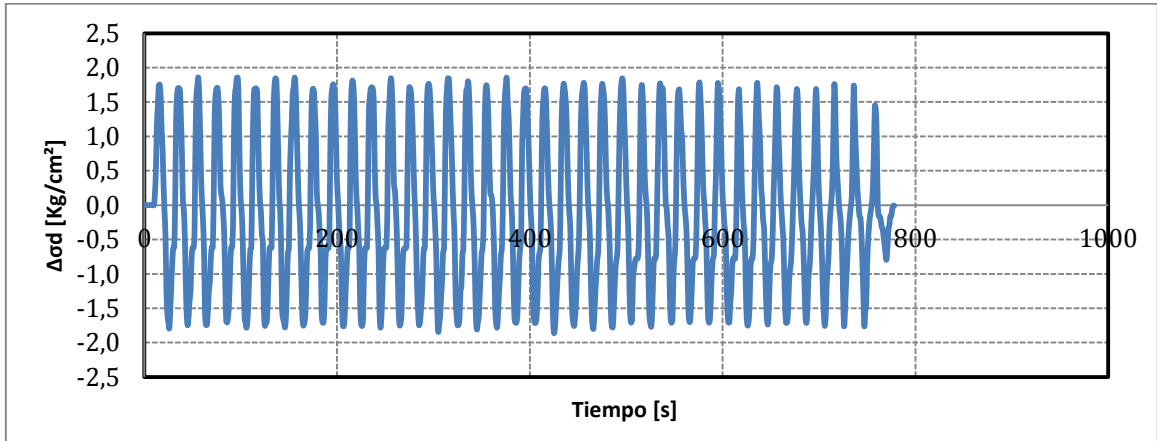
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	065Relave60CIC05rc025v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.674
DR_i [%]	60	R_c []	0.25
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	8



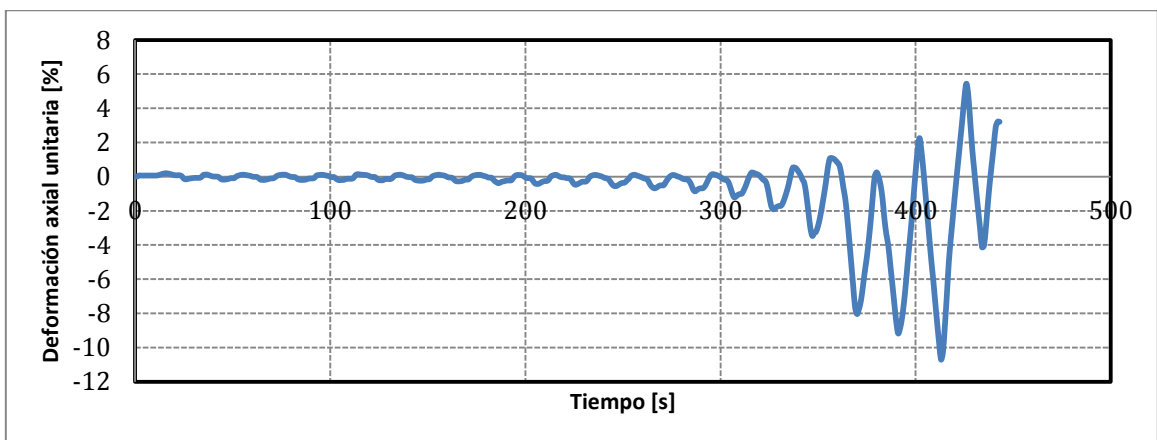
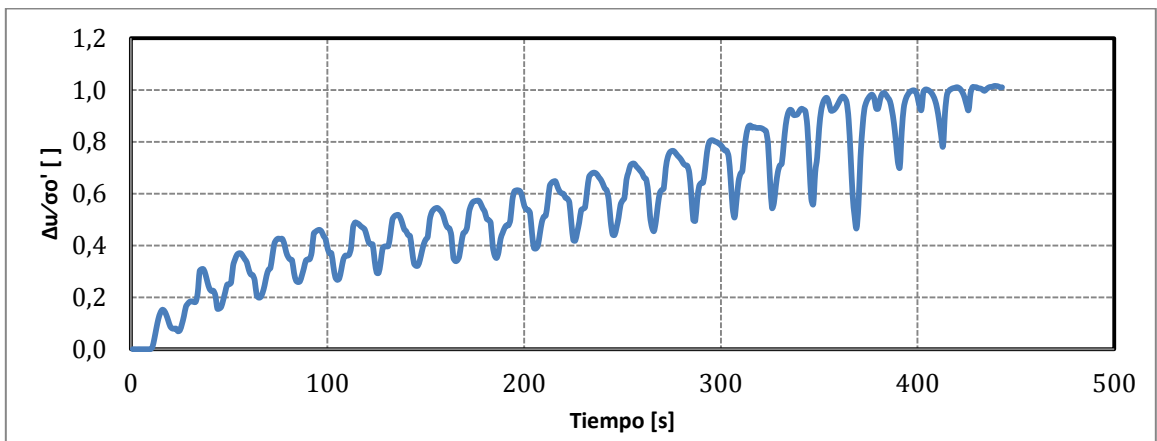
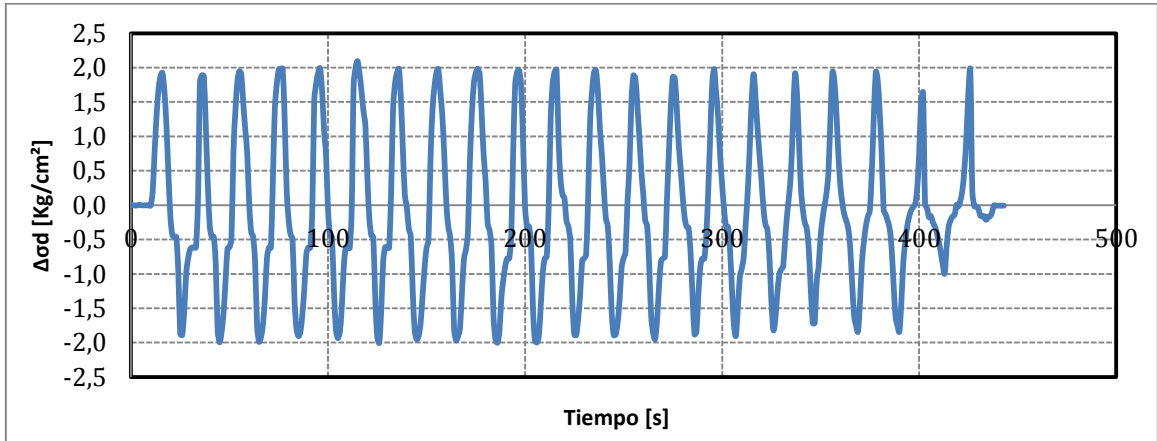
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	066Relave60CIC05rc018v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.674
DR_i [%]	60	R_c []	0.18
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	36



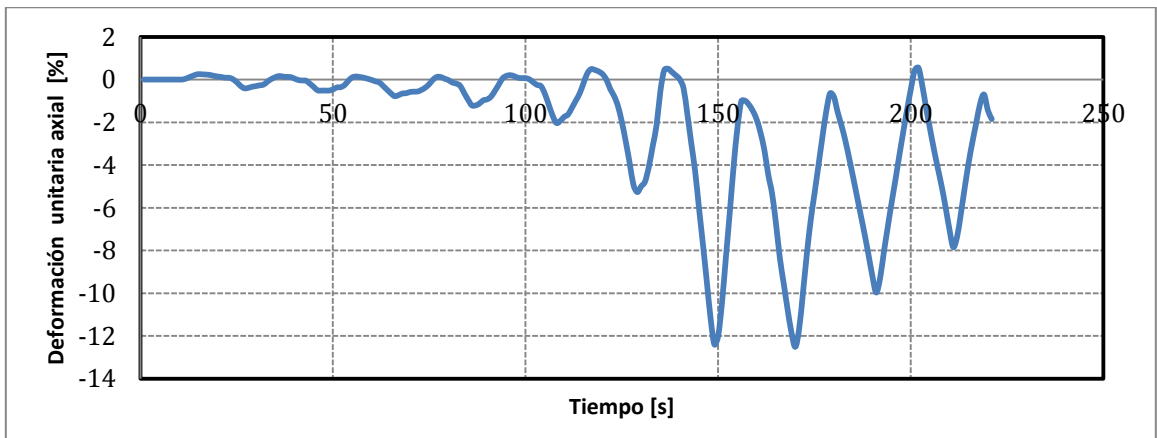
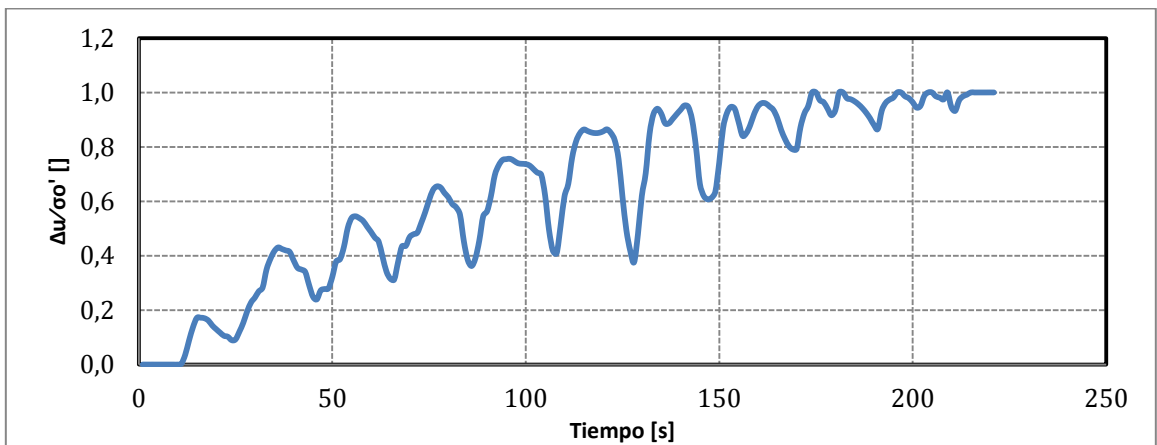
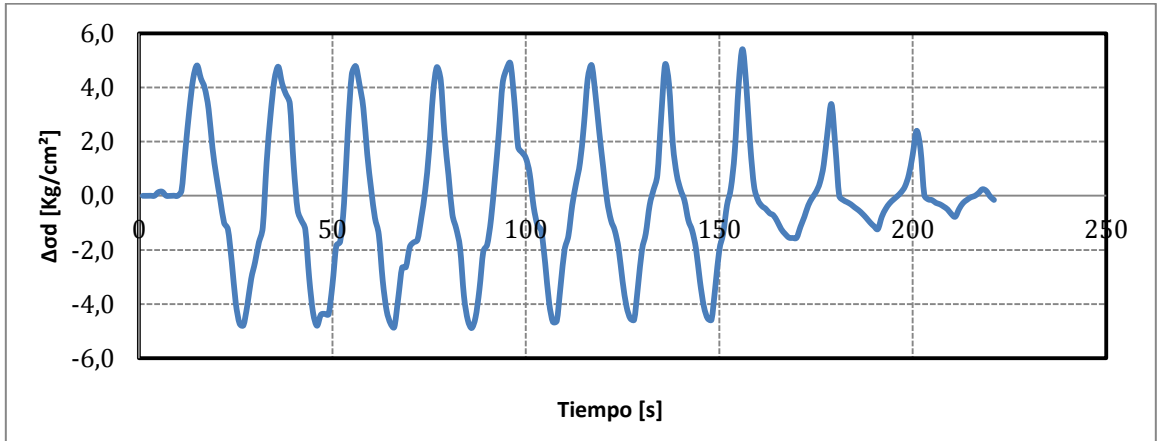
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	088Relave60CIC05rc020v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.672
DR_i [%]	60	R_c []	0.20
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	18



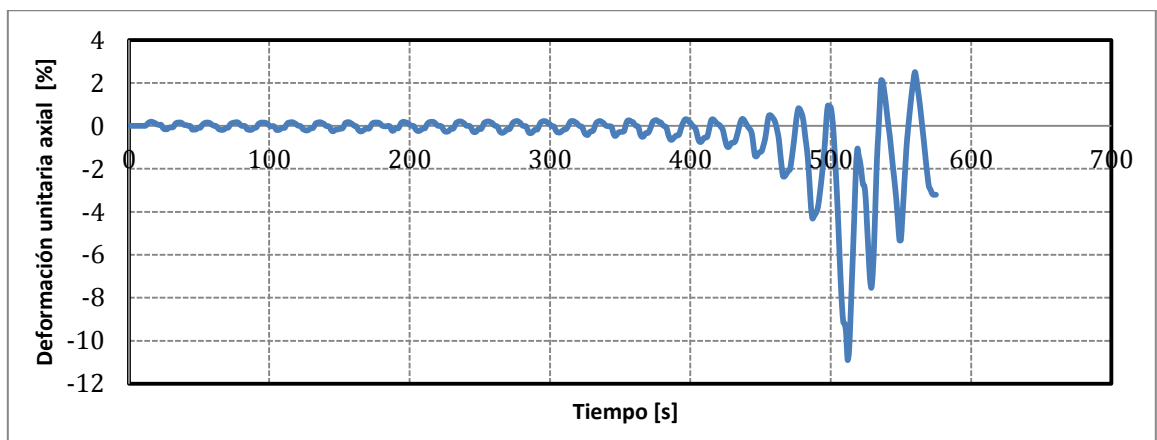
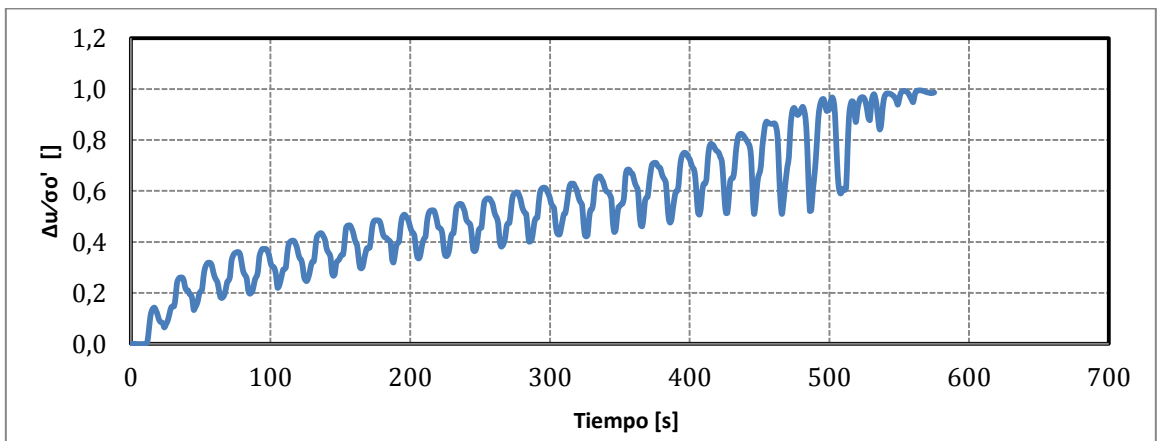
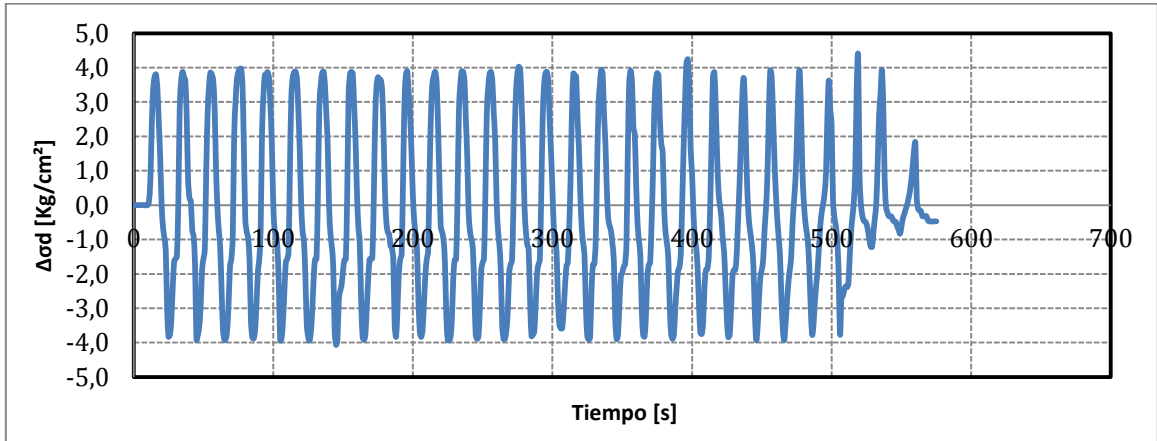
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	062Relave60CIC10rc023v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.655
DR_i [%]	60	R_c []	0.23
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	6



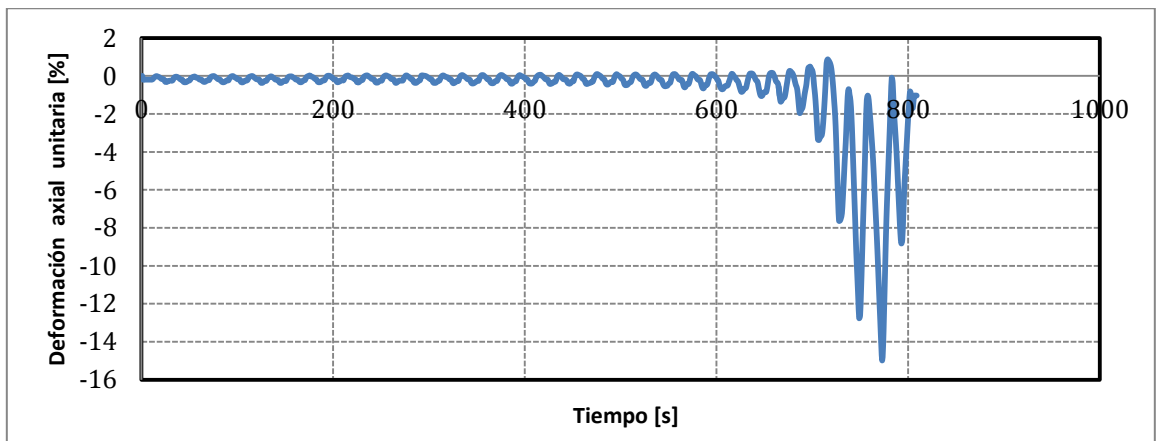
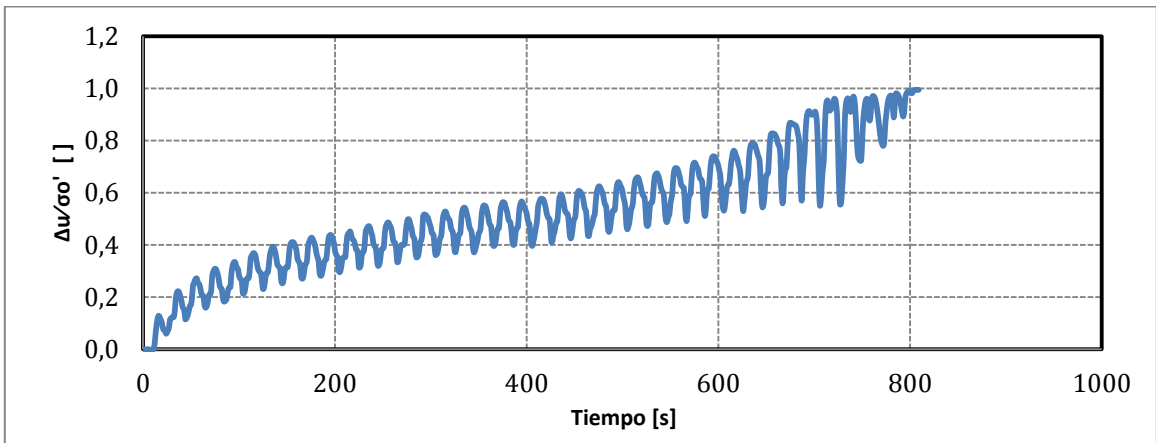
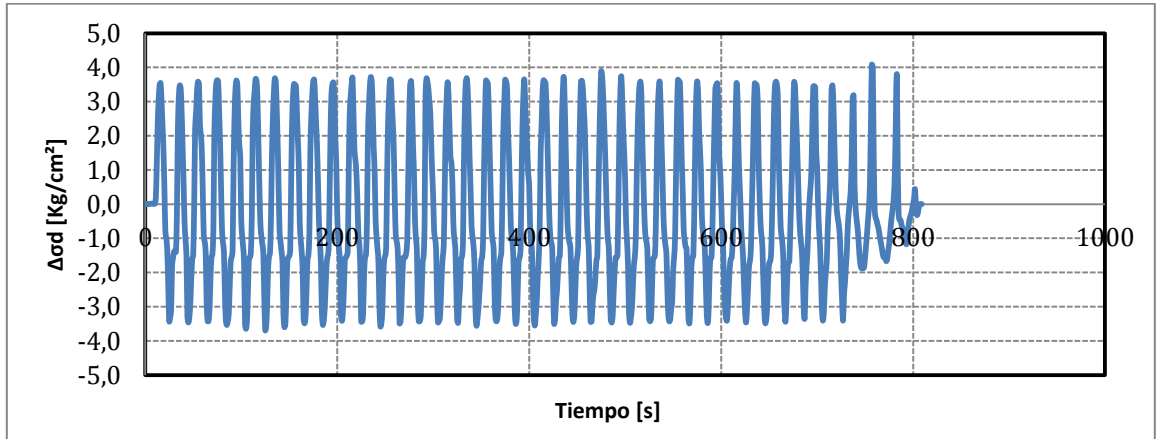
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	063Relave60CIC10rc020v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.655
DR_i [%]	60	R_c []	0.20
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	24



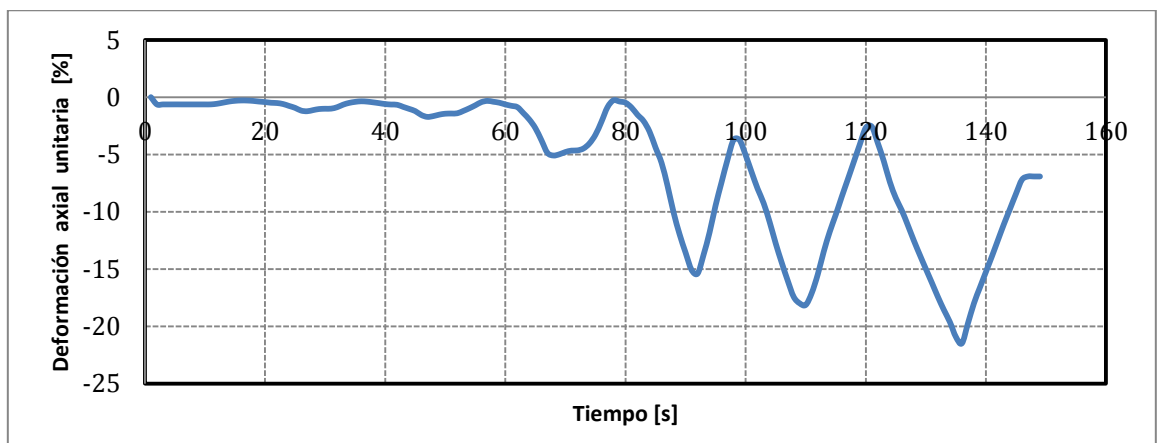
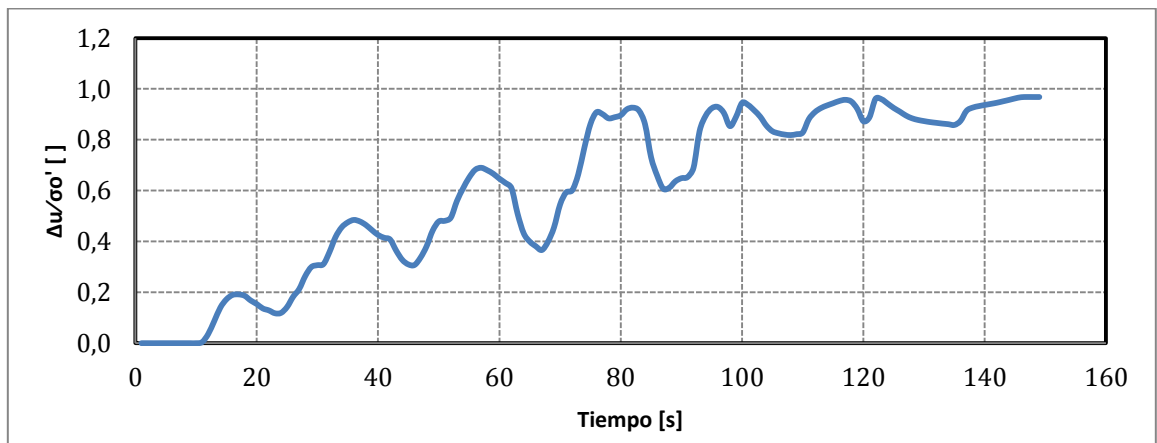
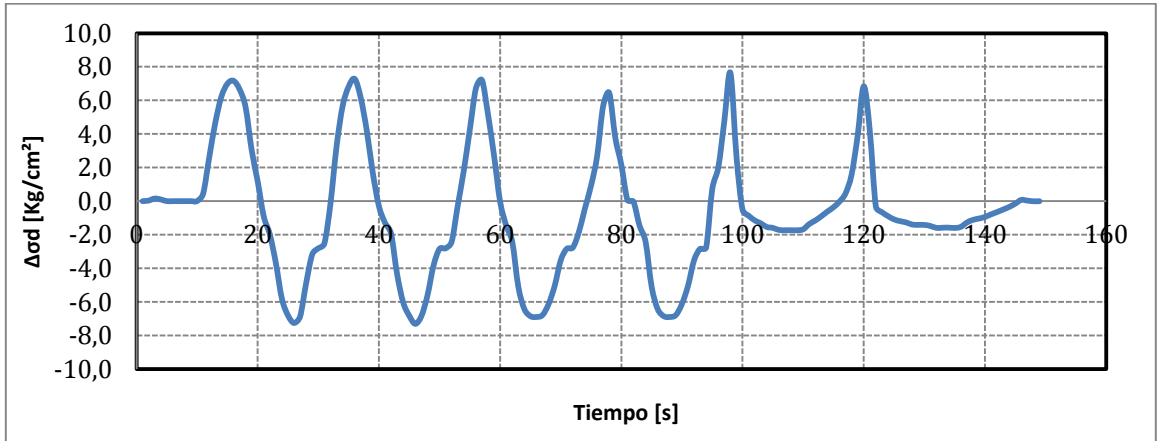
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	064Relave60CIC10rc017v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.653
DR_i [%]	60	R_c []	0.17
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	36



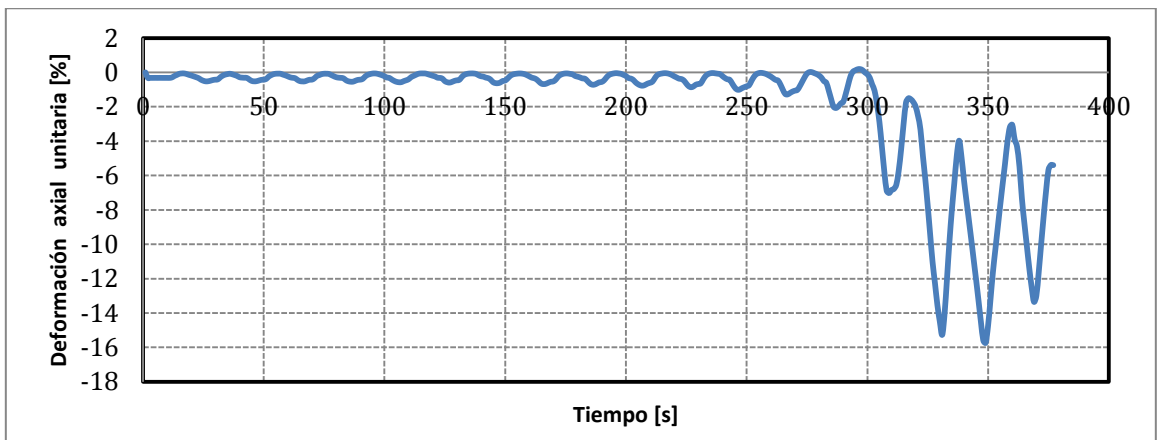
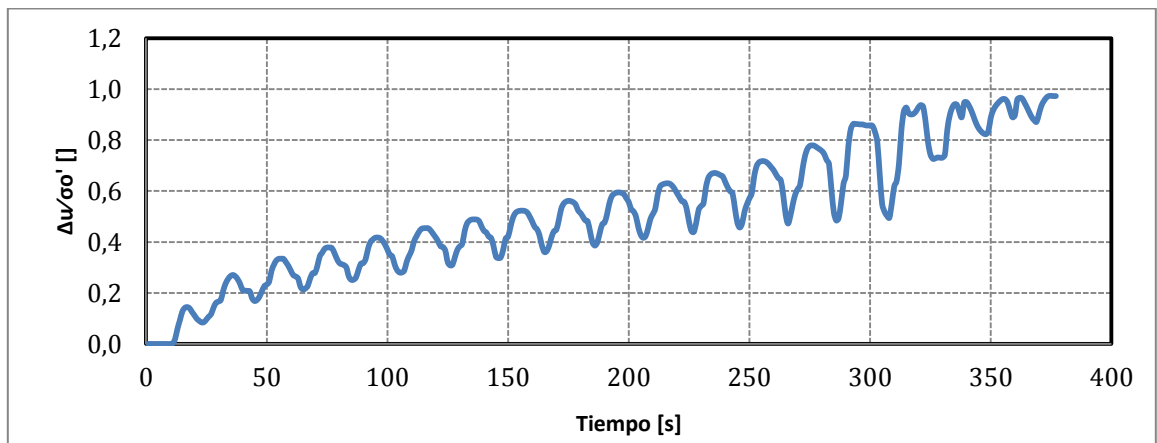
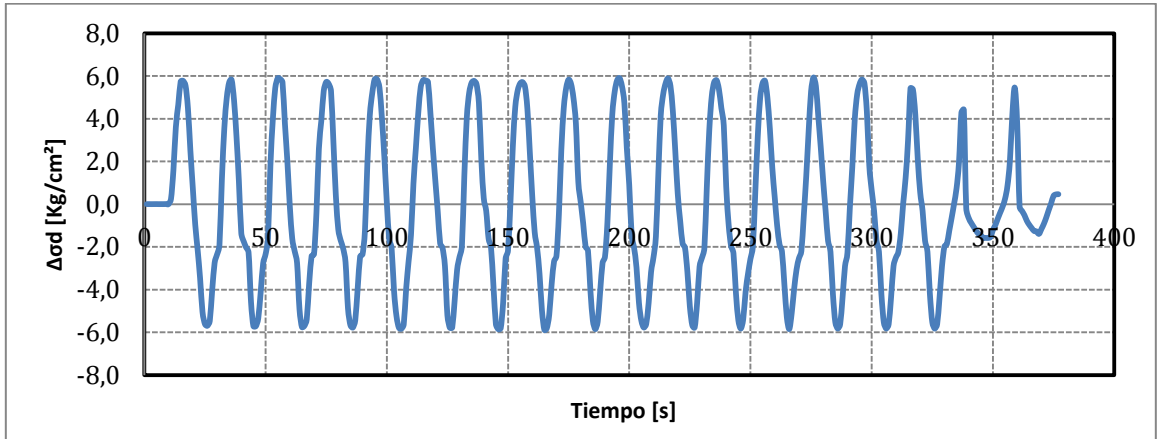
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	069Relave60CIC15rc024v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.636
DR_i [%]	60	R_c []	0.24
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	3



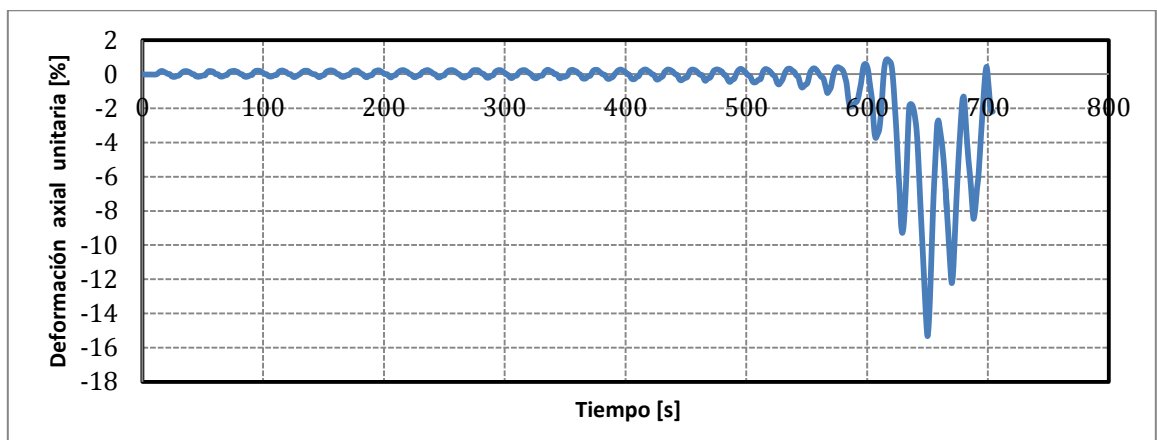
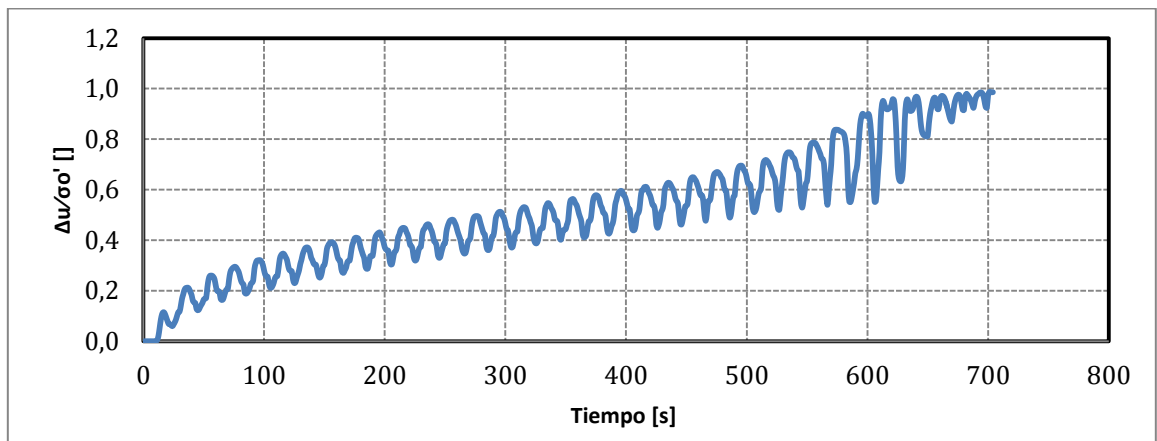
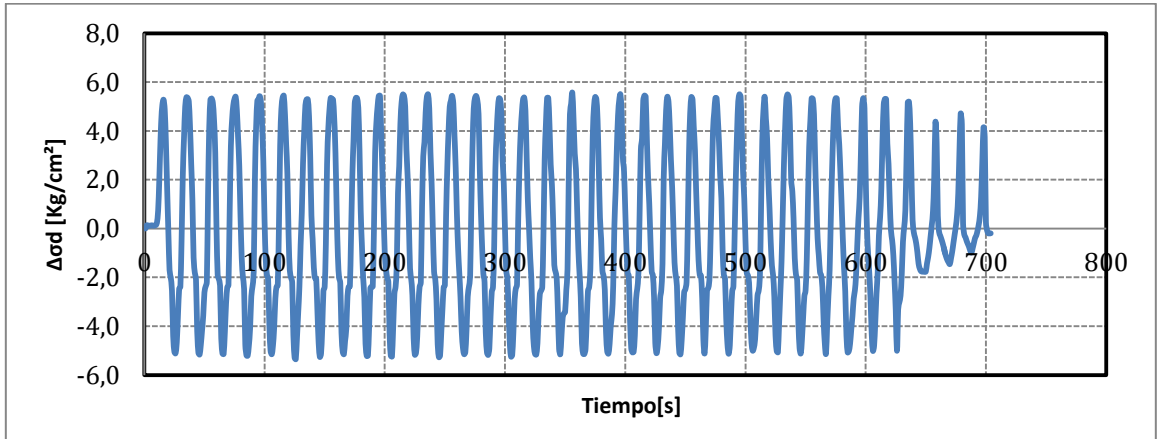
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	070Relave60CIC15rc020v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.638
DR_i [%]	60	R_c []	0.20
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	15



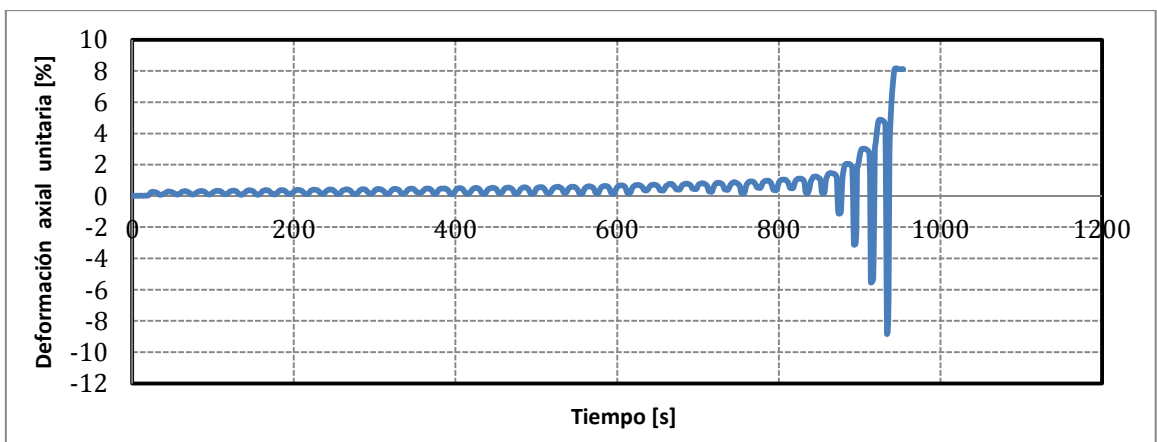
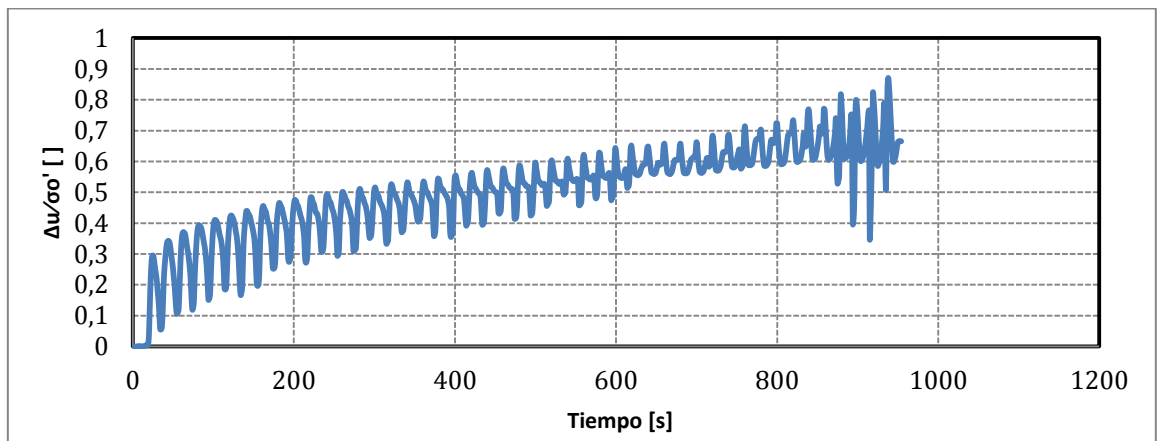
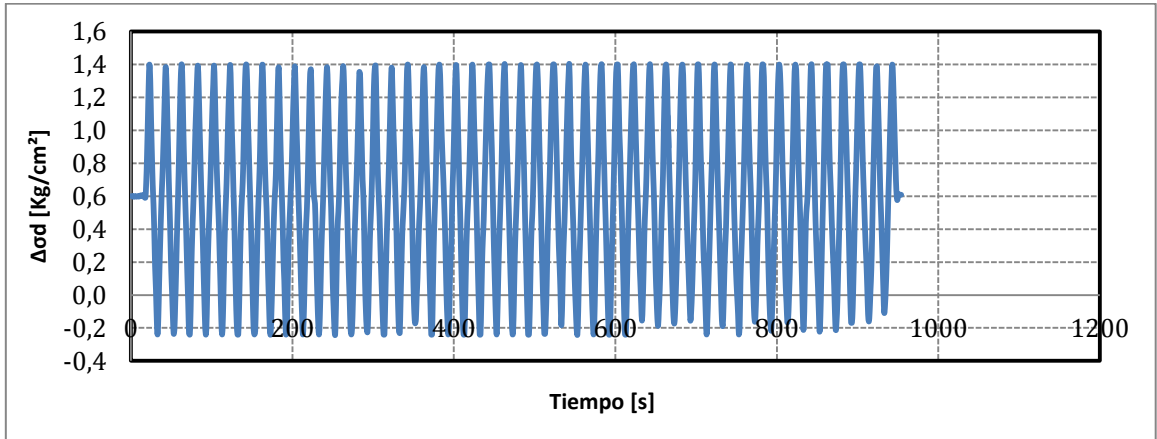
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	071Relave60CIC15rc018v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.638
DR_i [%]	60	R_c []	0.18
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	31



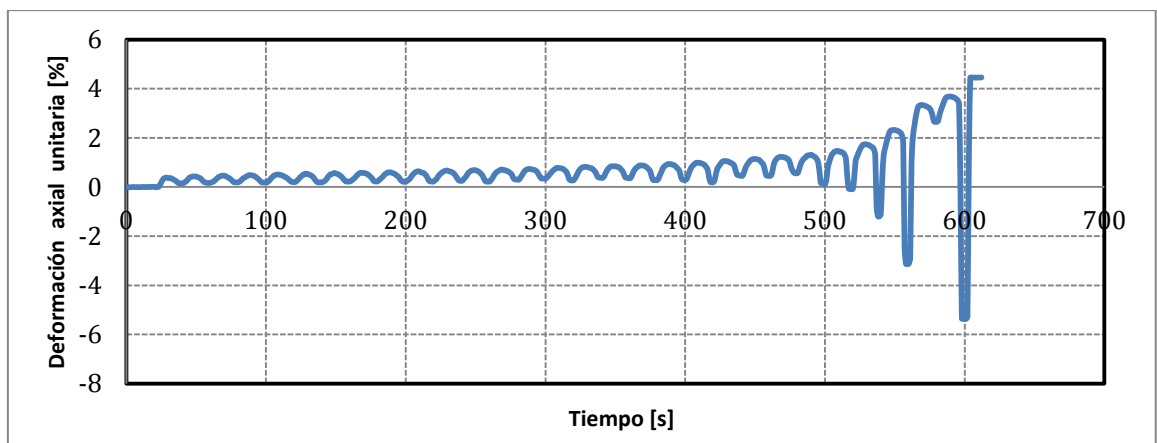
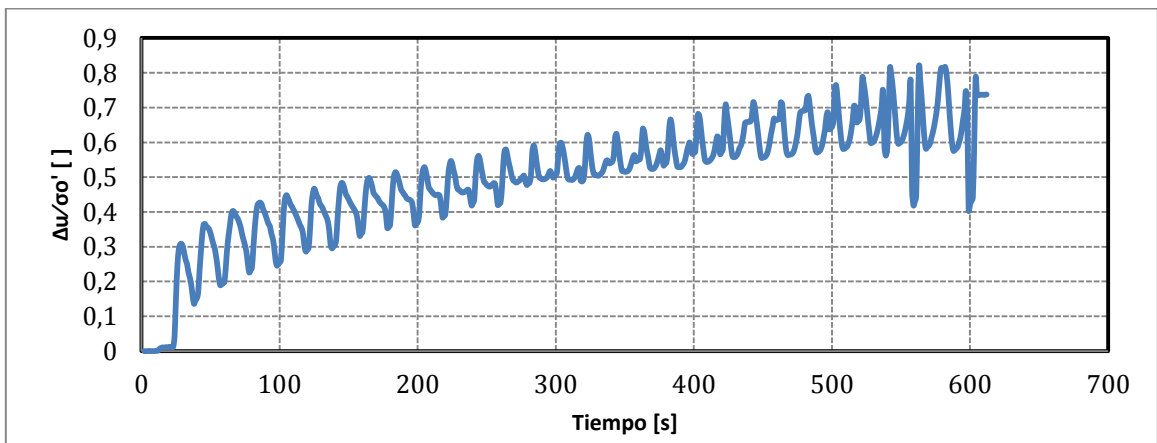
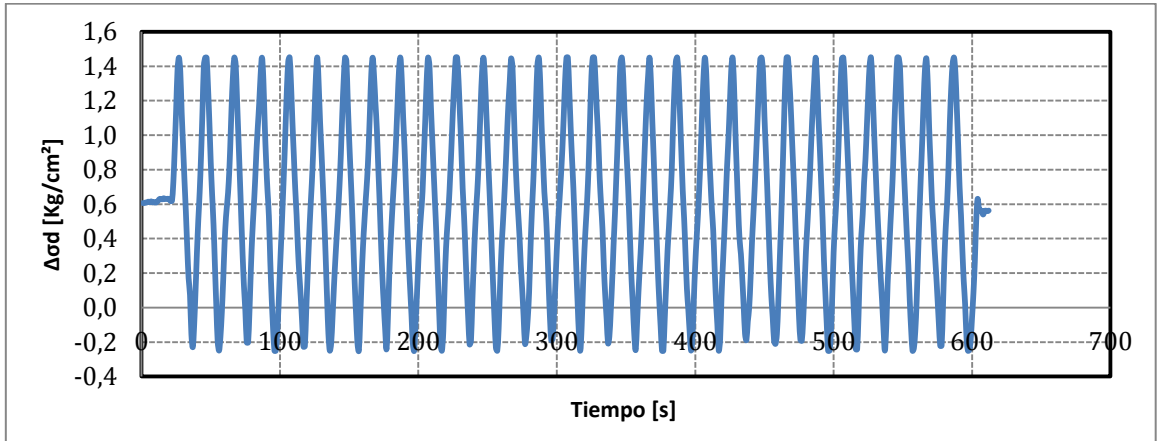
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	199Relave60CIC01rc041n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.713
DR_i [%]	60	R_c []	0.41
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	44



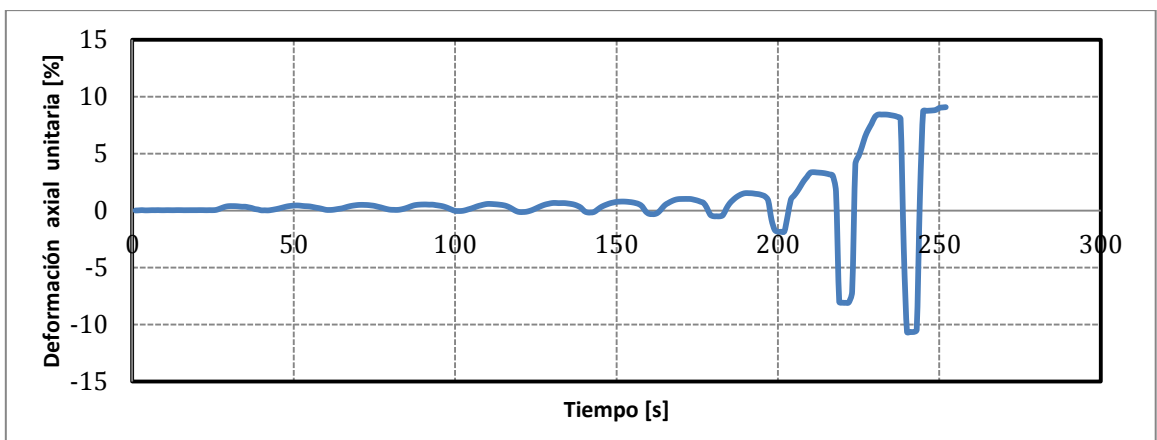
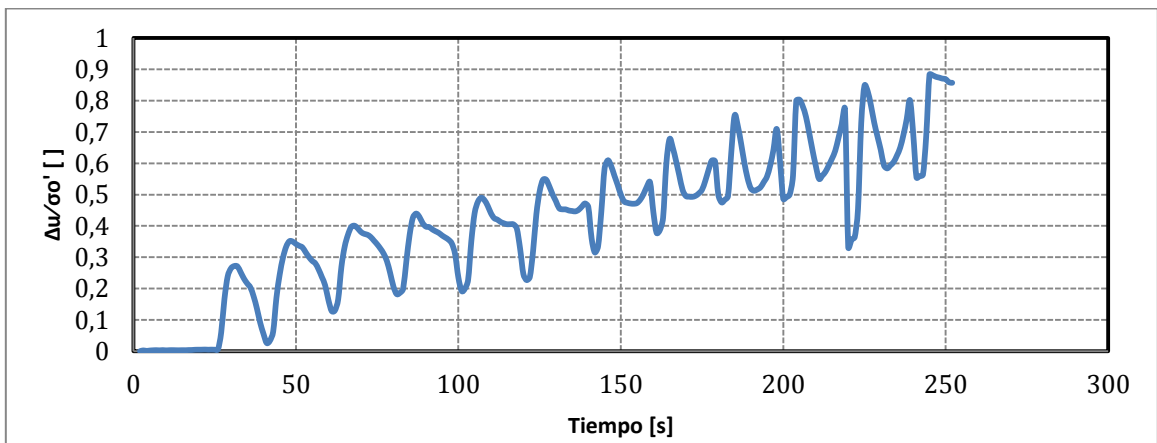
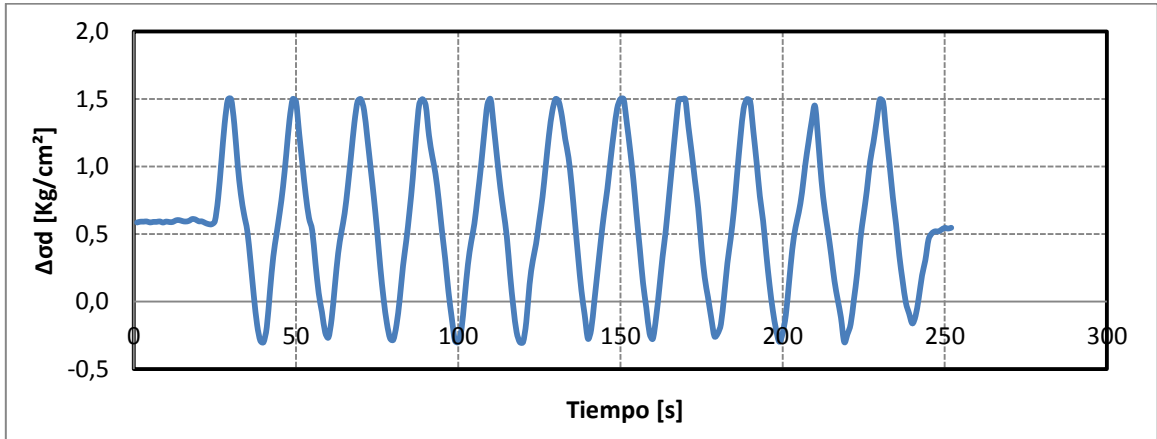
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	200Relave60CIC01rc043n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.708
DR_i [%]	60	R_c []	0.43
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	27



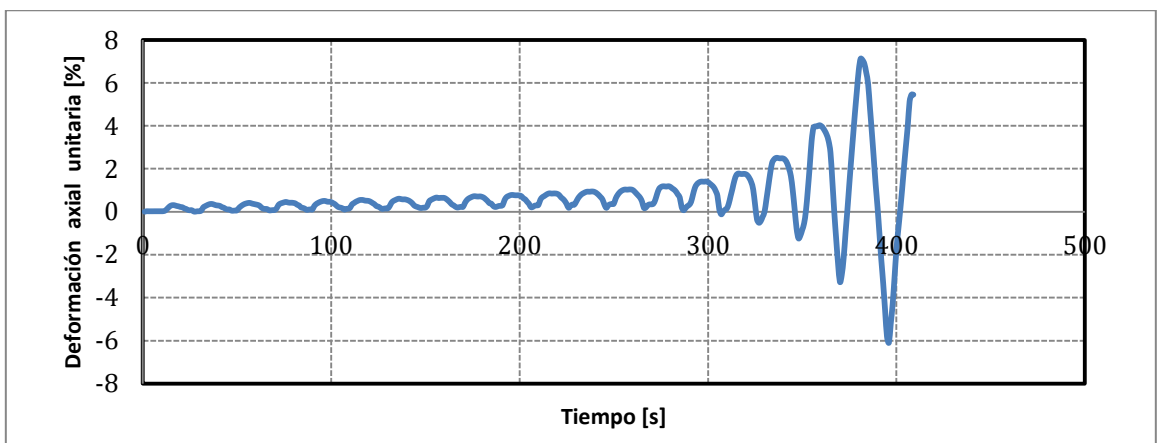
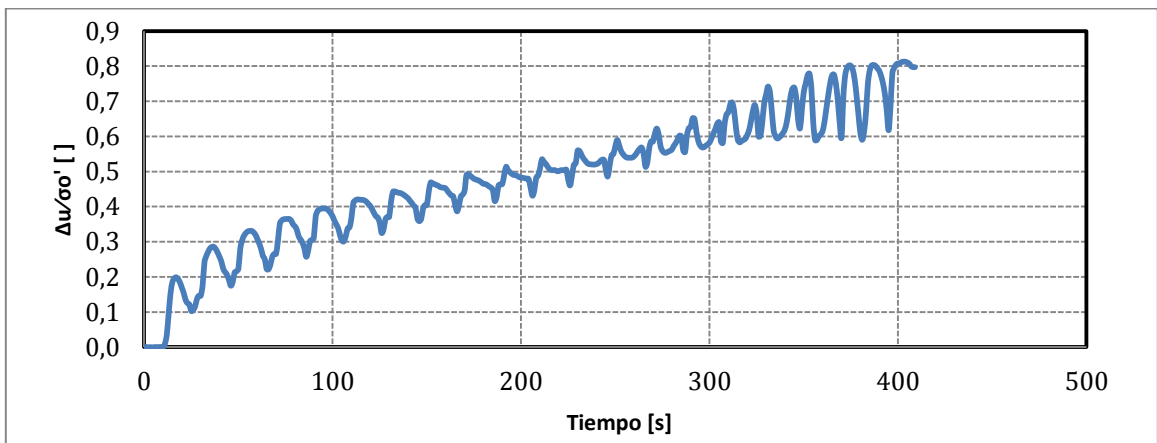
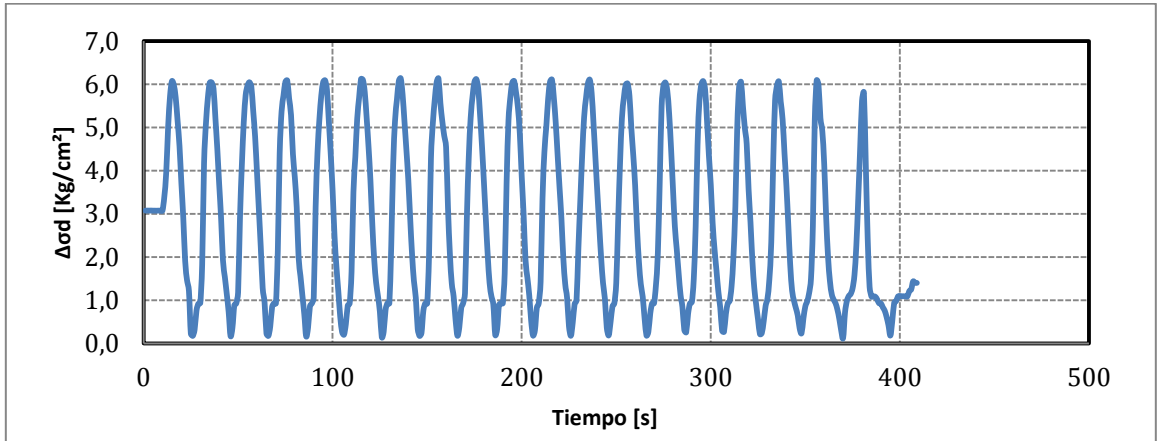
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	202Relave60CIC01rc045n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.712
DR_i [%]	60	R_c []	0.45
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	10



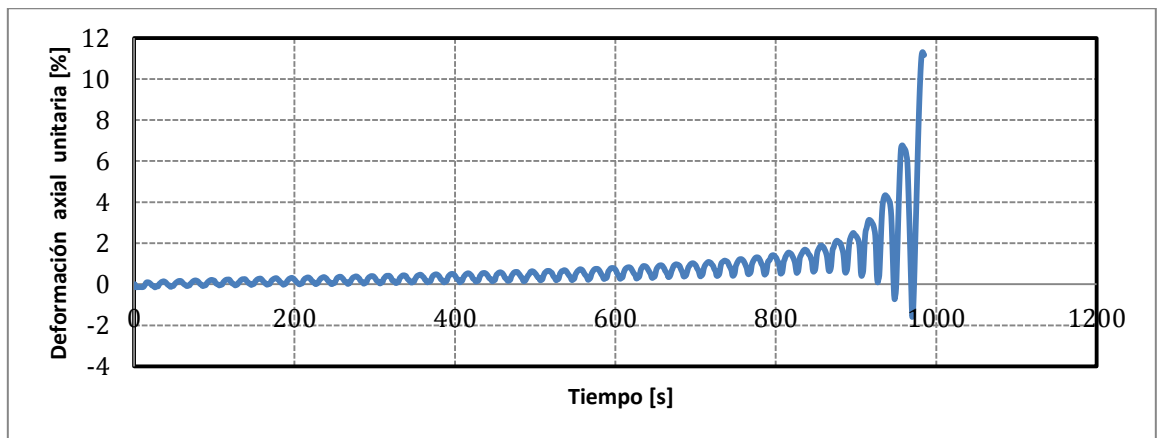
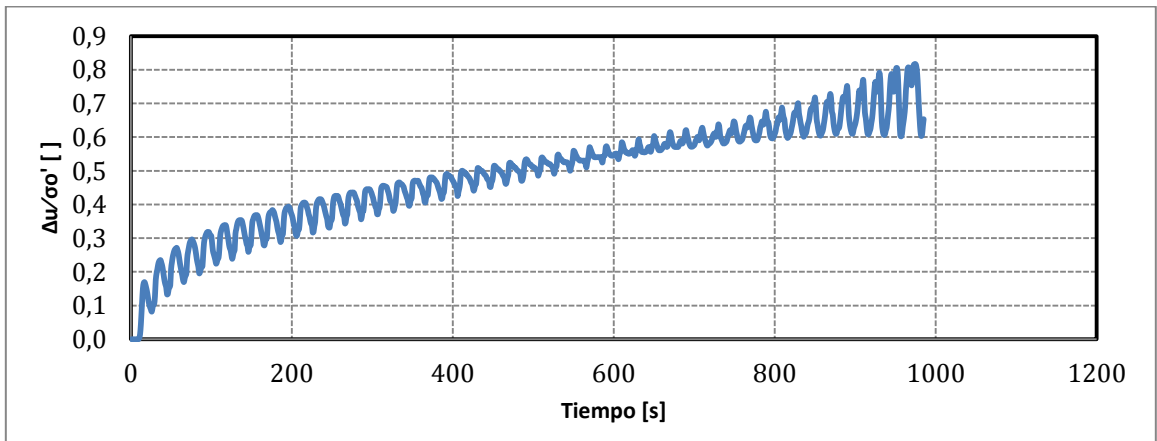
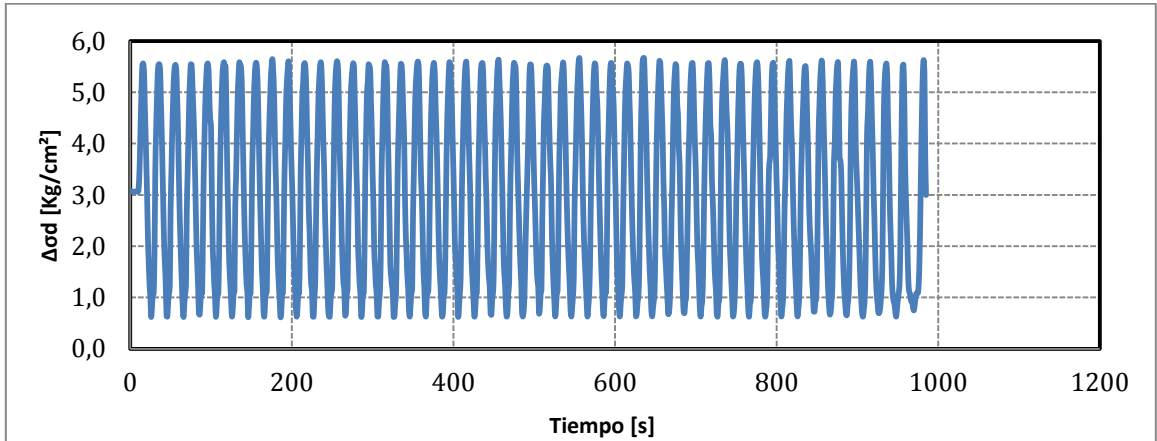
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	137Relave60CIC05rc030n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.672
DR_i [%]	60	R_c []	0.30
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	18



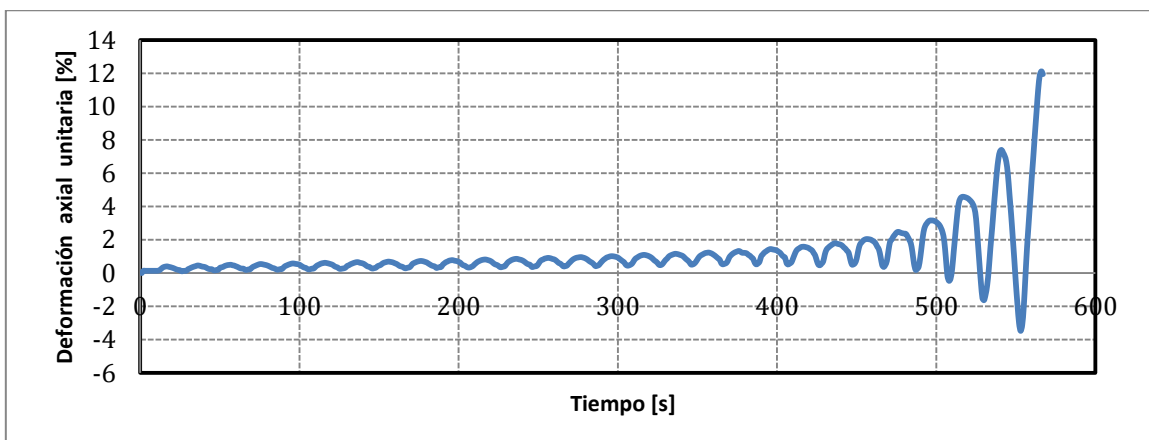
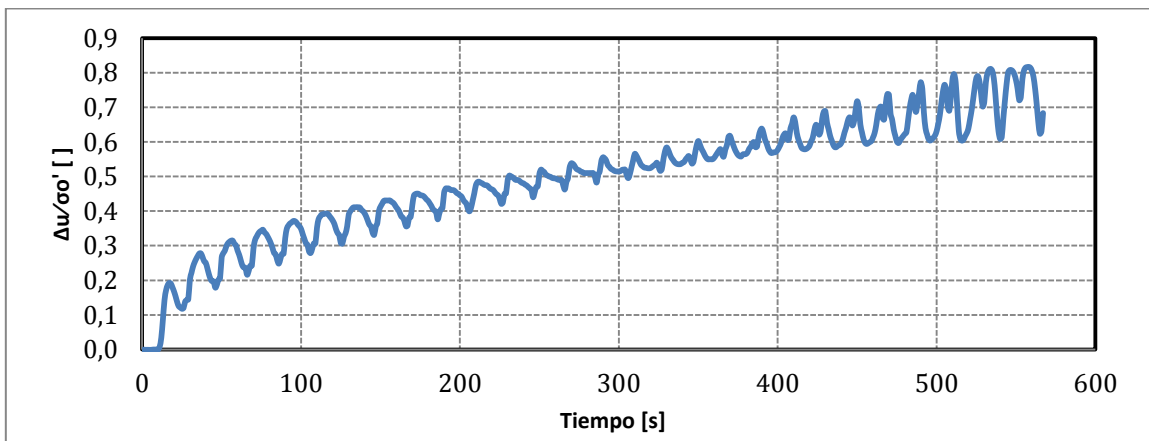
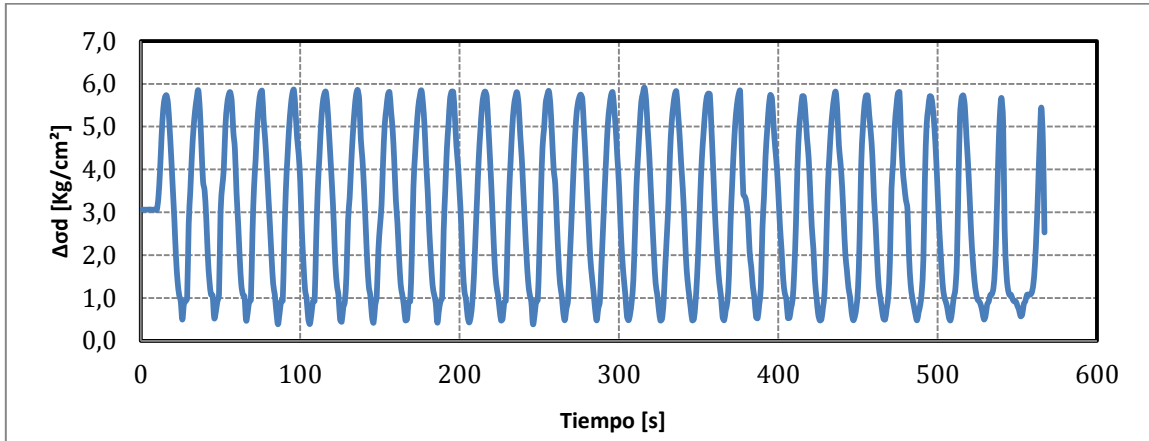
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	138Relave60CIC05rc025n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.674
DR_i [%]	60	R_c []	0.25
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	47



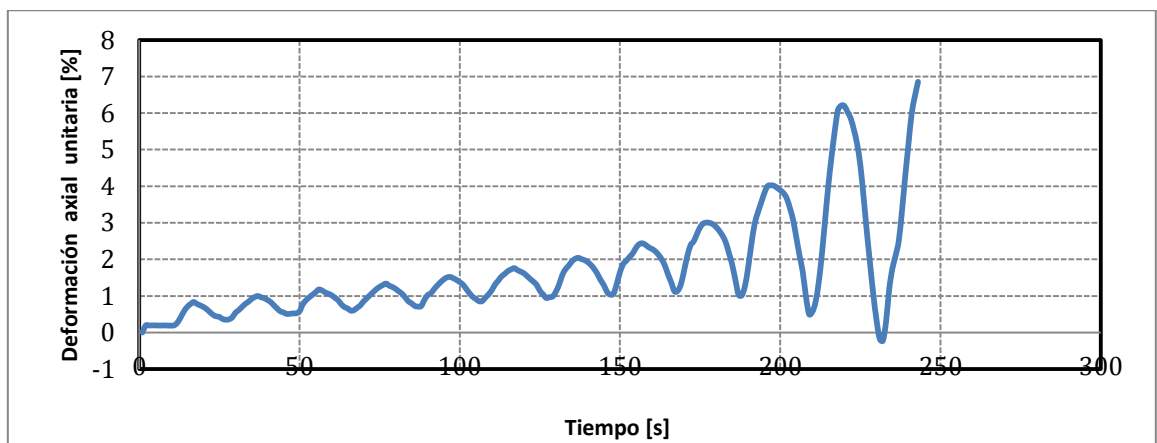
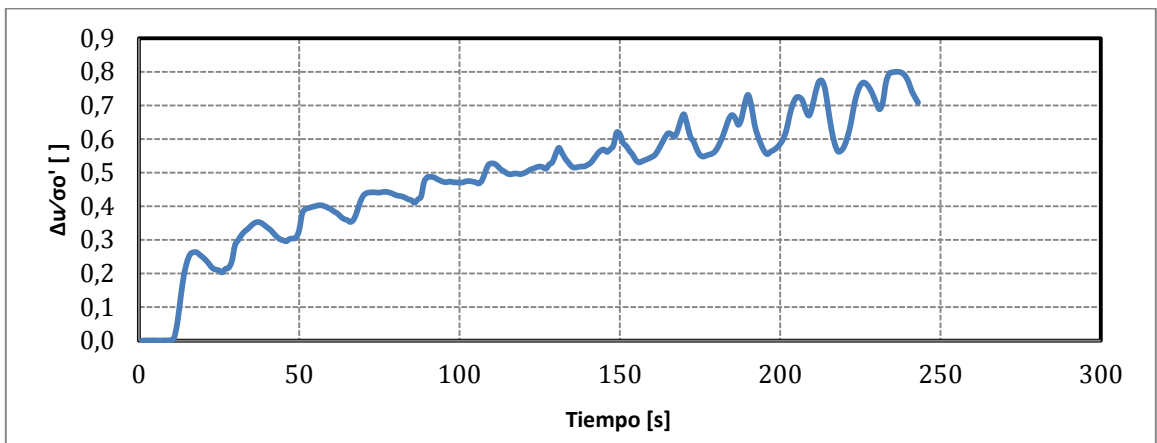
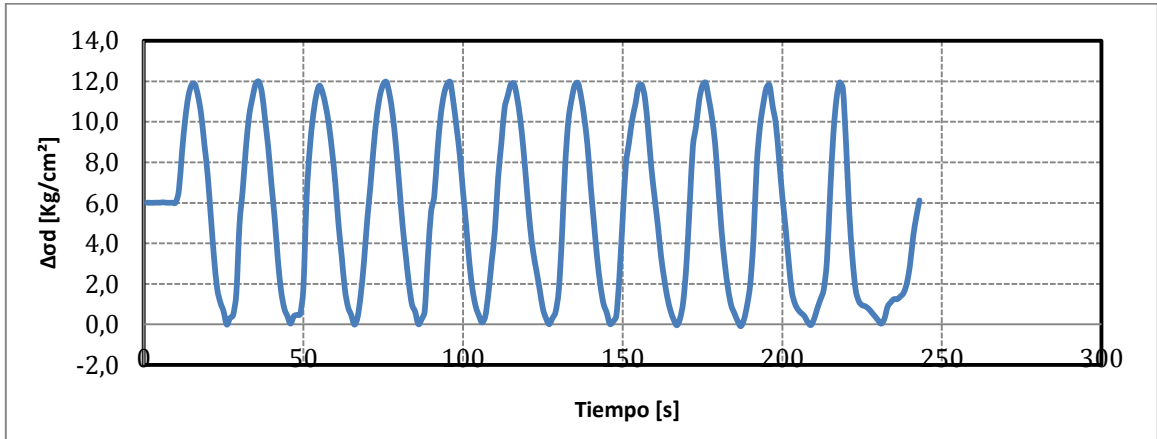
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	139Relave60CIC05rc027n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.678
DR_i [%]	60	R_c []	0.27
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	26



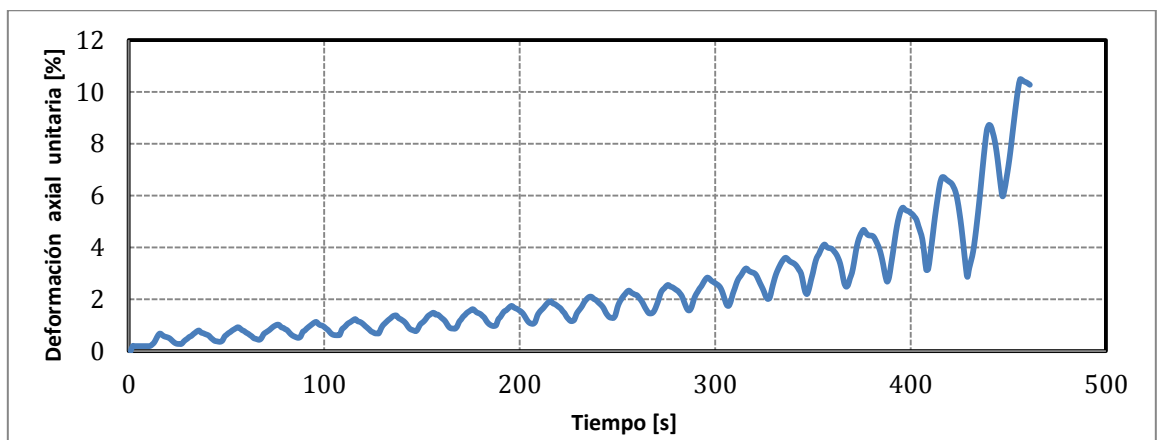
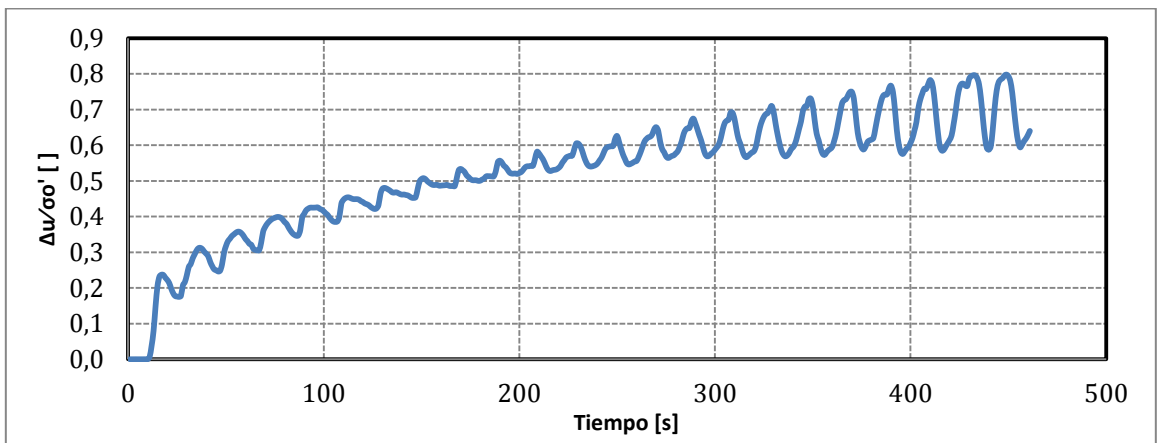
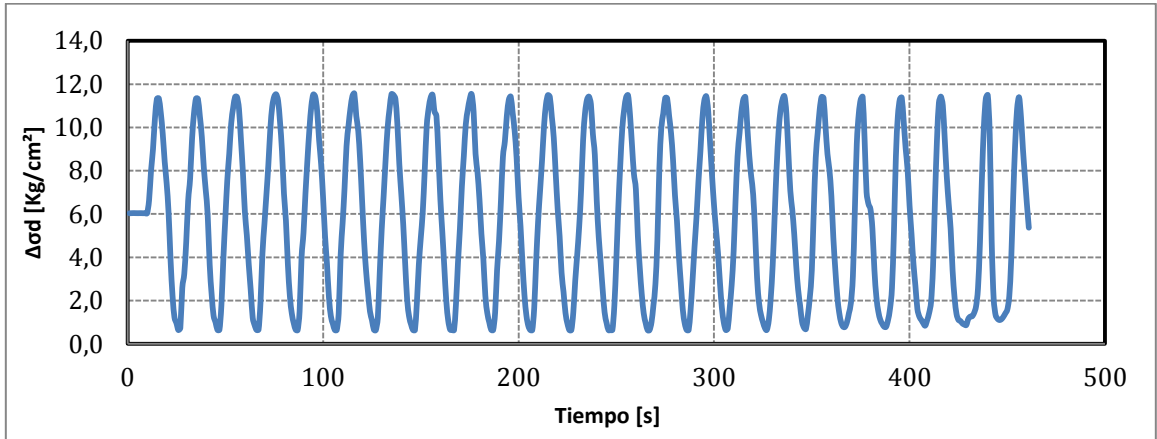
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	143Relave60CIC10rc030n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.655
DR_i [%]	60	R_c []	0.30
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	11



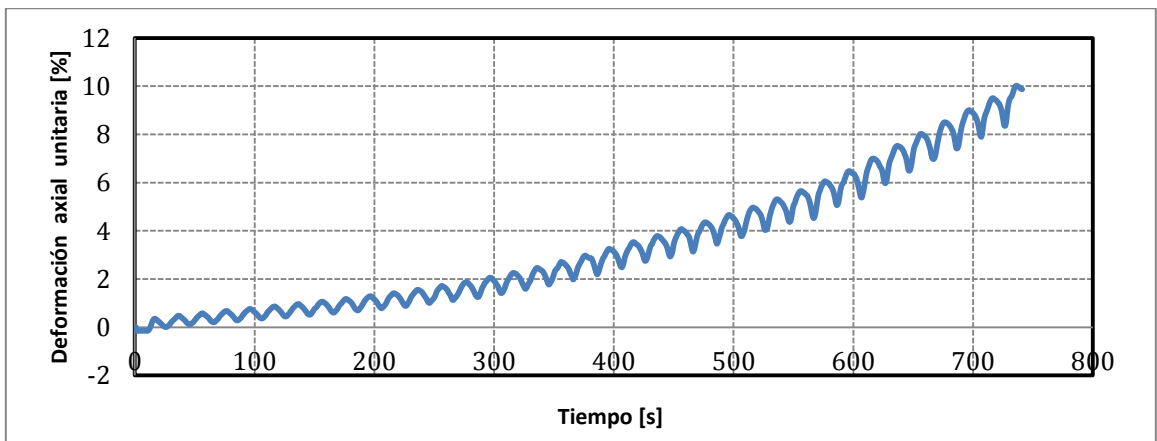
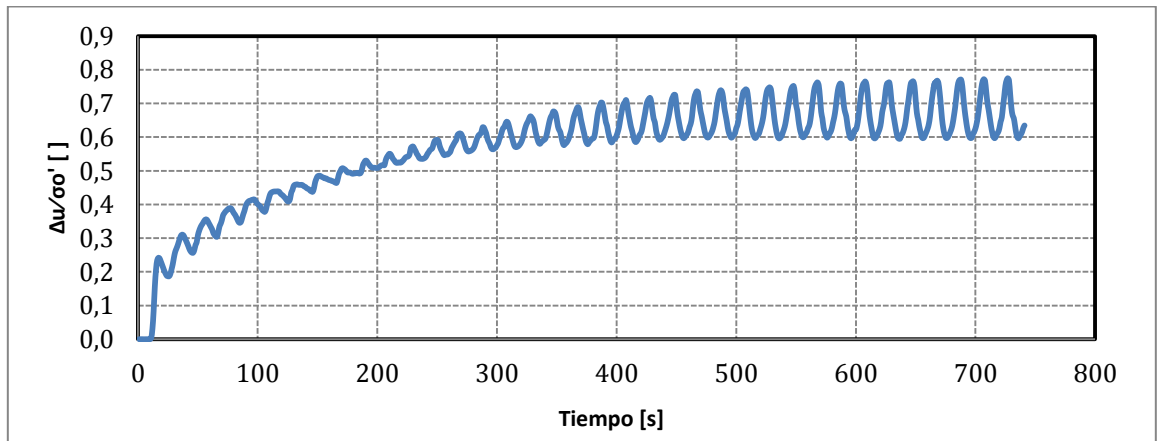
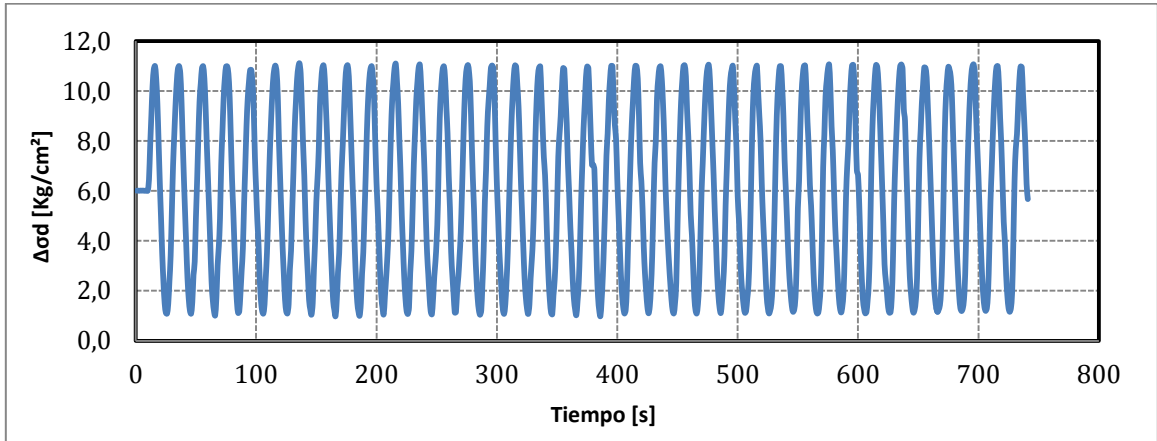
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	146Relave60CIC10rc027n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.649
DR_i [%]	60	R_c []	0.27
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	20



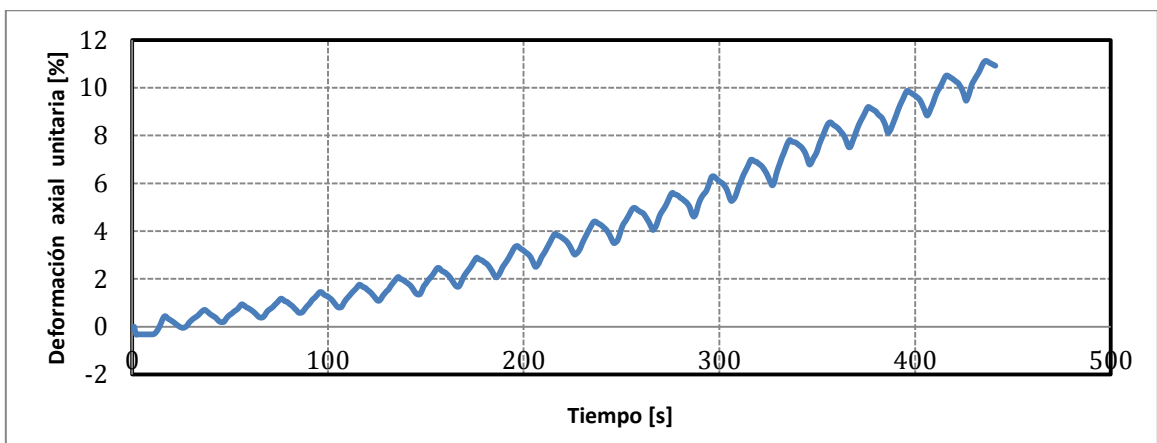
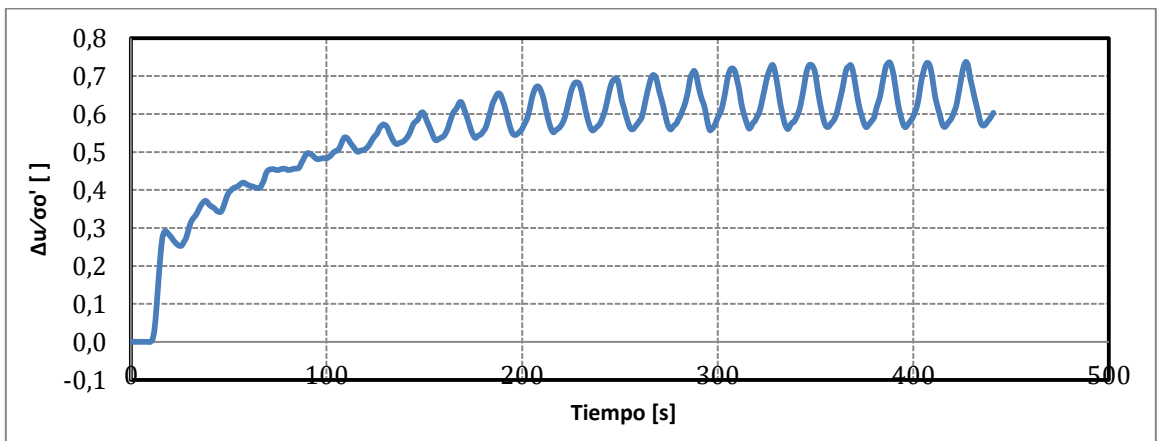
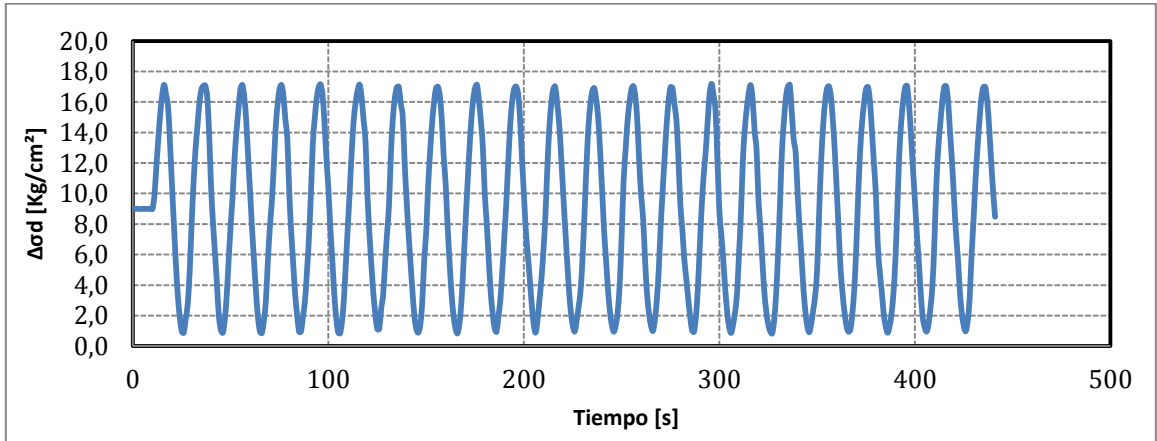
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	145Relave60CIC10rc025n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.657
DR_i [%]	60	R_c []	0.25
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	27



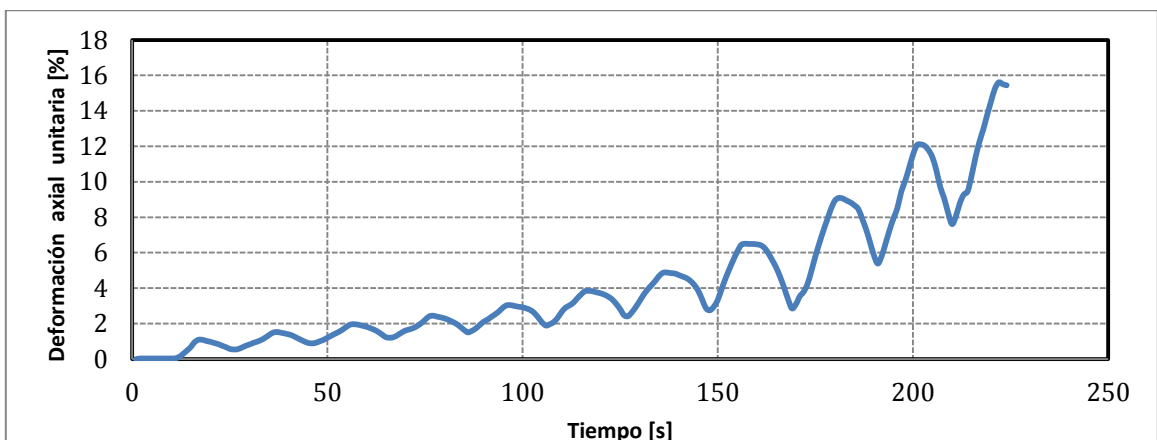
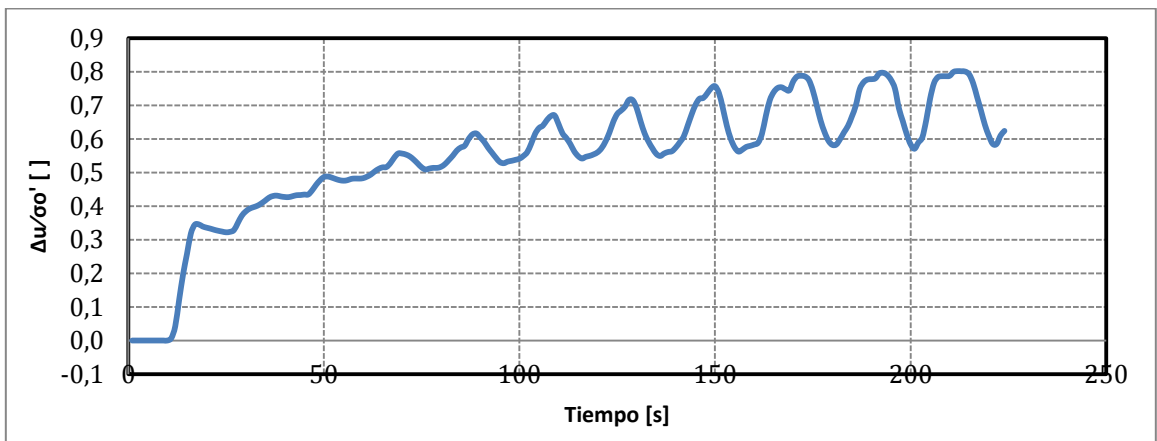
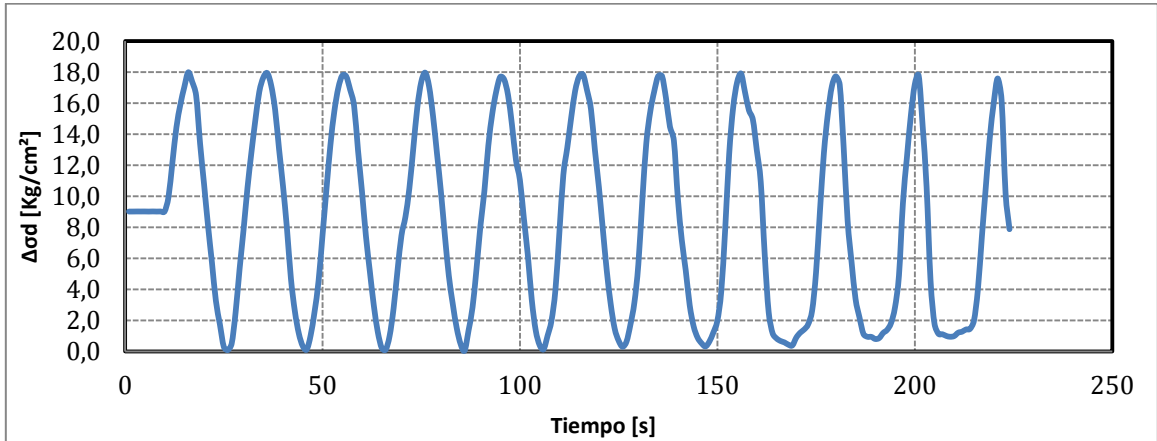
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	151Relave60CIC15rc027n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.638
DR_i [%]	60	R_c []	0.27
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	14



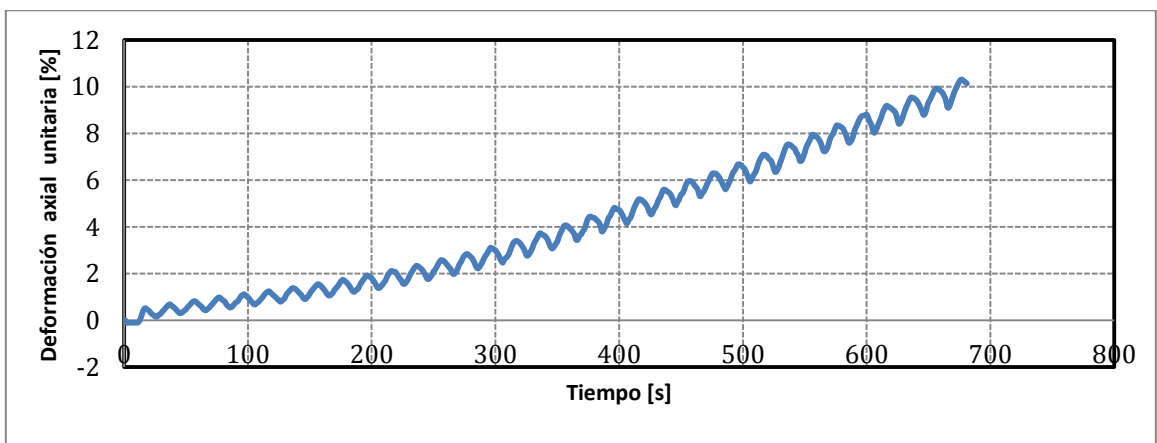
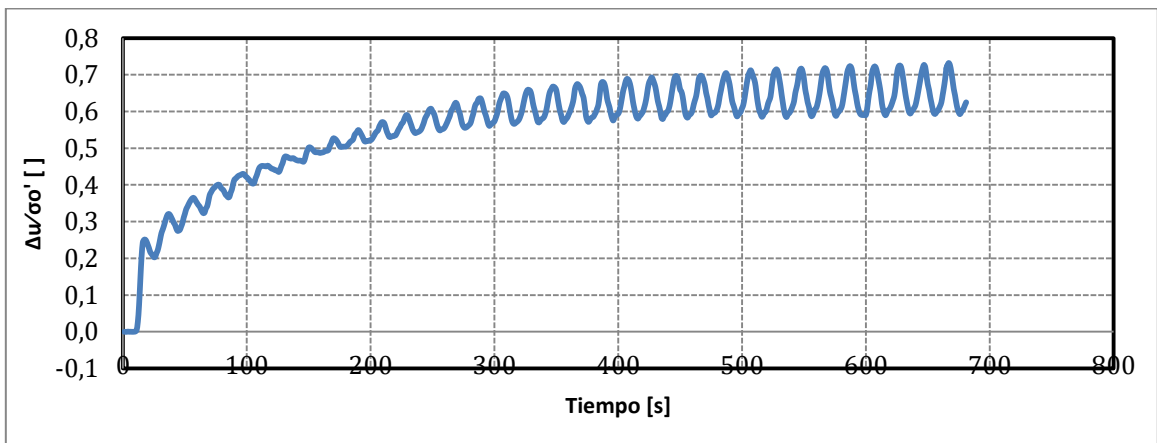
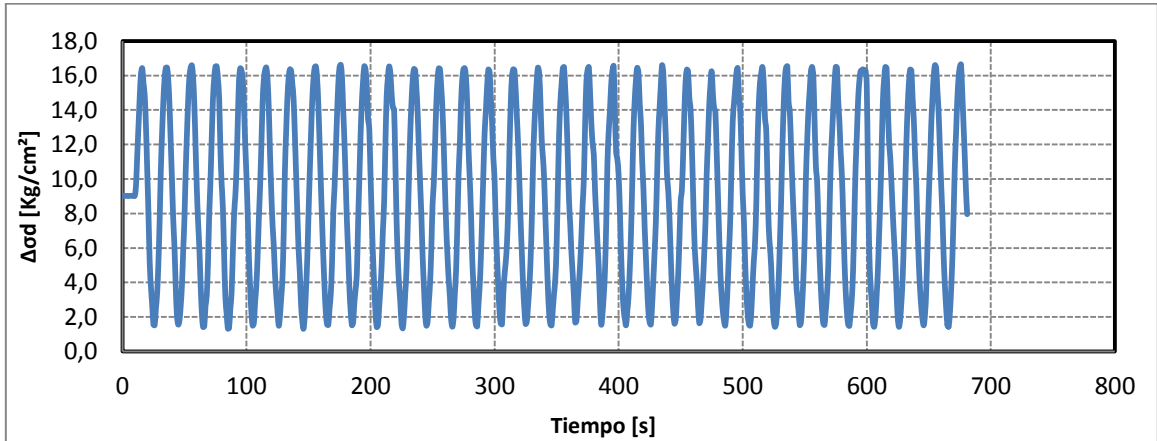
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	152Relave60CIC15rc030n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.634
DR_i [%]	60	R_c []	0.30
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	8



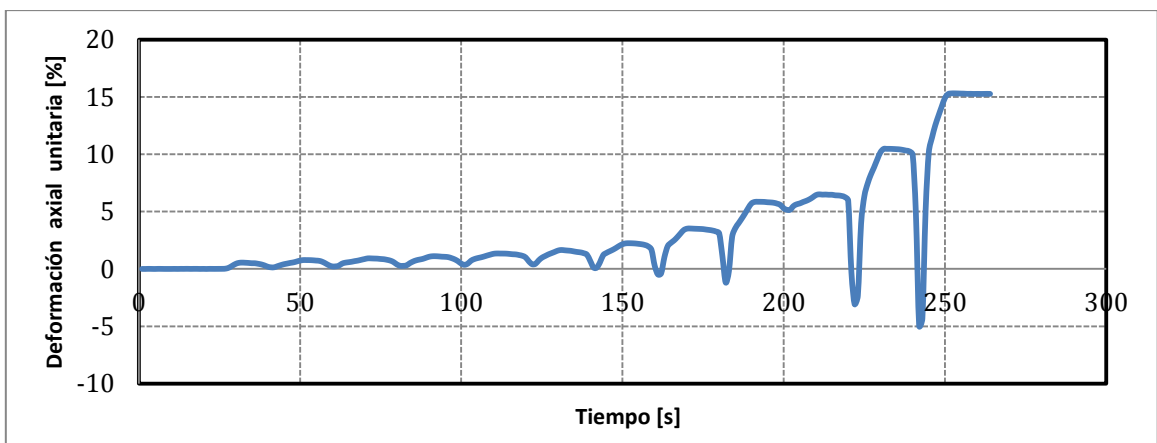
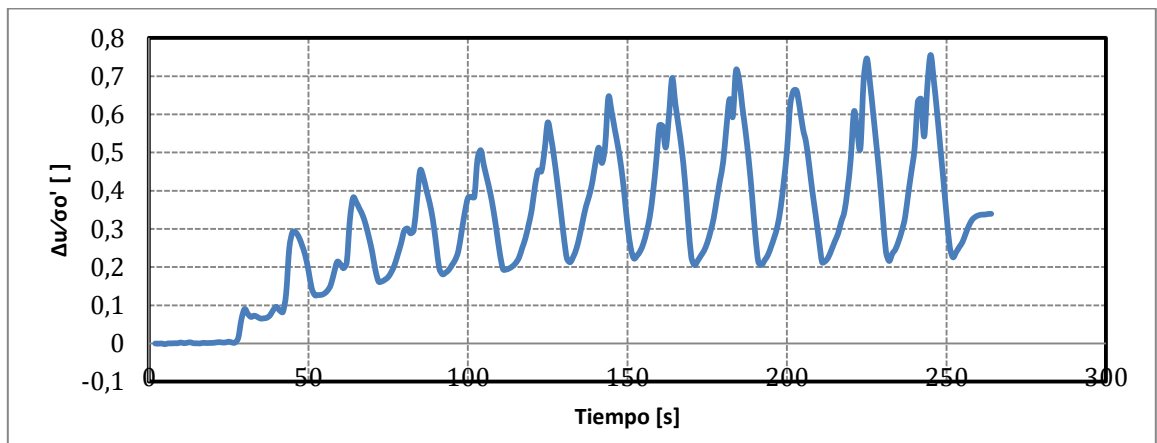
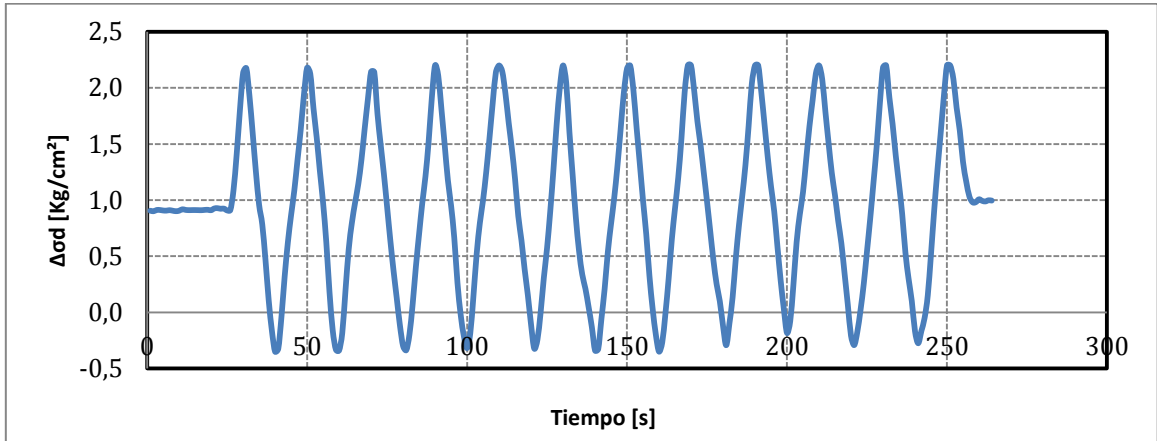
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	153Relave60CIC15rc025n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.634
DR_i [%]	60	R_c []	0.25
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	21



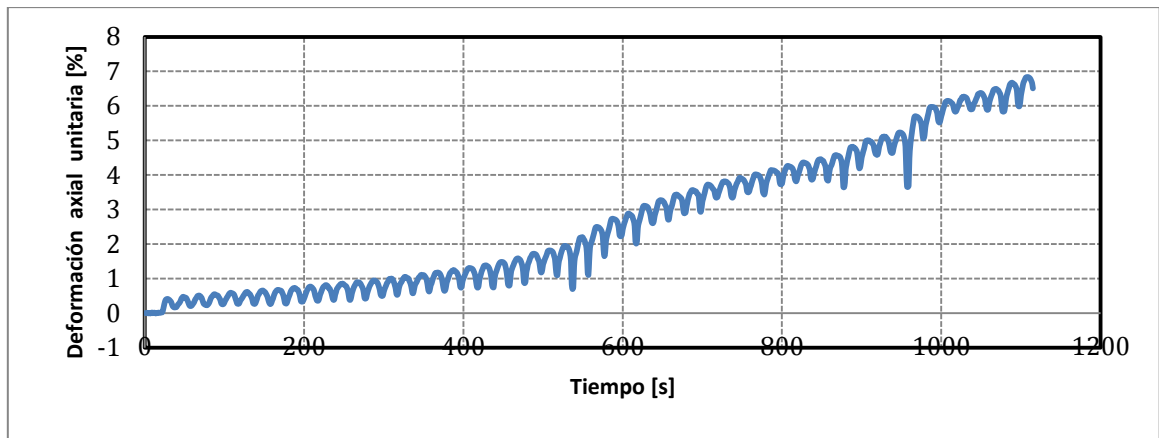
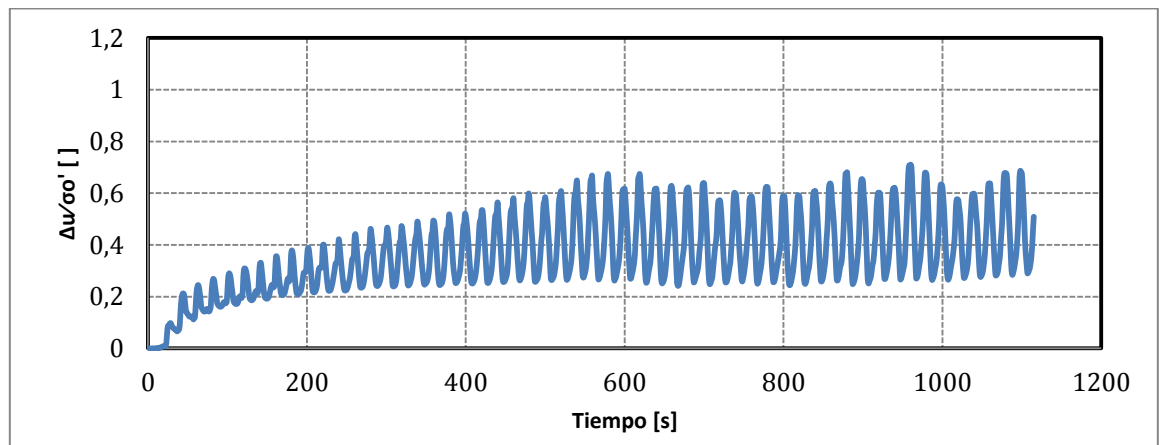
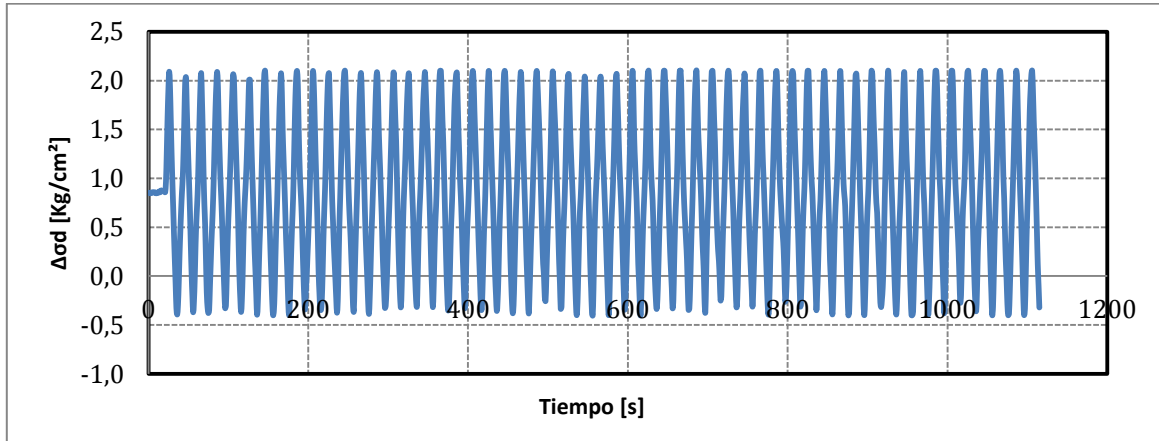
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	205Relave60CIC01rc064n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.711
DR_i [%]	60	R_c []	0.64
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	10



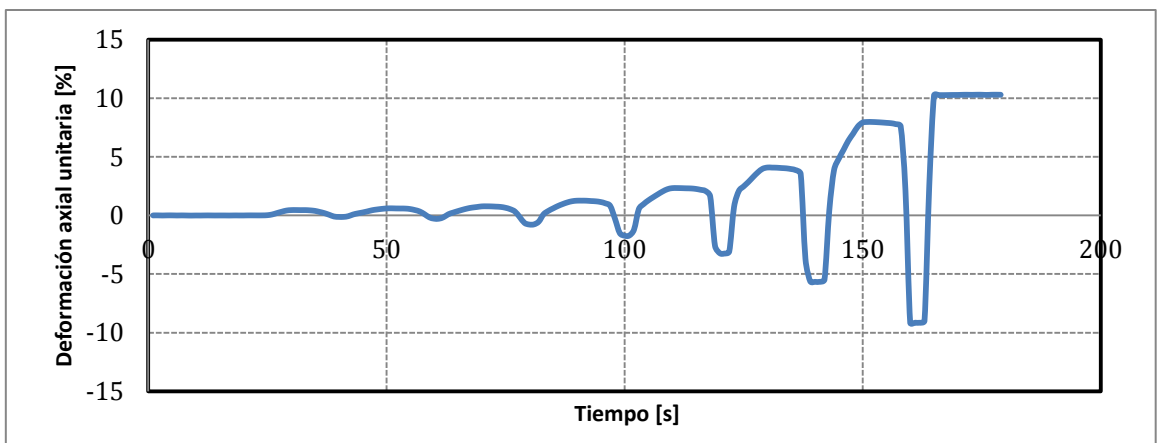
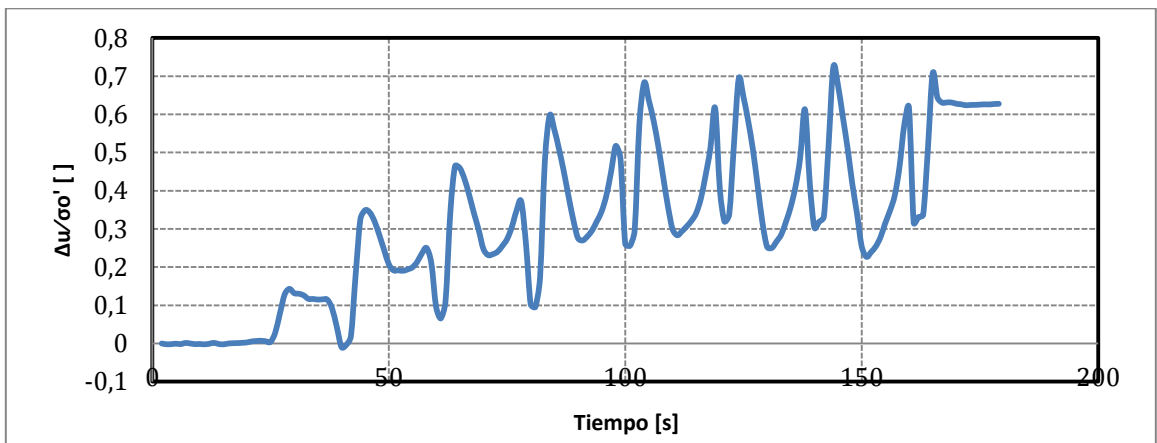
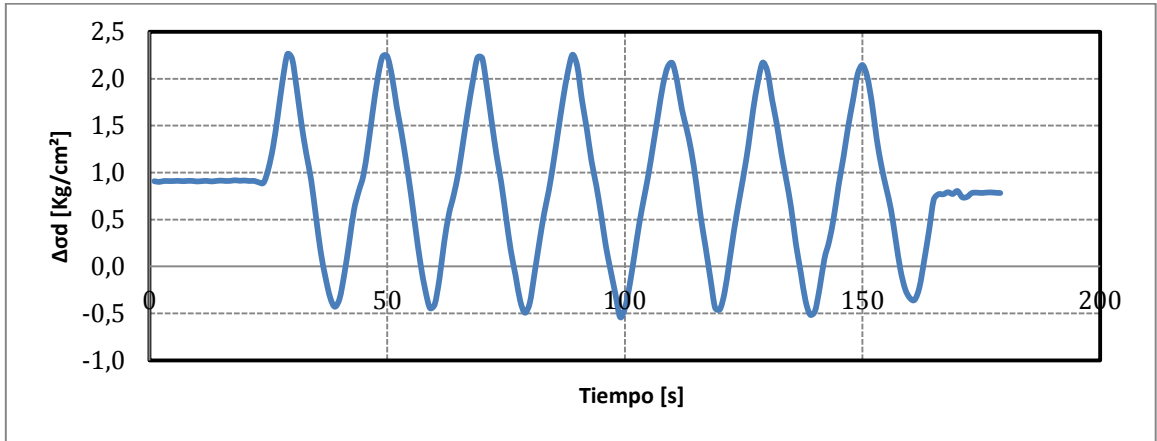
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	206Relave60CIC01rc062n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.711
DR_i [%]	60	R_c []	0.62
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	45



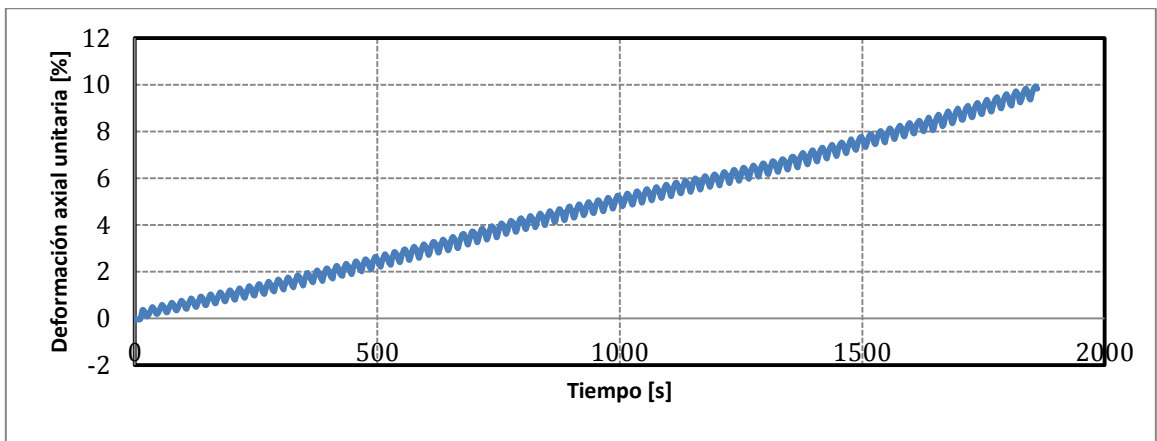
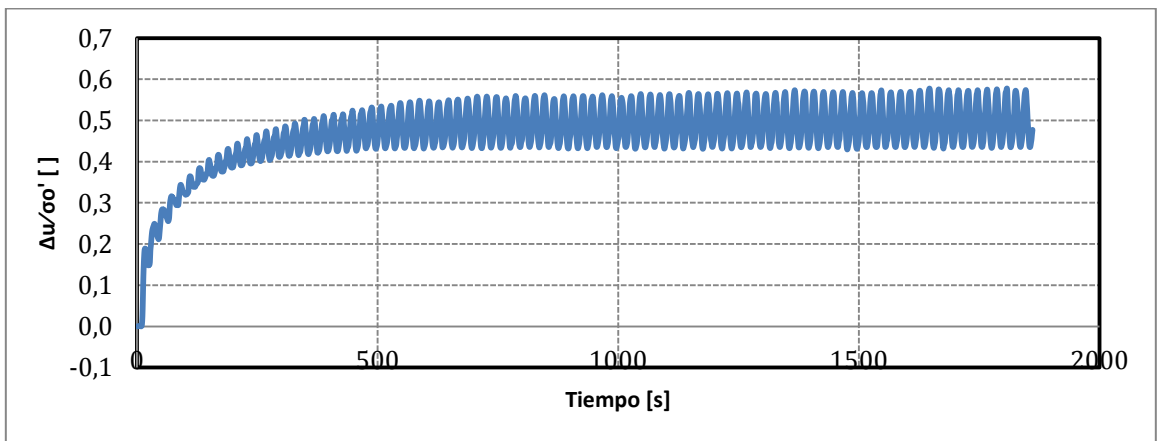
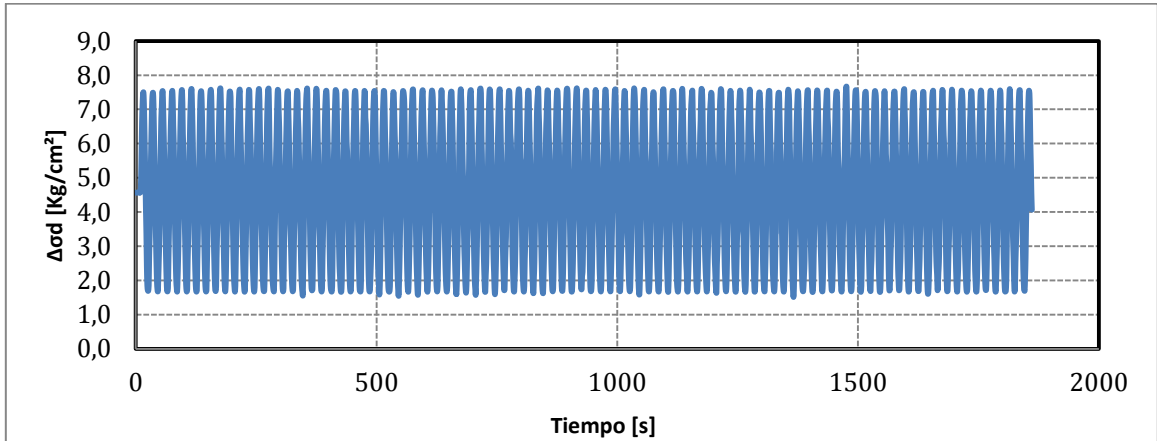
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	208Relave60CIC01rc065n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.711
DR_i [%]	60	R_c []	0.65
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	5



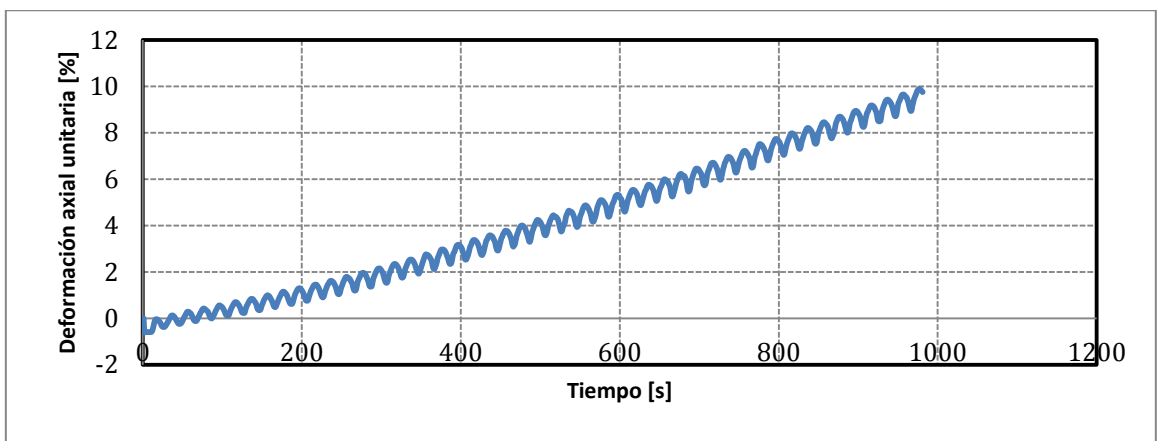
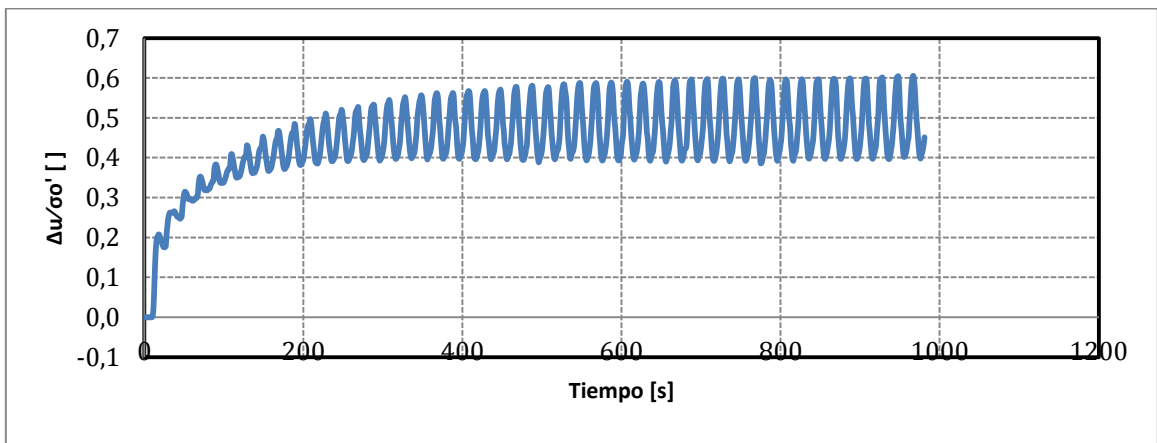
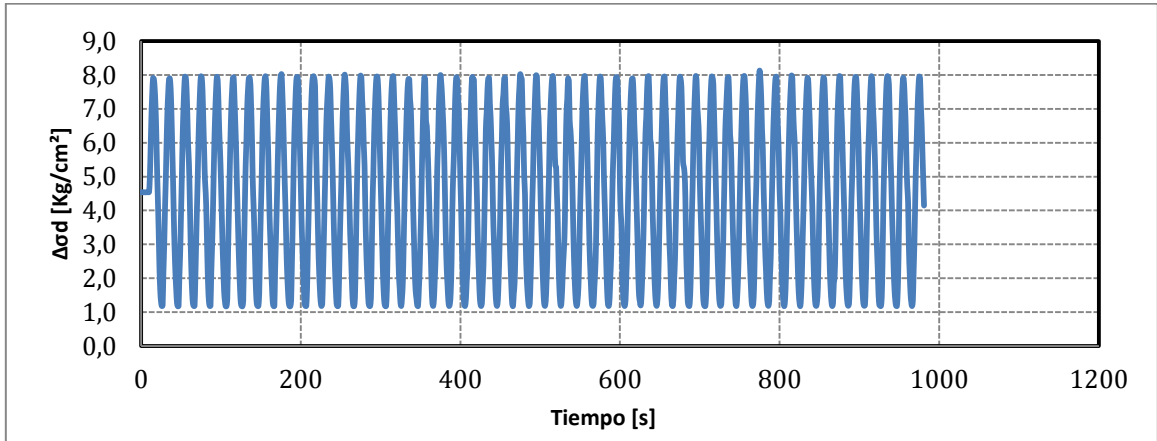
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	140Relave60CIC05rc030n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.676
DR_i [%]	60	R_c []	0.30
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	49



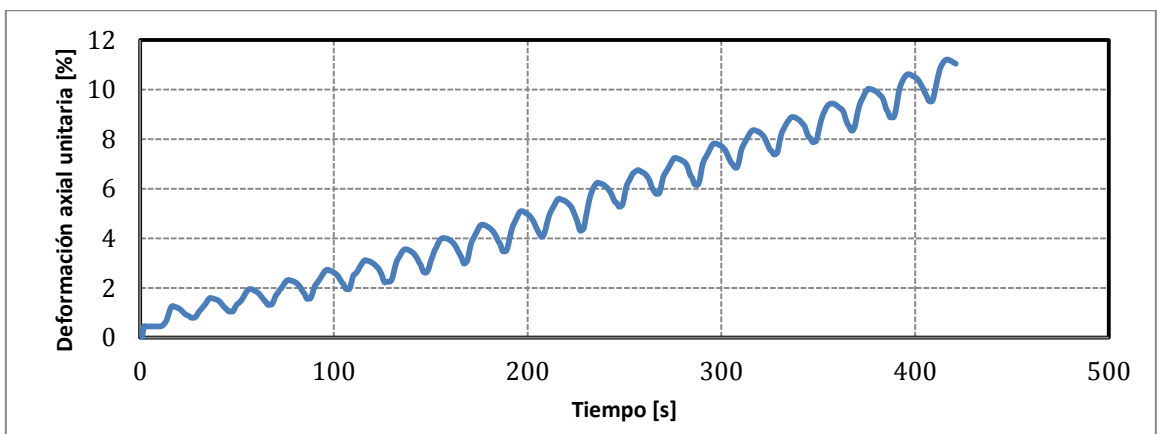
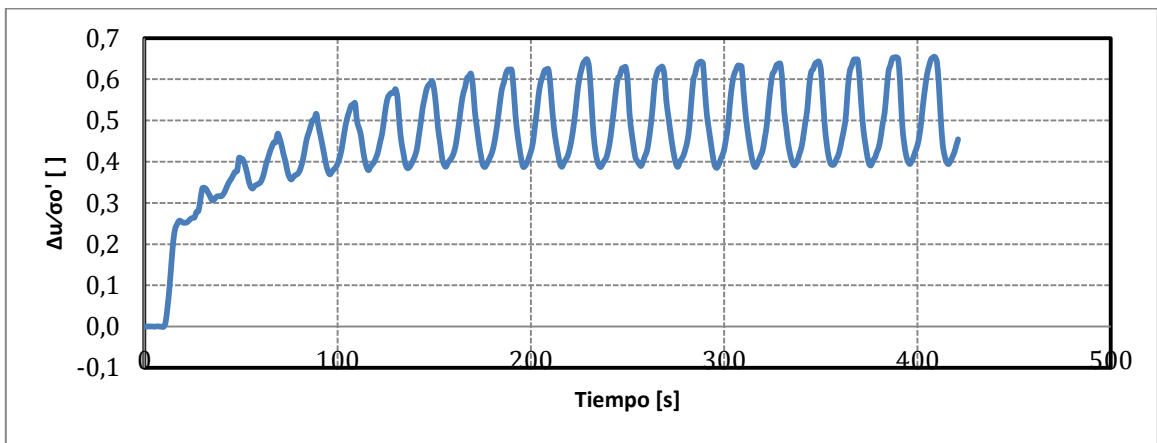
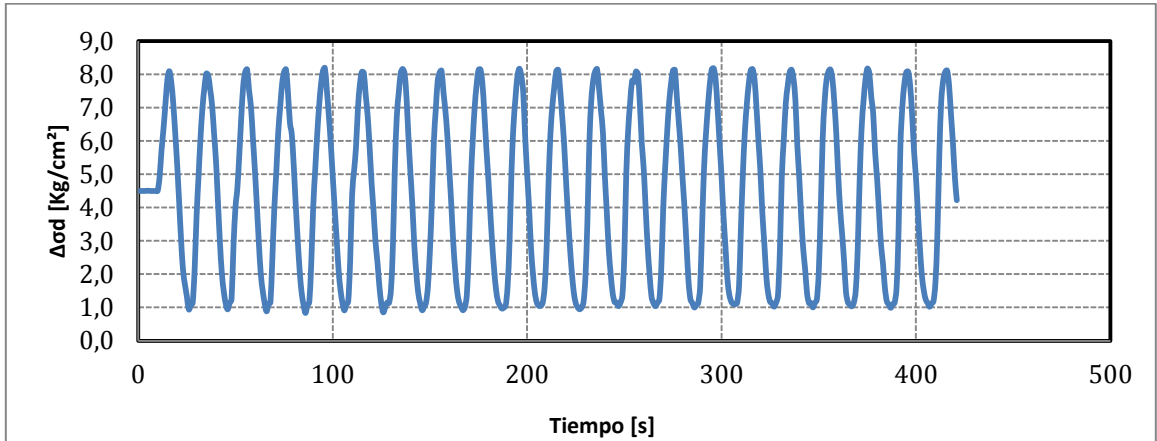
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	141Relave60CIC05rc035n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.678
DR_i [%]	60	R_c []	0.35
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	29



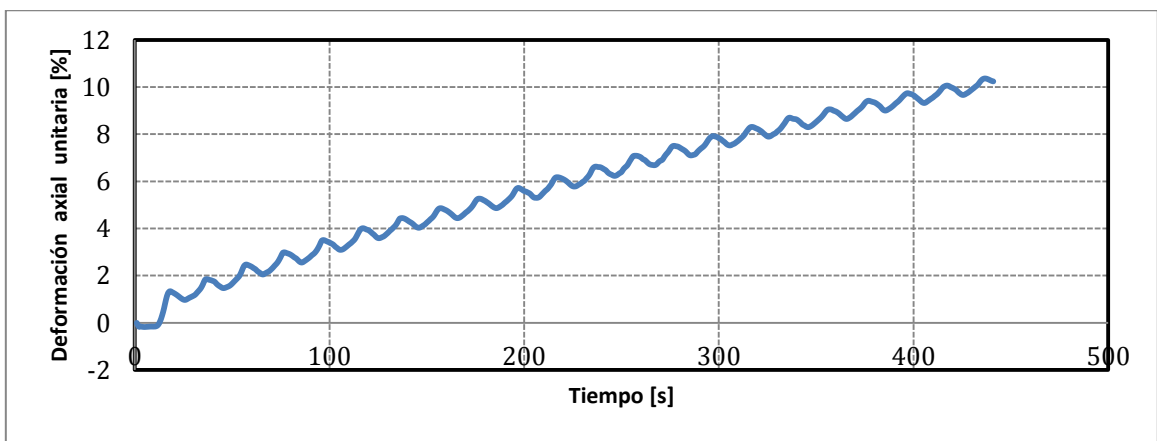
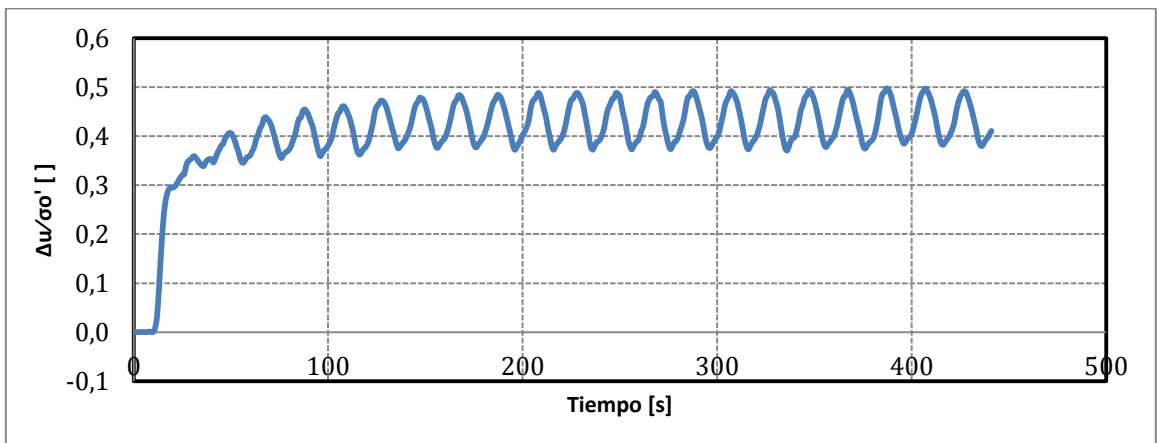
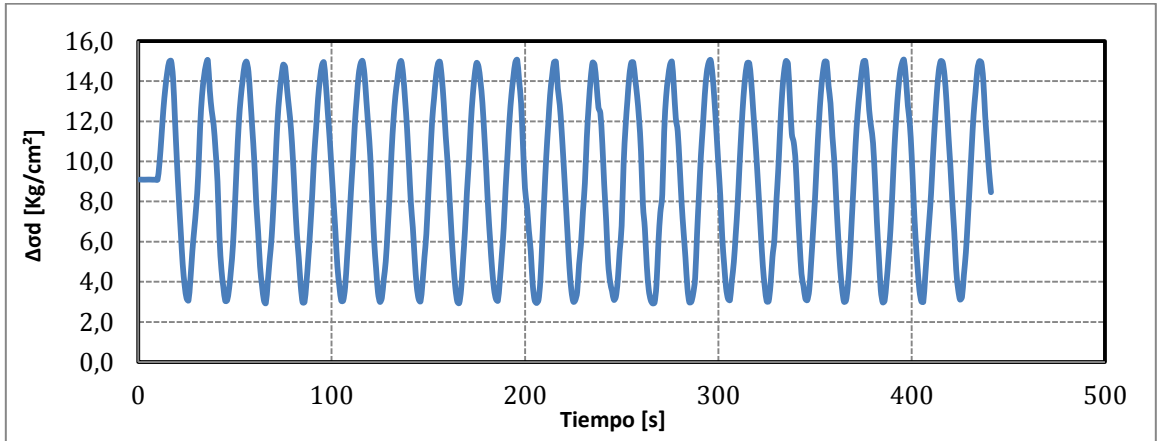
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	142Relave60CIC05rc037n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.672
DR_i [%]	60	R_c []	0.37
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	10



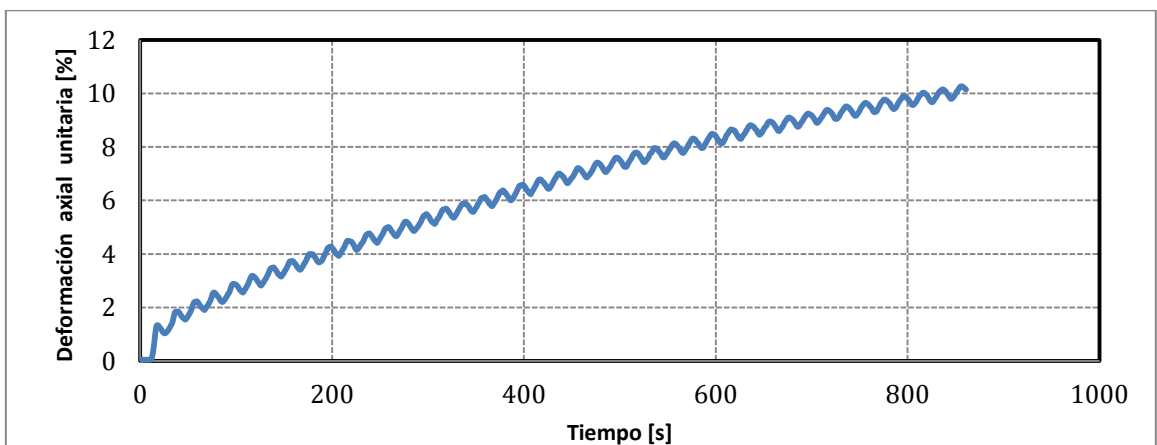
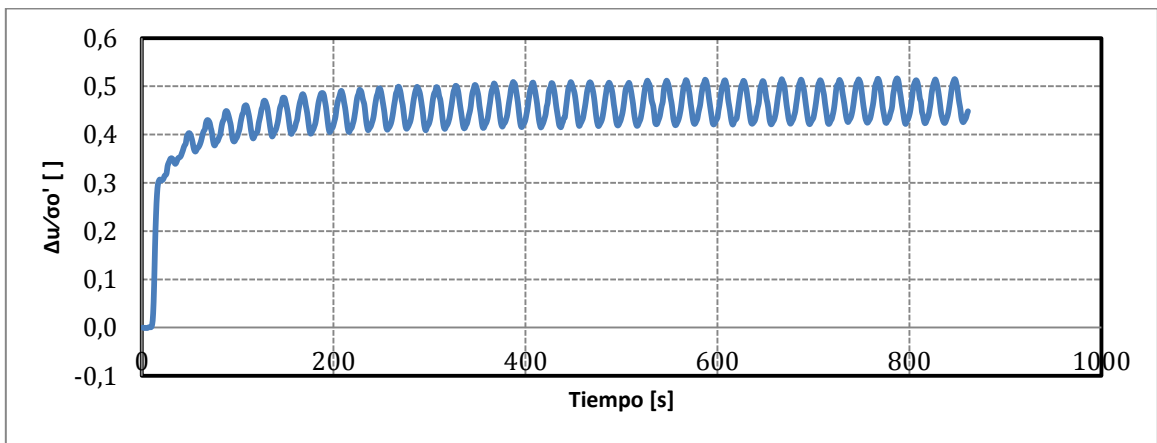
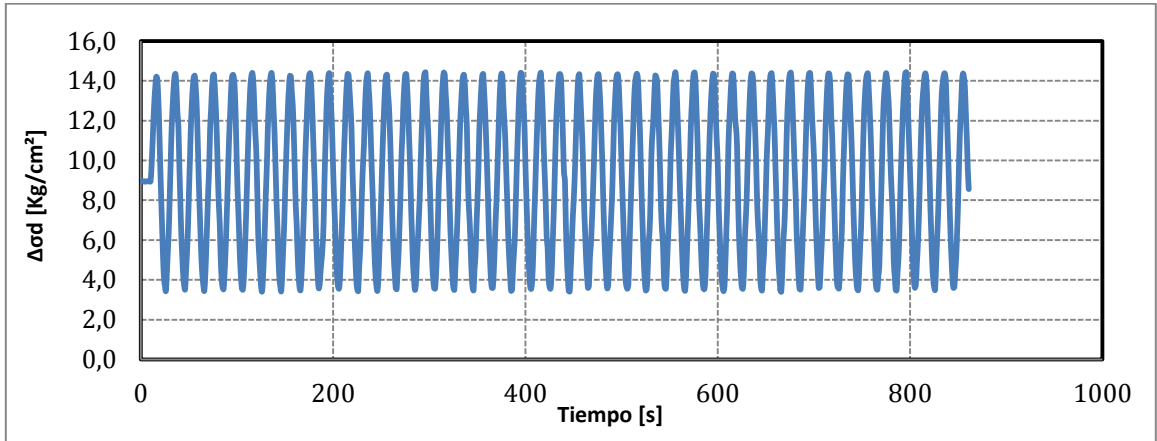
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	147Relave60CIC10rc030n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.655
DR_i [%]	60	R_c []	0.30
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	9



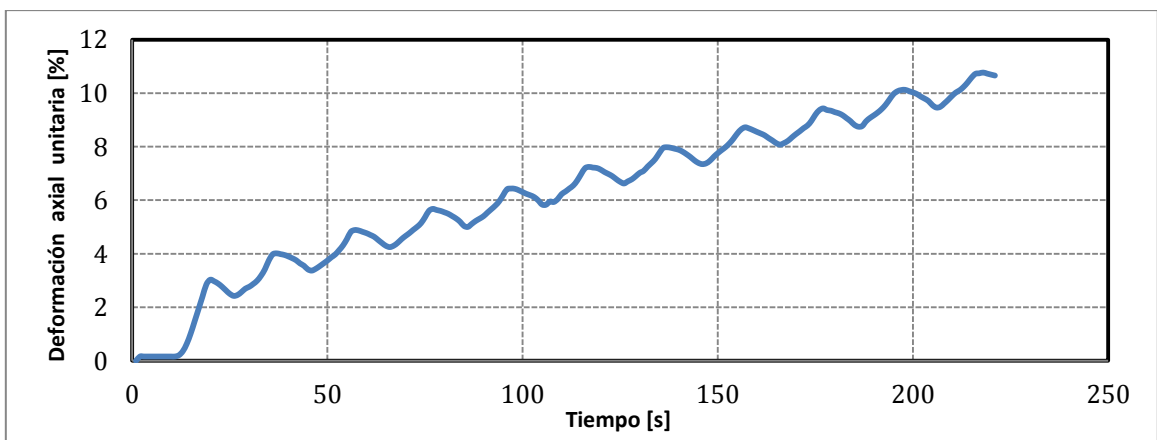
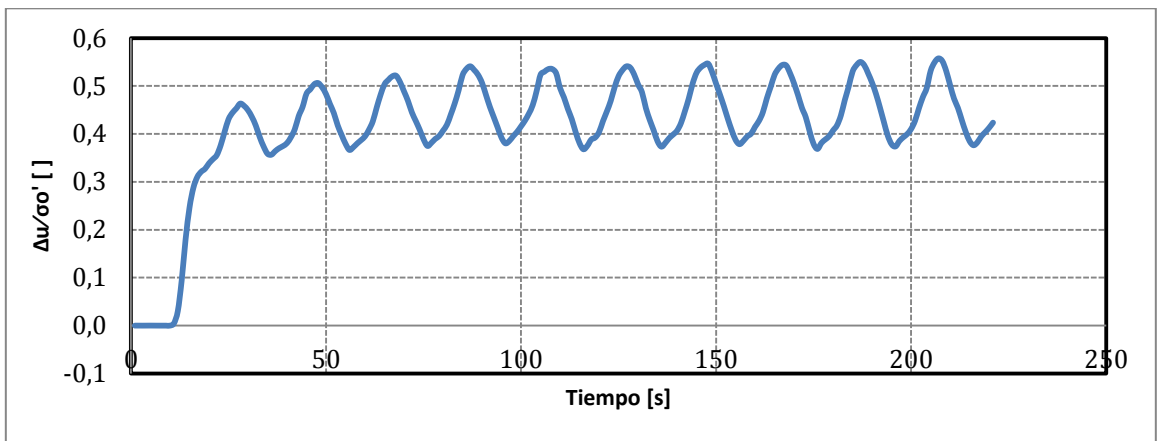
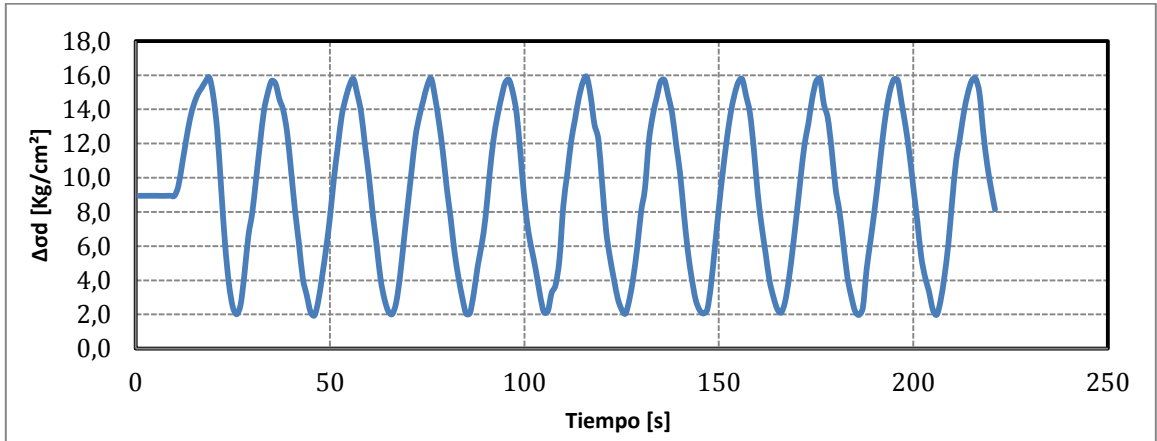
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	150Relave60CIC10rc027n045v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.651
DR_i [%]	60	R_c []	0.27
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	13



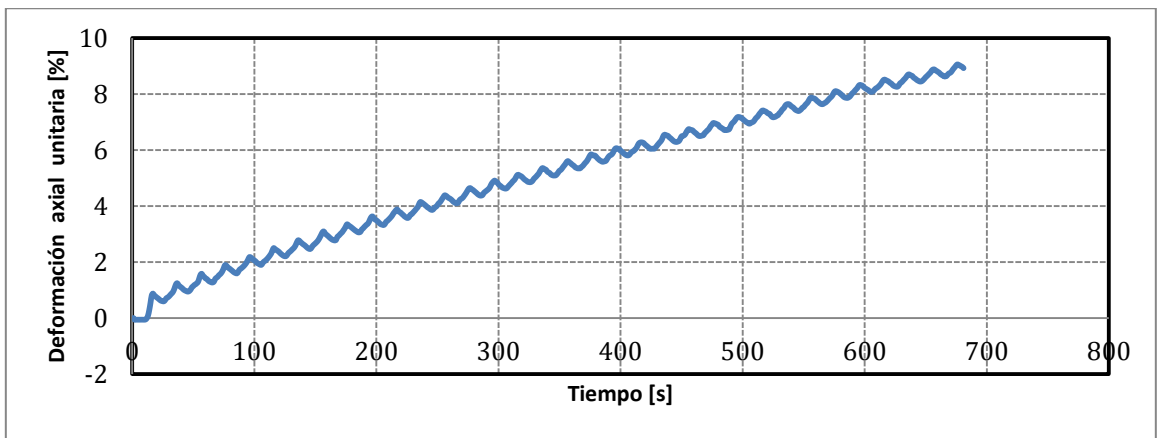
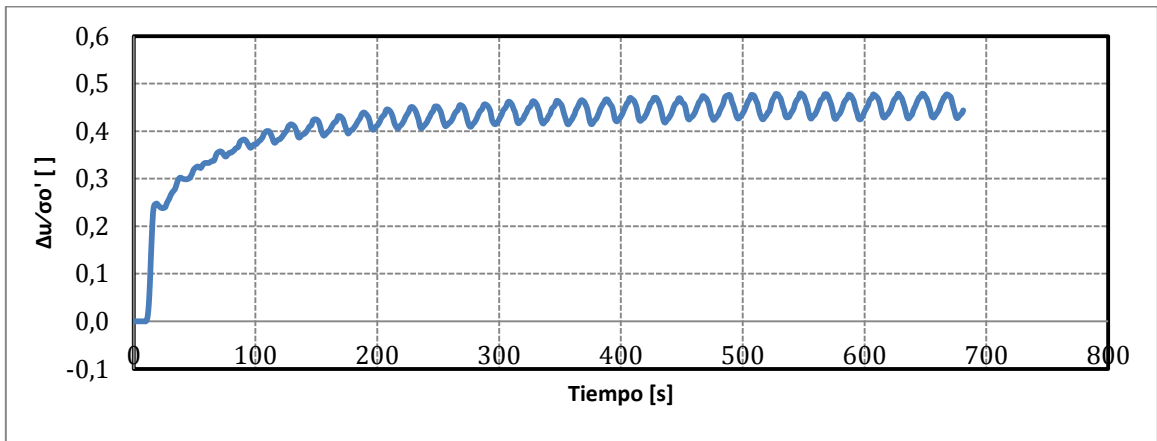
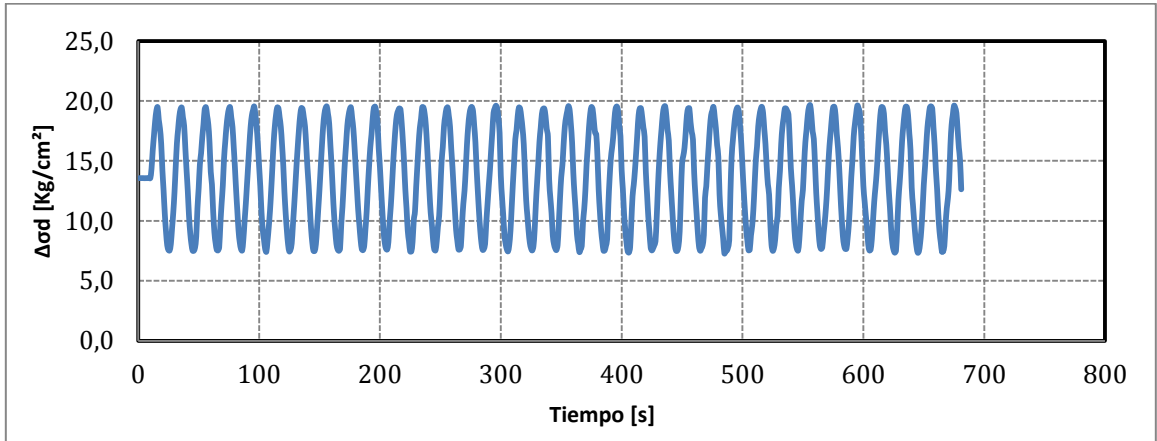
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	149Relave60CIC10rc035n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.5
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.655
DR_i [%]	60	R_c []	0.35
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	4



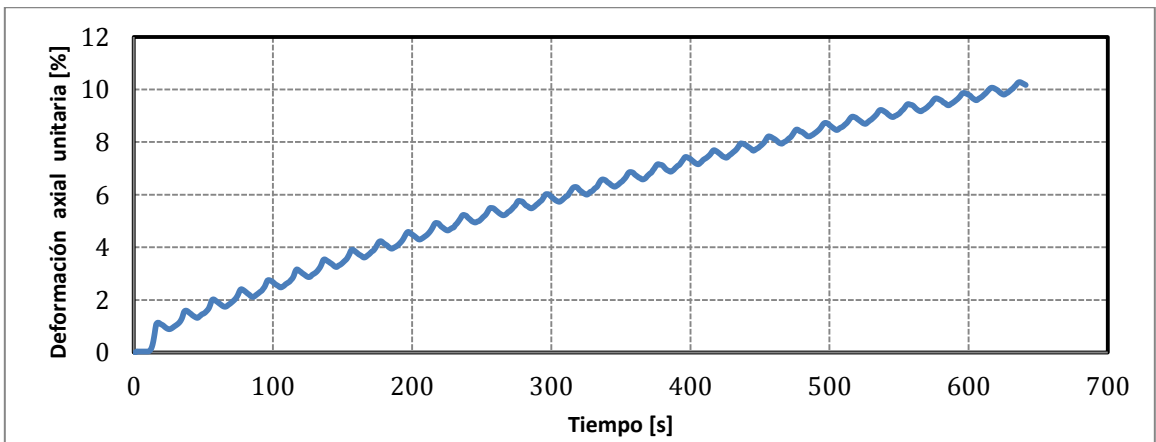
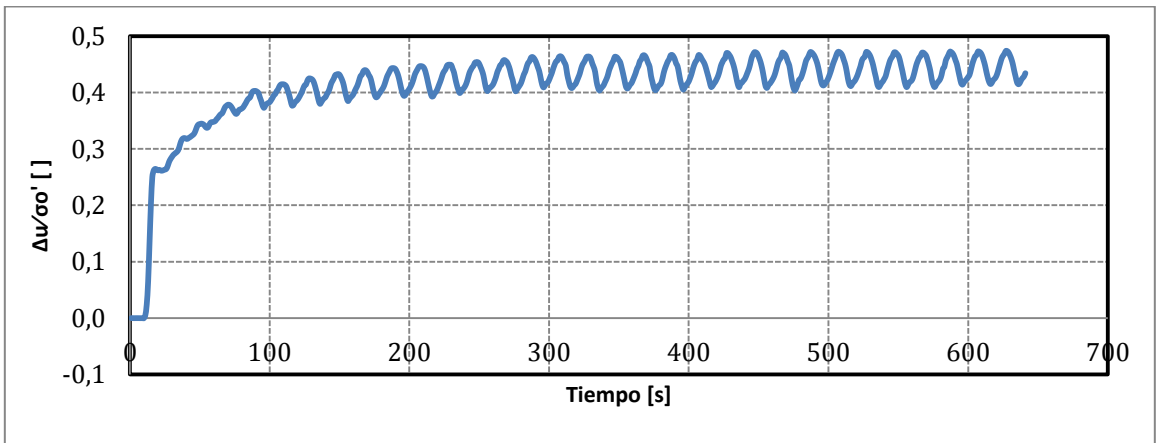
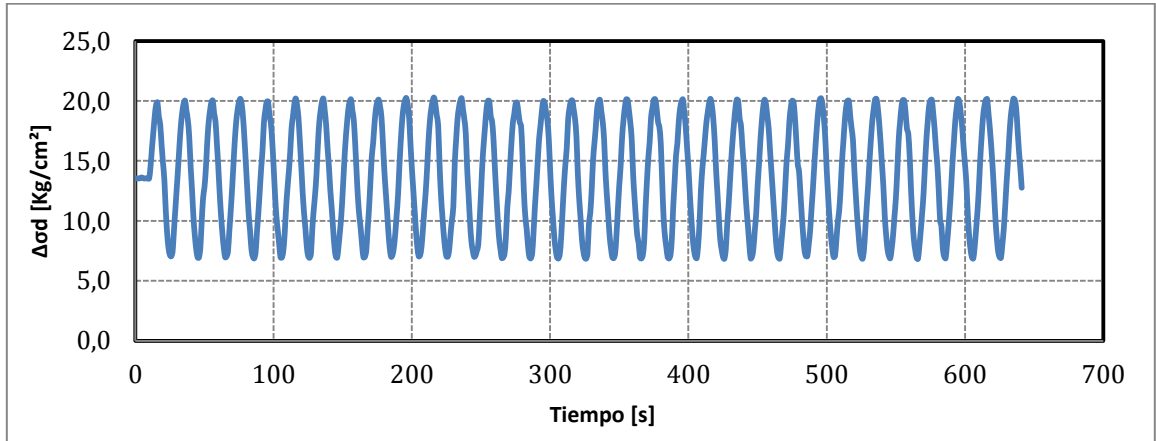
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	155Relave60CIC15rc020n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.630
DR_i [%]	60	R_c []	0.20
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	16



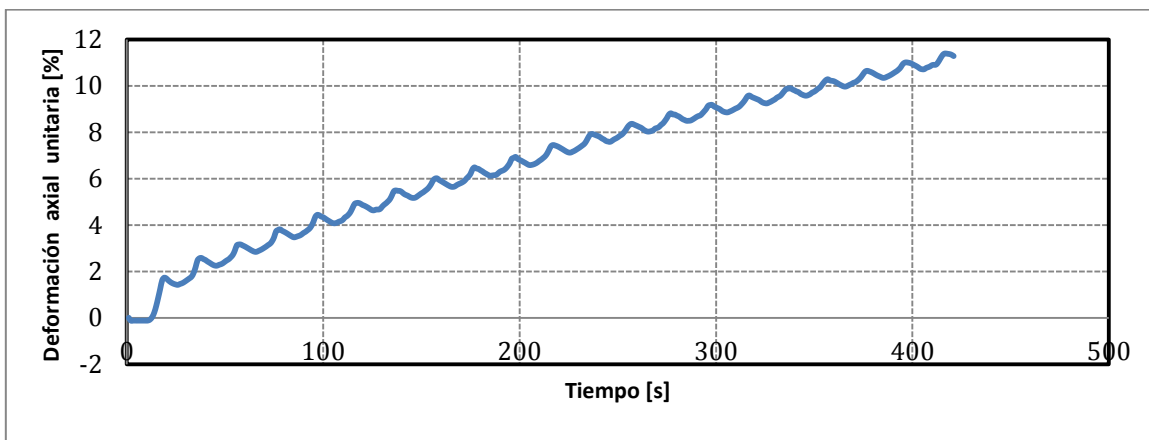
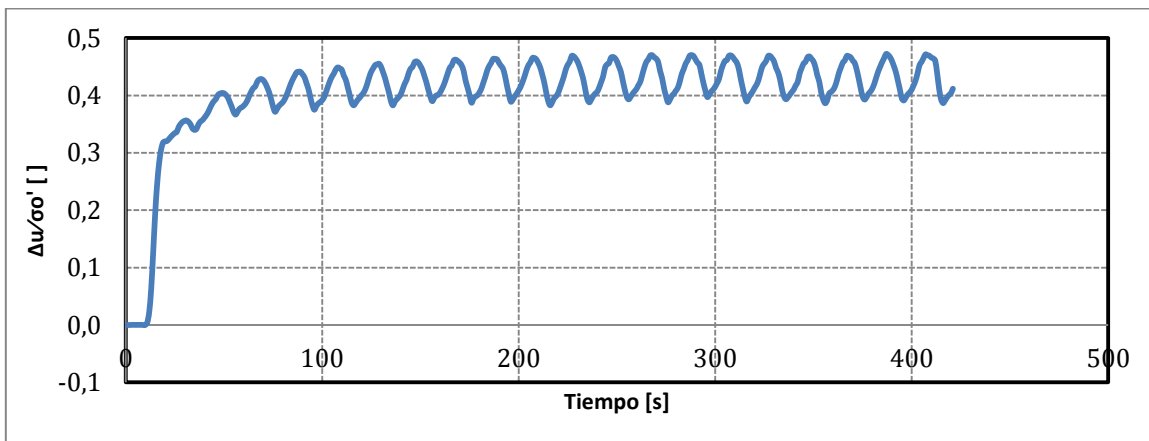
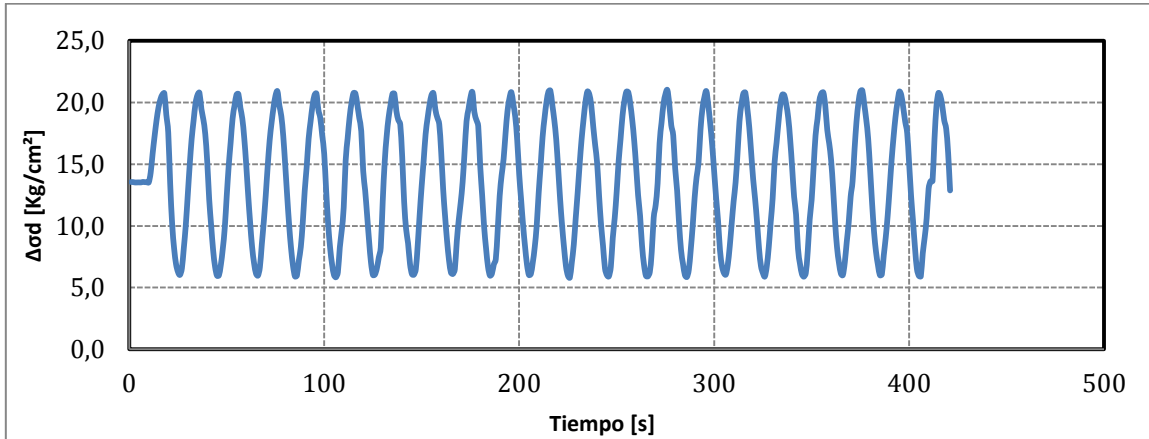
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	157Relave60CIC15rc022n045v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.634
DR_i [%]	60	R_c []	0.22
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	12



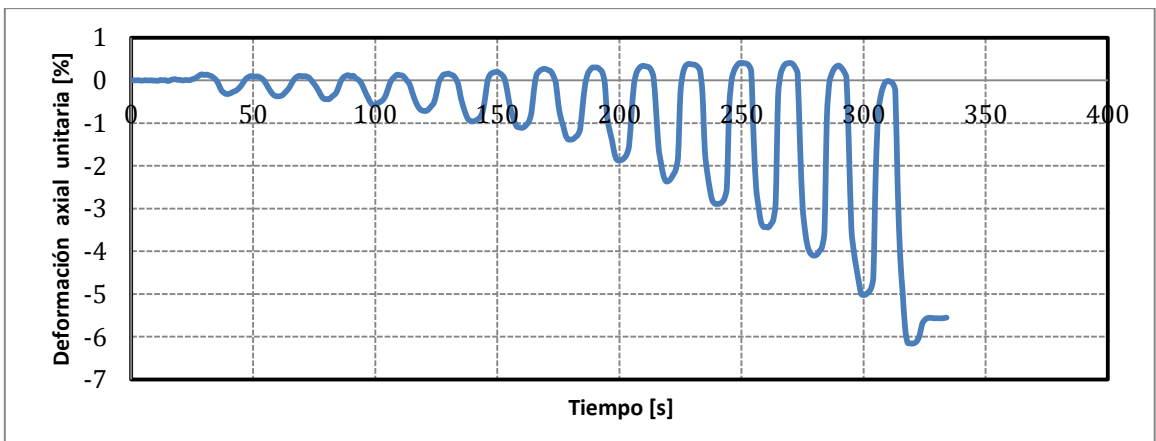
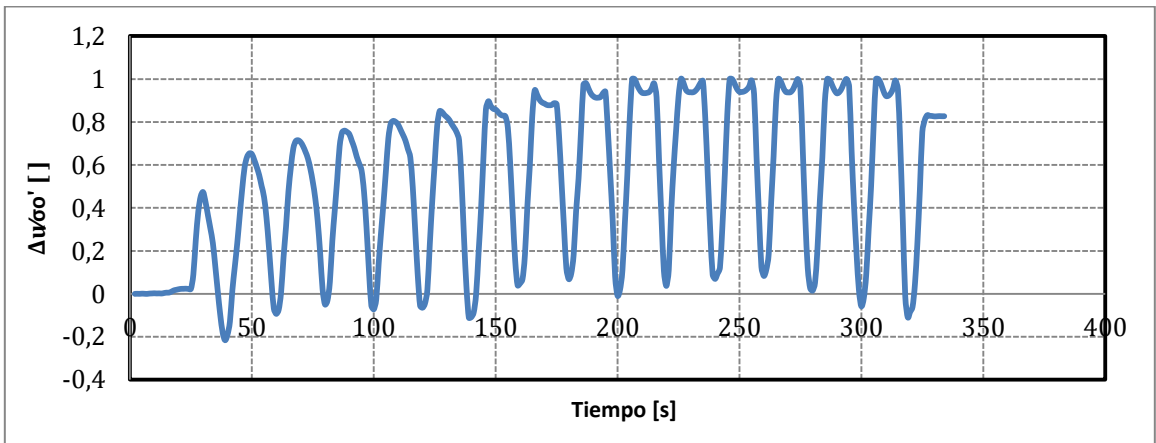
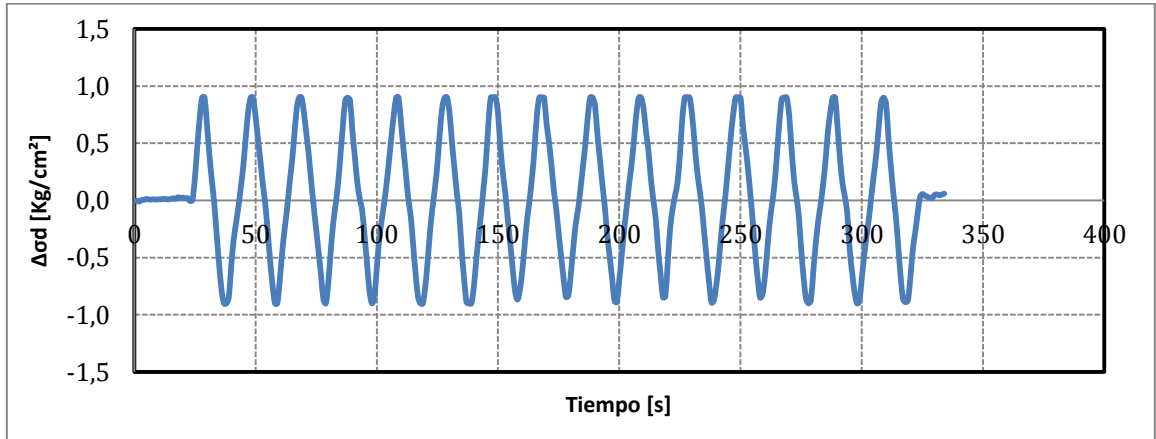
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	158Relave60CIC15rc025n045v2
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.630
DR_i [%]	60	R_c []	0.25
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	7



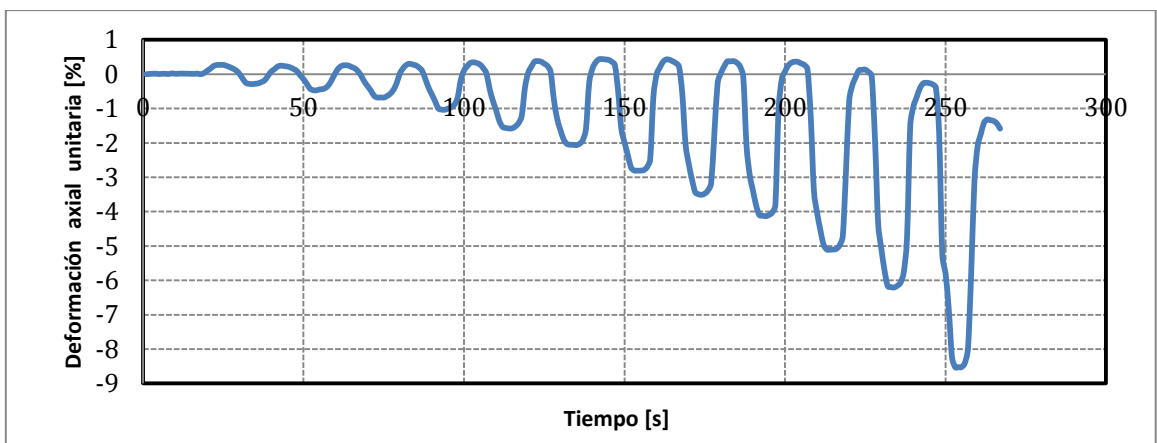
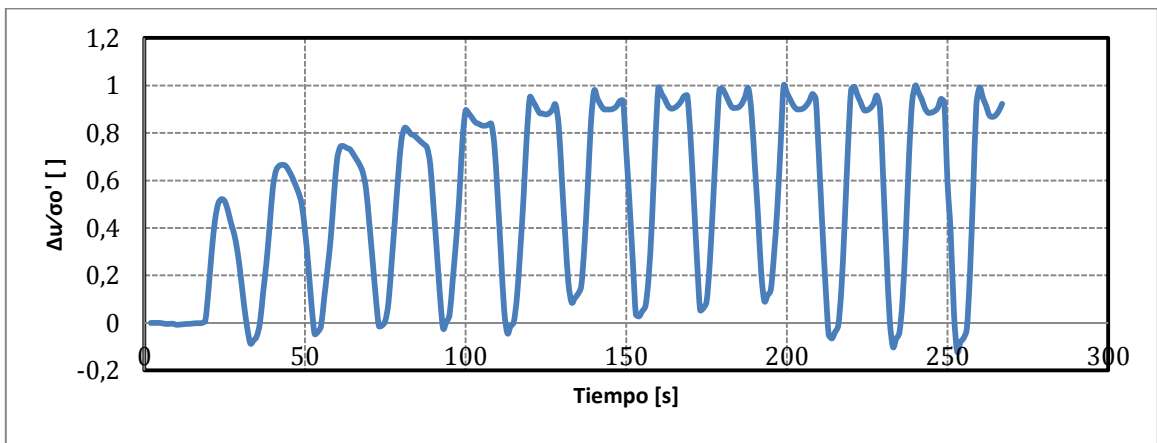
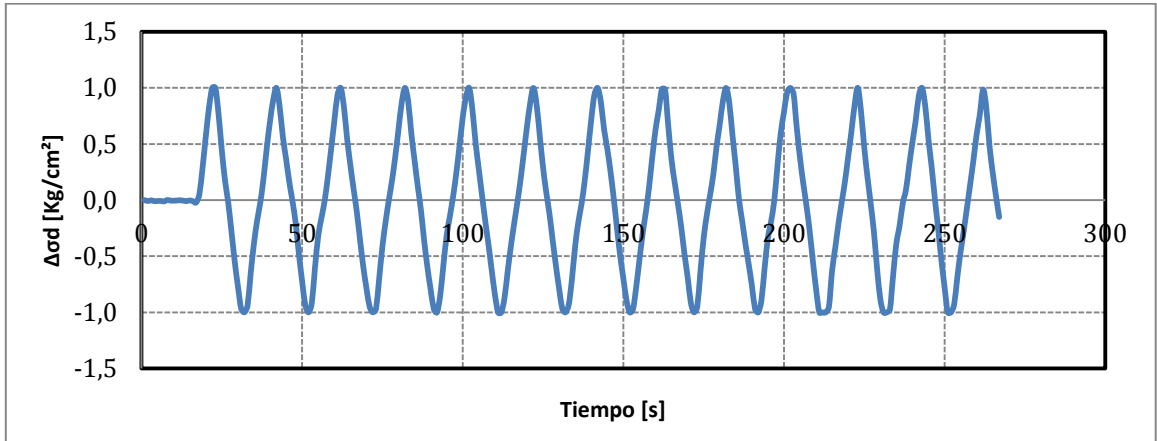
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	209Relave75CIC01rc045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.614
DR_i [%]	75	R_c []	0.45
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	14



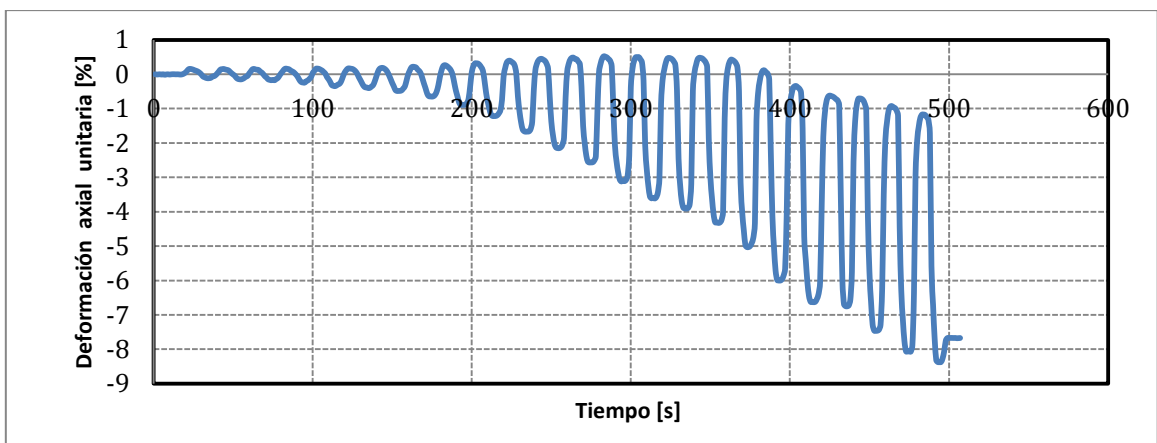
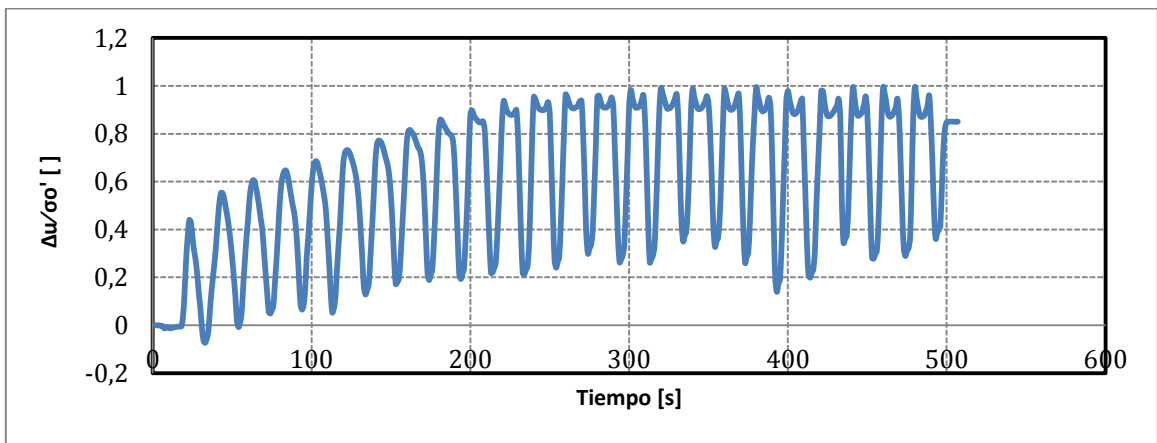
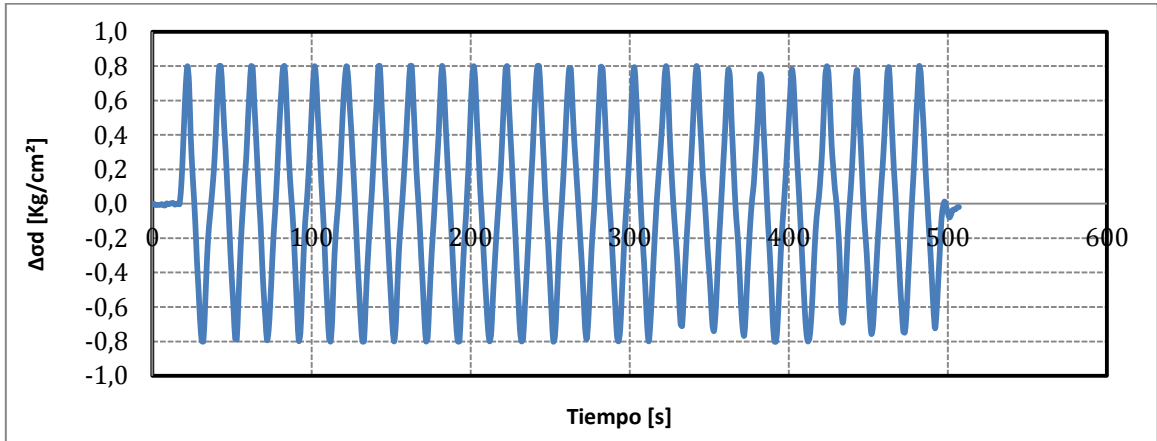
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	211Relave75CIC01rc050v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.611
DR_i [%]	75	R_c []	0.50
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	10



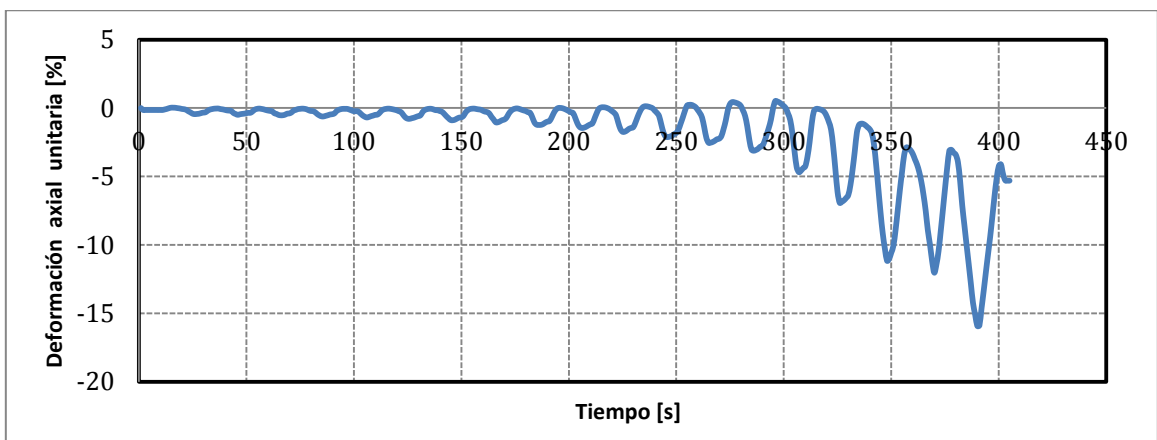
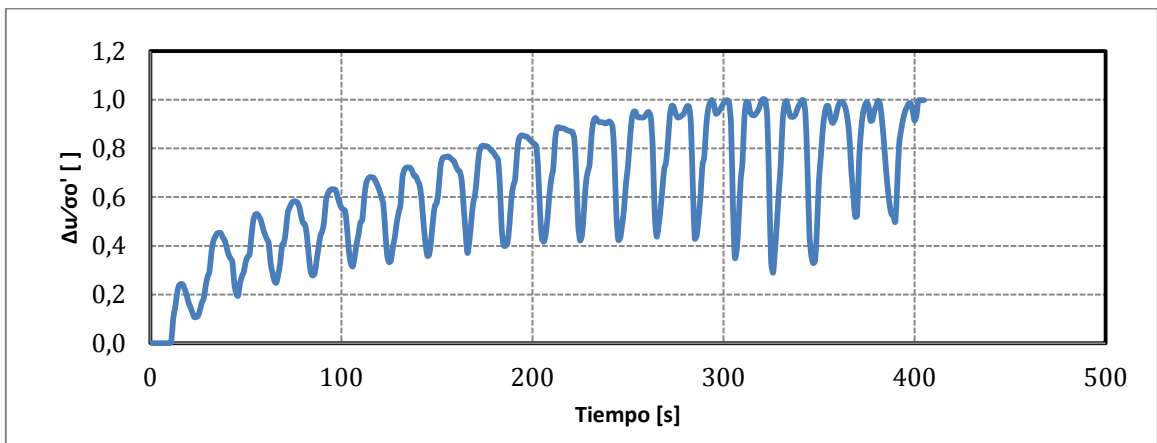
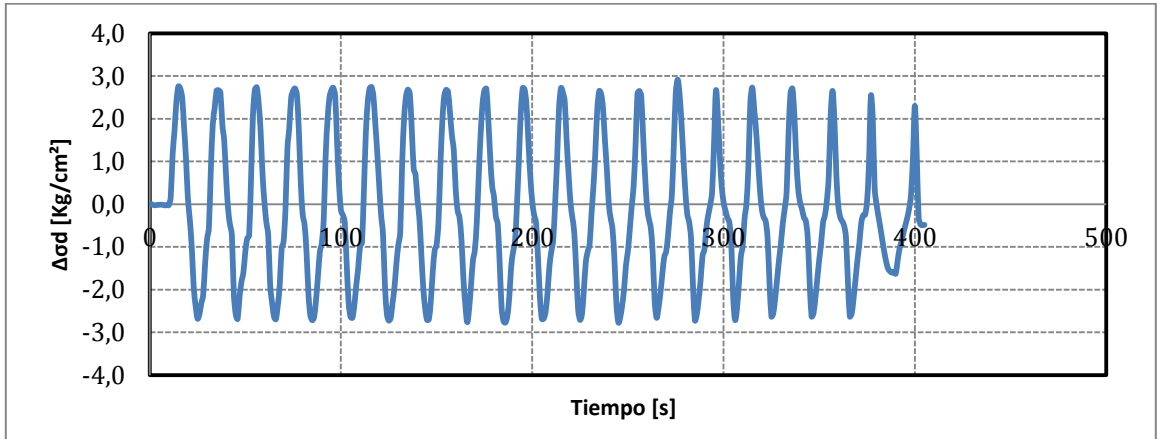
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	213Relave75CIC01rc040v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.613
DR_i [%]	75	R_c []	0.40
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	18



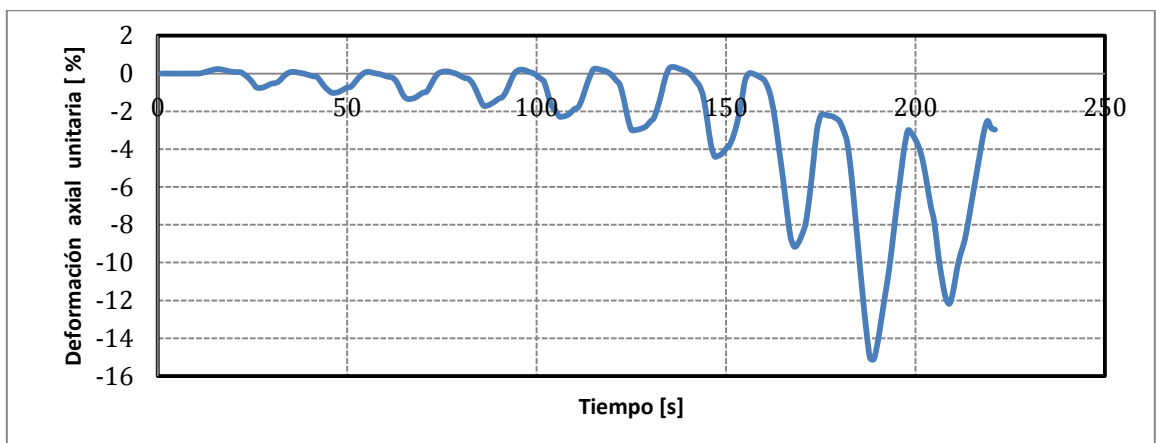
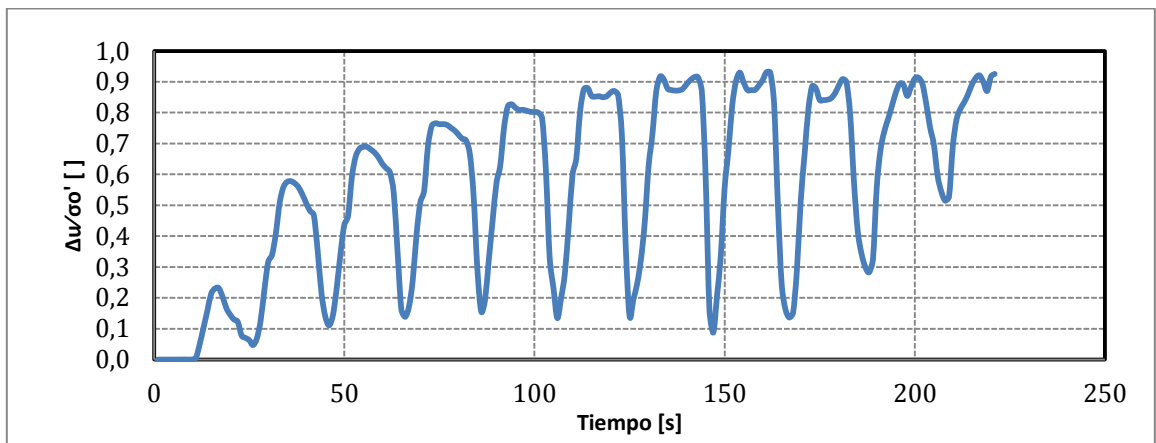
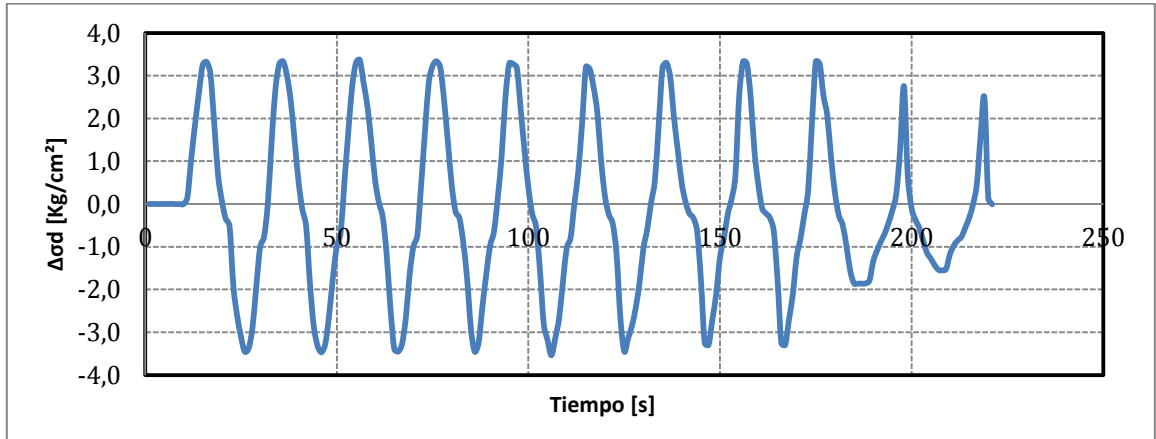
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	074Relave75CIC05rc028v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.586
DR_i [%]	75	R_c []	0.28
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	15



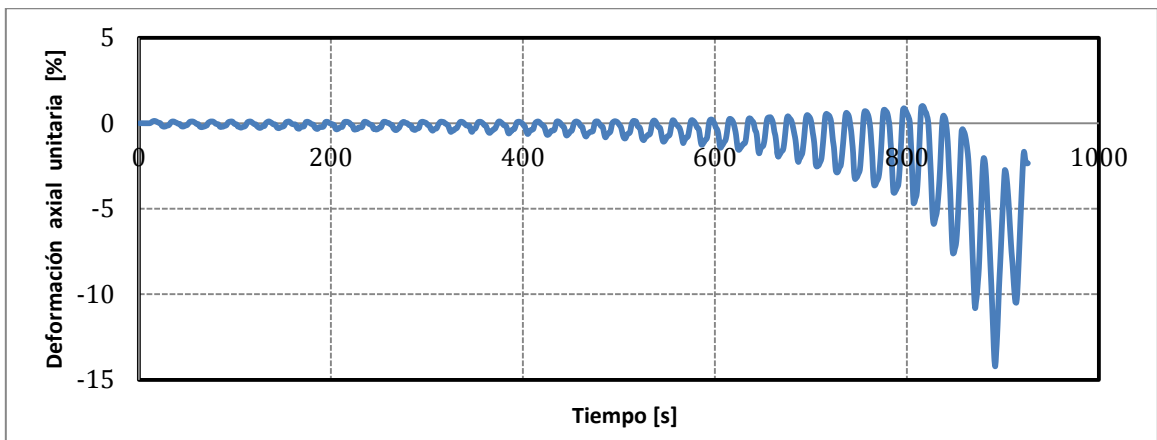
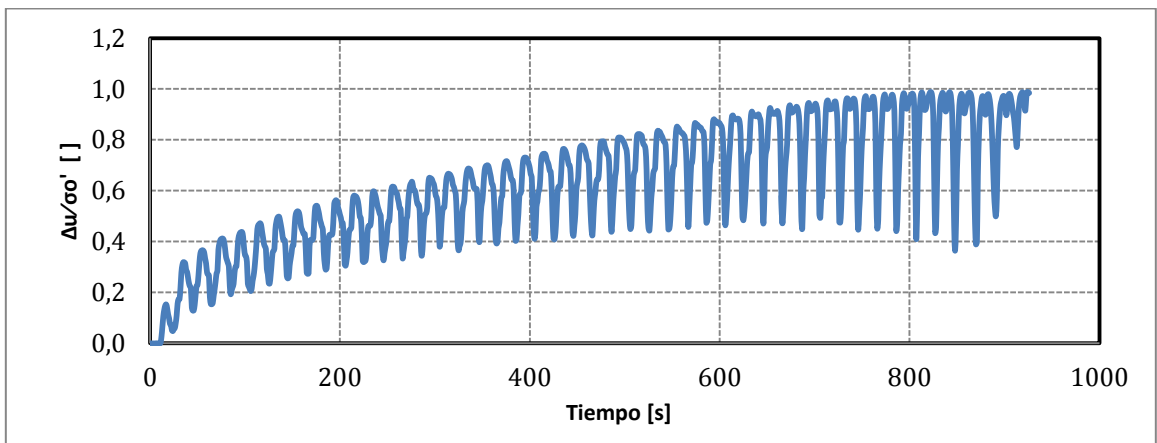
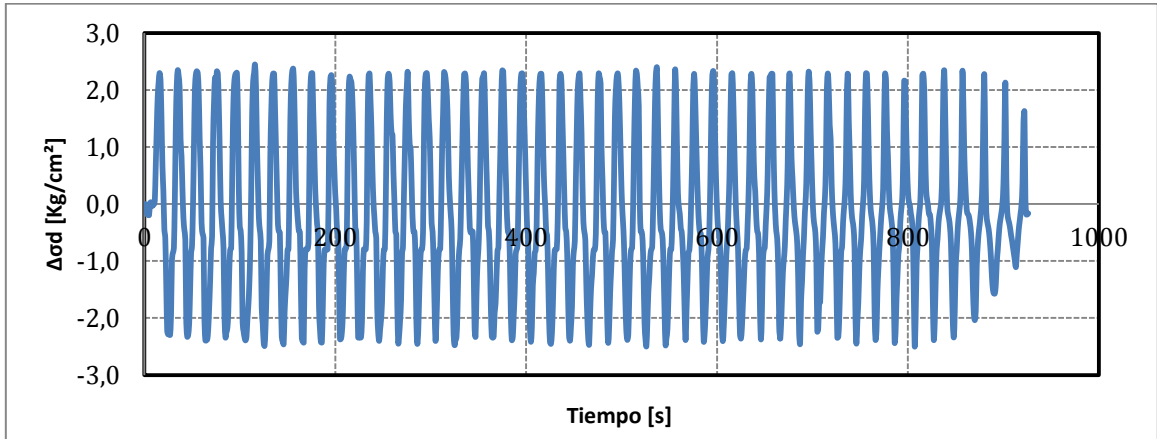
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	075Relave75CIC05rc035v3
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.586
DR_i [%]	75	R_c []	0.35
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	7



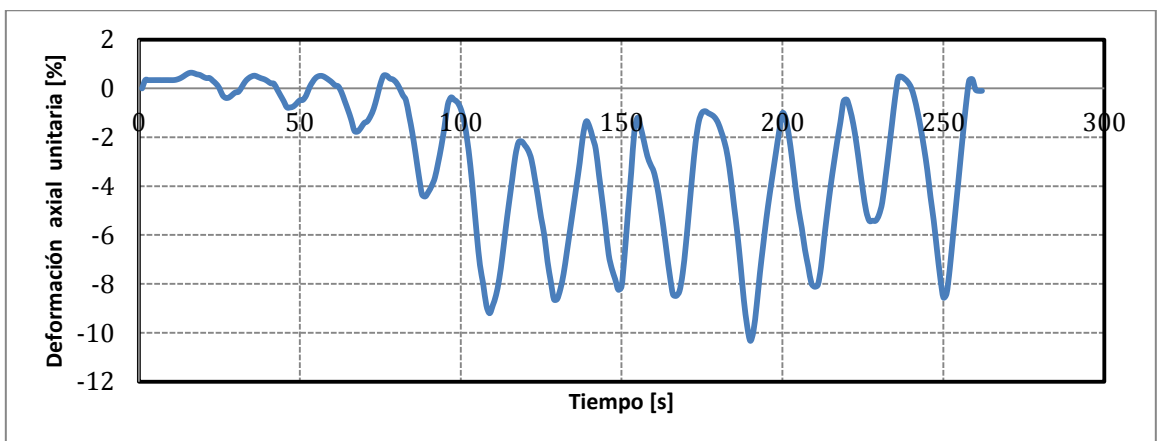
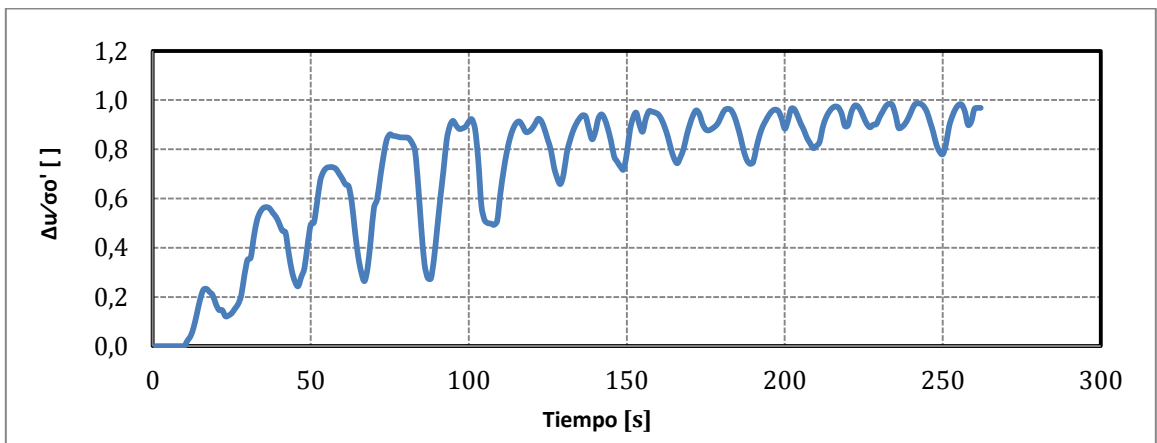
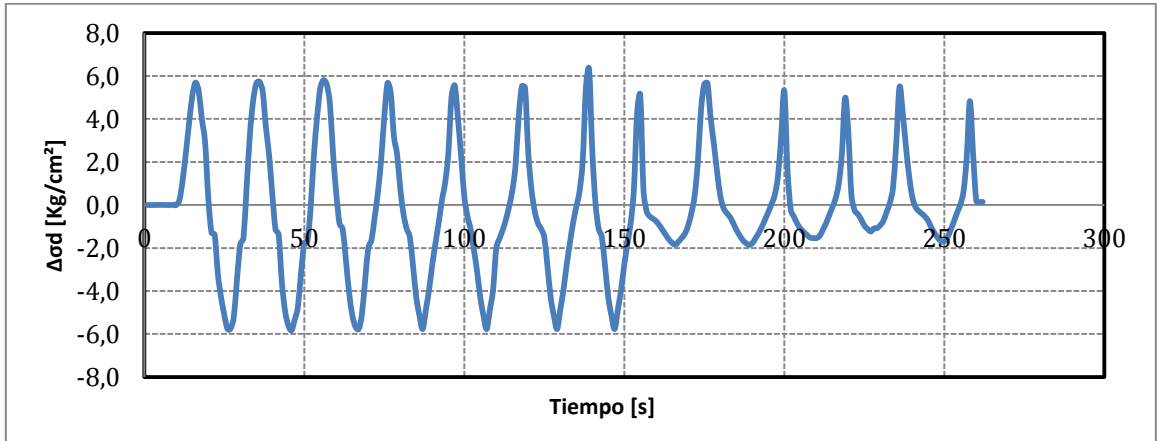
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	076Relave75CIC05rc024v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.585
DR_i [%]	75	R_c []	0.24
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	39



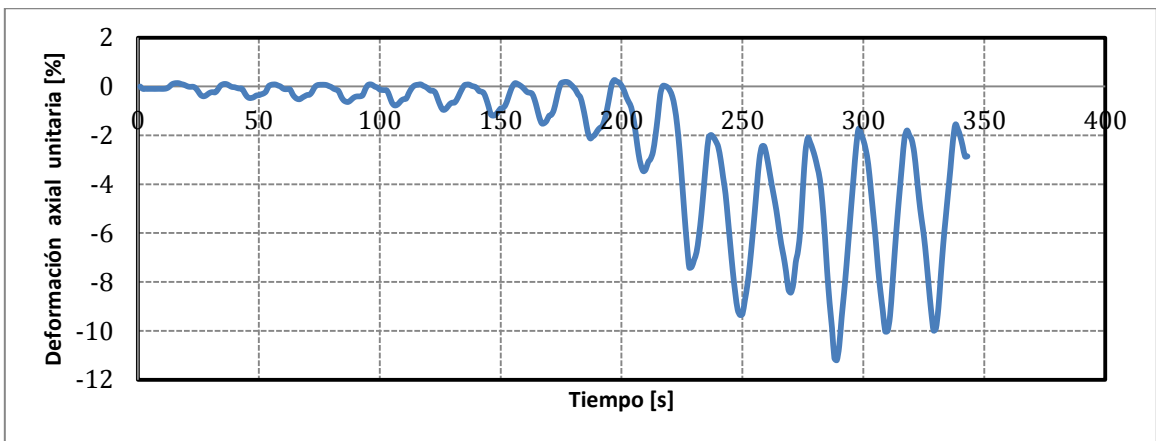
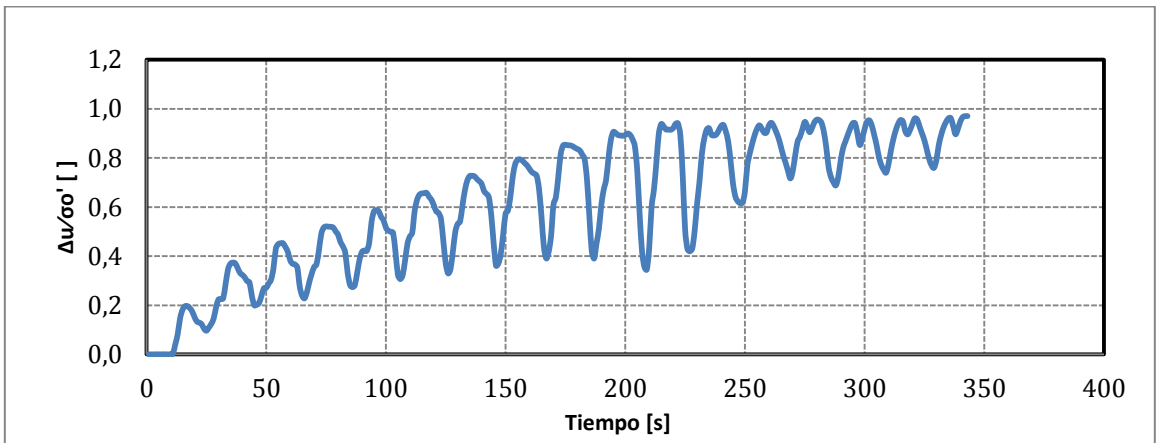
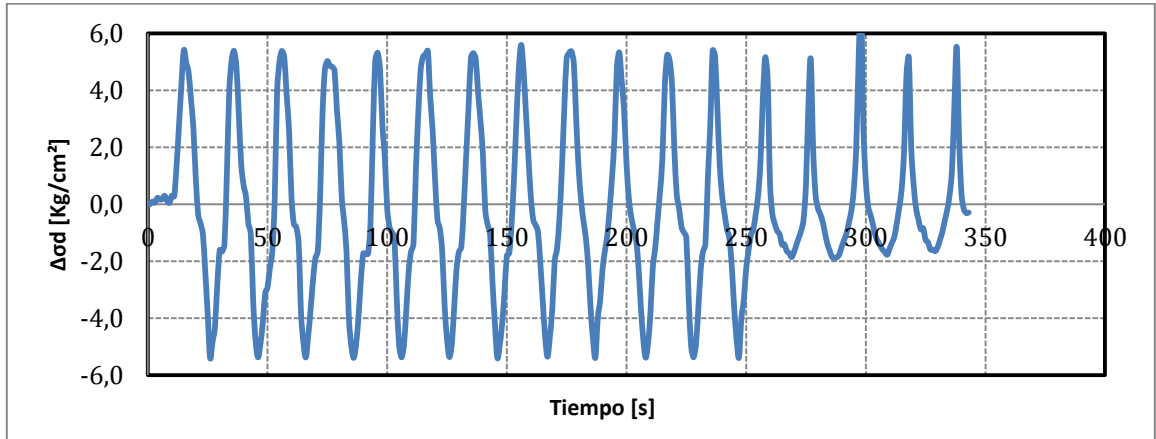
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	077Relave75CIC10rc030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.573
DR_i [%]	75	R_c []	0.30
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	4



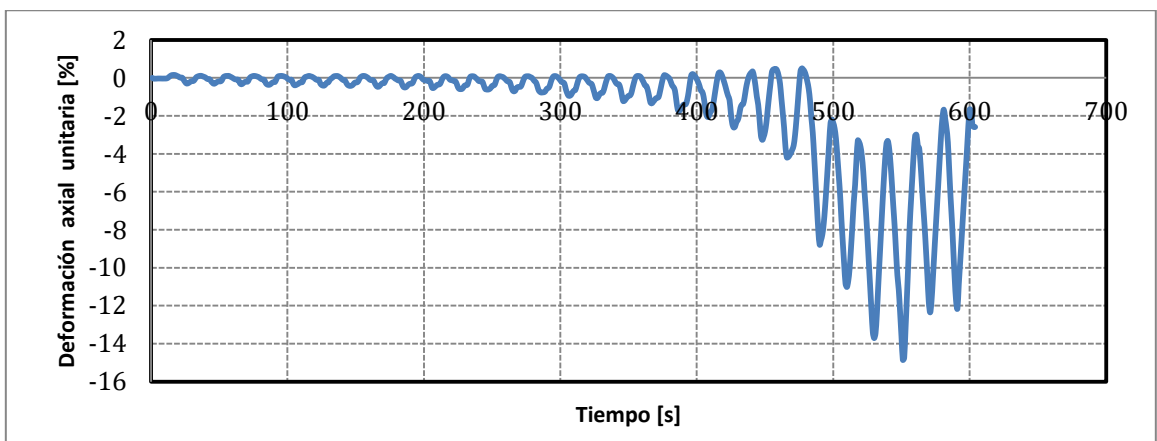
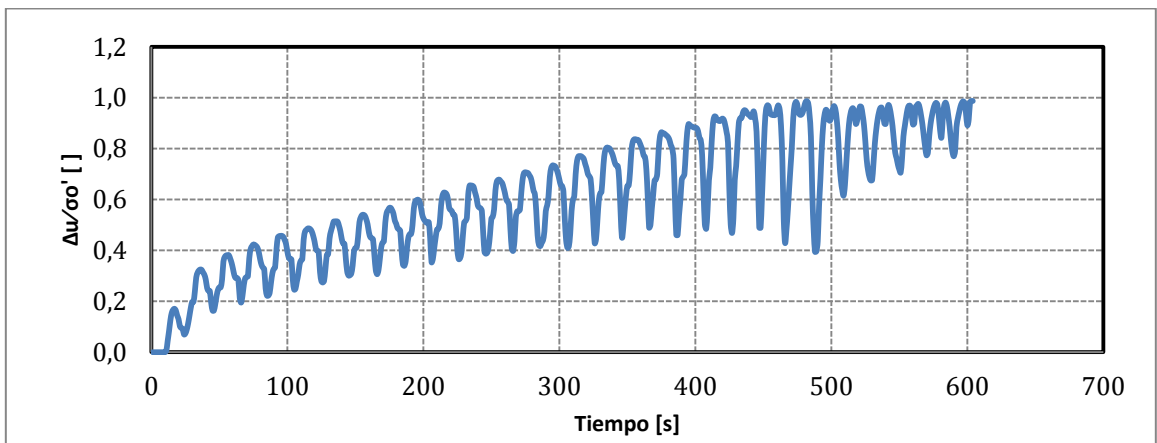
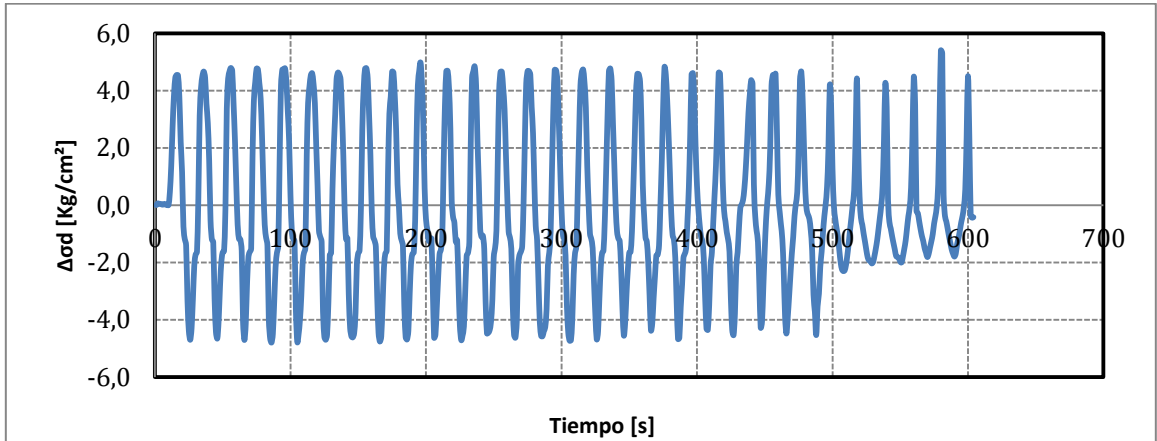
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	078Relave75CIC10rc027v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.571
DR_i [%]	75	R_c []	0.27
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	11



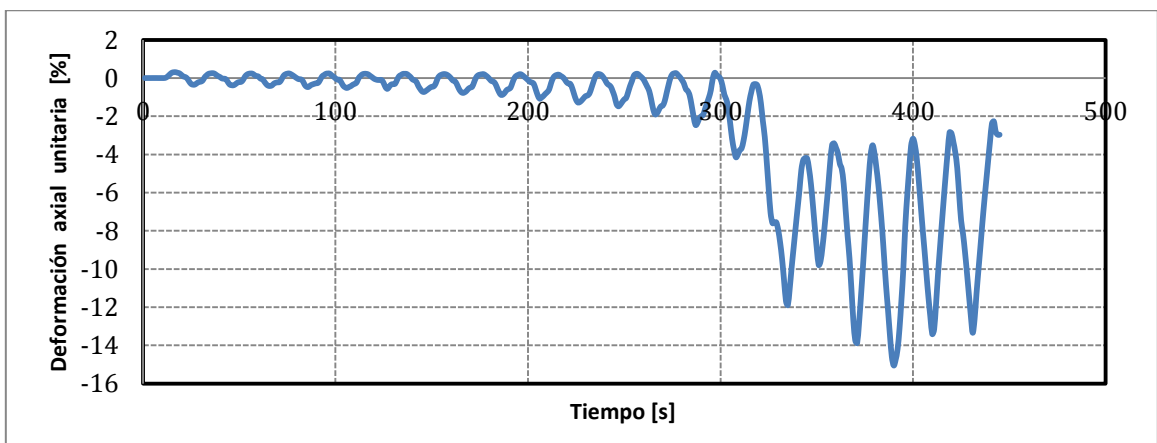
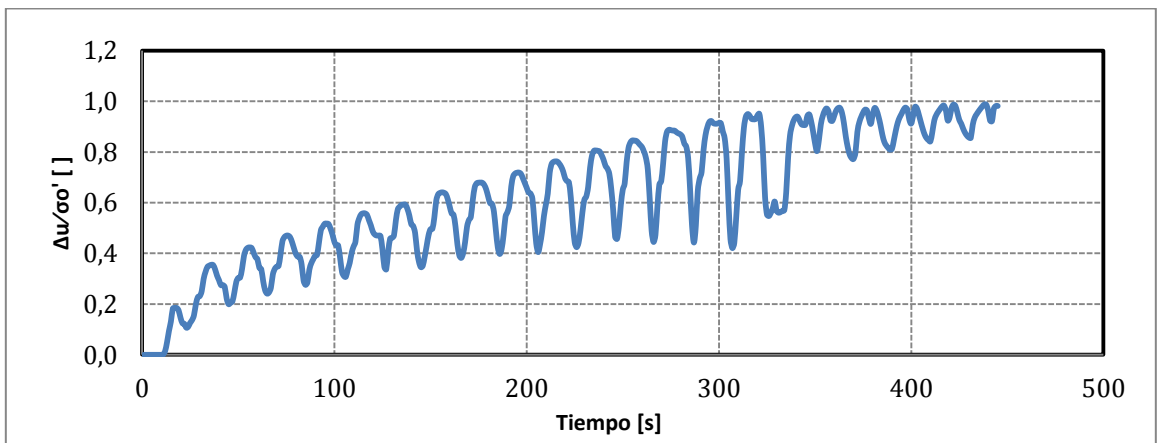
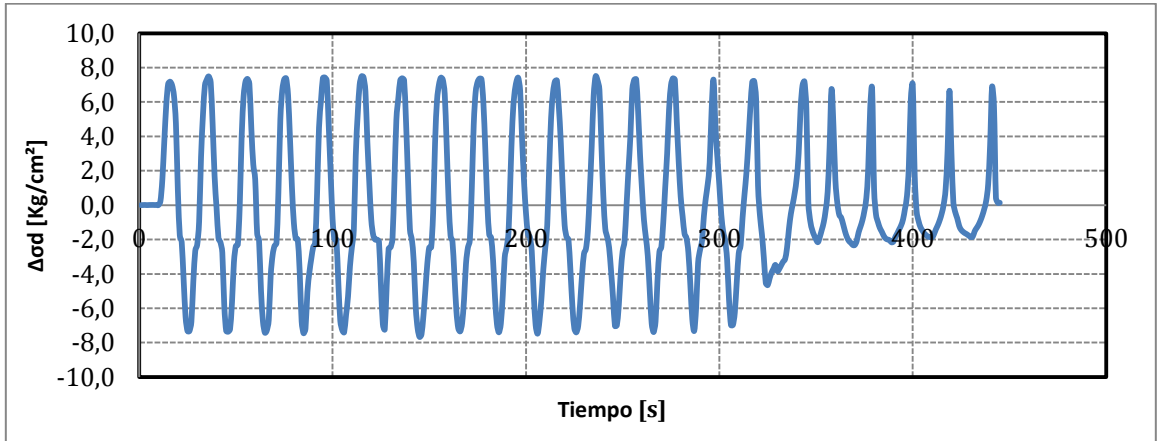
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	079Relave75CIC10rc024v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.575
DR_i [%]	75	R_c []	0.24
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	23



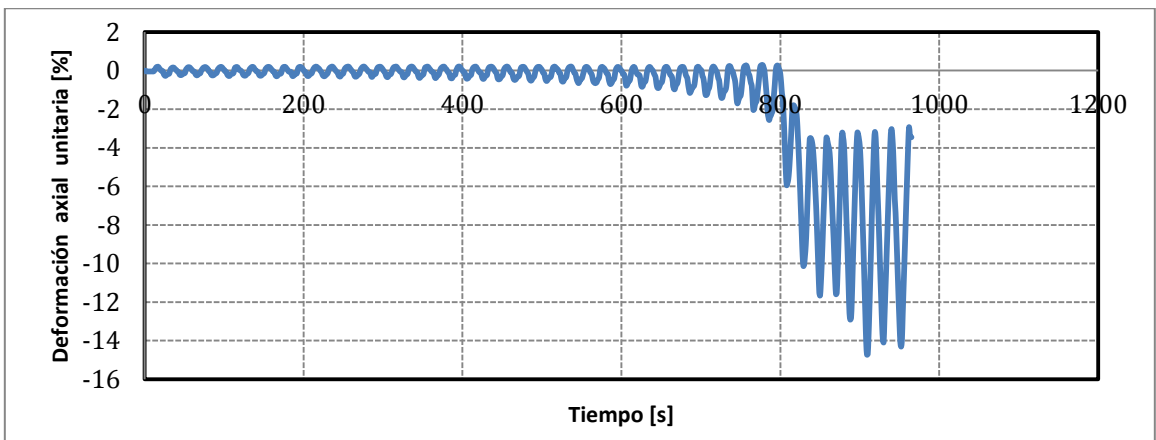
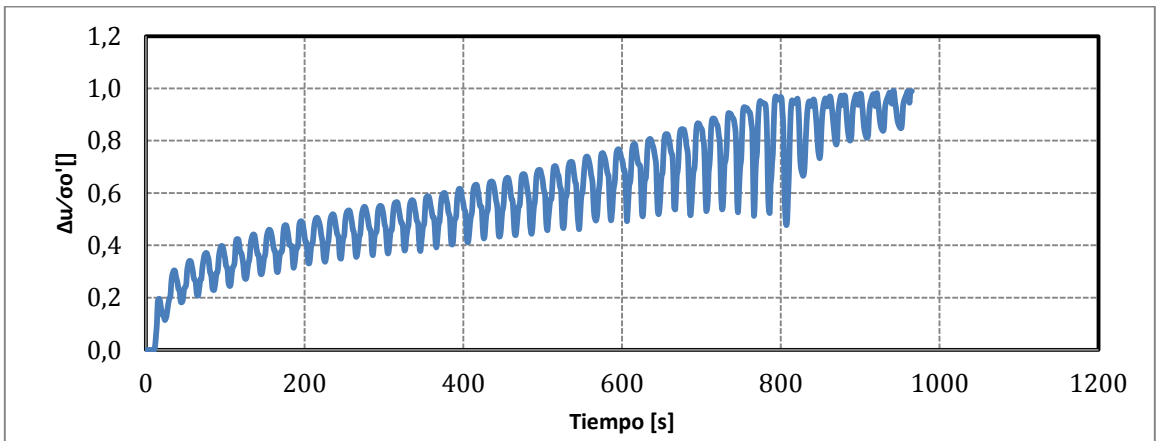
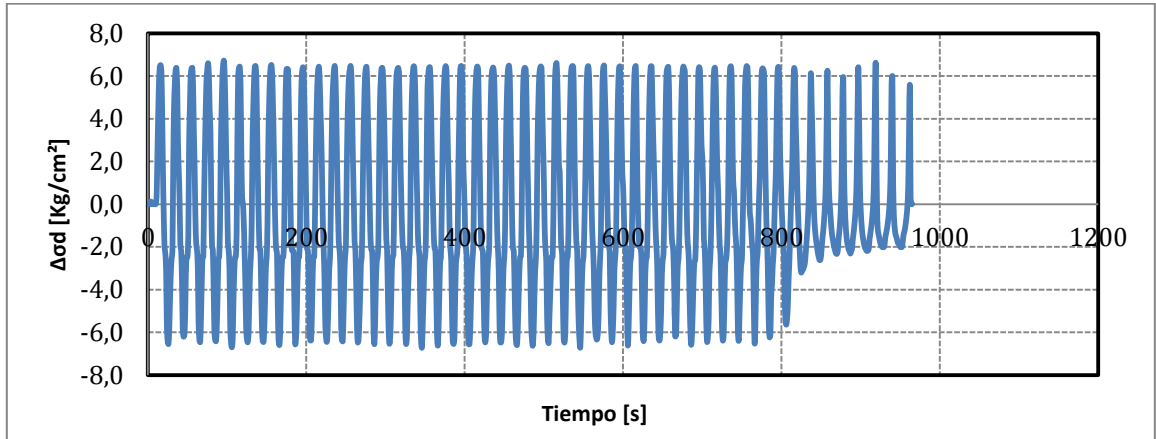
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	080Relave75CIC15rc025v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.563
DR_i [%]	75	R_c []	0.25
B-value [%]	100	$N_{5\%DA}$ []	16



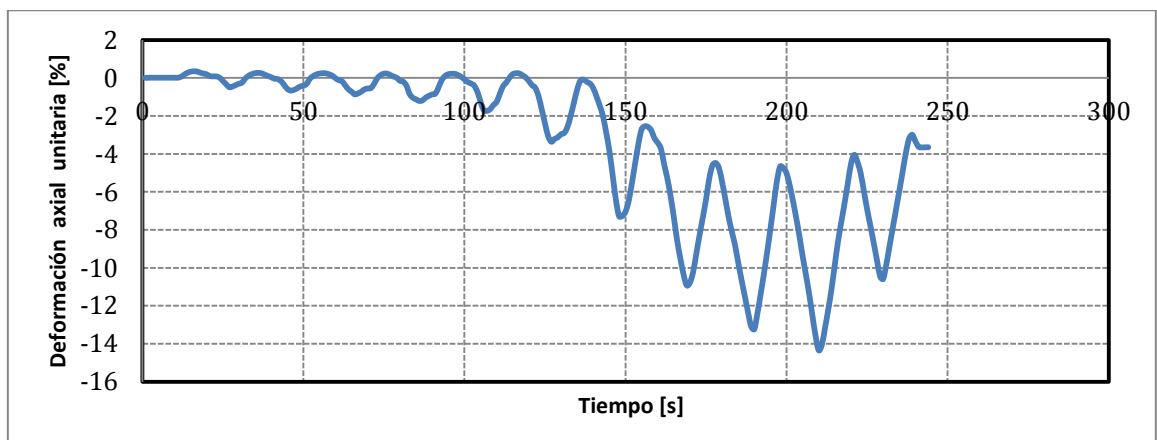
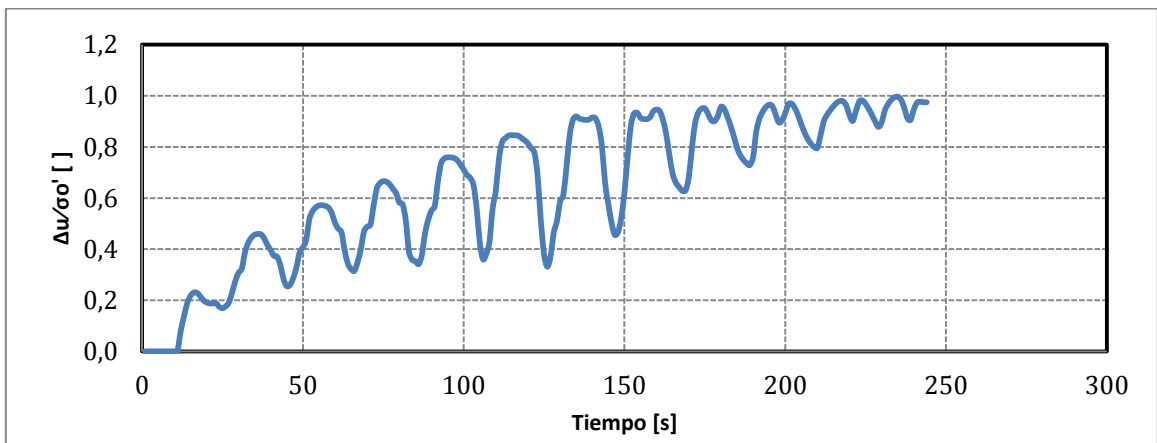
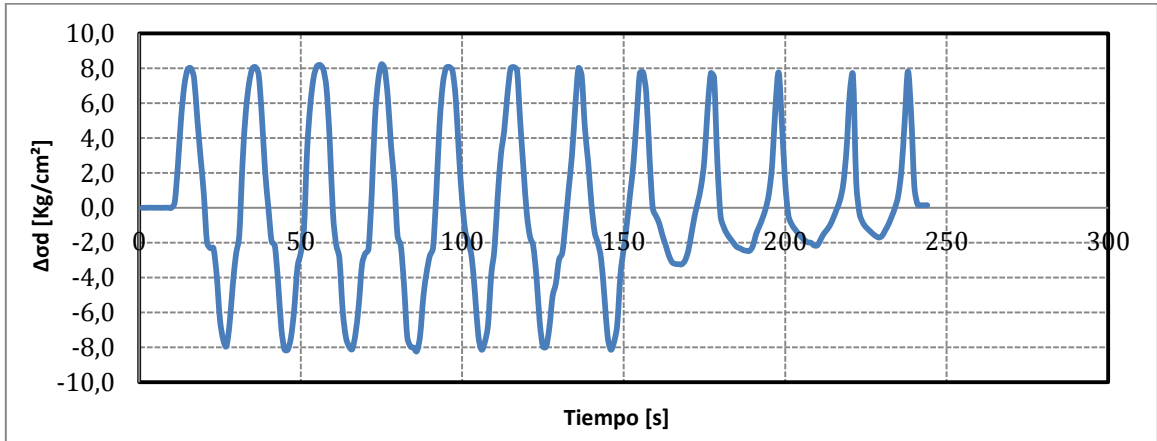
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	081Relave75CIC15rc022v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.563
DR_i [%]	75	R_c []	0.22
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	40



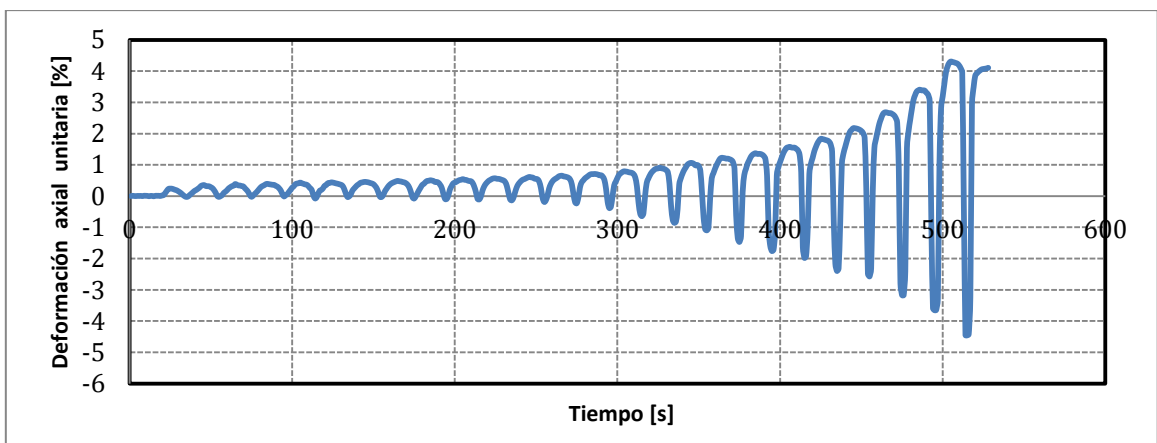
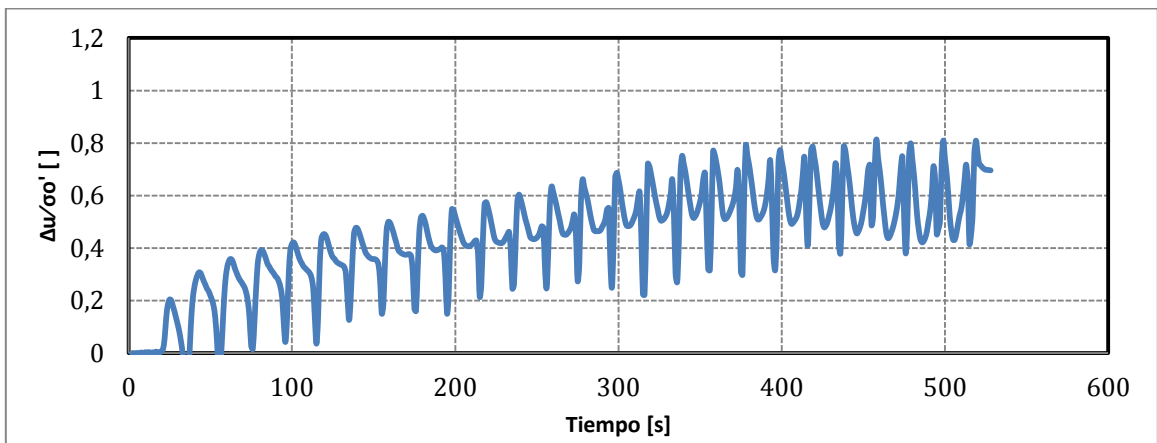
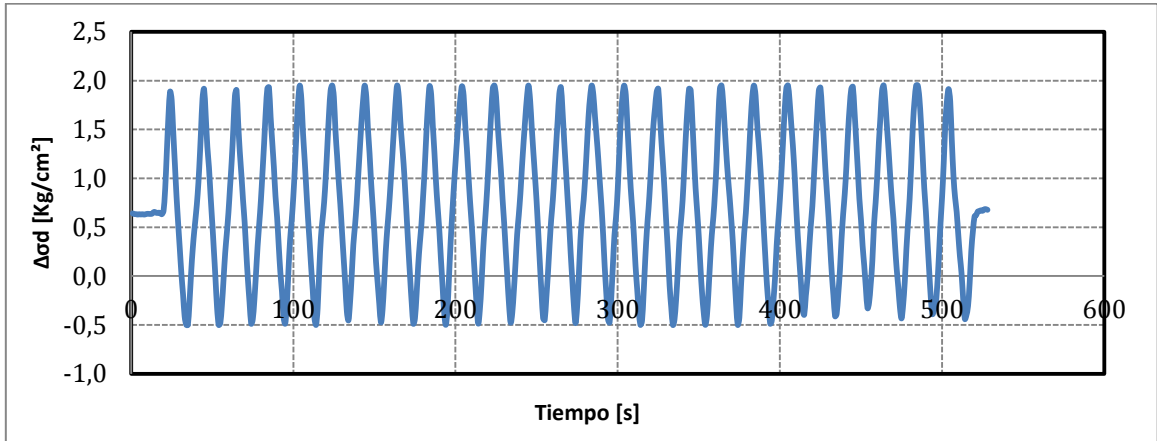
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	082Relave75CIC15rc028v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.0
BP [kg/cm ²]	4.0	e_{ensayo} []	0.561
DR_i [%]	75	R_c []	0.28
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	7



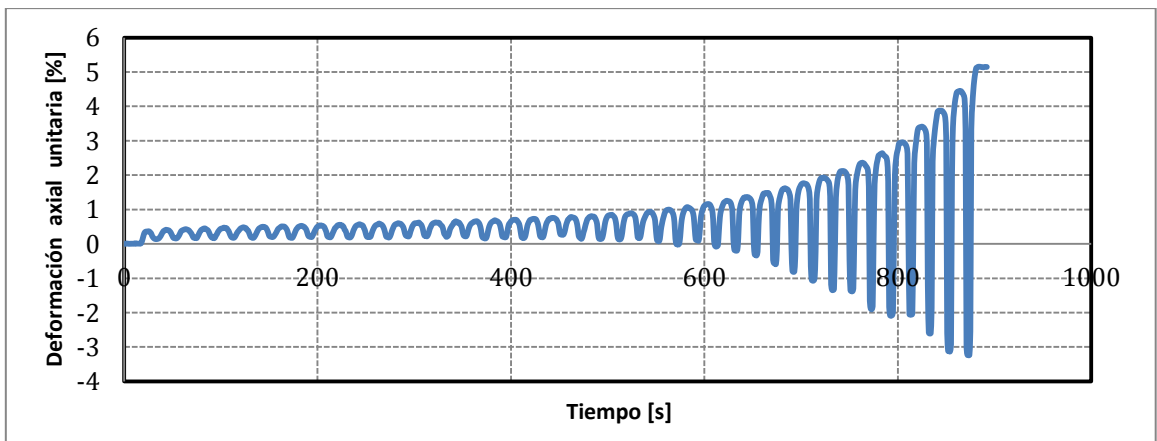
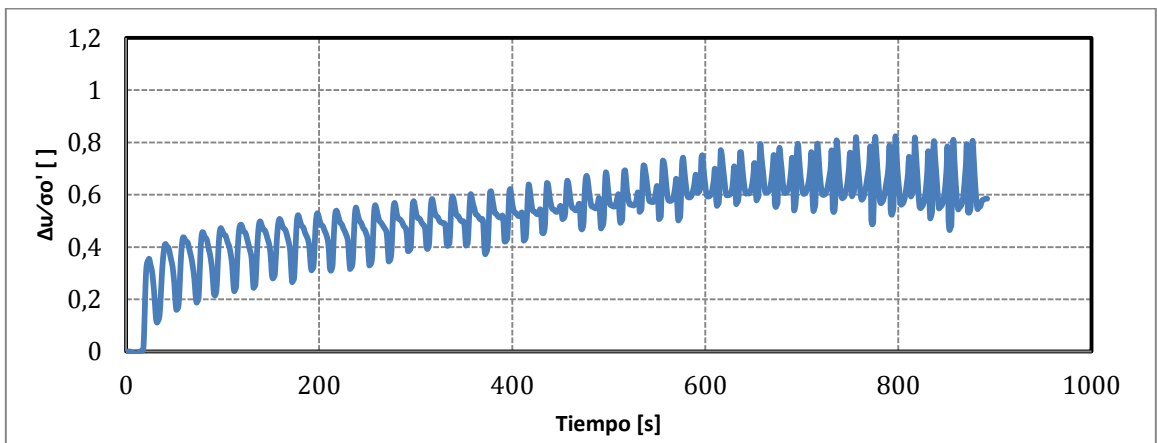
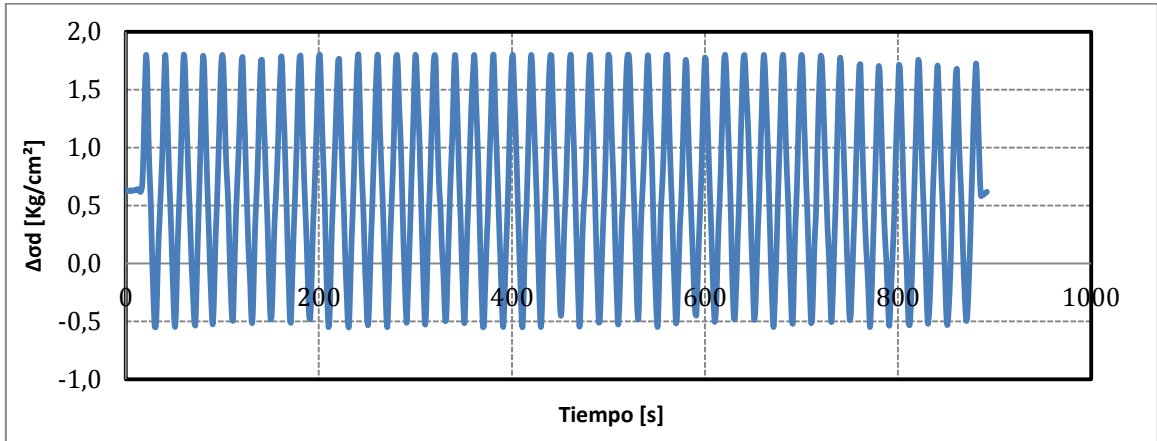
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	214Relave75CIC01rc062n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.615
DR_i [%]	75	R_c []	0.62
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	23



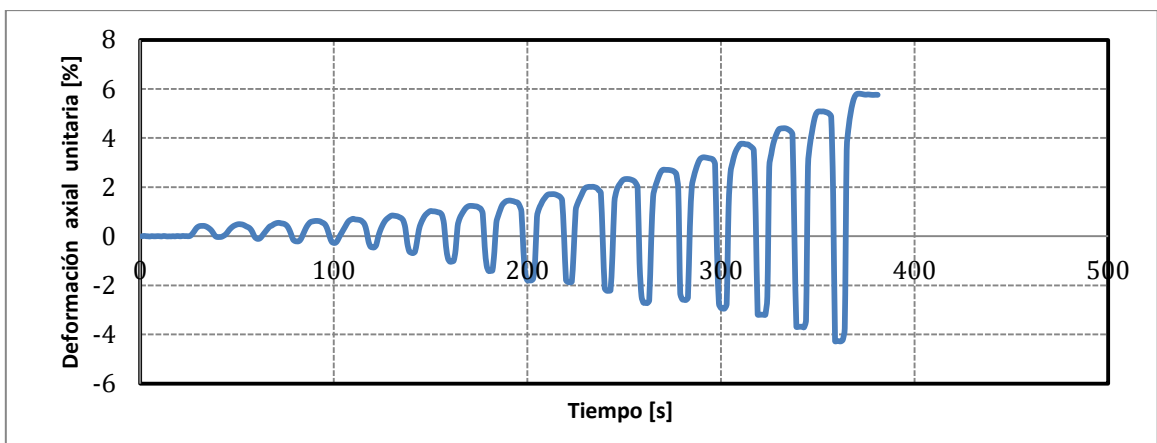
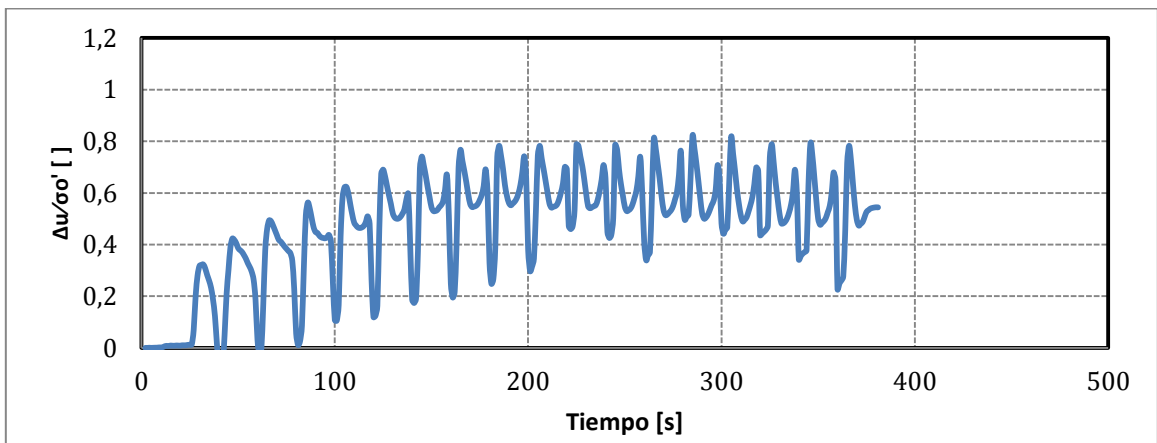
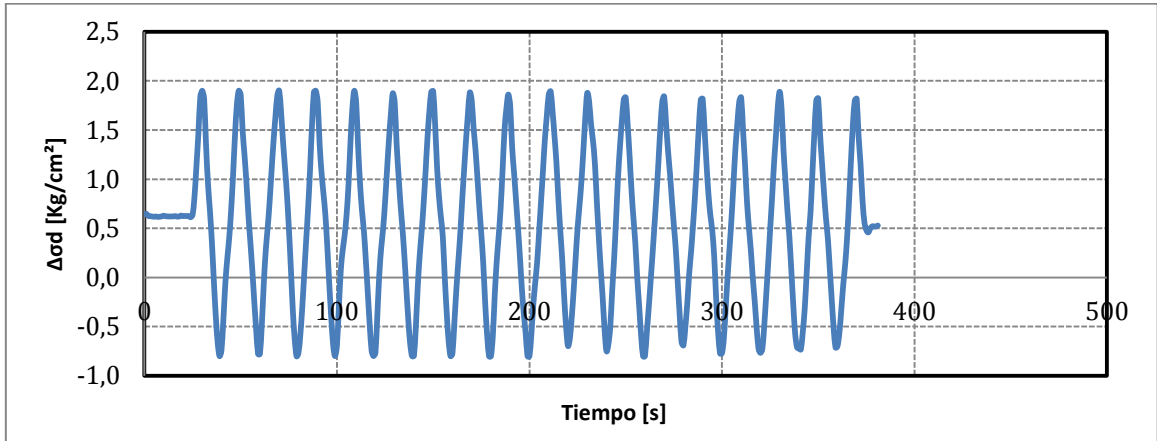
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	215Relave75CIC01rc059n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.611
DR_i [%]	75	R_c []	0.59
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	40



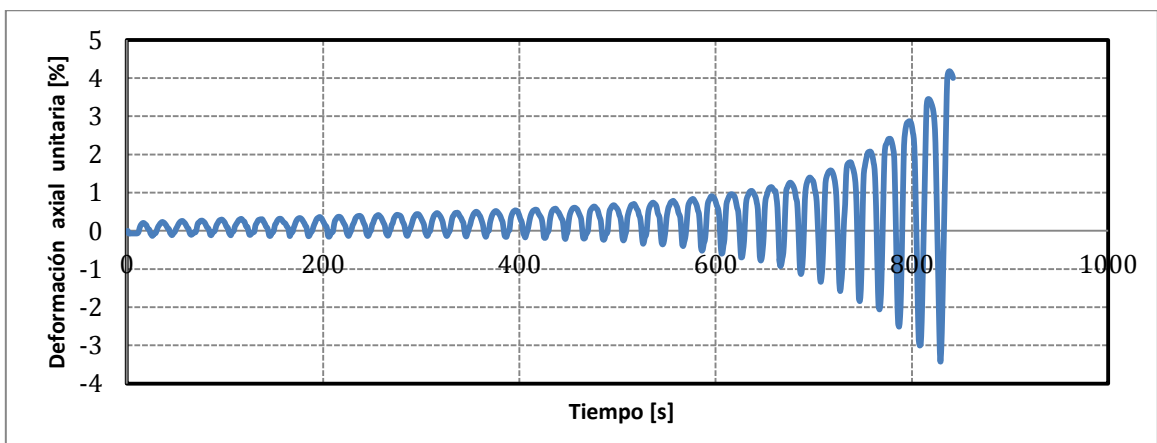
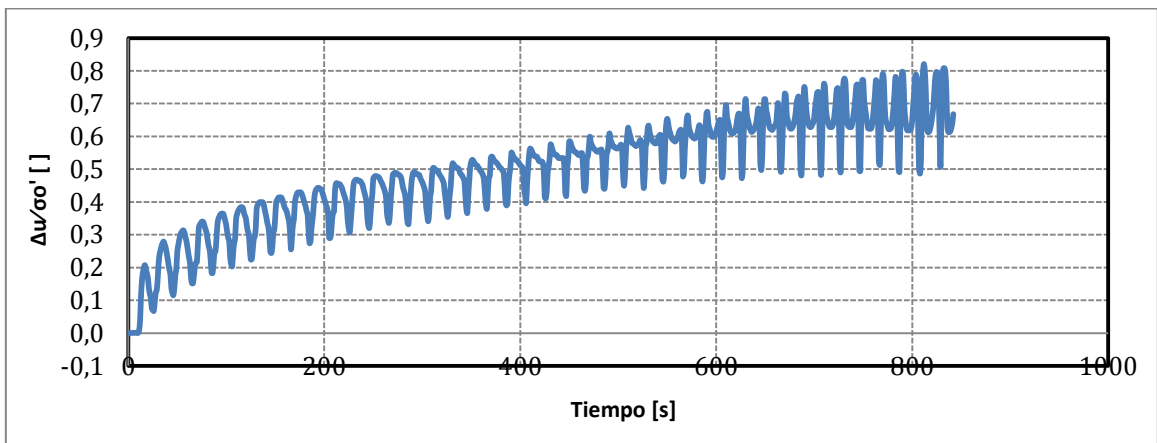
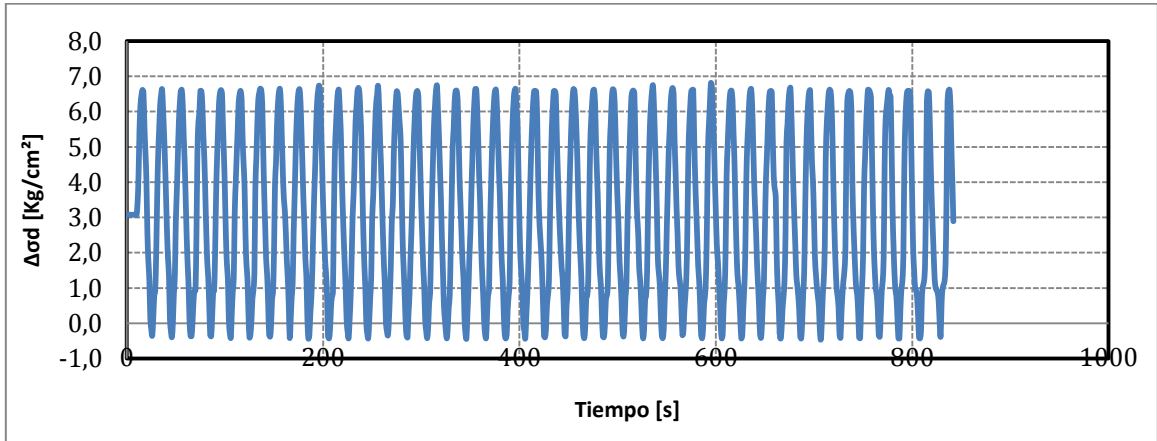
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	217Relave75CIC01rc068n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.30
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.614
DR_i [%]	75	R_c []	0.68
B-value [%]	96	$N_{5\%DA}$ []	12



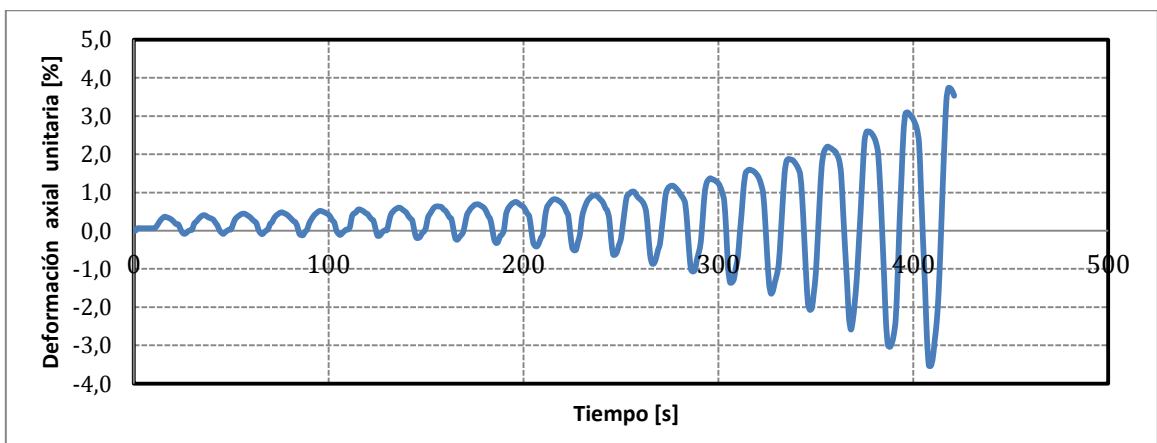
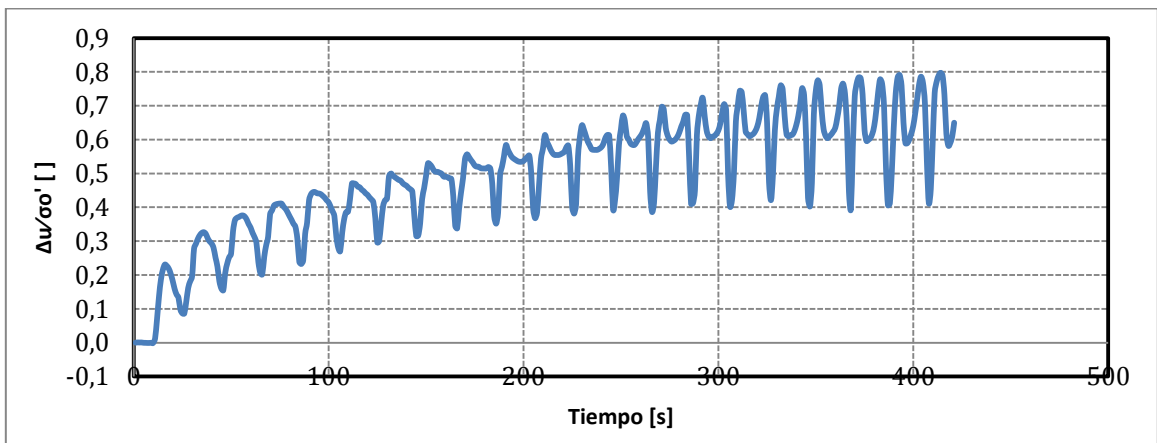
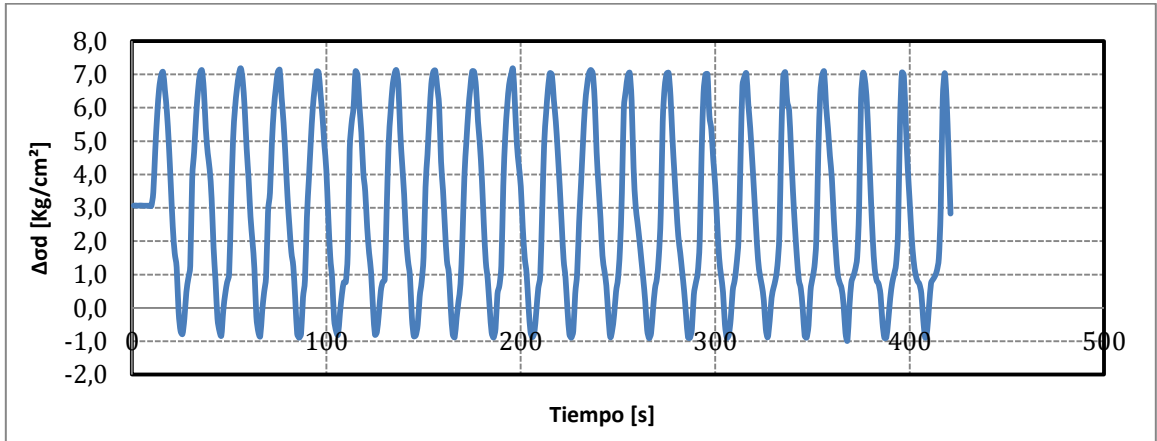
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	160Relave75CIC05rc035n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.585
DR_i [%]	75	R_c []	0.35
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	40



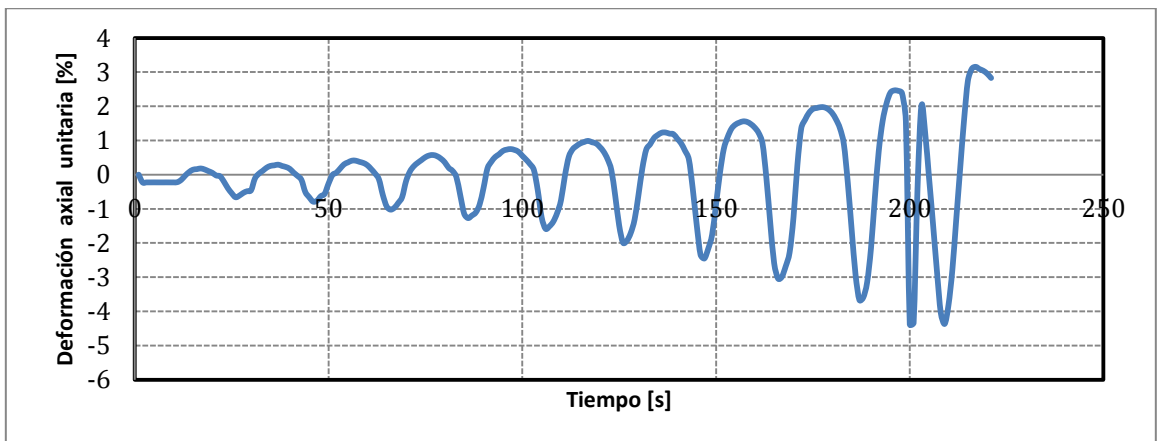
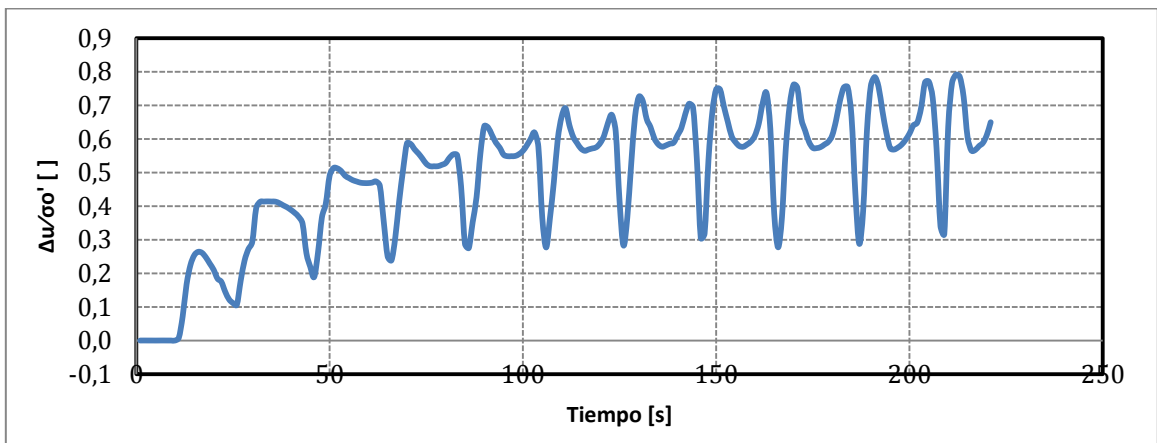
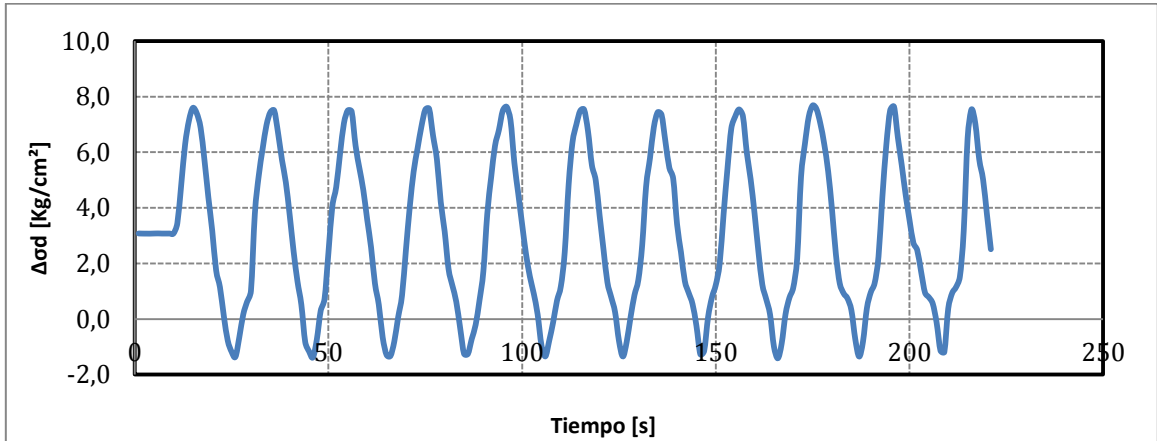
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	161Relave75CIC05rc040n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.585
DR_i [%]	75	R_c []	0.40
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	19



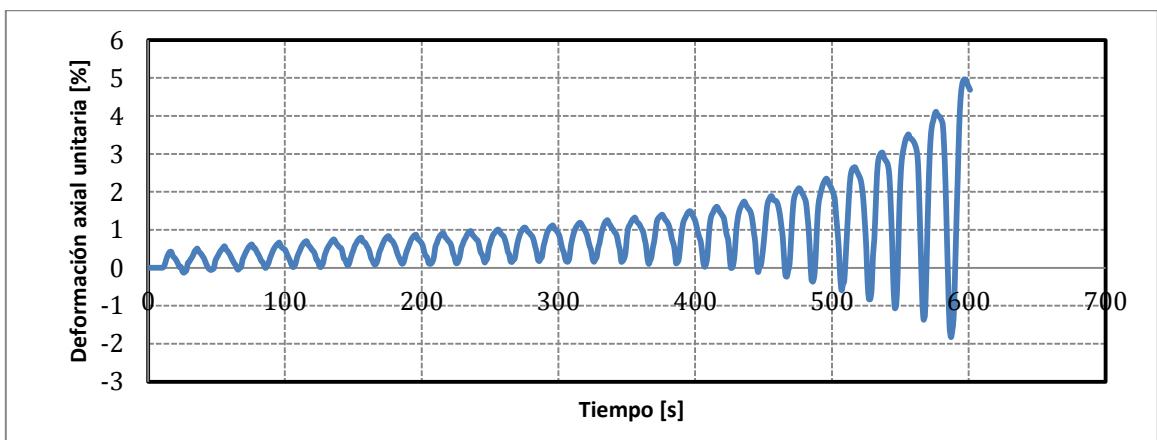
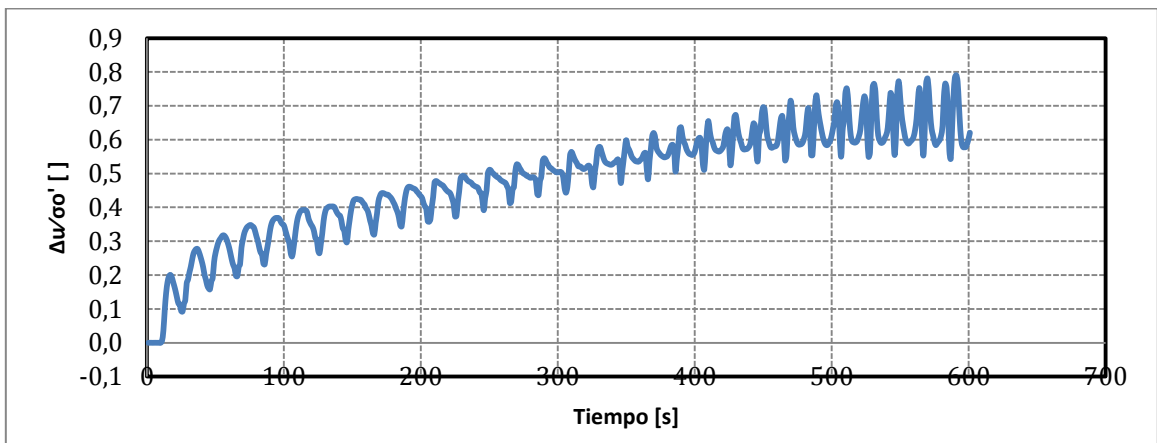
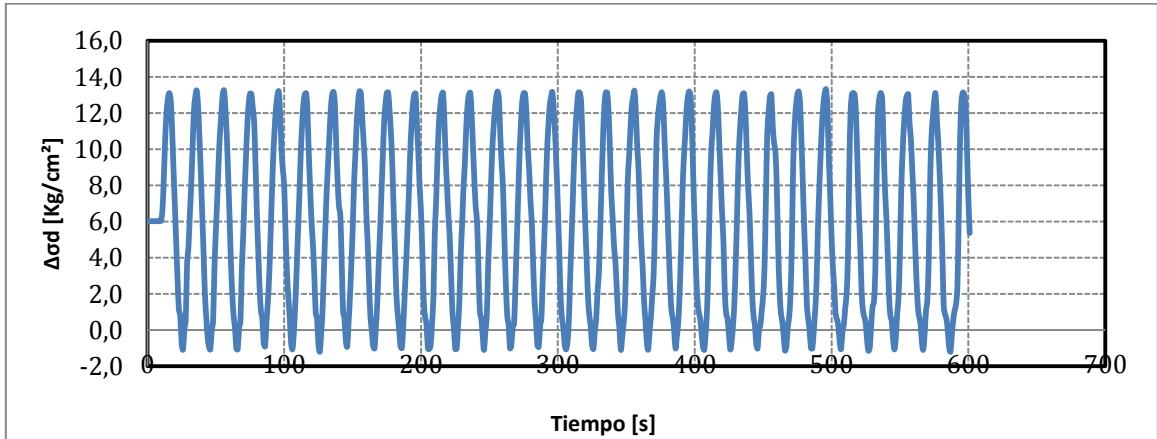
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	162Relave75CIC05rc045n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	1.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.583
DR_i [%]	75	R_c []	0.45
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	9



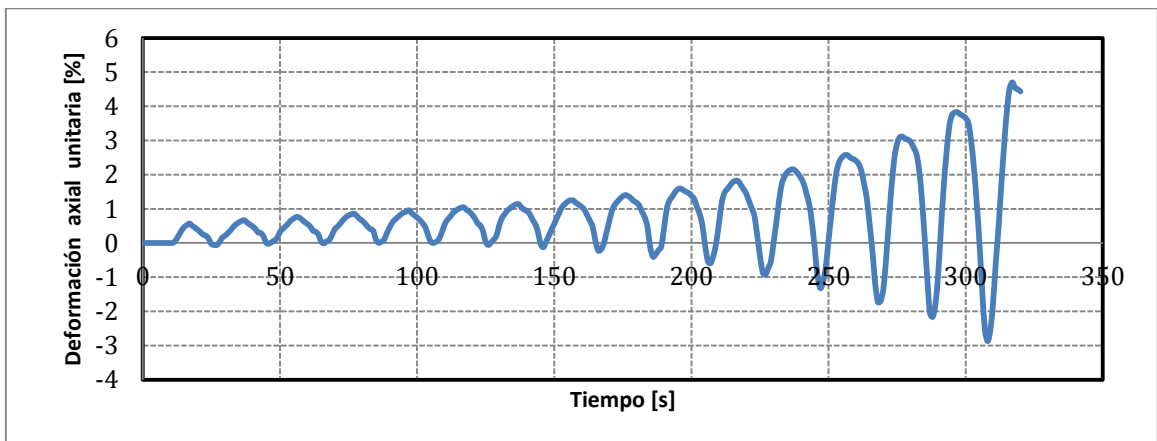
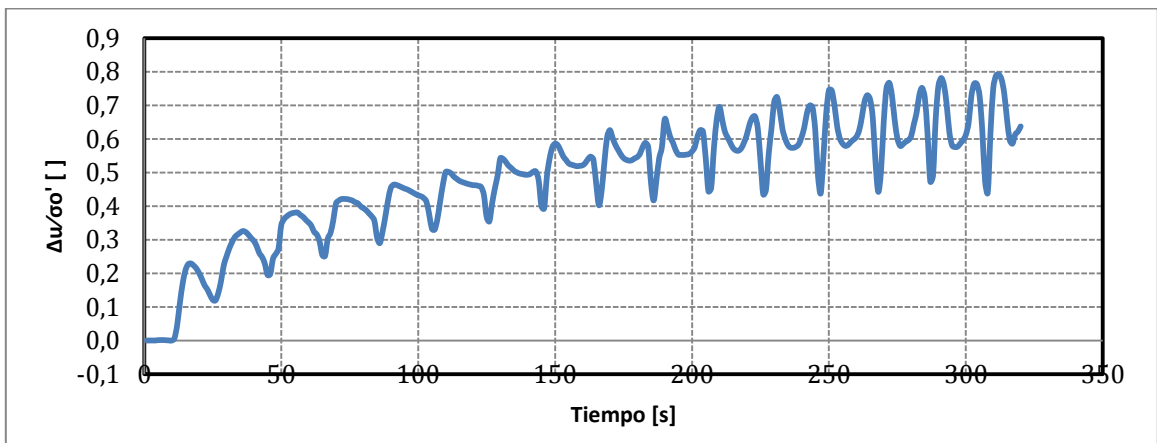
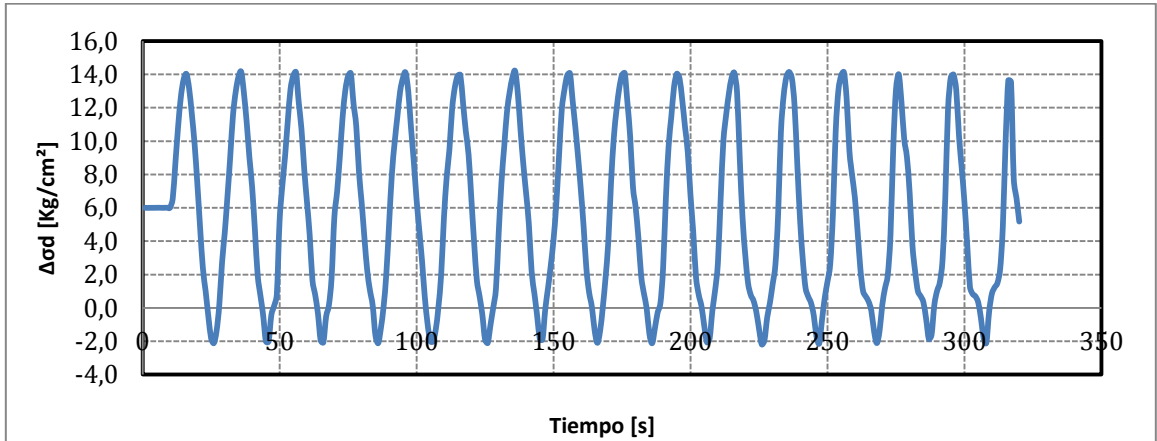
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	168Relave75CIC10rc035n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.569
DR_i [%]	75	R_c []	0.35
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	29



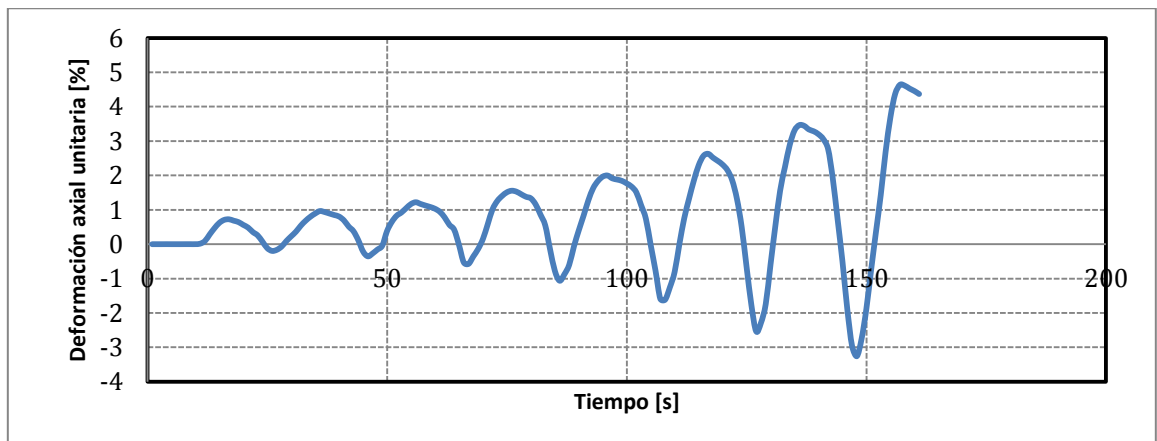
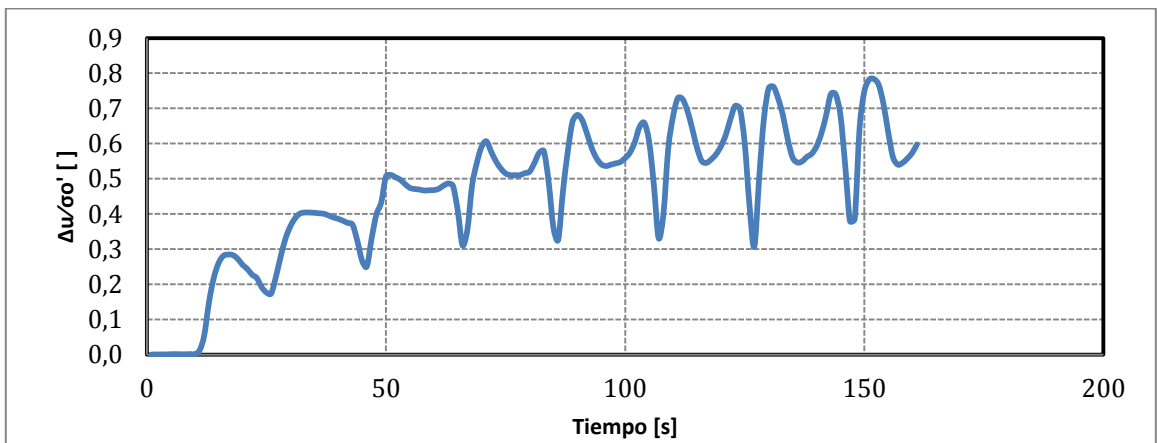
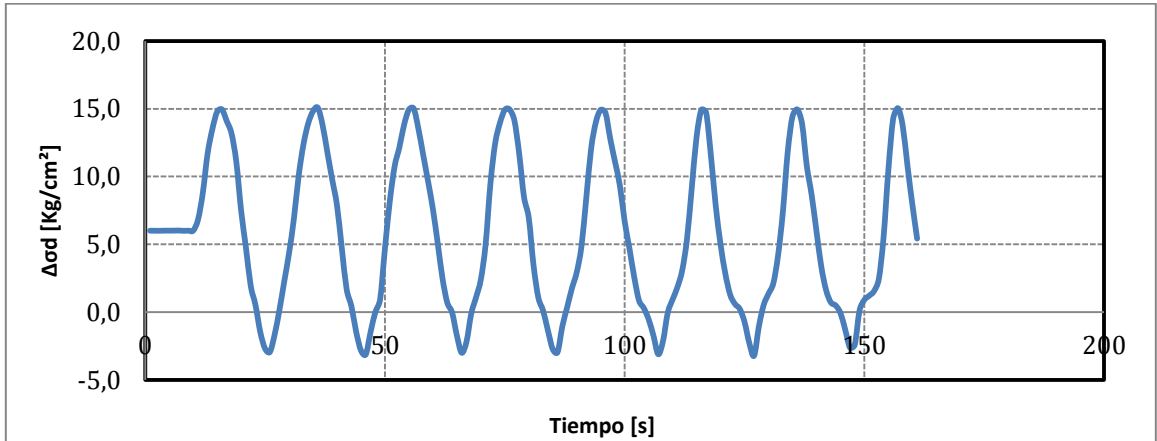
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	169Relave75CIC10rc040n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.573
DR_i [%]	75	R_c []	0.40
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	14



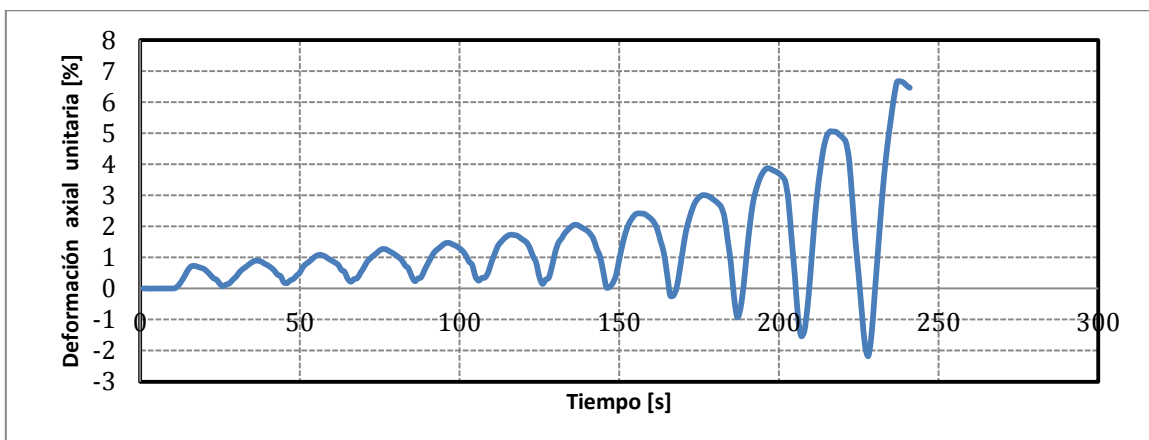
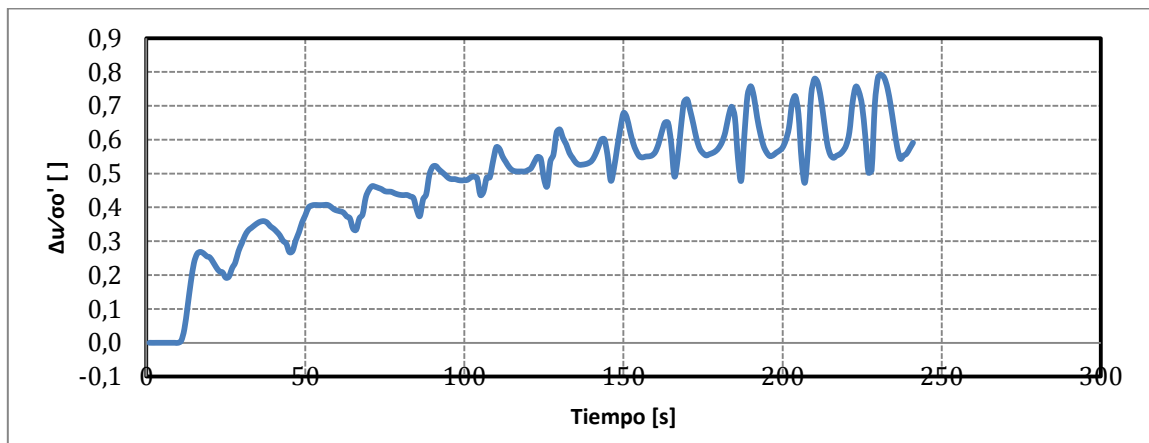
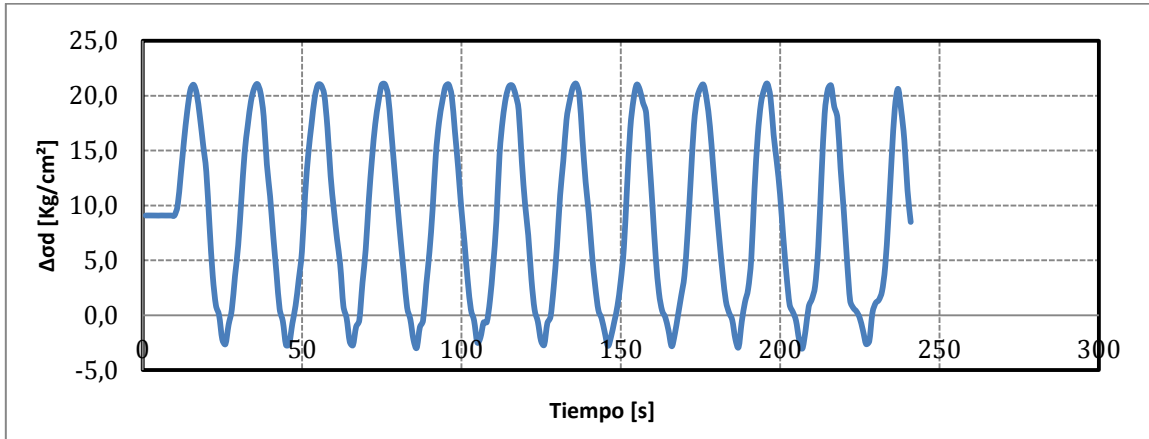
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	170Relave75CIC10rc045n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	3.0
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.569
DR_i [%]	75	R_c []	0.45
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	6



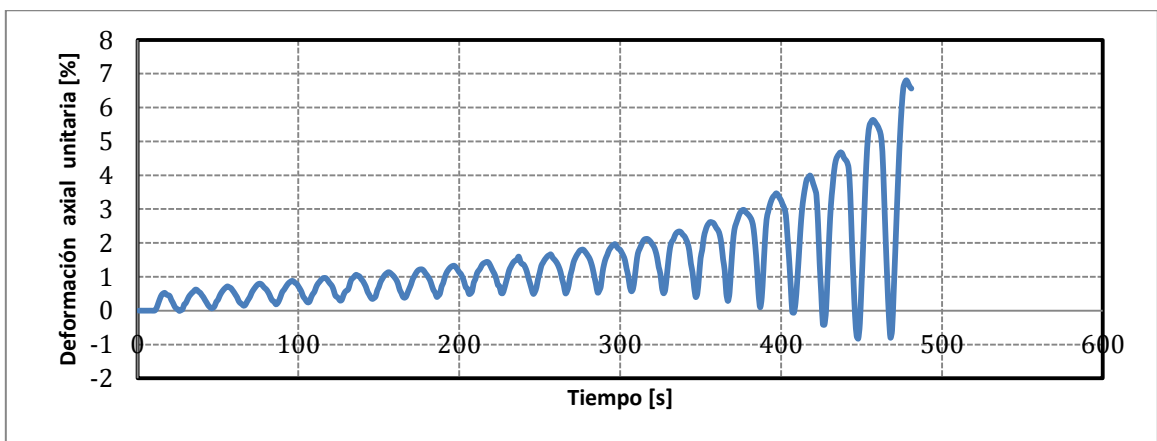
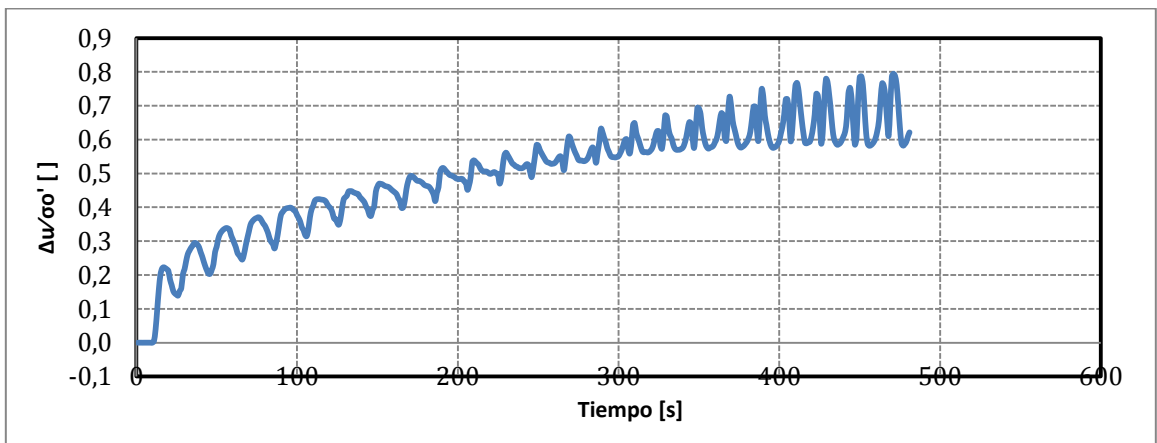
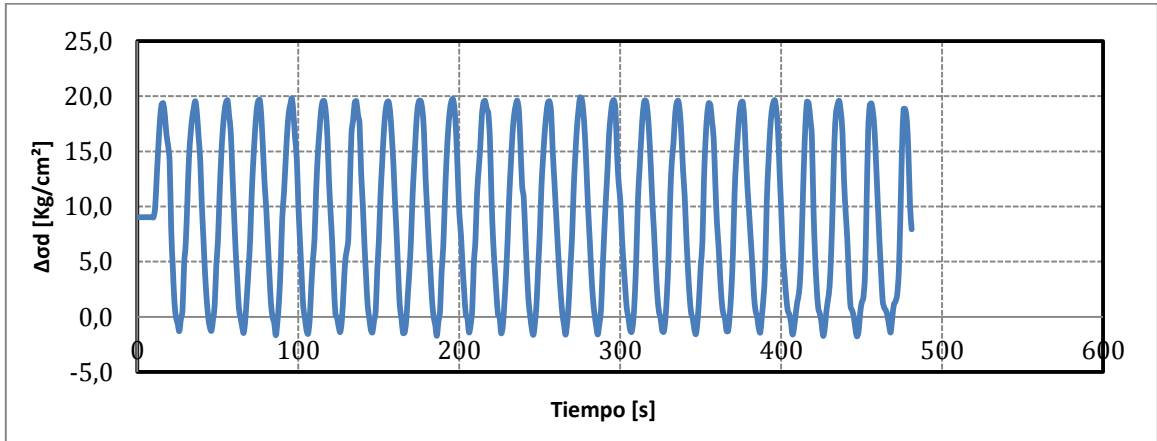
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	175Relave75CIC15rc040n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.559
DR_i [%]	75	R_c []	0.40
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	10



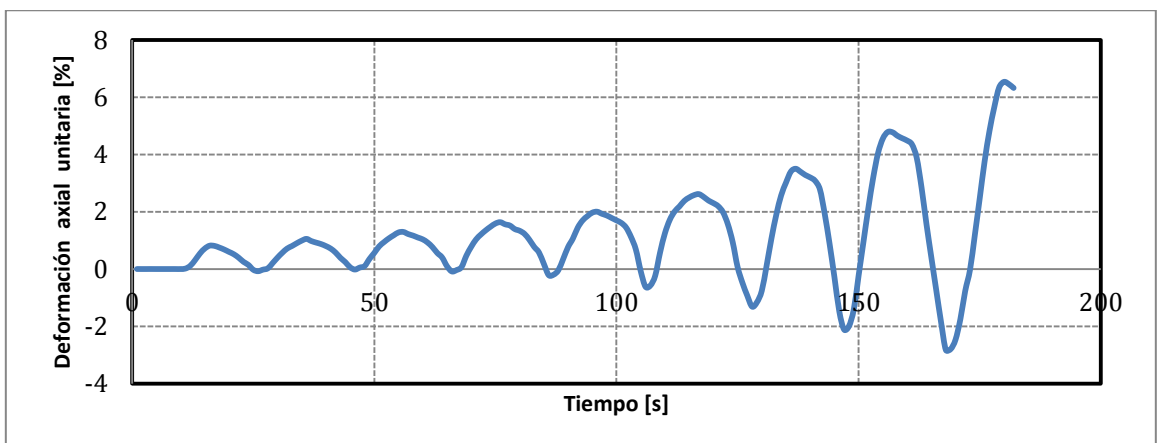
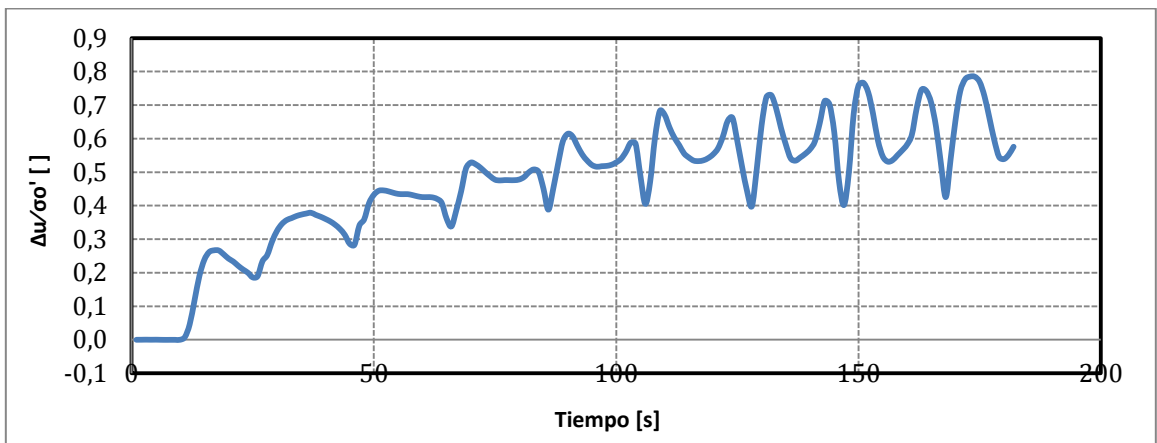
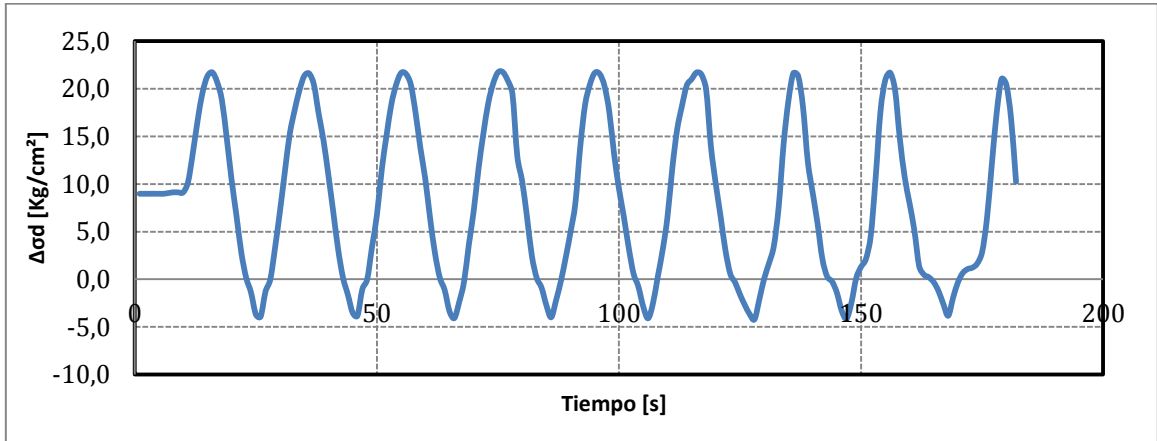
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	176Relave75CIC15rc035n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.561
DR_i [%]	75	R_c []	0.35
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	22



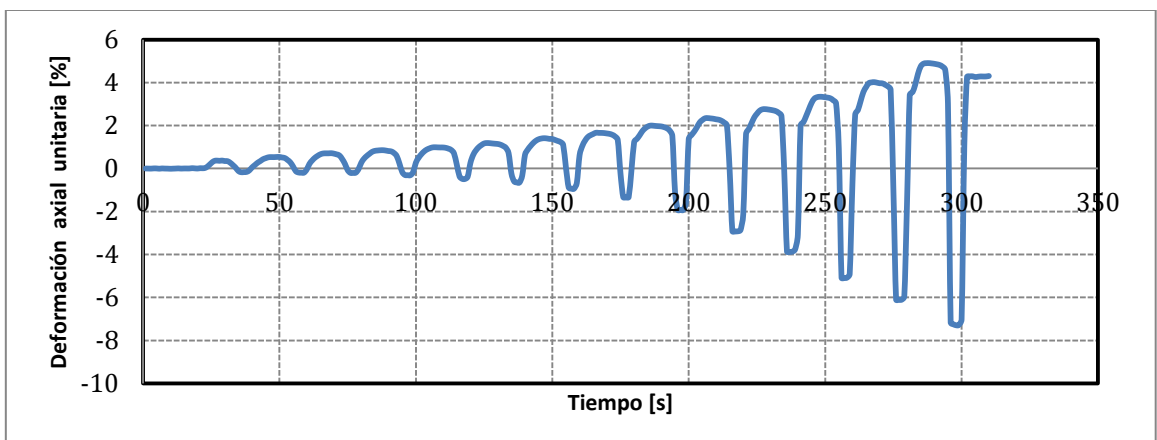
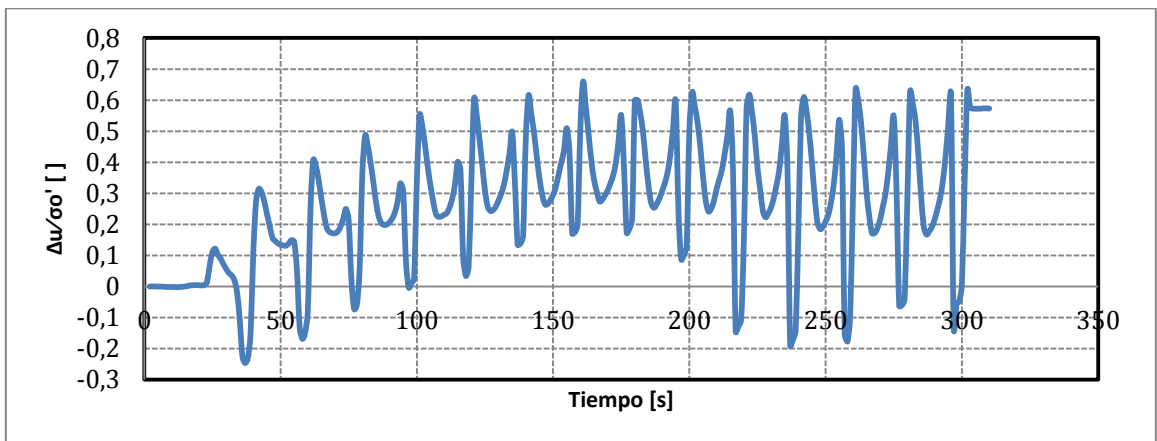
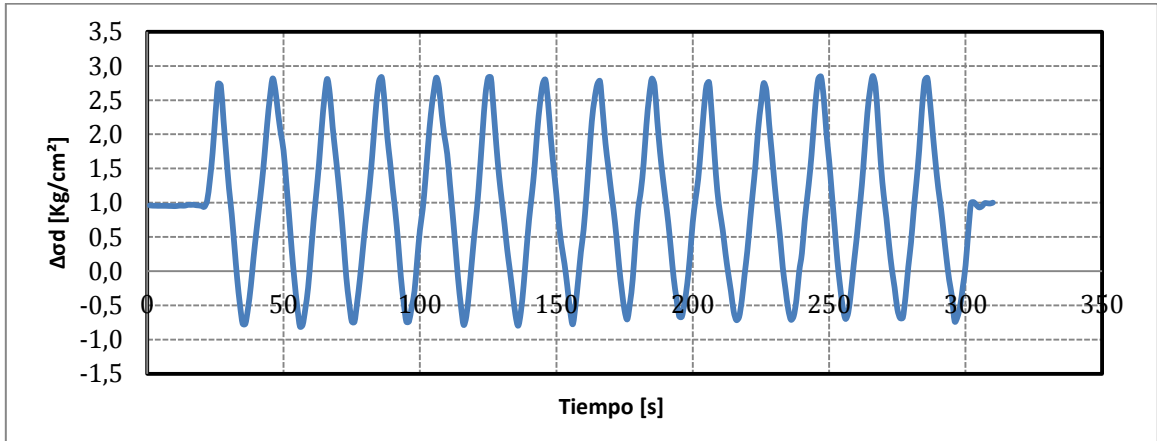
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	177Relave75CIC15rc043n030v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.565
DR_i [%]	75	R_c []	0.43
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	7



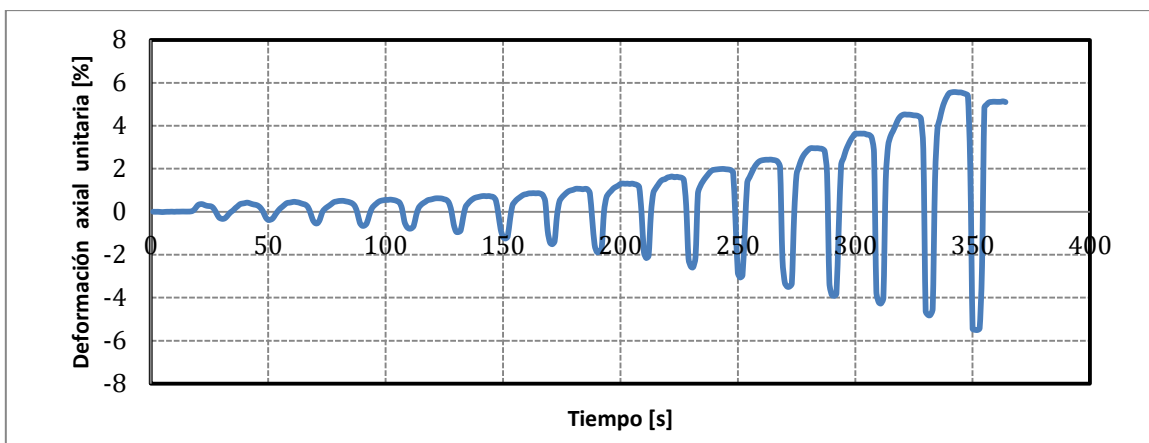
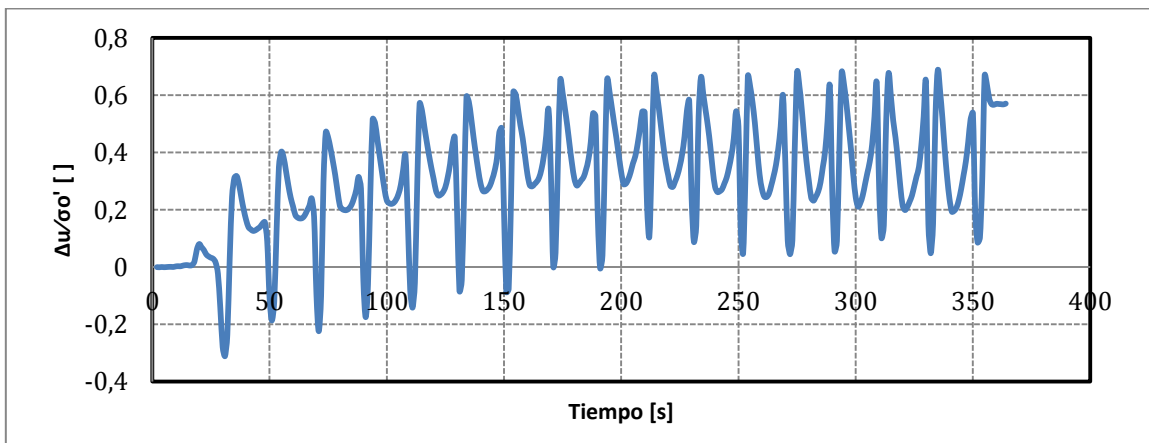
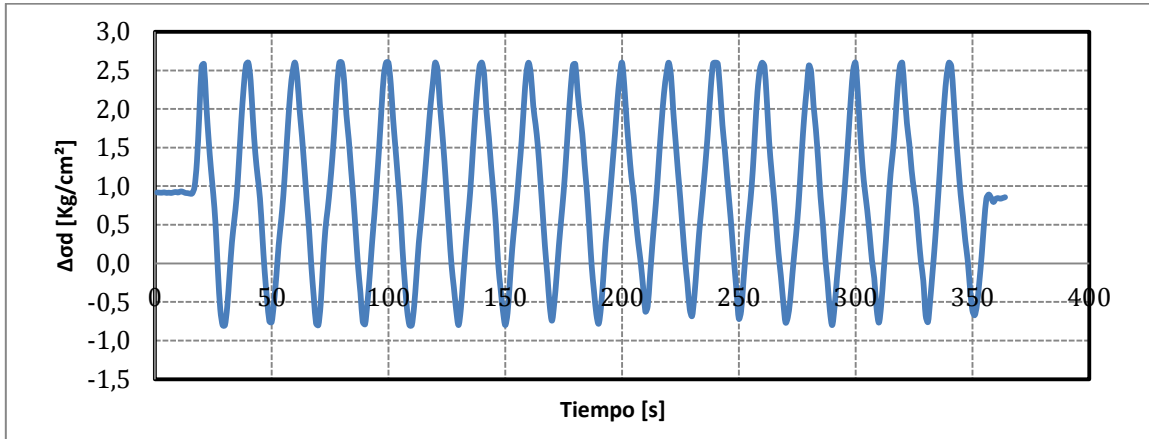
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	218Relave75CIC01rc090n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.615
DR_i [%]	75	R_c []	0.90
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	10



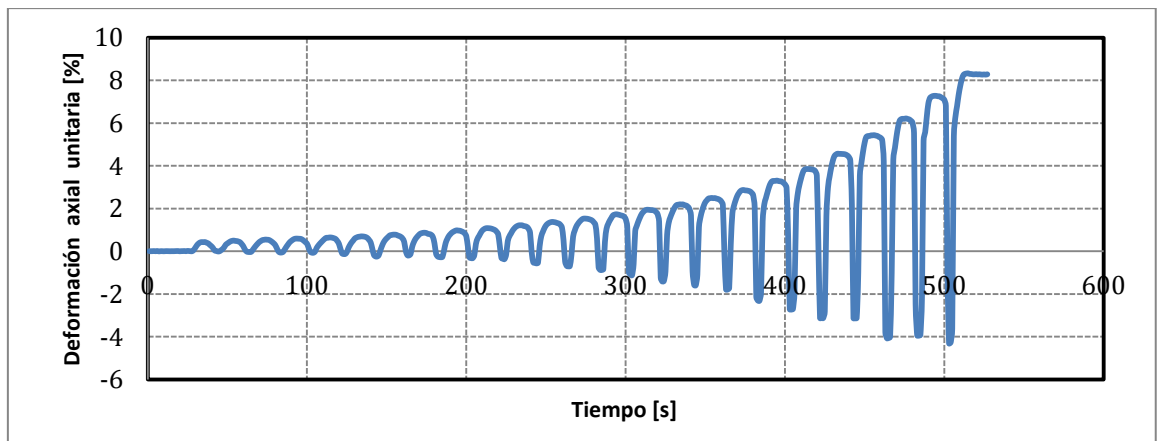
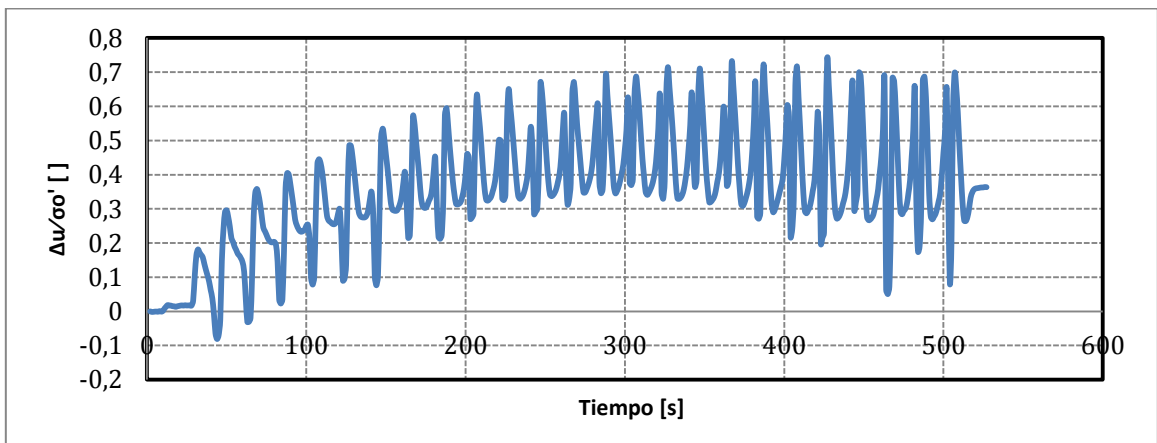
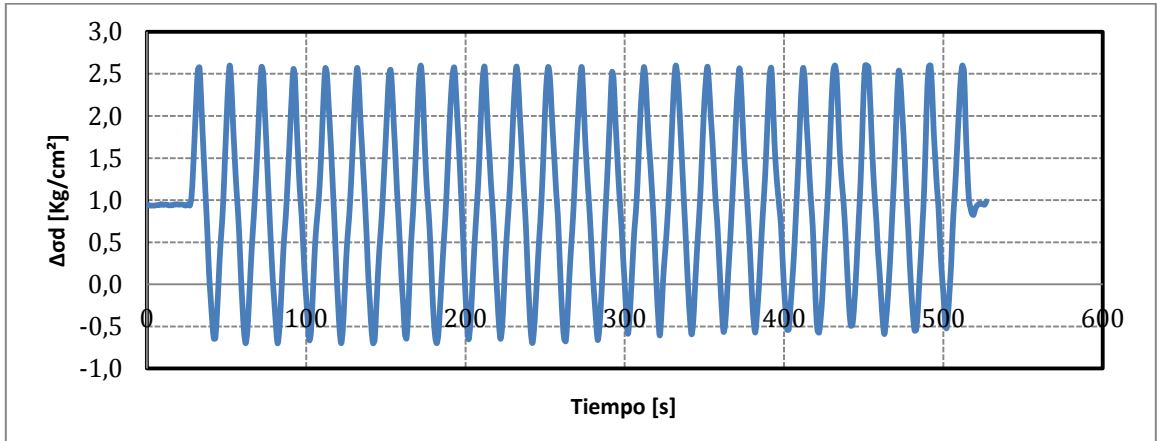
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	219Relave75CIC01rc085n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.614
DR_i [%]	75	R_c []	0.85
B-value [%]	97	$N_{5\%DA}$ []	12



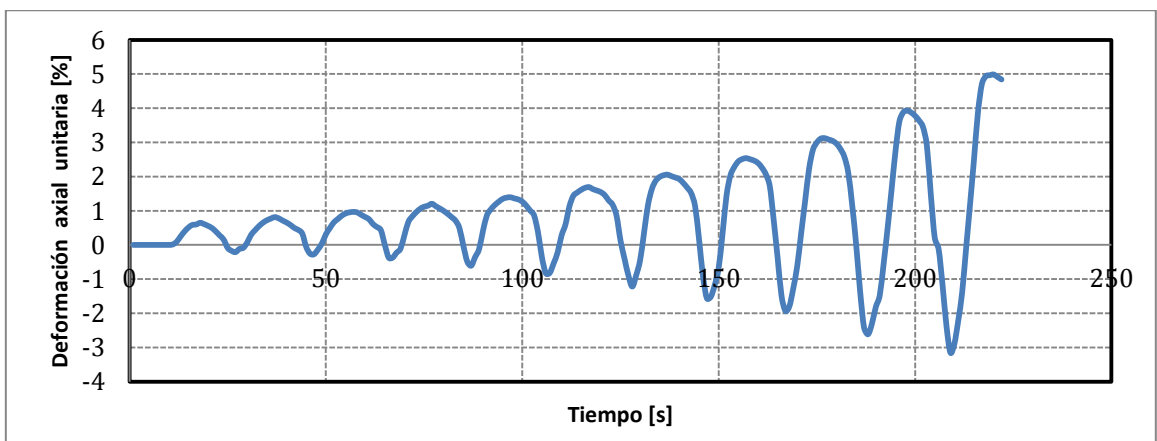
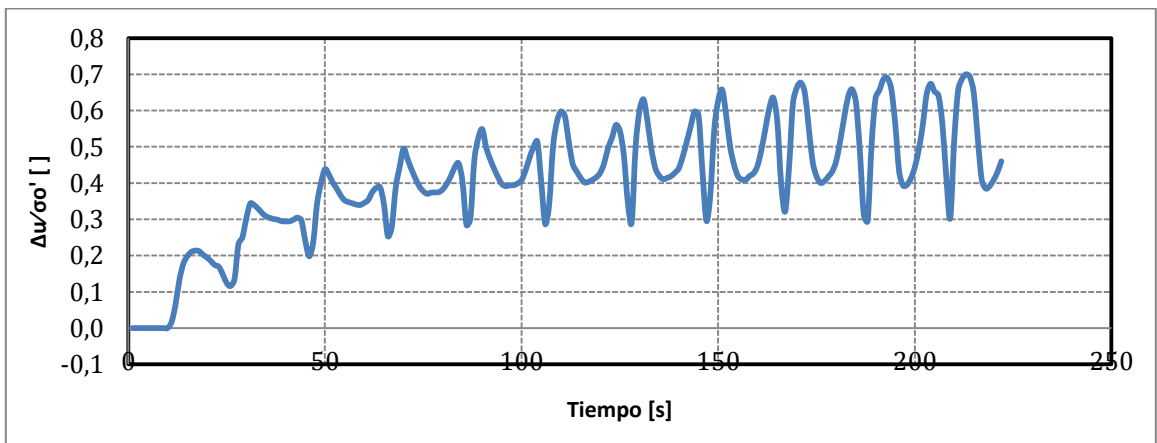
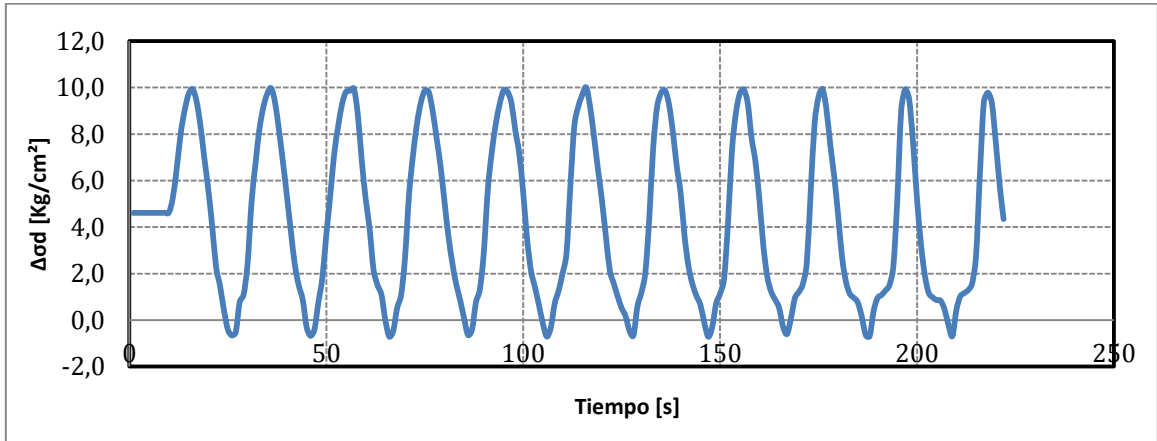
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	220Relave75CIC01rc082n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1.0	q_{est} [kg/cm ²]	0.45
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.614
DR_i [%]	75	R_c []	0.82
B-value [%]	95	$N_{5\%DA}$ []	18



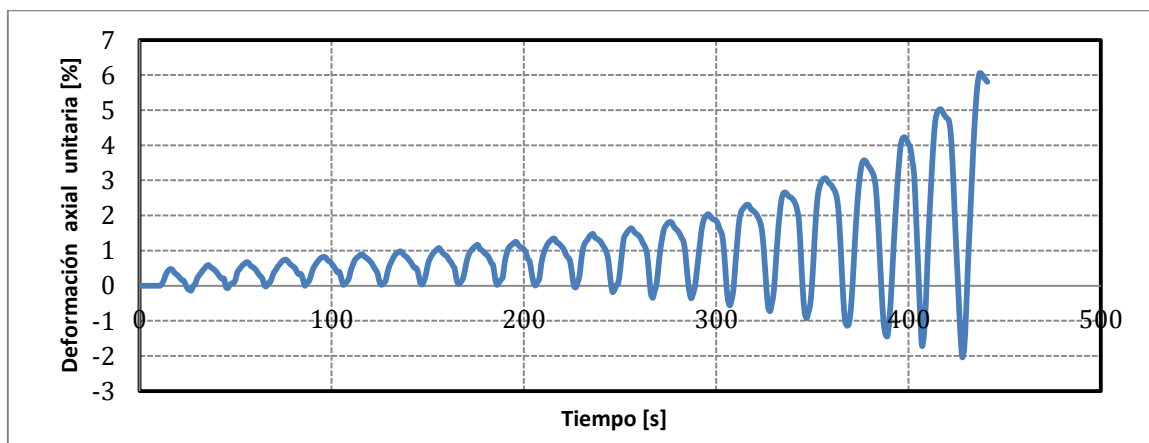
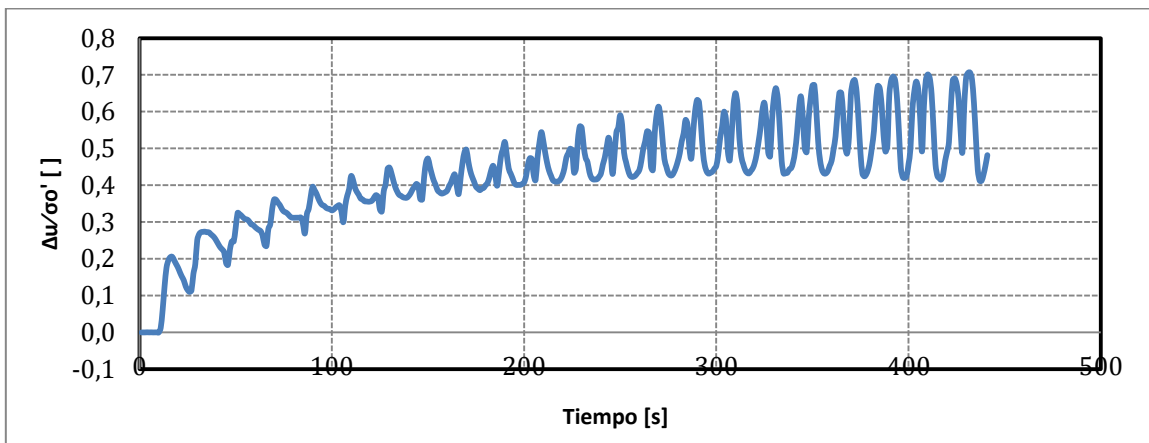
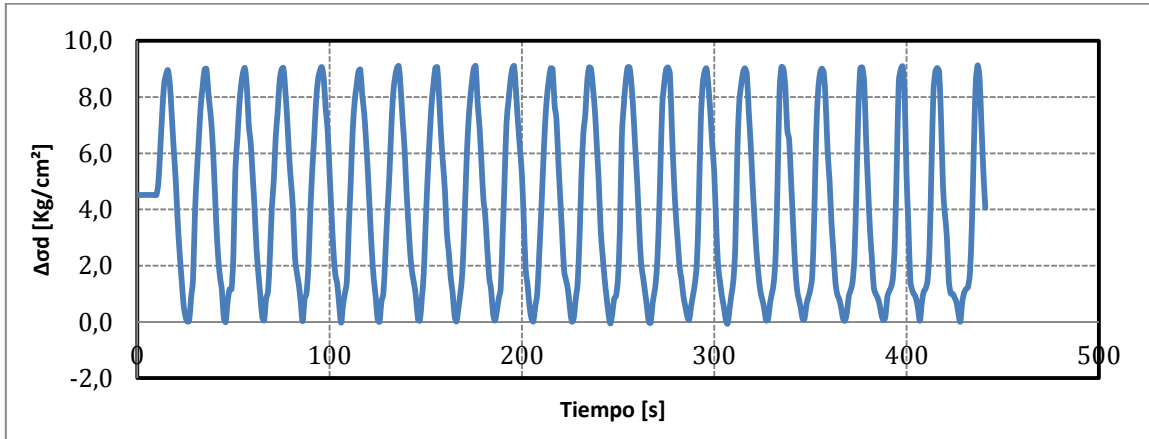
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	165Relave75CIC05rc053n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.585
DR_i [%]	75	R_c []	0.53
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	9



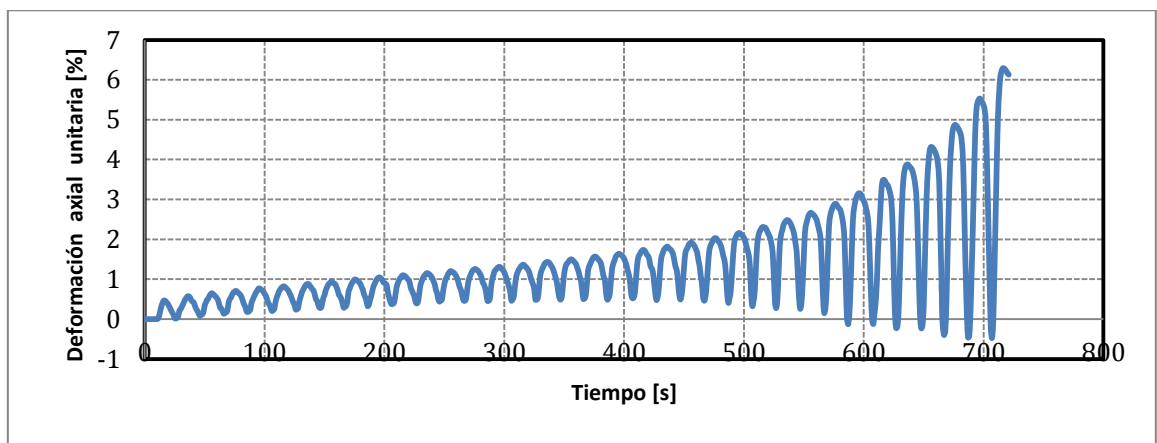
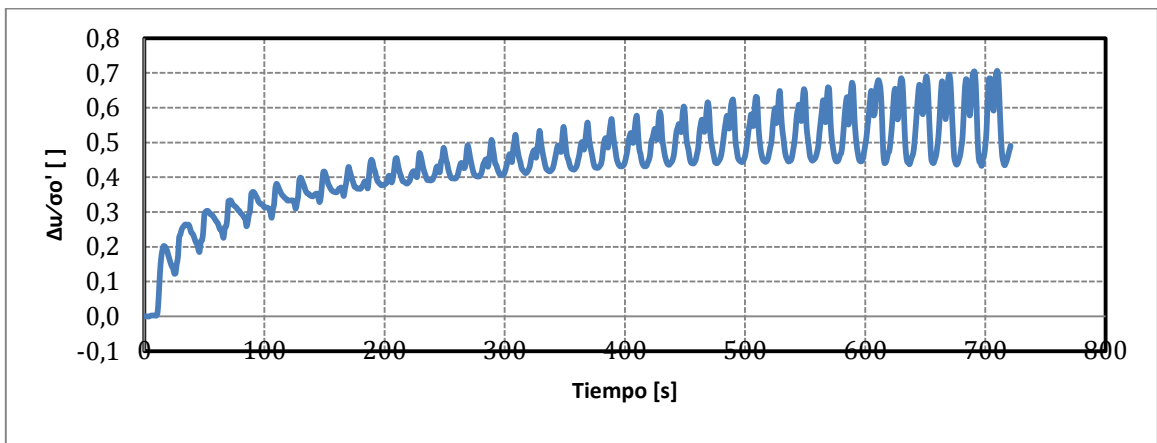
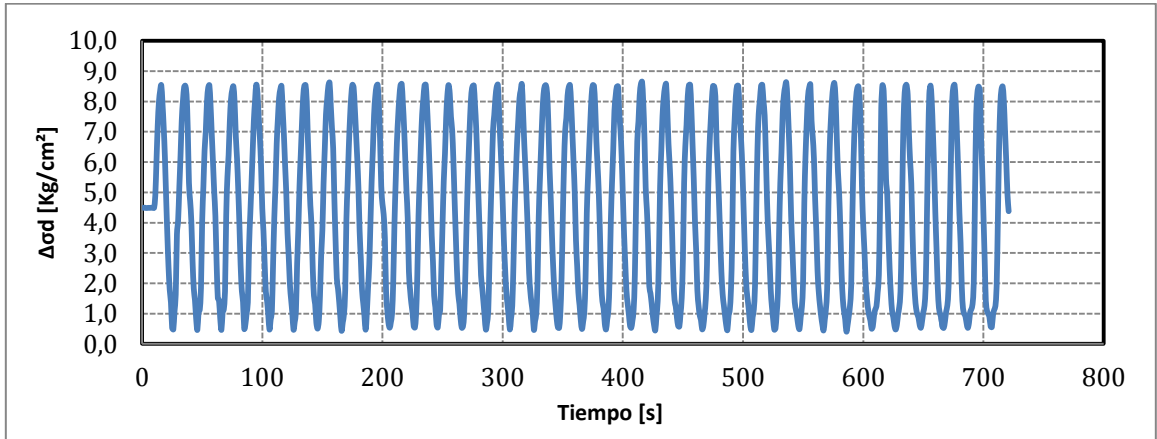
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	166Relave75CIC05rc045n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.583
DR_i [%]	75	R_c []	0.45
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	20



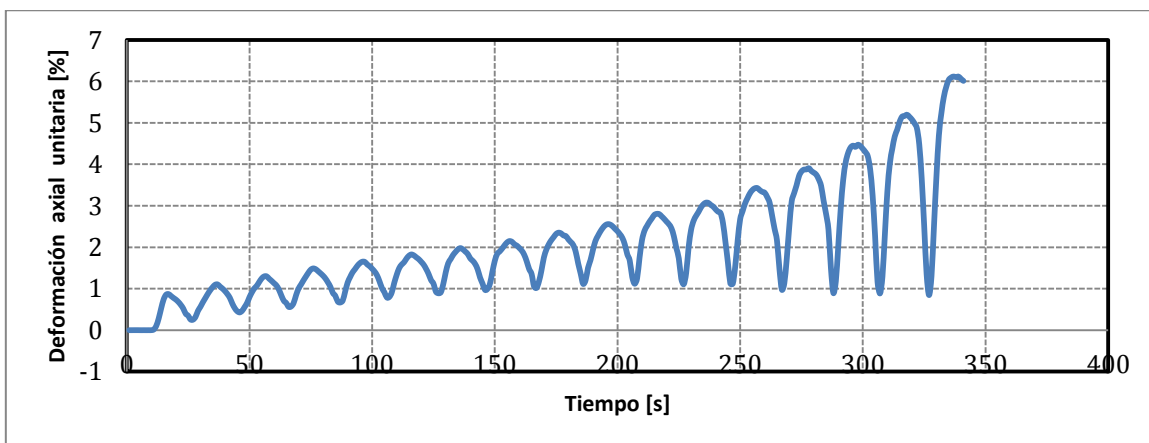
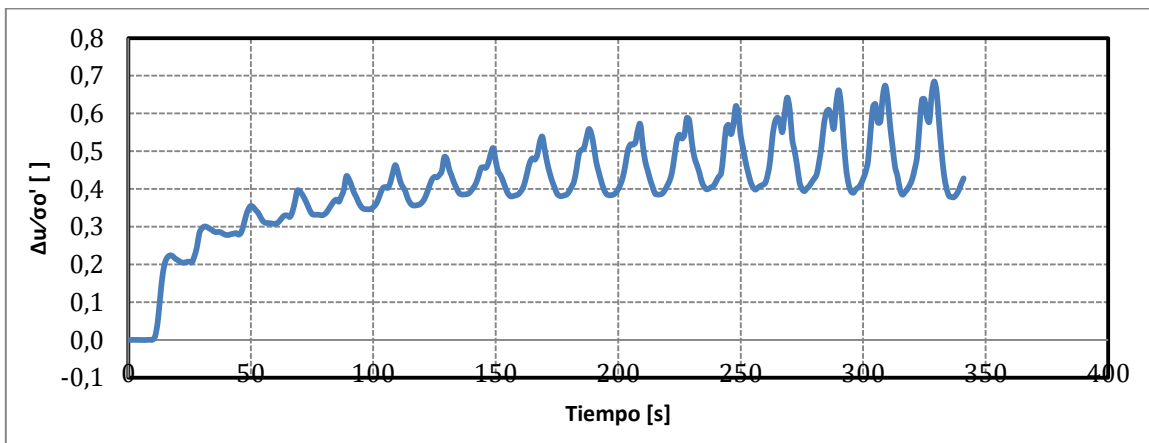
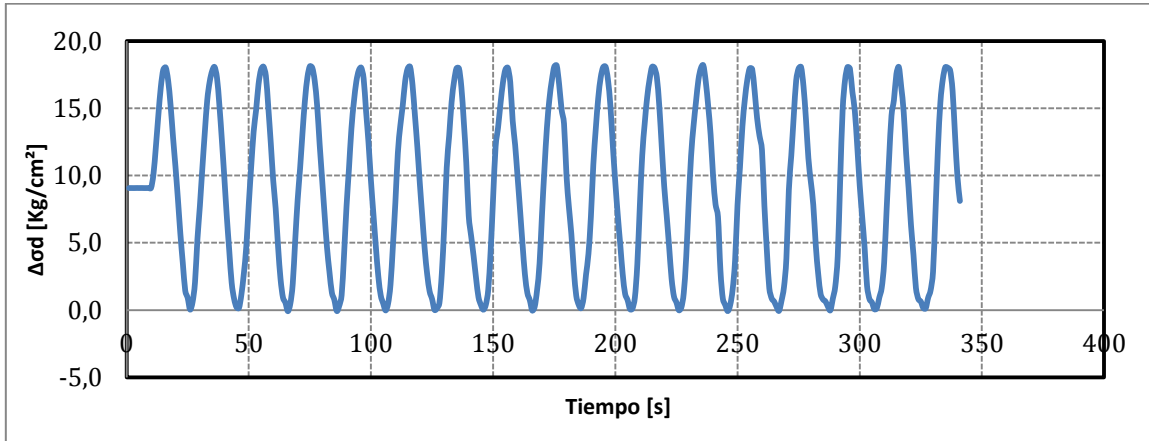
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	167Relave75CIC05rc040n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	5.0	q_{est} [kg/cm ²]	2.25
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.583
DR_i [%]	75	R_c []	0.40
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	34



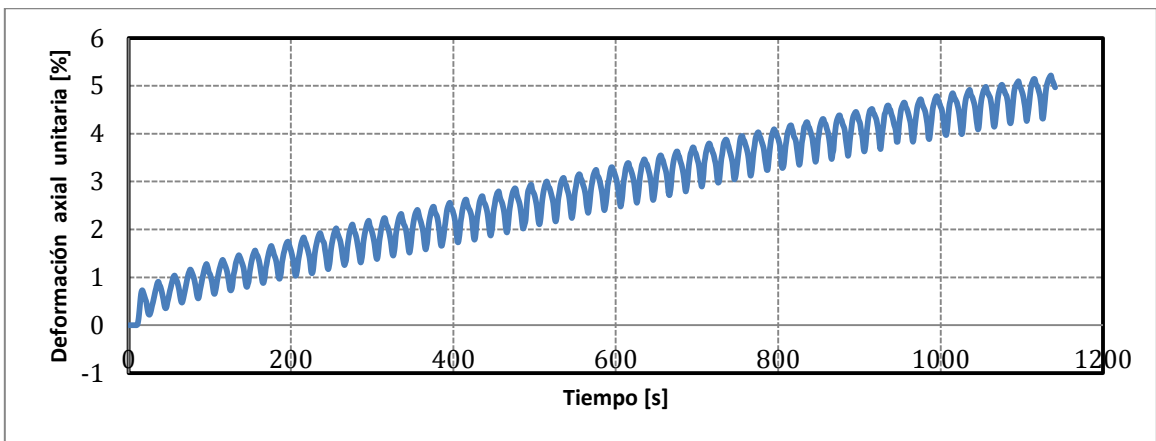
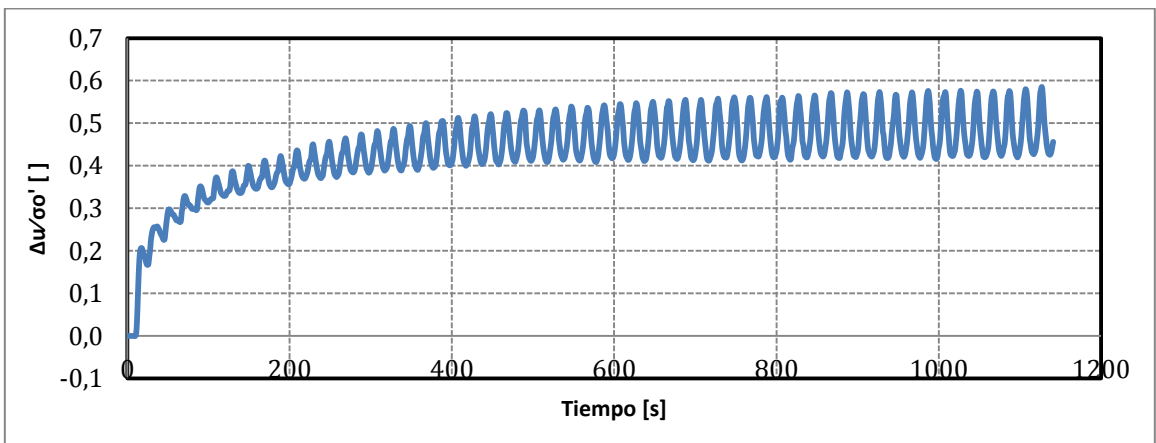
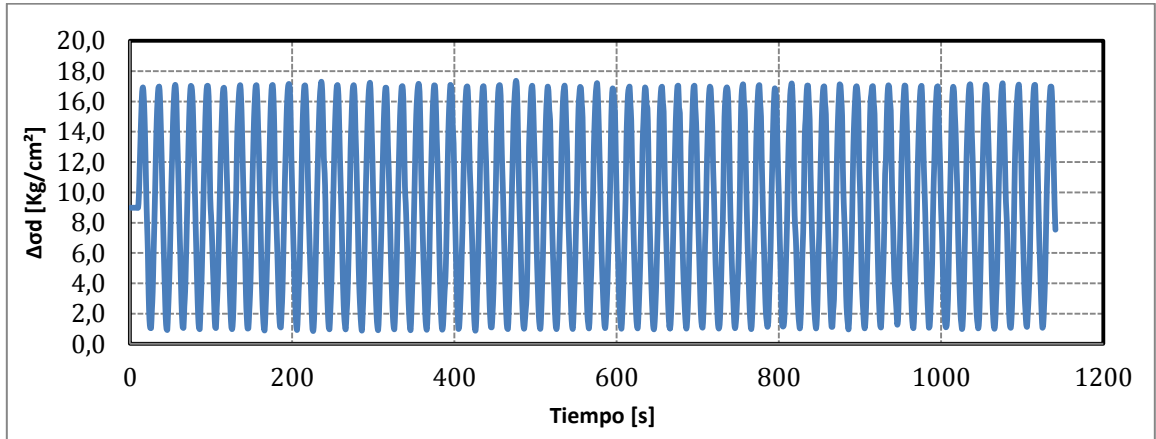
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	172Relave75CIC10rc045n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.571
DR_i [%]	75	R_c []	0.45
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	16



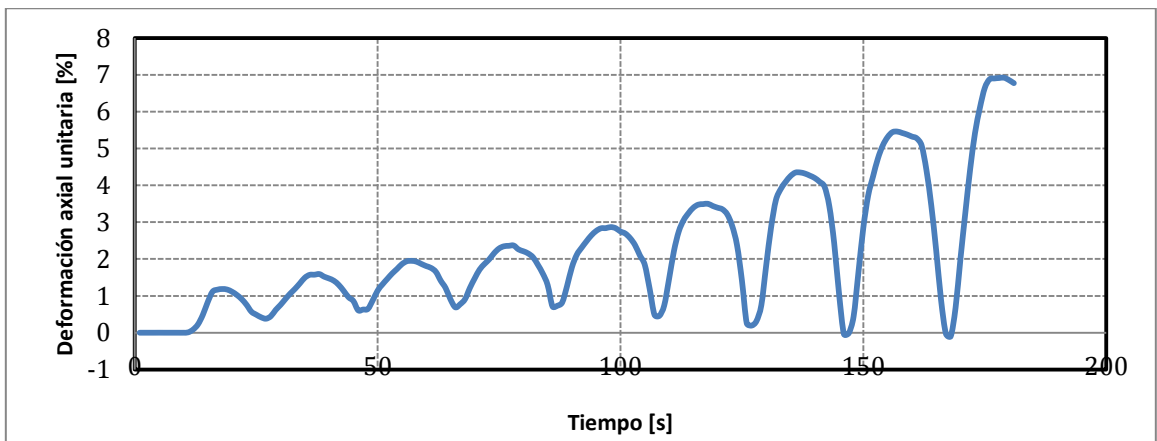
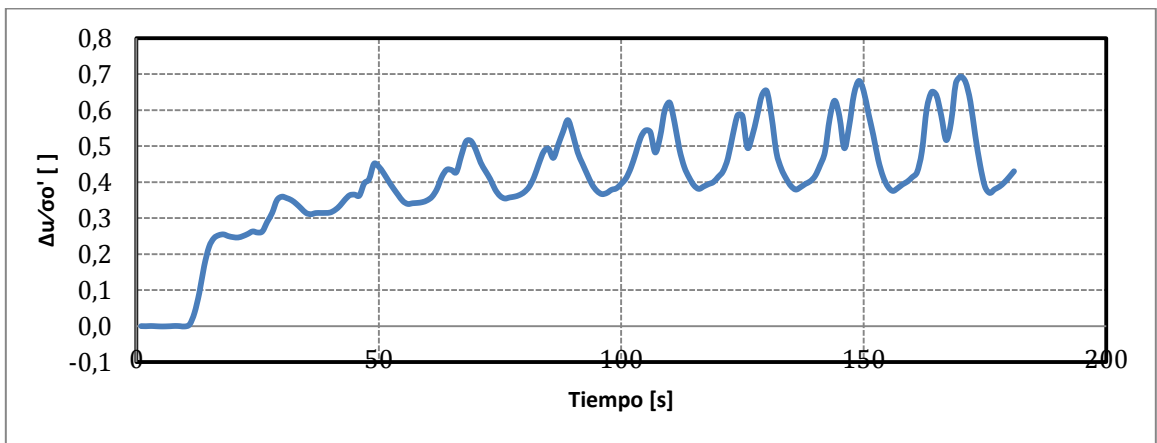
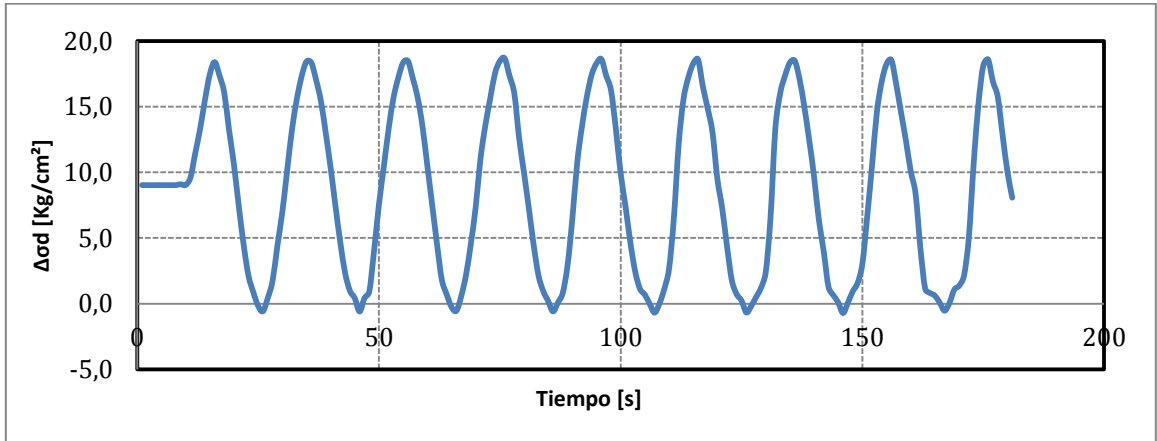
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	173Relave75CIC10rc040n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.569
DR_i [%]	75	R_c []	0.40
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	54



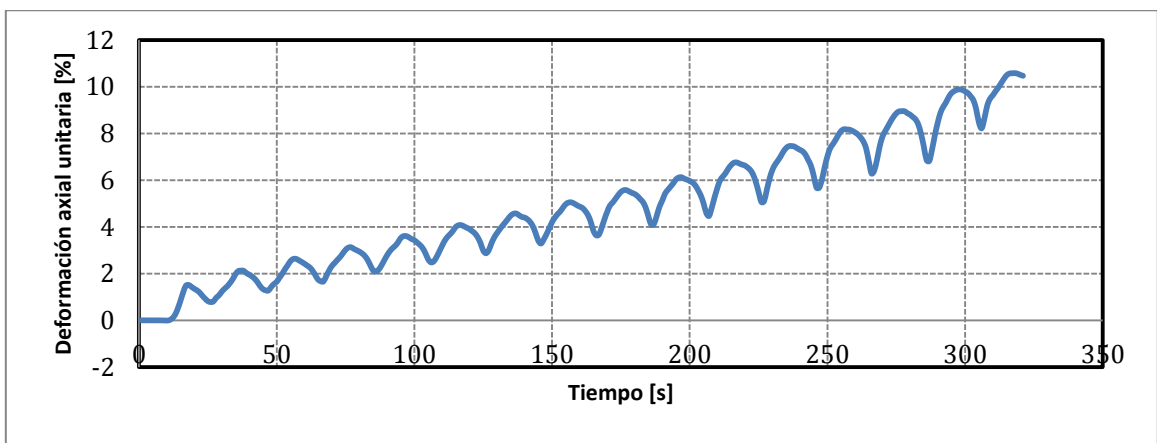
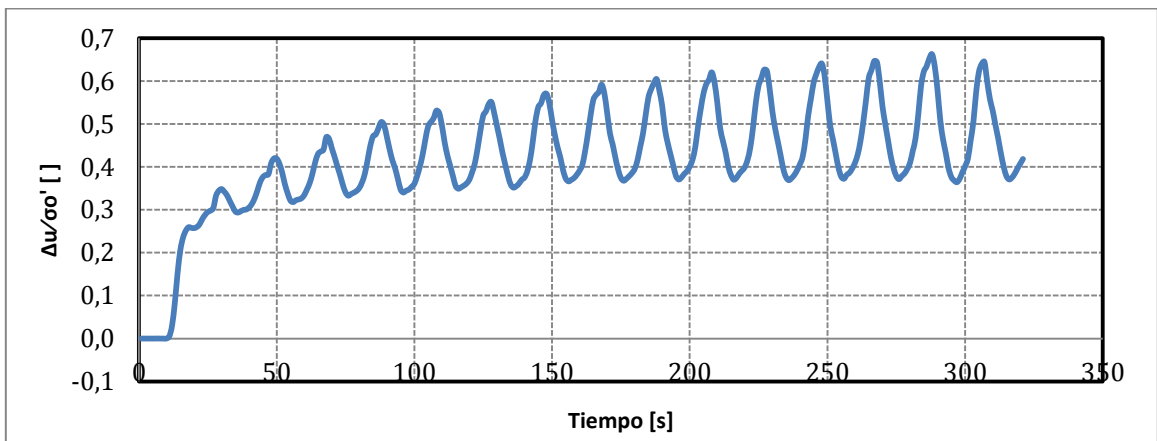
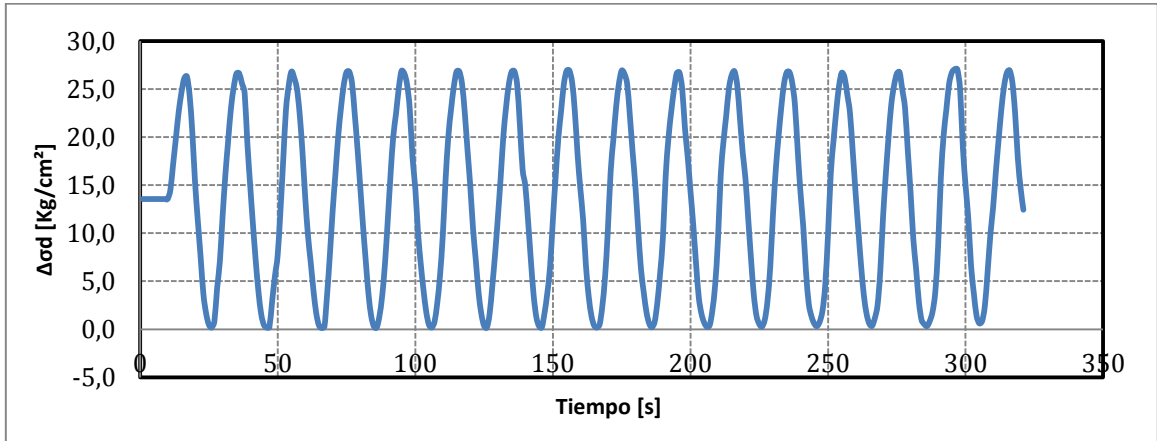
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	174Relave75CIC10rc048n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	10.0	q_{est} [kg/cm ²]	4.50
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.565
DR_i [%]	75	R_c []	0.48
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	8



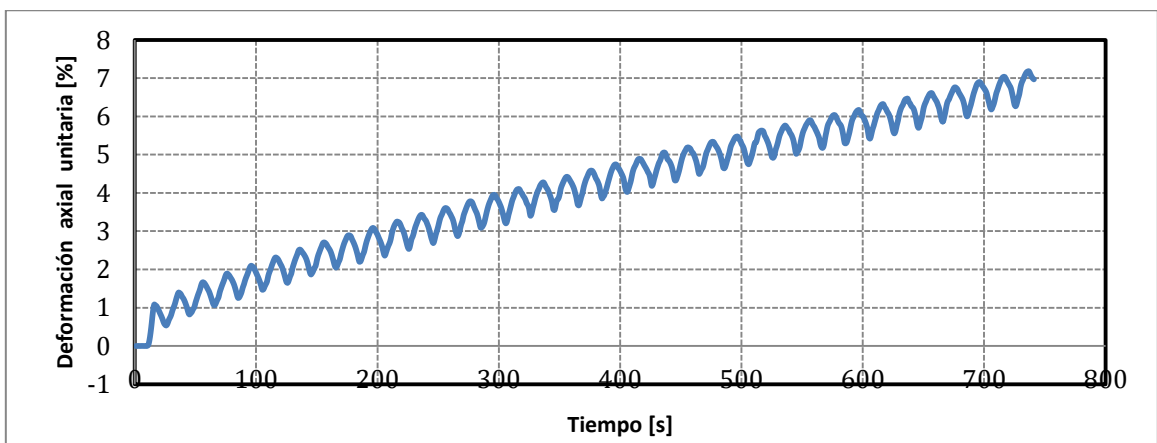
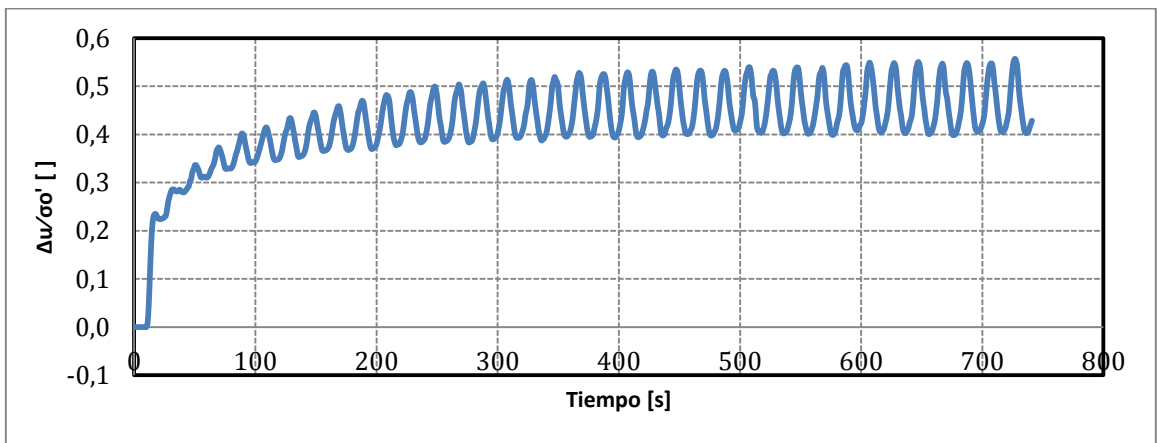
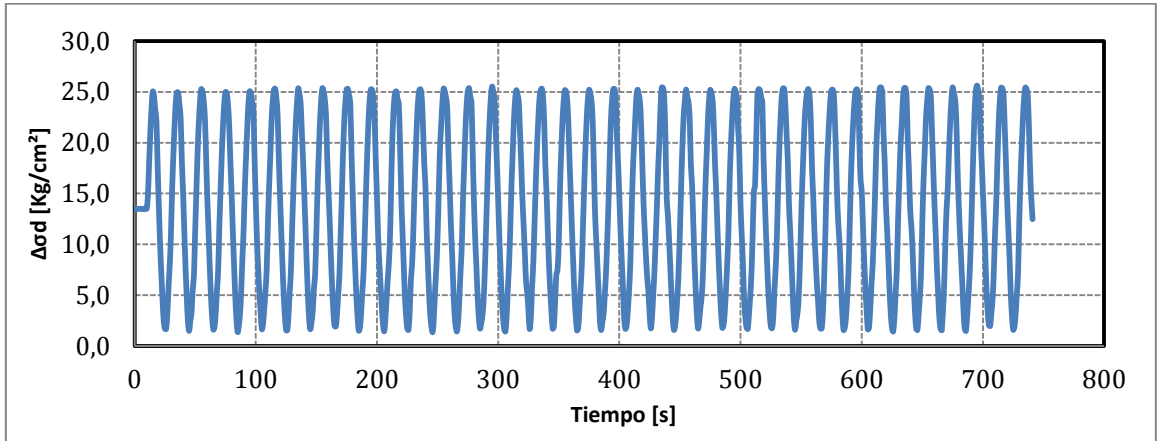
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	178Relave75CIC15rc045n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.565
DR_i [%]	75	R_c []	0.45
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	8



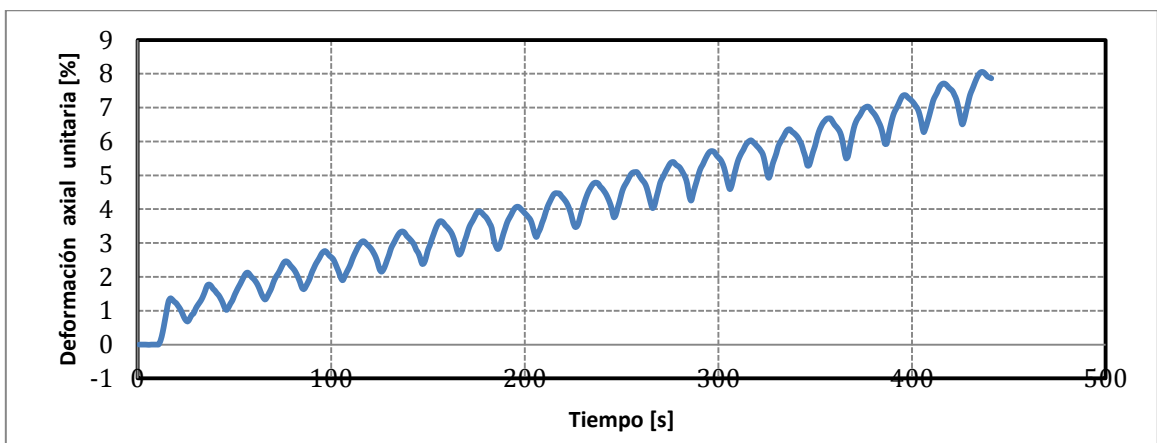
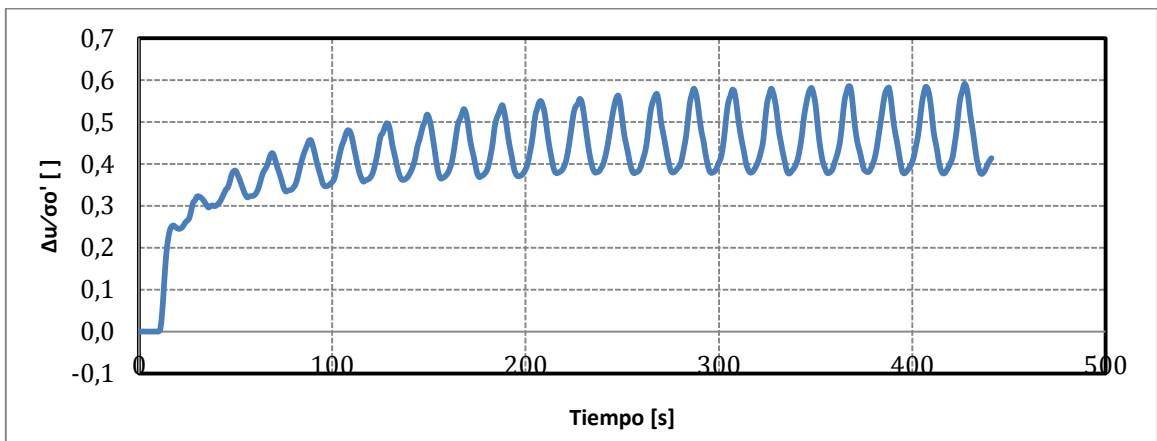
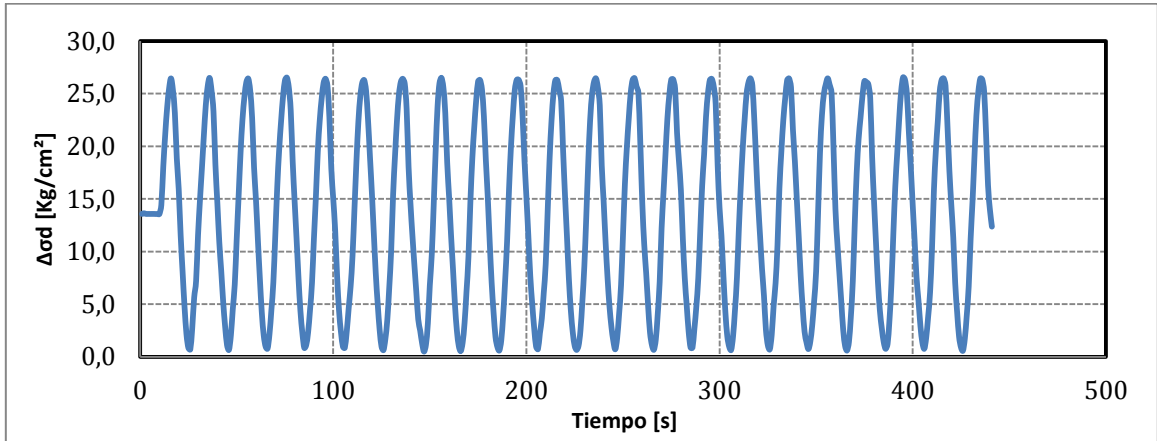
Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	179Relave75CIC15rc040n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.565
DR_i [%]	75	R_c []	0.40
B-value [%]	98	$N_{5\%DA}$ []	22



Proyecto	Tesis Marcelo Vargas García
Código ensayo	180Relave75CIC15rc043n045v1
Tipo de suelo ensayado	Arena de Relaves- Tranque El Torito

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	15.0	q_{est} [kg/cm ²]	6.75
BP [kg/cm ²]	2.0	e_{ensayo} []	0.561
DR_i [%]	75	R_c []	0.43
B-value [%]	99	$N_{5\%DA}$ []	13



11 ANEXO D. DEFORMACIONES CÍCLICAS.

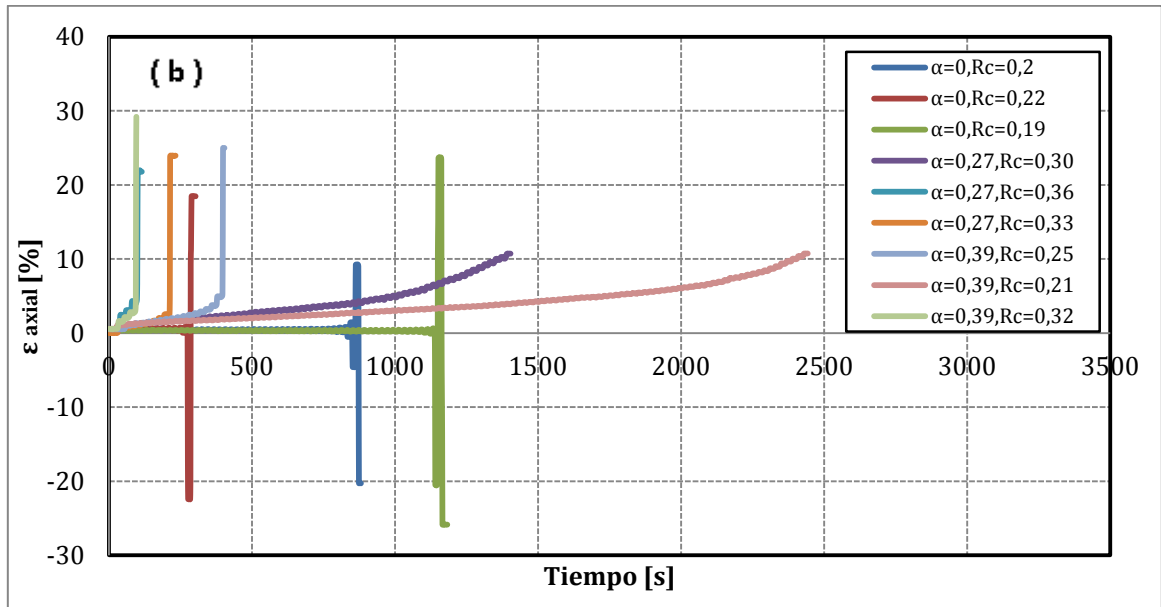
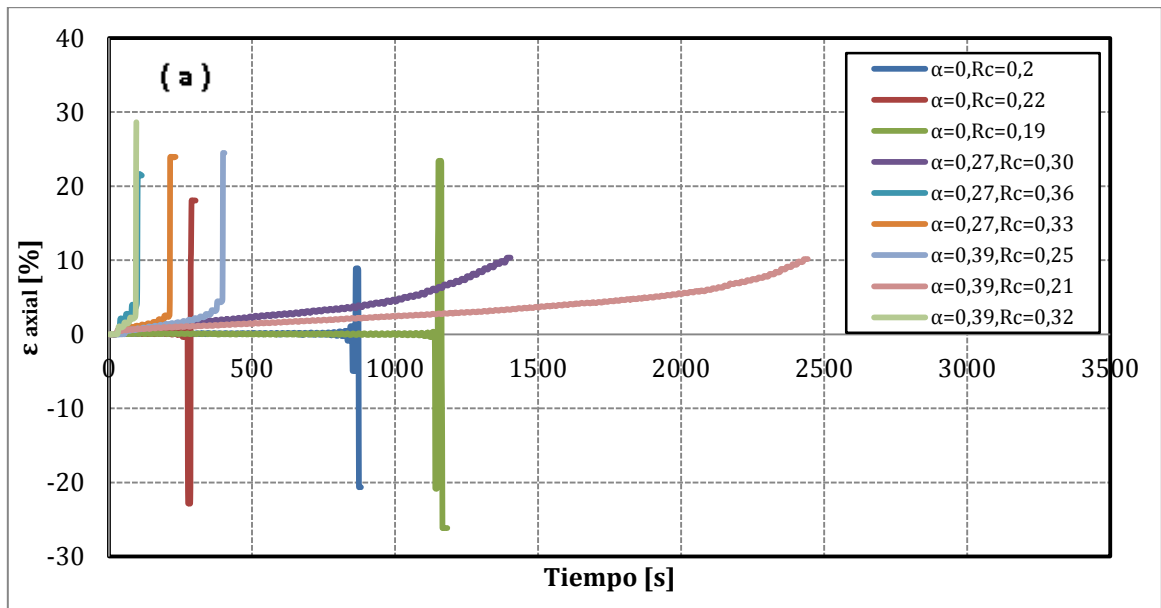


Figura D.1. Def. axial versus tiempo para DR_i 40% y $\sigma'_0=1 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

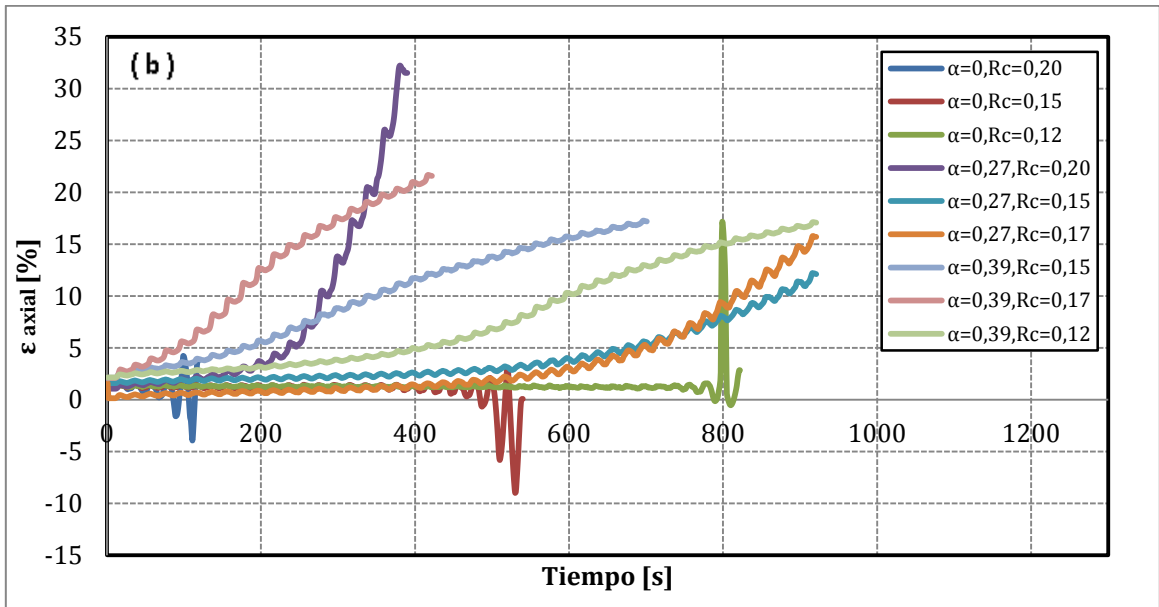
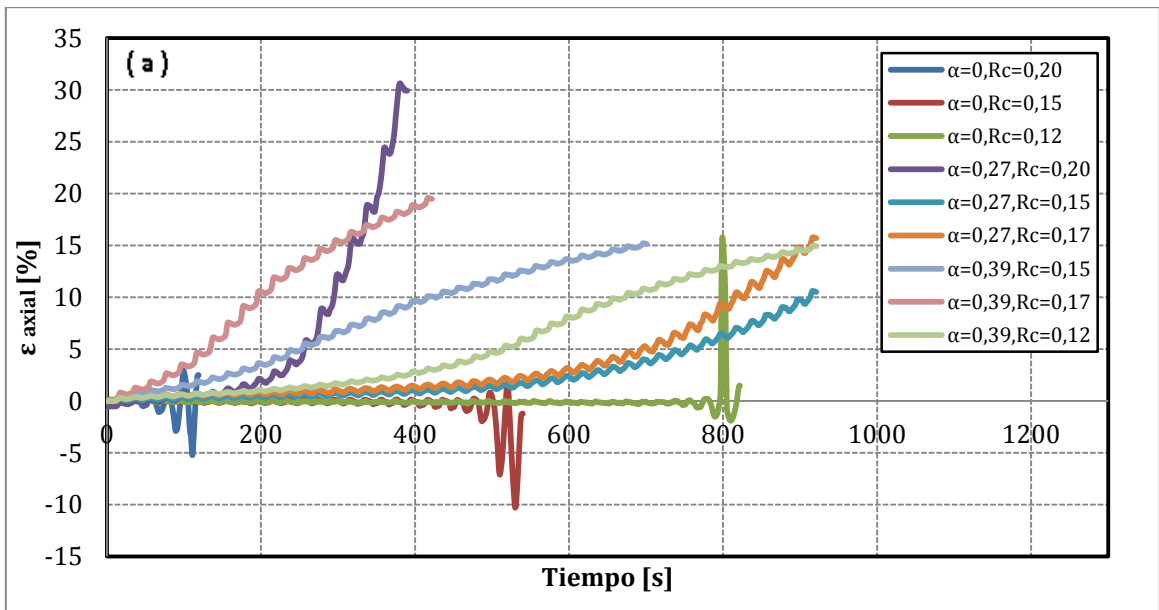


Figura D.2. Def. axial versus tiempo para DR_i 40% y $\sigma'_0=5 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

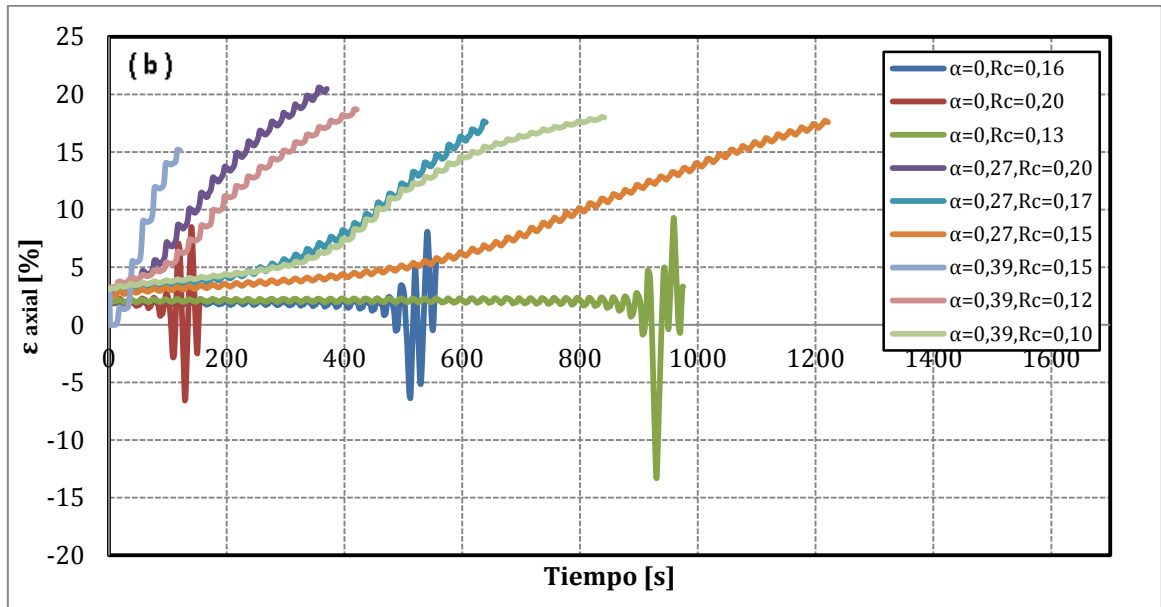
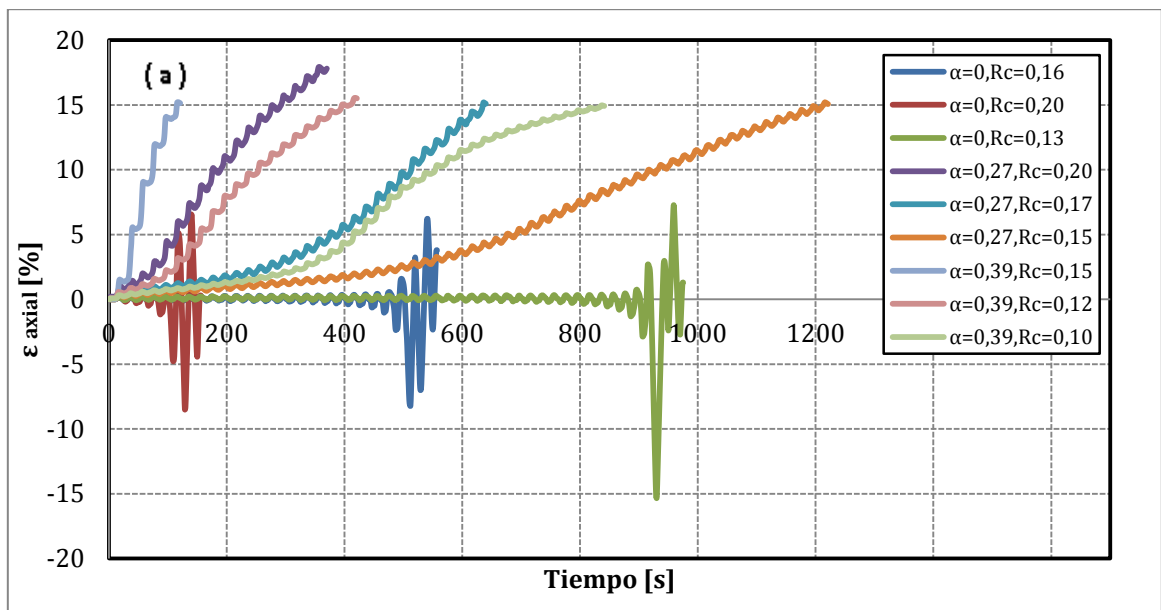


Figura D.3. Def. axial versus tiempo para DR_i 40% y $\sigma'_0=10 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

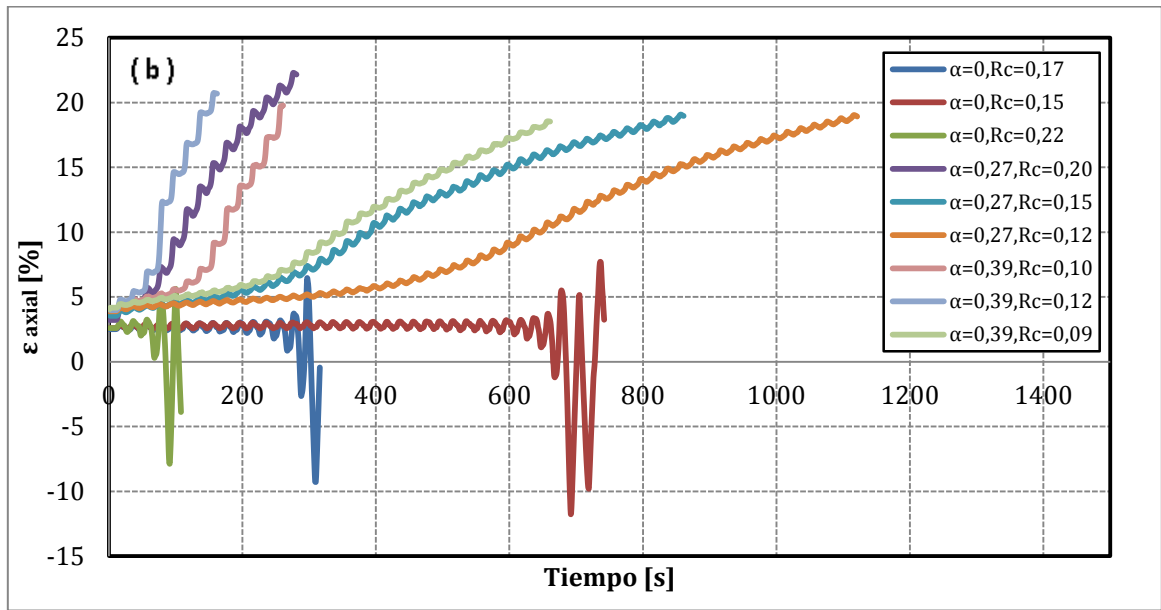
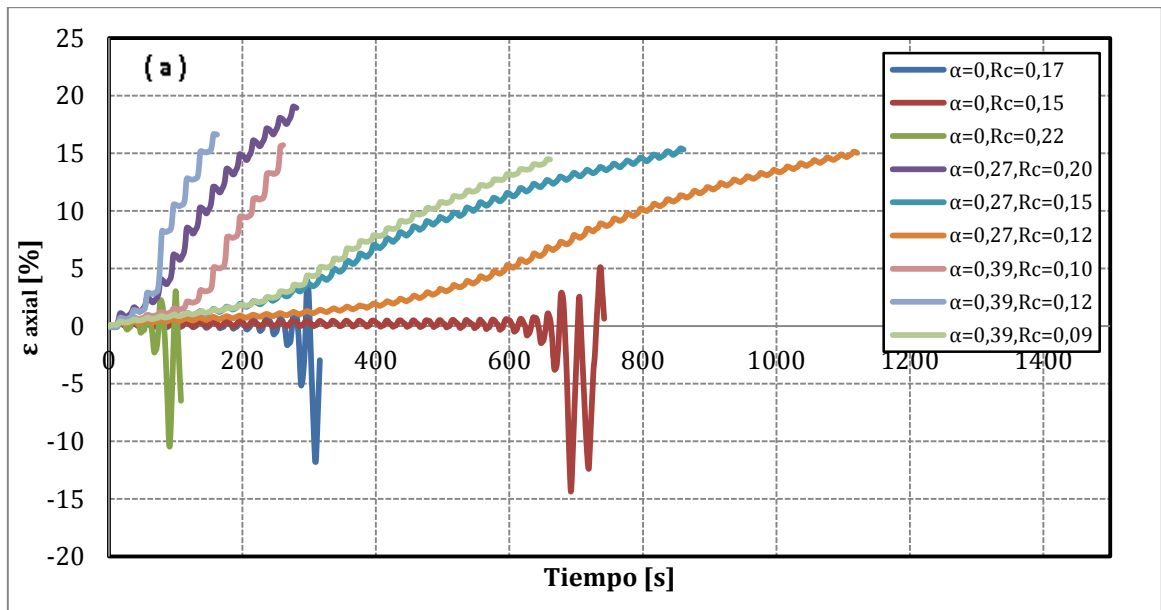


Figura D.4. Def. axial versus tiempo para DR_i 40% y $\sigma'_0=15 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

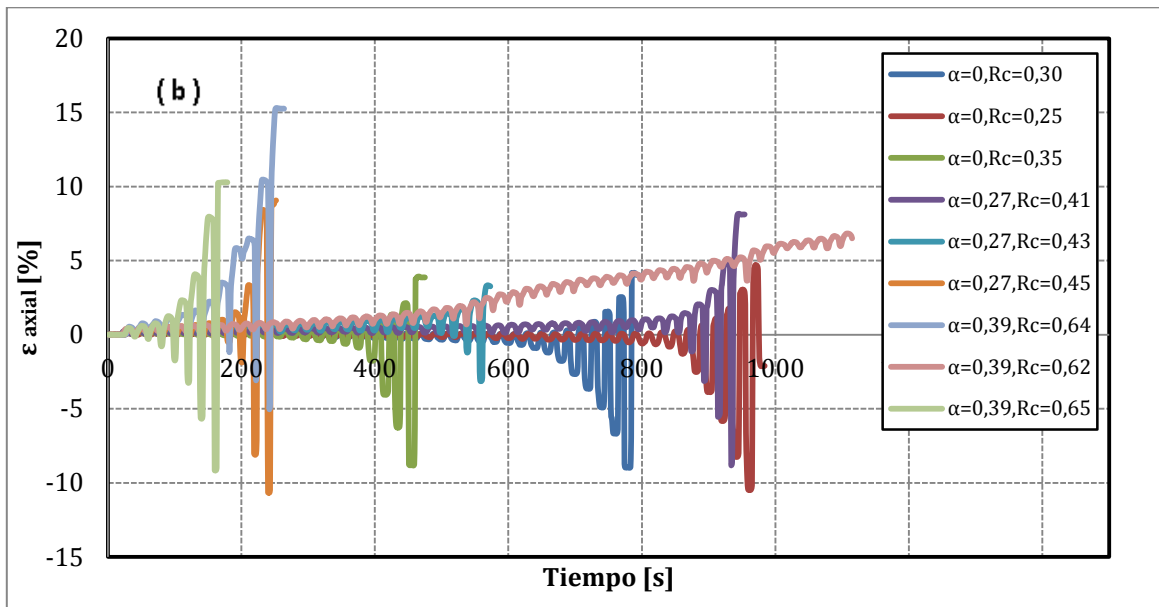
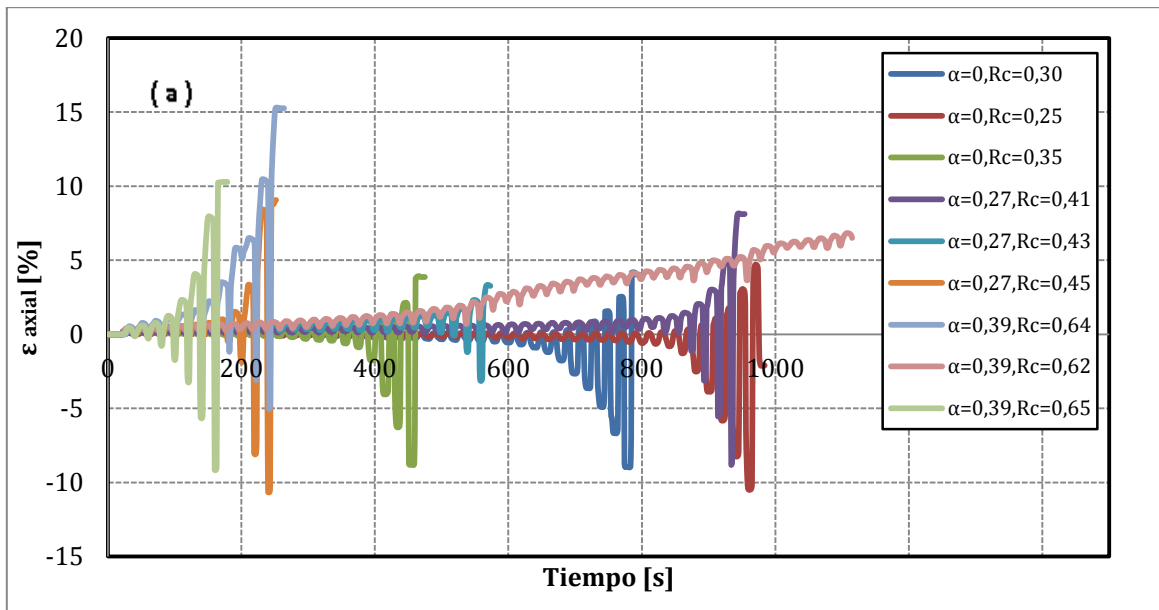


Figura D.5. Def. axial versus tiempo para DR_i 60% y $\sigma'_0=1 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

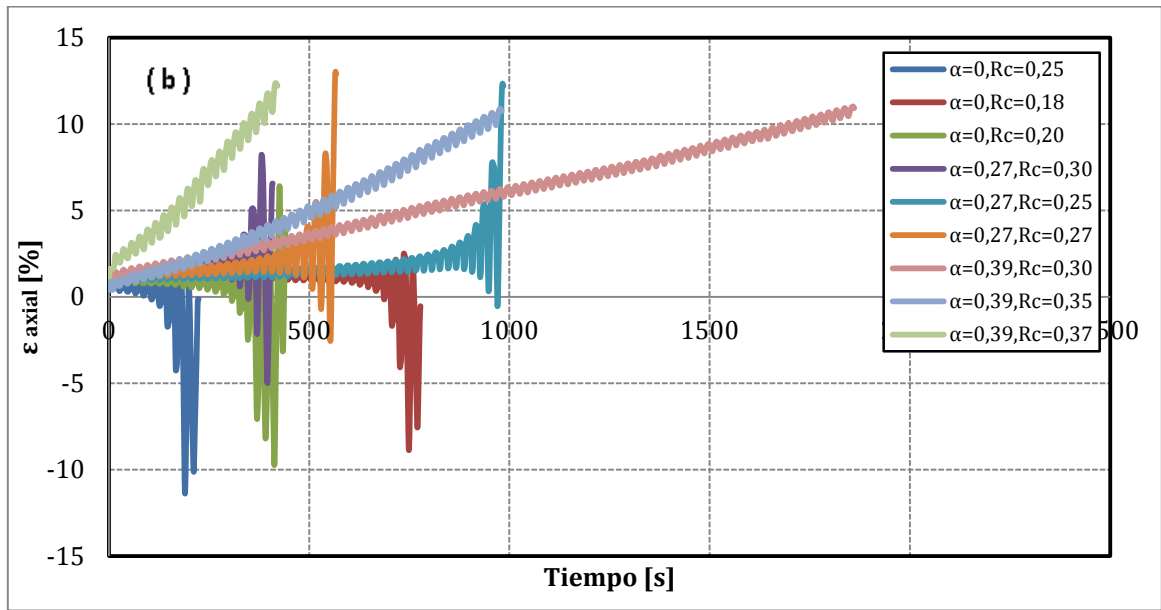
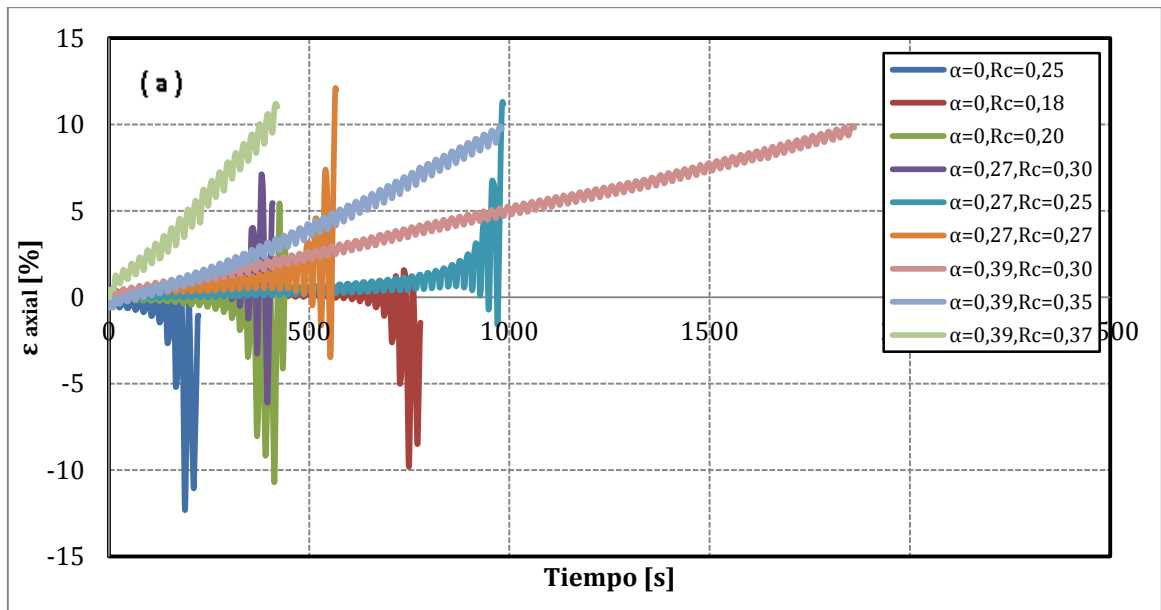


Figura D.6. Def. axial versus tiempo para DR_i 60% y $\sigma'_0=5 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

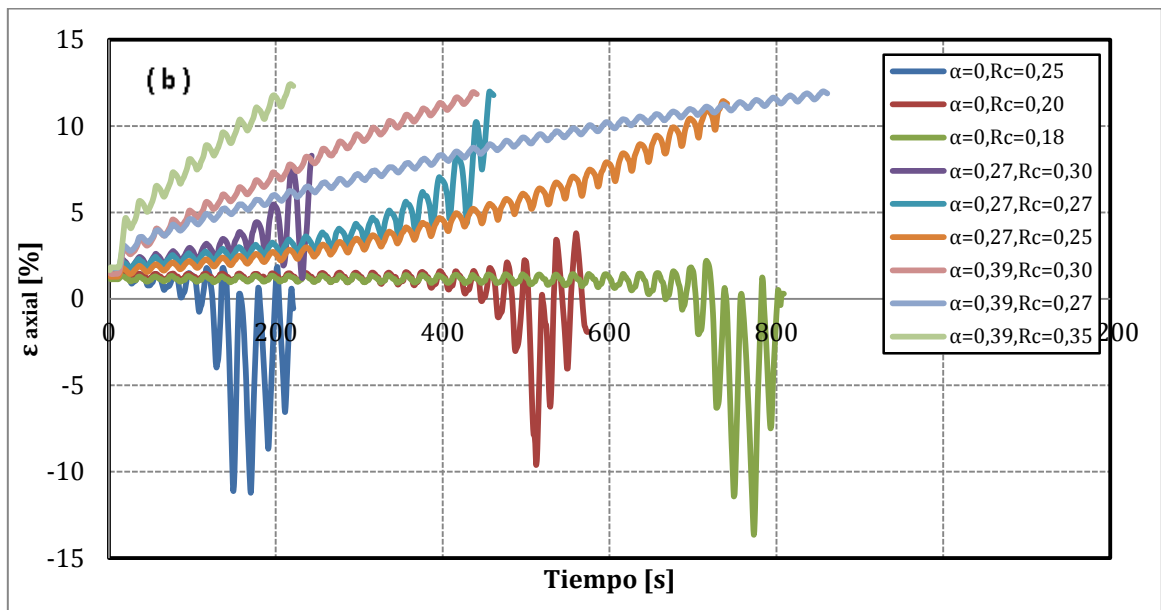
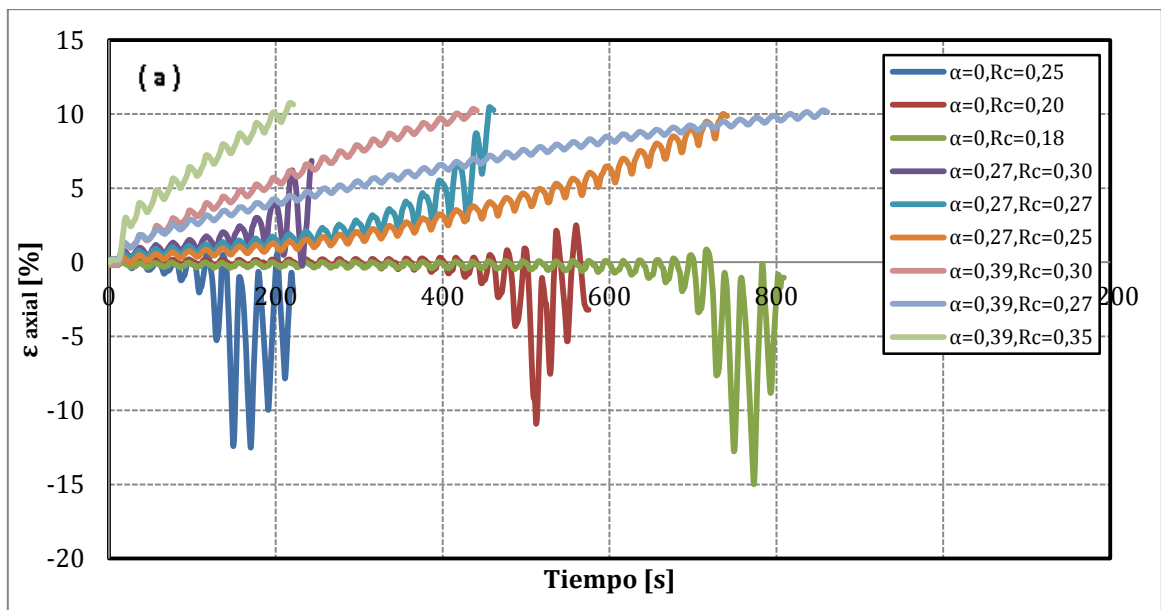


Figura D.7. Def. axial versus tiempo para DR_i 60% y $\sigma'_0=10 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

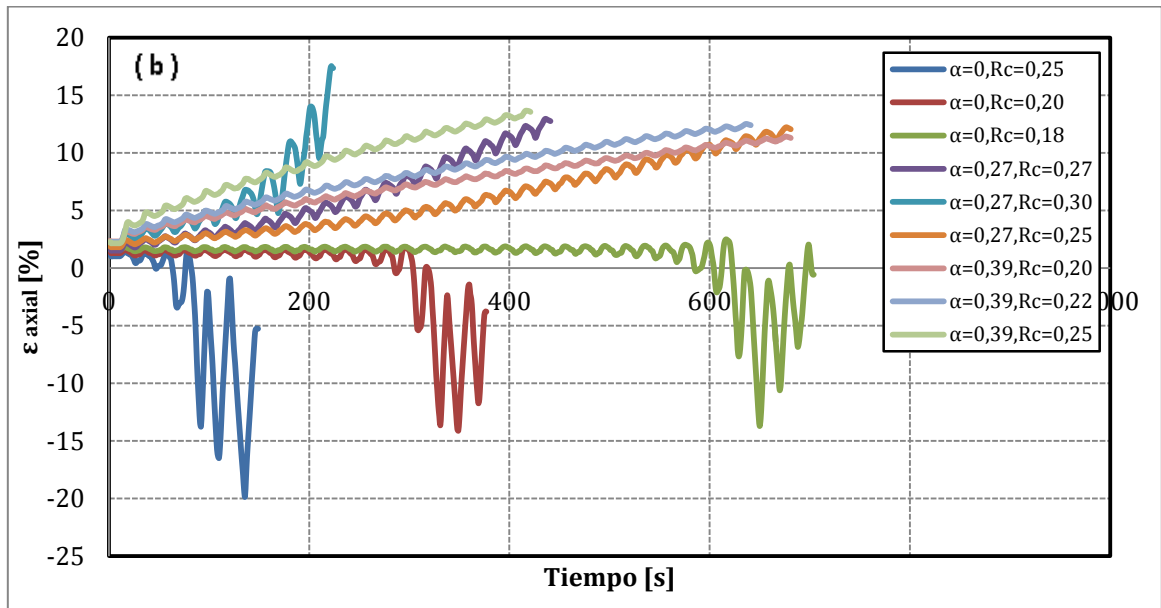
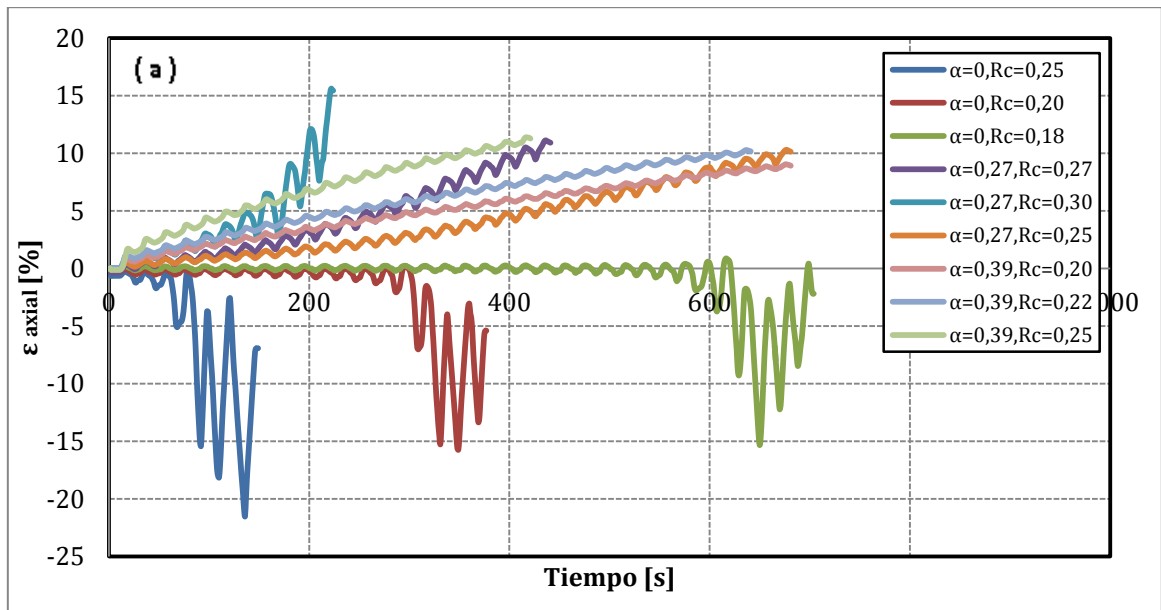


Figura D.8. Def. axial versus tiempo para DR_i 60% y $\sigma'_0=15 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

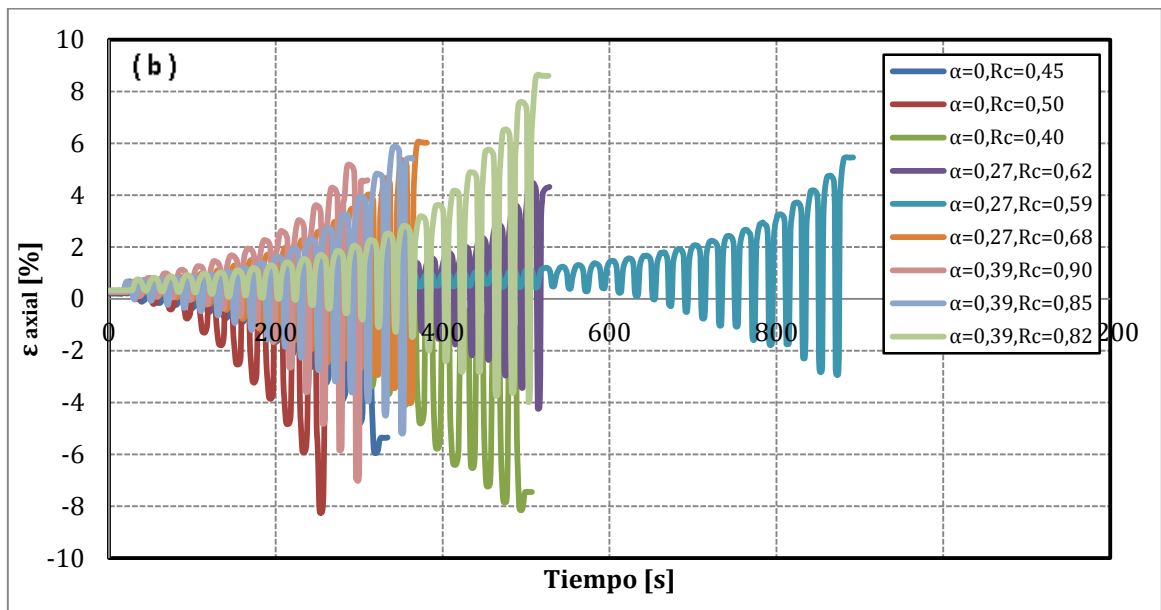
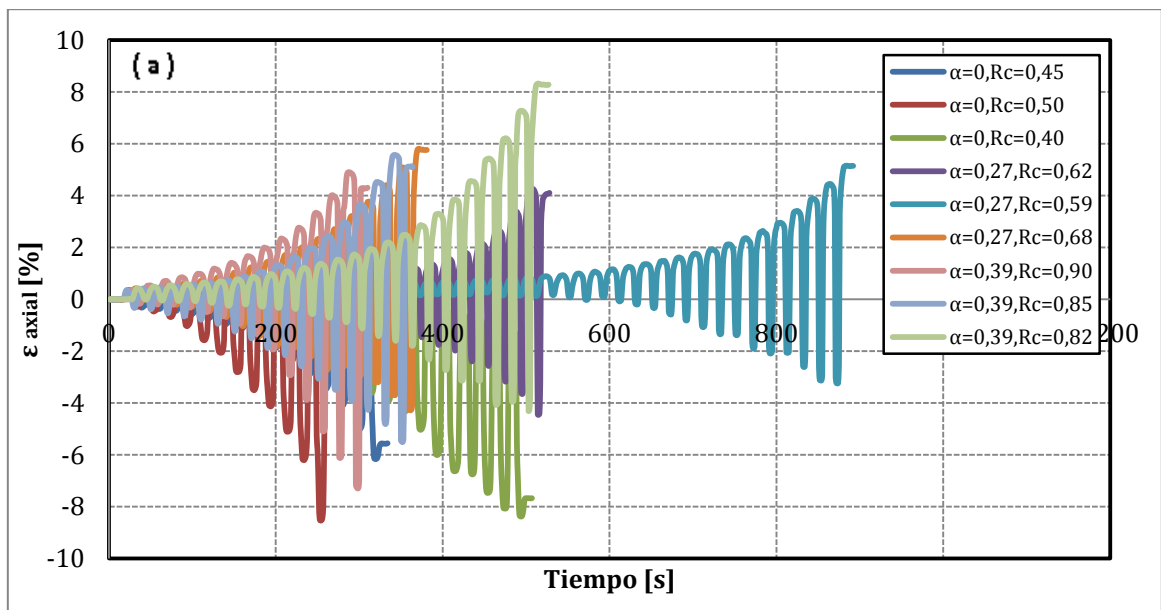


Figura D.9. Def. axial versus tiempo para DR_i 75% y $\sigma'_0=1 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

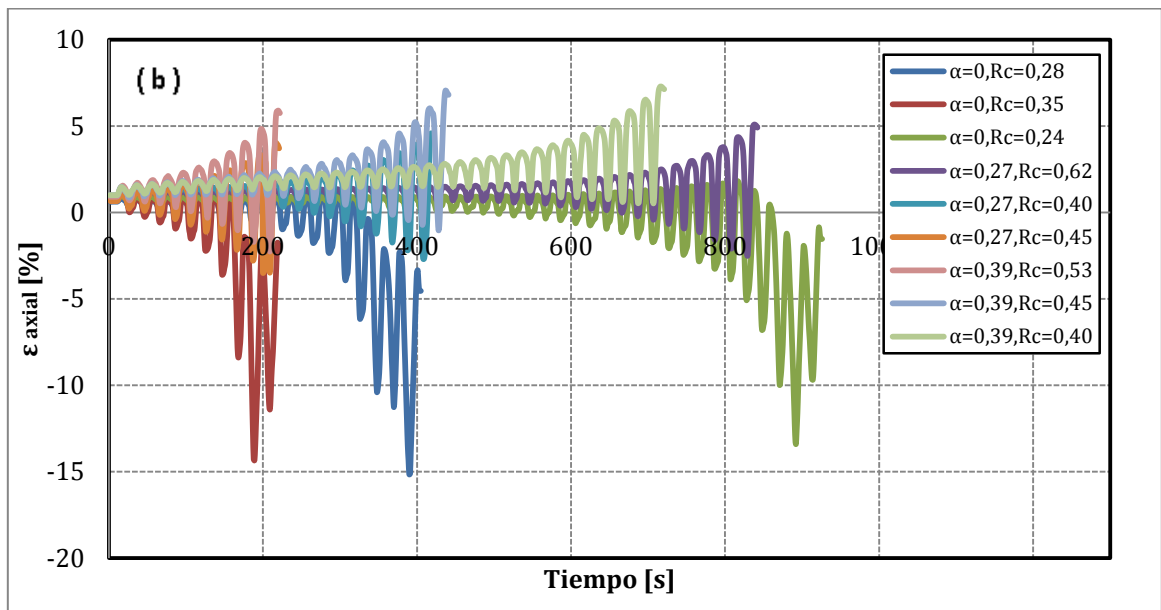
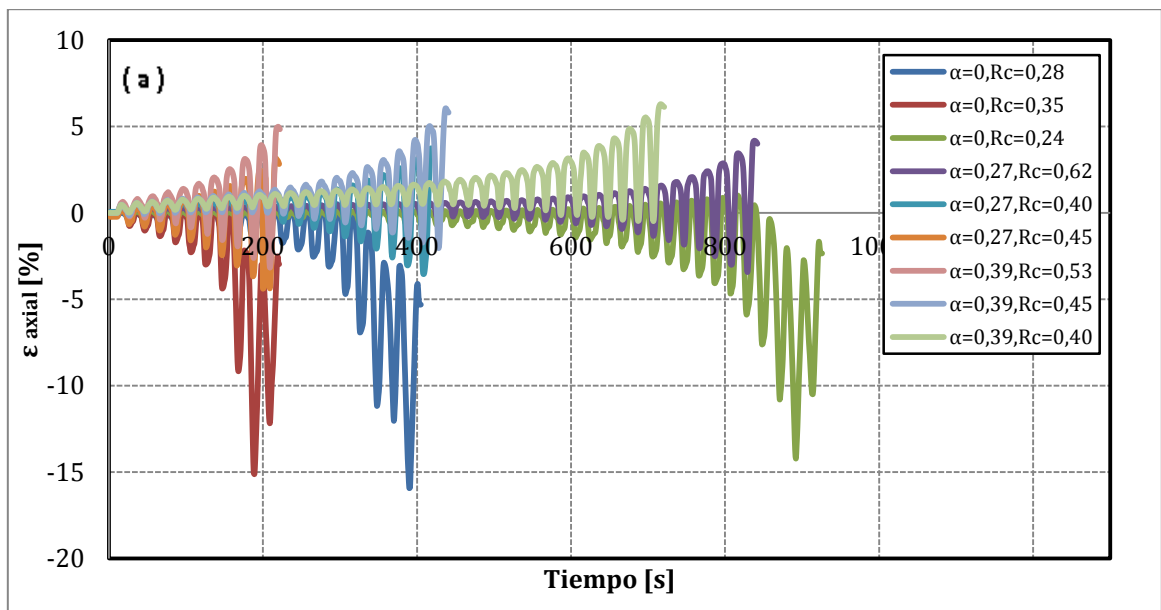


Figura B.10. Def. axial versus tiempo para DR_i 75% y $\sigma'_0=5 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

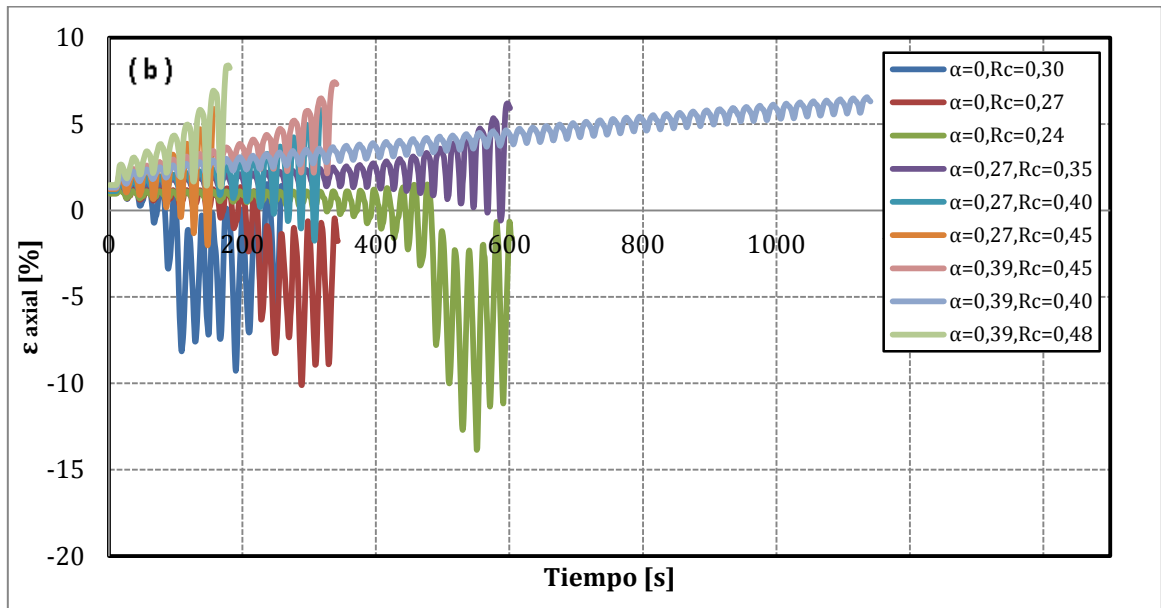
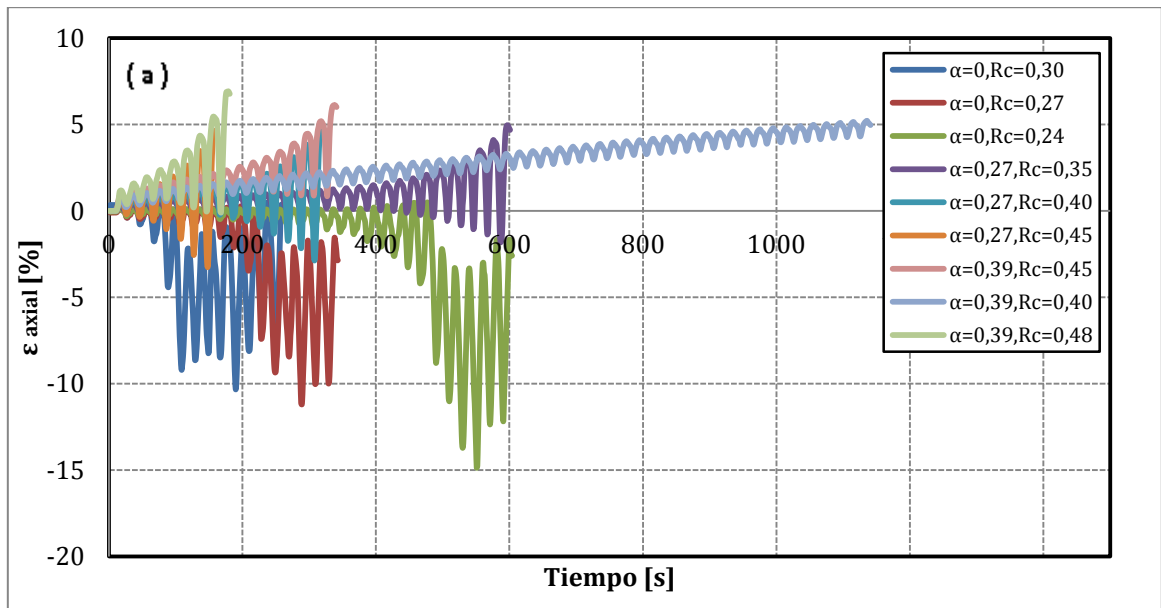


Figura B.11. Def. axial versus tiempo para DR_i 75% y $\sigma'_0=10 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.

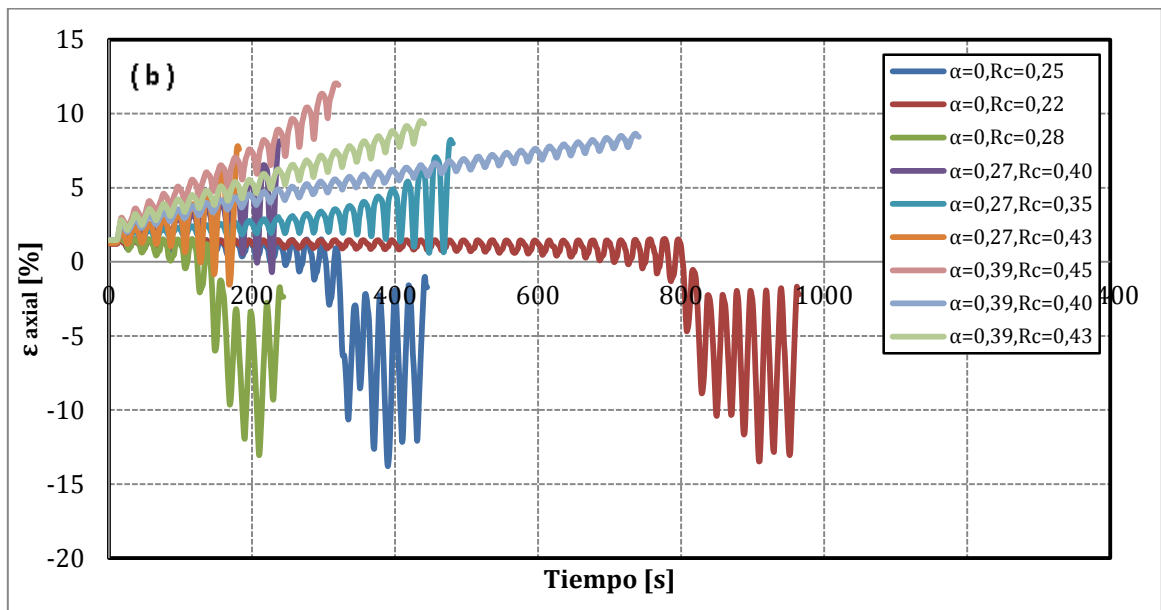
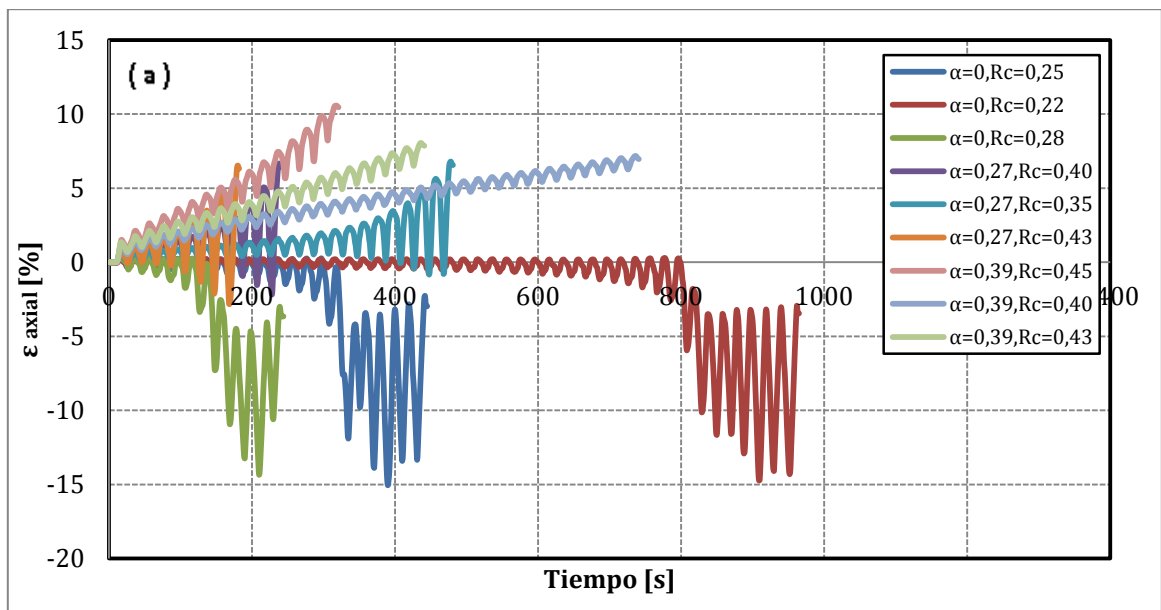


Figura B.12. Def. axial versus tiempo para DR_i 75% y $\sigma'_0=15 \text{ kg/cm}^2$: (a) Sin deformación por consolidación (b) Con deformación por consolidación.