

RESISTENCIA A LICUACIÓN DE LAS ARENAS CALCÁREAS DE CABO ROJO

Por

Eimar Sandoval Vallejo

Tesis sometida en cumplimiento parcial de los requerimientos para el grado de

**MAESTRO EN CIENCIAS
en
INGENIERÍA CIVIL**

**UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO
RECINTO DE MAYAGÜEZ
Mayo 2008**

Aprobado por:

Miguel A. Pando, Ph.D.
Presidente, Comité Graduado

Fecha

Luis E. Suárez, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Ricardo Ramos , Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Eduardo Schroder, Ph.D.
Representante de Estudios Graduados

Fecha

Ismael Pagán Trinidad, MSCE
Director del Departamento de Ingeniería Civil y
Agrimensura

Fecha

ABSTRACT

A large extension of the coastal beach deposits of Puerto Rico are comprised of calcareous sands. These sands are unique in terms of particle characteristics including mineralogy, shape, intraporosity, among others. The high seismicity of the island of Puerto Rico, coupled with its coastal environment, makes liquefaction an important design consideration for structures founded on these sands.

This research entailed a detailed experimental program to study the liquefaction resistance of calcareous sands from southwestern Puerto Rico (Cabo Rojo). This investigation involved sand characterization, steady state line evaluation, and 31 undrained cyclic triaxial tests on isotropically consolidated reconstituted samples of calcareous sands, tested at three different densities and confining stresses. For comparison purposes, this study also involved eight tests on Ottawa # 20-30 silica sand.

The results of this study have shown that the Cabo Rojo calcareous sands have a higher liquefaction resistance than the Ottawa silica sand tested under similar initial conditions. The research also revealed important differences in pore pressures generation and axial strain development.

RESUMEN

Una gran extensión de los depósitos de playa de Puerto Rico está conformada por arenas calcáreas. Las partículas de estas arenas tienen características especiales en cuanto a su mineralogía, forma, porosidad interna, entre otras. La alta sismicidad de la isla de Puerto Rico, junto con su ambiente costero, hace que el análisis de licuación sea un parámetro fundamental en el diseño de estructuras civiles cimentadas sobre estas arenas.

Esta investigación contiene un programa experimental detallado, con el fin de determinar la resistencia a licuación de arenas calcáreas del suroeste de Puerto Rico (Cabo Rojo). Este estudio involucró la caracterización de las arenas, evaluación de la línea de estado crítico, y 31 ensayos triaxiales cíclicos sin drenar sobre muestras de arenas calcáreas reconstituidas consolidadas isotrópicamente, ensayadas a 3 diferentes densidades y esfuerzos de confinamiento. Con fines de comparación, en este estudio también se hicieron ocho pruebas sobre la arena silícea Ottawa #20-30.

Los resultados de este estudio mostraron que las arenas calcáreas de Cabo Rojo tienen una mayor resistencia a la licuación que las arenas de Ottawa, cuando fueron probadas bajo condiciones iniciales similares. Los resultados también revelaron diferencias importantes en cuanto a la generación de presiones de poros y desarrollo de la deformación axial.

AGRADECIMIENTOS

Antes que nada, deseo agradecer a Dios por darme la fortaleza para terminar este proyecto de mi vida, a pesar de las dificultades o tropiezos que se pudieron haber presentado en el camino.

También agradezco al Dr. Miguel Pando, consejero graduado y presidente de mi comité, por todo el apoyo que me brindó durante el estudio de mi maestría. Su conocimiento, sus consejos, y su experiencia fueron fundamentales para terminar este trabajo. De verdad gracias por buscar de manera incondicional mi crecimiento personal y profesional. Sus enseñanzas estarán siempre presentes.

Extiendo esta gratitud a los otros miembros de mi comité graduado, Dr. Luis Suárez y Dr. Ricardo Ramos. Sus ideas y aportes fueron valiosos para esta investigación y para mi crecimiento académico.

Agradezco también a todo el personal docente y administrativo del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura. Al técnico de laboratorio, señor Jaime Ramírez, quien fue de gran ayuda en algunas etapas del programa experimental.

Mis estudios fueron financiados en parte gracias a varias ayudantías institucionales que recibí del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura de la Universidad de Puerto Rico, al desempeñarme como instructor de laboratorio. También obtuve apoyo económico mediante ayudantías de investigación con fondos provenientes de dos proyectos financiados por el programa NEHRP del USGS, y por el programa Sea Grant de Puerto Rico. Estoy muy agradecido por toda la ayuda económica recibida durante mis estudios de maestría. Sin ella, no hubiera sido posible haber terminado este proceso.

A mis amigos y compañeros de estudio en Puerto Rico, gracias por todo su apoyo y amistad en los momentos más difíciles (Alesandra, Arleen, Erika, Carolina, Gloria, Mafer, Mariely, Johana, Julissa, Ruth, Victoria, Wanda, Yiseth, Alex, Ángel, Aníbal, Ariel, Cesar, Guillermo, Henry, Jairo, Javier, Juan Pablo, Leonardo, Mauricio García, Mauricio Giordano,

Miguel, Mohamad, Morgan, Omar Esquilín, Omar Flóres, Paul, Rafael, Raúl, Ricardo Fernós, Ricardo Rodríguez, Victor, Yaurel, entre muchos mas).

Agradezco infinitamente a las dos personas y amigos que inicialmente me motivaron para realizar este sueño, M.Sc. Luciano Rivera y M.Sc. Carlos Ariel Hurtado.

Mil gracias a Adriana Cañar Martínez, quien a pesar de la distancia, me brindó su apoyo y su amor en todo momento, cuando más lo necesité. Gracias mi amor, fuiste fundamental en este proceso.

Finalmente deseo agradecer a mis padres Carlos Huberto y Amanda, y a mis hermanas Yenni y Cristina. Yo realmente me siento feliz de tener tan espectacular familia. Gracias por todo su amor, apoyo y comprensión durante todo este tiempo. Este triunfo va dedicado a ustedes, los amo.

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABLAS	xv
SÍMBOLOS Y ABREVIACIONES	xvi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Motivación.....	2
1.3. Objetivos.....	2
1.4. Organización.....	3
2. ANTECEDENTES.....	6
2.1. Introducción.....	6
2.2. Arenas calcáreas	6
2.3. Estado crítico	7
2.4. Definiciones de licuación	10
2.4.1. Licuación de flujo (“Flow Liquefaction”).....	11
2.4.2. Debilitamiento cíclico (“Cyclic Softening”)	11
2.5. Potencial de Licuación (L_p)	14
2.6. Medida de la resistencia a licuación usando pruebas triaxiales cíclicas.....	16
3. REVISIÓN DE LITERATURA.....	22
3.1. Introducción.....	22
3.2. Estudios de resistencia a licuación sobre arenas terrígenas	22
3.3. Estudios de resistencia a licuación sobre arenas calcáreas	24
3.3.1. Estudio de Frydman et al. (1980).....	26
3.3.2. Estudio de Ross y Nicholson (1995).....	27
3.3.3. Estudio de Flynn y Nicholson (1997)	30
3.3.4. Estudio de Hyodo et al. (1998).....	33
3.3.5. Estudio de Morioka y Nicholson (2000).....	35
3.3.6. Estudio de Sharma e Ismail (2006)	38
3.4. Comparación de resultados de ensayos triaxiales cíclicos para arenas silíceas y arenas calcáreas	40
3.5. Resumen y conclusiones.....	43
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	45
4.1. Introducción.....	45
4.2. Sitio de muestreo	45
4.2.1. Geología del área.....	47
4.2.2. Sismicidad de la zona de muestreo	47
4.3. Descripción general de las arenas usadas	48
4.3.1. Mineralogía	51
4.3.2. Caracterización de los granos mediante microscopio electrónico de barrido (“Scanning Electron Microscope”, SEM).....	52
4.3.3. Susceptibilidad al rompimiento de los granos.....	54

4.4. Posición de la línea de estado crítico	55
4.5. Procedimiento de ensayos triaxiales cíclicos.....	57
4.5.1. Preparación de las muestras	59
4.5.2. Montaje de la celda triaxial y saturación inicial de la muestra.....	61
4.5.3. Ensayos triaxiales cíclicos usando el LoadTrac II	62
4.6. Procesamiento de datos	66
4.6.1. Variación en la relación de vacíos.....	66
4.7. Validación de la metodología	67
5. RESISTENCIA A LICUACIÓN DE LAS ARENAS CALCÁREAS DE CABO ROJO.....	70
5.1. Introducción.....	70
5.2. Resumen de ensayos triaxiales cíclicos	70
5.3. Resultados en términos de curvas de resistencia cíclica (“Cyclic Resistance Ratio”, CRR)	72
5.3.1. Influencia de la densidad relativa en las curvas CRR	73
5.3.2. Influencia del esfuerzo efectivo de consolidación en las curvas CRR.....	75
5.3.3. Influencia de la posición inicial de las muestras con respecto a la línea de estado crítico	79
5.3.4. Comparación de curvas CRR para la arena de Cabo Rojo y la arena Ottawa # 20-30.....	82
5.3.5. Comparación de curvas CRR de la arena de Cabo Rojo con investigaciones previas sobre arenas calcáreas	84
5.4. Generación de presiones de poros	86
5.4.1. Resultados típicos de presiones de poros	86
5.4.2. Comparación de las tendencias de generación de presiones de poros entre las arenas de Cabo Rojo y la arena Ottawa # 20-30.....	92
5.4.3. Comparación de las presiones de poros con el rango propuesto por Seed et al. (1975)	97
5.5. Deformación axial	100
5.5.1. Resultados típicos de deformaciones axiales	100
5.5.2. Comparación de las tendencias de deformación axial entre las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silíceas Ottawa #20-30.....	105
5.6. Trayectoria de esfuerzos – curvas de histéresis.....	111
5.7. Resumen y Conclusiones.....	114
6. RESUMEN Y CONCLUSIONES	116
6.1. Introducción.....	116
6.2. Resumen	116
6.3. Conclusiones.....	119
6.4. Recomendaciones para futuras investigaciones.....	120
REFERENCIAS	122
APÉNDICE 1 Mineralogía, contenido de CaCO_3	126
APÉNDICE 2 Imágenes con el Microscopio Electrónico de Barrido (SEM)	130
APÉNDICE 3 Línea de estado crítico, método simplificado	142
APÉNDICE 4 Método de preparación de muestras.....	148

APÉNDICE 5 Variación en la relación de vacíos	150
APÉNDICE 6 Resultados de ensayos triaxiales cíclicos.....	152
APÉNDICE 7 Calibración de los transductores del equipo triaxial	161

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2-1 Diagrama de estado crítico.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2-2 Diagrama de estado crítico según el criterio de Casagrande.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2-3 Diagrama de estado crítico según el criterio de Poulos.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2-4 Tipos de licuación según Robertson y Fear (1996).....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2-5 Esquemático del comportamiento no drenado en compresión triaxial bajo carga estática.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2-6 Esquemático de comportamiento cíclico no drenado ilustrando licuación cíclica para muestra con cortante inicial.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 2-7 Resultados típicos de un ensayo triaxial cíclico no drenado bajo esfuerzo controlado.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 2-8 Simulación de esfuerzos cíclicos y geostáticos en la muestra durante la aplicación de carga triaxial cíclica según Ishihara, 1996.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 2-9 Curvas típicas de resistencia cíclica.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 3-1 Resistencia cíclica de la arena Kurkar y de la arena Monterey # 0.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 3-2 Distribución granulométrica de las arenas calcáreas de Honolulu y de la arena Monterey #16.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3-3 Resistencia cíclica de las arenas calcáreas de Honolulu 10/20 y 8/200 y de la arena Monterey # 16.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 3-4 Distribución granulométrica de las arenas calcáreas de Hawái.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 3-5 Resistencia cíclica de las arenas calcáreas y de la arena silícea de Hawái.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 3-6 Distribución granulométrica de la arena calcárea Dogs Bay y de la arena silícea de Toyoura.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 3-7 Resistencia cíclica de la arena calcárea Dogs Bay y de la arena silícea de Toyoura.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 3-8 Distribución granulométrica de la arena calcárea Ewa Plains y de la arena de Monterey ajustada.....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 3-9 Resistencia cíclica de la arena calcárea Ewa Plains y la arena silícea Monterey.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 3-10 Distribución granulométrica de las arenas calcáreas Goodwyn (GW) y Ledge Point (LP).....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 3-11 Resistencia cíclica de las arenas calcáreas Goodwyn (GW) y Ledge Point (LP).....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 3-12 Comparación de curvas de resistencia cíclica entre arena calcárea Ledge Point y arena silícea de Monterey.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 3-13 Comparación de curvas de resistencia cíclica entre arena calcárea Ewa Plains y arena silícea de Ottawa.....</i>	<i>42</i>

<i>Figura 3-14 Comparación de curvas de Resistencia cíclica entre arenas calcáreas de Kurkar y Waikiki.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 4-1 Localización general de las muestras de arena calcárea.</i>	<i>46</i>
<i>Figura 4-2 Sitio exacto de extracción de la arena calcárea en la playa Puerto Real.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 4-3 Sedimentos superficiales de la plataforma insular de Puerto Rico.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4-4 Distribución granulométrica de las arenas usadas.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 4-5 Vista general microscópica de las arenas usadas.....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 4-6 Textura superficial y porosidad interna de los granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo.</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4-7 Granos biogénicos encontrados en las arenas de Cabo Rojo.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4-8 Línea de estado crítico de la arena de Cabo Rojo mediante ensayos CIU</i>	<i>55</i>
<i>Figura 4-9 Esquema del método alternativo para determinar la línea de estado crítico.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4-10 Montaje del método simplificado para la línea de estado crítico.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4-11 Línea de estado crítico para la arena de Cabo Rojo mediante el método simplificado y con ensayos CIU.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4-12 Método de apisonamiento húmedo (“moist-tamping”)......</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4-13 Diagrama de instalación del sistema LoadTrac II/Flowtrac II y cíclico.</i>	<i>62</i>
<i>Figura 4-14 Sistema LoadTrac II/Flowtrac II y cíclico de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez.</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4-15 Montaje del ensayo triaxial cíclico.</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4-16 Hoja de cálculo ensayo triaxial cíclico.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 4-17 Variación de la relación de vacíos e, durante el ensayo triaxial cíclico.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4-18 Comparación de curvas de resistencia cíclica para validar la metodología.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 4-19 Variación de resultados en ensayos triaxiales cíclicos realizados en diferentes laboratorios.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 5-1 Curvas de resistencia cíclica para todas las muestras de arena calcárea de Cabo Rojo.</i>	<i>72</i>
<i>Figura 5-2 Curvas de resistencia cíclica para todas las muestras de arena silíceas Ottawa #20-30.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 5-3 Curvas de resistencia cíclica para las arenas calcáreas de Cabo Rojo ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa).....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 5-4 Curvas de resistencia cíclica para las arenas calcáreas de Cabo Rojo ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa).....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 5-5 Esquemático, influencia de σ'_{3cons} en la resistencia a licuación a partir del estado crítico.</i>	<i>75</i>
<i>Figura 5-6 Curvas de resistencia cíclica para la arena de Cabo Rojo en estado suelto ($D_r = 26-27\%$).....</i>	<i>76</i>

<i>Figura 5-7 Curvas de resistencia cíclica para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($D_r = 45-50\%$).</i>	77
<i>Figura 5-8 Curvas de resistencia cíclica para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($D_r = 64-65\%$).</i>	78
<i>Figura 5-9 Curvas de resistencia cíclica para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($D_r = 80-82\%$).</i>	78
<i>Figura 5-10 Posición de las muestras de Cabo Rojo ensayadas con respecto a la línea de estado crítico.</i>	80
<i>Figura 5-11 Influencia del parámetro L_p en las curvas de resistencia cíclica.</i>	82
<i>Figura 5-12 Comparación de curvas de resistencia cíclica para la arena de Cabo Rojo y la arena Ottawa, estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa).</i>	83
<i>Figura 5-13 Comparación de curvas de resistencia cíclica para la arena de Cabo Rojo y la arena Ottawa, estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa).</i>	83
<i>Figura 5-14 Comparación de curvas de resistencia cíclica para la arena de Cabo Rojo y otras arenas calcáreas, estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa).</i>	84
<i>Figura 5-15 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$).</i>	87
<i>Figura 5-16 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 27\%$).</i>	88
<i>Figura 5-17 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 45\%$).</i>	88
<i>Figura 5-18 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 50\%$).</i>	89
<i>Figura 5-19 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).</i>	89
<i>Figura 5-20 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 65\%$).</i>	90
<i>Figura 5-21 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).</i>	91
<i>Figura 5-22 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 82\%$).</i>	91
<i>Figura 5-23 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$).</i>	93
<i>Figura 5-24 Generación de presiones de poros para las arenas de Ottawa # 20-30 en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 25\%$).</i>	93
<i>Figura 5-25 Comparación de generación de presiones de poros en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 25-26\%$).</i>	94
<i>Figura 5-26 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).</i>	95

<i>Figura 5-27 Generación de presiones de poros para las arenas de Ottawa en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 68\%$).</i>	95
<i>Figura 5-28 Comparación de generación de presiones de poros en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64-68\%$).</i>	96
<i>Figura 5-29 Comparación de generación de presiones de poros con el rango de Seed et al. (1975), estado suelto, ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 25-26\%$).</i>	98
<i>Figura 5-30 Comparación de generación de presiones de poros con el rango de Seed et al. (1975) estado medio denso, ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64-68\%$).</i>	99
<i>Figura 5-31 Comparación de generación de presiones de poros con el rango de Seed et al. (1975) estados suelto y medio denso, ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$; $\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).</i>	99
<i>Figura 5-32 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa,</i>	101
<i>Figura 5-33 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa,</i>	102
<i>Figura 5-34 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 45\%$).</i>	102
<i>Figura 5-35 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso.</i>	103
<i>Figura 5-36 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).</i>	103
<i>Figura 5-37 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 65\%$).</i>	104
<i>Figura 5-38 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).</i>	104
<i>Figura 5-39 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 82\%$).</i>	105
<i>Figura 5-40 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$).</i>	106
<i>Figura 5-41 Deformación axial para las arenas de Ottawa # 20-30 en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 25\%$).</i>	107
<i>Figura 5-42 Comparación de deformación axial en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 25-26\%$).</i>	107
<i>Figura 5-43 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).</i>	108
<i>Figura 5-44 Deformación axial para las arenas de Ottawa # 20-30 en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 68\%$).</i>	109
<i>Figura 5-45 Comparación de deformación axial en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64-68\%$).</i>	109
<i>Figura 5-46 Curvas p'-q y curvas de histéresis para la arena de Cabo Rojo y la arena de Ottawa en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r \approx 66\%$).</i>	113

<i>Figura A.1. 1 Dispositivo TGA de La Universidad de Puerto Rico</i>	<i>127</i>
<i>Figura A.1. 2 Fundamento teórico para el cálculo del contenido de carbonato de calcio a partir del método TGA.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura A.2. 1 Microscopio Electronico de Barrido (SEM) de La Universidad de Puerto Rico.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura A.2. 2 Vista general de los granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo,</i>	<i>132</i>
<i>Figura A.2. 3 Detalles de la textura superficial de un grano carbonato no-óseo de arena calcárea de Cabo Rojo,</i>	<i>134</i>
<i>Figura A.2. 4 Granos carbonatos no-óseos de las arenas de Cabo Rojo.....</i>	<i>135</i>
<i>Figura A.2. 5 Granos carbonatos no-óseos de las arenas de Cabo Rojo.....</i>	<i>136</i>
<i>Figura A.2. 6 Granos carbonatos no-óseos de las arenas de Cabo Rojo.....</i>	<i>137</i>
<i>Figura A.2. 7 Granos carbonatos no-óseos de las arenas de Cabo Rojo</i>	<i>138</i>
<i>Figura A.2. 8 Granos carbonatos no-óseos de las arenas de Cabo Rojo.....</i>	<i>139</i>
<i>Figura A.2. 9 Vista general de los organismos biogénicos de las arenas de Cabo Rojo.....</i>	<i>139</i>
<i>Figura A.2. 10 Detalle de un organismo biogénico de las arenas de Cabo Rojo</i>	<i>140</i>
<i>Figura A.2. 11 Detalle de un organismo biogénico de las arenas de Cabo Rojo</i>	<i>141</i>
<i>Figura A.3. 1 Esquema del método alternativo para determinar la línea de estado crítico</i>	<i>143</i>
<i>Figura A.3. 2 Montaje del método simplificado para la línea de estado crítico (UPRM)</i>	<i>143</i>
<i>Figura A.3. 3 Hoja de cálculo, línea de estado crítico, método simplificado</i>	<i>147</i>
<i>Figura A.4. 1 Hoja de cálculo, método de sub-compactación.....</i>	<i>149</i>
<i>Figura A.5. 1 Hoja de cálculo, corrección de densidad relativa durante el ensayo triaxial cíclico.....</i>	<i>151</i>
<i>Figura A.6. 1 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo, (σ'_{3cons}= 50 kPa, D_r= 26.0%, CSR= 0.26).</i>	<i>154</i>
<i>Figura A.6. 2 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo (σ'_{3cons}= 100 kPa, D_r= 44.5%, CSR= 0.205).</i>	<i>155</i>
<i>Figura A.6. 3 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo (σ'_{3cons}= 100 kPa, D_r= 64.5%, CSR= 0.35).</i>	<i>156</i>
<i>Figura A.6. 4 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo (σ'_{3cons}= 200 kPa, D_r= 64.9%, CSR= 0.225).</i>	<i>157</i>
<i>Figura A.6. 5 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo (σ'_{3cons}= 200 kPa, D_r= 65.4%, CSR= 0.30).</i>	<i>158</i>
<i>Figura A.6. 6 Resultados, arena silícea Ottawa #20-30 (σ'_{3cons}= 100 kPa, D_r= 66.8%, CSR= 0.20).</i>	<i>159</i>
<i>Figura A.6. 7 Resultados, arena silícea Ottawa #20-30 (σ'_{3cons}= 100 kPa, D_r= 69.5%, CSR= 0.27).</i>	<i>160</i>

<i>Figura A.7. 1 Configuración usada para la calibración del sistema de carga</i>	<i>162</i>
<i>Figura A.7. 2 Ventanas de calibración de carga estática y de control de carga</i>	<i>163</i>
<i>Figura A.7. 3 Línea de calibración para el sistema de carga estática.....</i>	<i>163</i>
<i>Figura A.7. 4 Línea de calibración para el sistema de carga cíclico.....</i>	<i>164</i>
<i>Figura A.7. 5 Ventanas de vista del sistema y calibración de desplazamiento estático.....</i>	<i>165</i>
<i>Figura A.7. 6 Línea de calibración para el transductor de desplazamiento estático.....</i>	<i>166</i>
<i>Figura A.7. 7 Línea de calibración para el transductor de desplazamiento cíclico</i>	<i>166</i>
<i>Figura A.7. 8 Ventanas de control en la presión de celda y calibración en la presión de celda.....</i>	<i>168</i>
<i>Figura A.7. 9 Ventanas de control y calibración en la presión de muestra</i>	<i>169</i>
<i>Figura A.7. 10 Línea de calibración para el transductor de presión en la celda estático.....</i>	<i>170</i>
<i>Figura A.7. 11 Línea de calibración para el transductor de presión en la celda cíclico.....</i>	<i>170</i>
<i>Figura A.7. 12 Línea de calibración para el transductor de presión en la muestra estático.....</i>	<i>171</i>
<i>Figura A.7. 13 Línea de calibración para el transductor de presión en la muestra cíclico.....</i>	<i>171</i>

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 2-1 Propiedades índice típicas para arenas calcáreas</i>	<i>7</i>
<i>Tabla 3-1 Resumen de estudios seleccionados para medir la resistencia a licuación sobre arenas terrígenas usando ensayos triaxiales cíclicos.....</i>	<i>23</i>
<i>Tabla 3-2 Estudios previos sobre resistencia a licuación de arenas calcáreas usando ensayos triaxiales cíclicos</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 3-3 Principales propiedades índice de las arenas calcáreas y de la arena silícea de Hawái.....</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 3-4 Principales propiedades índice de la arena calcárea Dogs Bay y de la arena silícea de Toyoura</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 3-5 Principales propiedades índice de la arena calcárea Ewa Plains y de la arena silícea Monterey.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 3-6 Principales propiedades índice de las arenas calcáreas Goodwyn (GW) y Ledge Point (LP).....</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 4-1 Resumen de propiedades índice de las arenas estudiadas.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 4-2 Contenido de CaCO_3 de las arenas de Cabo Rojo mediante el TGA.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 4-3 Contenido de CaCO_3 de las arenas de Cabo Rojo mediante disolución en HCl.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 4-4 Matriz de ensayos cíclicos para la arena calcárea de Cabo Rojo.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 4-5 Matriz de ensayos cíclicos para la arena silícea Ottawa # 20-30</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 5-1 Resultados de todos los ensayos triaxiales cíclicos</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 5-2 Índice de potencial de licuación (L_p) para las muestras ensayadas de arena calcárea de Cabo Rojo</i>	<i>81</i>
<i>Tabla 5-3 Principales propiedades índice de las arenas calcáreas comparadas</i>	<i>85</i>
<i>Tabla A.1. 1 Cotenido de CaCO_3 mediante disolución en HCl</i>	<i>129</i>

SÍMBOLOS Y ABREVIACIONES

A_f : Parámetro de presión de poros de Skempton para estado crítico

B : Parámetro de presión de poros de Skempton

B_{10} : Factor de rompimiento de partículas de Lade (1996)

C_c : Coeficiente de gradación o curvatura

C_u : Coeficiente de uniformidad

CID: Ensayos triaxiales estáticos drenados consolidados isotrópicamente

CIU: Ensayos triaxiales estáticos no drenados consolidados isotrópicamente

CSL: Línea de estado crítico (critical state line)

CSR: Relación de esfuerzo cíclico (cyclic stress ratio)

CRR: Relación de resistencia cíclica (cyclic resistance ratio)

DA: Doble amplitud de deformación unitaria axial

D_r : Densidad relativa

D_{10} : Diámetro efectivo de partículas

D_{10i} : Diámetro efectivo de partículas antes del ensayo triaxial

D_{10f} : Diámetro efectivo de partículas después del ensayo triaxial

D_{50} : Diámetro promedio de partículas

ΔU = Exceso de presión de poros

ΔU_{res} = Exceso de presión de poros residual

ΔU_f = Incremento de presión de poros hasta el estado crítico

e_i : Relación de vacíos inicial

e_{min} : Relación de vacíos mínima

e_{max} : Relación de vacíos máxima

$e_{fin\ con}$: Relación de vacíos al final de la consolidación

ε : Deformación unitaria axial

f : Frecuencia de aplicación de la carga cíclica

ϕ' : Ángulo efectivo de fricción interna

$\gamma_{\min}$: Peso unitario mínimo

$\gamma_{\max}$: Peso unitario máximo

G_s : Gravedad específica de los sólidos

L_p : Parámetro de potencial de licuación (Casagrande, 1975)

N_f : Número de ciclos necesarios para producir licuación

p' : Esfuerzo principal efectivo promedio

q : Esfuerzo desviador

SEM: Microscopio Electrónico de Barrido

SP: Arena pobremente gradada

SSL: Línea de estado estable (steady-state line)

S_u : Resistencia no drenada del suelo

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

$\sigma'_{3\text{cons}}$: Esfuerzo efectivo de consolidación ó esfuerzo efectivo principal menor

σ'_{3f} : Esfuerzo efectivo principal menor para la condición de estado crítico

σ_d : Esfuerzo desviador

σ_{df} : Esfuerzo desviador al llegar al estado crítico

TGA: Análisis termo-gravimétrico (thermo gravimetric analysis)

τ_c : Esfuerzo cortante cíclico

τ_{est} : Esfuerzo cortante estático

UBC: Código de Edificación Uniforme de Estados Unidos (Uniform Building Code)

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Esta investigación fue llevada a cabo con el fin de determinar la resistencia a licuación de arenas calcáreas no-cementadas, provenientes del área costera de Cabo Rojo, al suroeste de Puerto Rico. Las arenas calcáreas son aquellas que son formadas principalmente por residuos de organismos marinos y tienen alto contenido de carbonatos de calcio. Estas arenas presentan características que son considerablemente diferentes a las de las arenas típicas de sílice, como por ejemplo altas relaciones de vacíos, y granos de formas variables con alta porosidad interna y alta gravedad específica. Las arenas calcáreas por lo general presentan una gran variedad de tipos de partículas, las cuales difieren según su origen, forma y textura. Estas arenas pueden encontrarse en la naturaleza en estado cementado o no cementado. Debido a las anteriores características, las arenas calcáreas tienen propiedades geotécnicas que difieren de las arenas típicas de sílice.

Durante los últimos 30 años, la instalación de plataformas marinas y la construcción de edificaciones costeras en regiones tropicales y sub-tropicales (e.g., Australia, Brazil, Estados Unidos-Florida, India, Israel, entre otros), han motivado el estudio de las propiedades ingenieriles de las arenas calcáreas. En varios estudios se han resaltado diferencias considerables en el comportamiento geotécnico de estos suelos con respecto a las arenas de sílice (e.g., Datta et al., 1982; Allman y Poulos, 1988; Cataño, 2006). En cuanto a la resistencia a la licuación de estos depósitos, también se han encontrado estudios que resaltan diferencias importantes en este aspecto (e.g., Frydman et al., 1980; Ross y Nicholson, 1995, Hyodo et al., 1998; Morioka y Nicholson, 2000).

Las principales diferencias en la resistencia a licuación han sido identificadas en las curvas generales de resistencia cíclica y en las tendencias de generación de las presiones de poros. Este comportamiento se ha atribuido en algunas ocasiones a las características especiales de sus granos; incluyendo forma, textura, variaciones de tamaño, porosidad interna, gravedad específica, entre otras. La cementación que se genera en las arenas calcáreas

también es un parámetro fundamental en su comportamiento geotécnico, pero no fue considerado en esta investigación debido a que las arenas de Cabo Rojo se encontraron en su estado natural sin cementación.

1.2. Motivación

Una parte considerable de los depósitos costeros de Puerto Rico está conformada por arenas calcáreas. Estas arenas son únicas en términos de las características de sus partículas, incluyendo mineralogía, forma y porosidad interna. La gran extensión de estos depósitos junto con el incremento de edificaciones costeras y plataformas marinas en la isla de Puerto Rico, hace necesario estudiar el comportamiento geotécnico de estas arenas. Por otra parte, Puerto Rico es una zona de alta vulnerabilidad sísmica, con numerosas fallas geológicas activas. Las características particulares de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, combinado con la alta susceptibilidad sísmica de la región, hace necesario incluir un estudio de resistencia a licuación dentro de la caracterización geotécnica de estas arenas calcáreas.

1.3. Objetivos

El principal objetivo de esta investigación fue determinar la resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, al suroeste de Puerto Rico. A continuación se indican algunos objetivos más específicos:

1. Determinar las principales propiedades índice de las arenas calcáreas de Cabo Rojo y de la arena silícea Ottawa # 20-30, la cual fue usada para propósitos de comparación. Esto incluye distribución granulométrica, relaciones de vacíos mínima y máxima y gravedad específica.
2. Realizar una caracterización mineralógica de las arenas calcáreas de Cabo Rojo. Esta caracterización incluye determinación del contenido de carbonato de calcio (CaCO_3), y evaluación de la forma, textura y tamaño de las partículas mediante fotos microscópicas.

3. Evaluar la susceptibilidad al rompimiento de los granos “crushing” de la arena calcárea de Cabo Rojo y de la arena silícea Ottawa # 20-30. La evaluación se hará a partir del análisis de la distribución granulométrica, antes y después de los ensayos triaxiales cíclicos, bajo diferentes esfuerzos efectivos de consolidación.
4. Obtener la línea de estado crítico para las arenas calcáreas de Cabo Rojo, por medio del método simplificado sobre muestras drenadas, sugerido por Santamarina y Cho (2001). Analizar la posición de las muestras analizadas con respecto a esta línea.
5. Determinar curvas de resistencia cíclica para las arenas calcáreas de Cabo Rojo, para diferentes niveles de densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación. Reproducir dos de estas curvas para la arena silícea Ottawa # 20-30 y comparar la resistencia cíclica de estas dos arenas.
6. Comparar las tendencias en la generación de presiones de poros de las arenas calcáreas de Cabo Rojo con las de la arena silícea Ottawa # 20-30. Comparar las tendencias obtenidas para ambos tipos de arena, con los rangos típicos propuestos en la literatura especializada (e.g., Seed et al. 1975).
7. Comparar la acumulación de deformaciones axiales que se produce en las arenas calcáreas de Cabo Rojo y en la arena silícea Ottawa # 20-30.

1.4. Organización

Esta tesis está compuesta por seis capítulos y siete apéndices. El Capítulo 2 presenta un resumen de definiciones importantes sobre arenas calcáreas y sus principales propiedades. Se explica el concepto de “estado crítico” y su aplicación en el estudio de la licuación. También se provee un resumen sobre el fenómeno de licuación, las formas en que se presenta y la manera de medir éste en el laboratorio mediante ensayos triaxiales cíclicos bajo esfuerzo controlado.

El Capítulo 3 contiene una revisión de la literatura encontrada sobre investigaciones conducidas a medir la resistencia a licuación de arenas calcáreas mediante ensayos triaxiales

cíclicos. También se incluye un resumen del mismo tipo de estudios realizados sobre arenas silíceas. Se presentan los principales parámetros considerados en cada una de las pruebas, y se comparan los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos; bien sea entre arenas calcáreas, o con los de arenas silíceas ensayadas bajo condiciones similares.

El Capítulo 4 incluye el programa experimental de esta investigación. Se presenta una descripción de los suelos estudiados en esta tesis, con información sobre las principales propiedades índice de ambas arenas. Para las arenas calcáreas de Cabo Rojo se describe brevemente el sitio de extracción de las muestras, y se incluyen resultados de los análisis de mineralogía y de la estructura de las partículas. Este capítulo también presenta detalles del programa experimental llevado a cabo en esta investigación, incluido la determinación de la línea de estado crítico y los ensayos triaxiales cíclicos. Finalmente en este capítulo se incluyen los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos iniciales sobre la arena de Ottawa, los cuales se compararon con investigaciones pasadas, para validar la metodología de prueba.

El Capítulo 5 contiene los resultados y el análisis de los ensayos de laboratorio, realizados con el fin de evaluar la resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo. Se presenta un resumen de los resultados de ensayos triaxiales cíclicos conducidos sobre las arenas de Cabo Rojo, en términos de curvas de resistencia cíclica, generación de presiones de poros y deformación axial, para diferentes niveles de densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación. También se comparan estos resultados con los de las arenas silíceas Ottawa # 20-30, para establecer las principales diferencias y explicar las posibles causas de éstas.

El Capítulo 6 presenta el resumen del trabajo realizado, las conclusiones, y las recomendaciones para futuras investigaciones.

Esta tesis también incluye 7 apéndices que presentan más detalles e información sobre los distintos componentes de la investigación.

El Apéndice 1 contiene los resultados y detalles de los métodos de disolución en HCl y Análisis Termo Gravimétrico (TGA), utilizados para determinar el contenido de carbonatos.

El Apéndice 2 presenta detalles del análisis de la estructura de los granos de las arenas de Cabo Rojo, mediante microscopio electrónico de barrido (“Scanning Electronic Microscope”, SEM). También se incluyen en este apéndice todas las micro-fotografías obtenidas en esta investigación.

La descripción del procedimiento y los fundamentos del método simplificado para determinar la posición de la línea de estado crítico, sugerido por Santamarina y Cho (2001), se encuentran en el Apéndice 3.

En el Apéndice 4 se explica el método de sub-compactación, utilizado para la preparación de las muestras mediante apisonamiento húmedo (“Moist Tamping”). Se ilustra la hoja de cálculo utilizada, con un ejemplo para una densidad relativa típica.

El procedimiento de cálculo utilizado para evaluar la variación en la relación de vacíos de la muestra, a lo largo del ensayo triaxial cíclico, se presenta en el Apéndice 5.

El Apéndice 6 resume los ensayos triaxiales cíclicos realizados en esta investigación. Se incluye la matriz de ensayos con los resultados, y se presentan algunas curvas típicas que ilustran la variación de las presiones de poros y de la deformación axial, a lo largo de la prueba.

Finalmente, en el Apéndice 7 se describen los procedimientos seguidos para calibrar los transductores y dispositivos de medida del equipo triaxial cíclico, utilizado en esta investigación.

2. ANTECEDENTES

2.1. Introducción

Este capítulo contiene un breve resumen de conceptos relacionados con arenas calcáreas y sus características más relevantes. También se define el concepto de “estado crítico” y su relación en el análisis de licuación. Finalmente se dan las principales definiciones de licuación de arenas y la manera de medirla en el laboratorio usando ensayos triaxiales cíclicos no drenados bajo esfuerzo controlado.

2.2. Arenas calcáreas

Las arenas calcáreas están conformadas principalmente por residuos de organismos marinos y tienen alto contenido de carbonatos de calcio (generalmente más de 75% de CaCO_3) (Scanlon et al., 1998). Estas arenas pueden existir en estado cementado o no-cementado. De acuerdo con Allman y Poulos (1988), las partículas de estas arenas generalmente tienen un gran porcentaje de vacíos intra-partícula, por lo cual presentan granos con una estructura altamente porosa. Por lo anterior se espera que las arenas calcáreas sean considerablemente más compresibles y quebradizas que las terrígenas, i.e., que las arenas silíceas o de cuarzo. Debido a las características mencionadas anteriormente, las arenas calcáreas suelen tener propiedades ingenieriles ampliamente diferentes a las de las arenas de cuarzo.

La Tabla 2-1 presenta una recopilación hecha por Cataño (2006), sobre las principales propiedades índice de algunas arenas calcáreas.

Tabla 2-1 Propiedades índice típicas para arenas calcáreas (Cataño, 2006).

Localización	País	CaCO ₃ (%)	(G _s)	e _{max} *	e _{min} *	Referencia
Kingfish B.	Australia	84	2.75	1.12	1.48	Morioka (1999)
Bass Strait	Australia	62-88	2.73	1.13	0.54	Hull et al. (1988)
North Ranking	Australia	91	2.77	1.87	1.15	Hull et al. (1988)
Bombay Mix	India	70-80	2.80	0.75	1.07	Golightly y Hyde (1988)
West Coast	India	>85	2.79-2.81	0.77	1.39	Morioka (1999)
Lakshdweep Island	India	>85	2.78	0.80	1.2	Morioka (1999)
Florida	USA	92	2.84	1.06	1.44	Morioka (1999)
Dry Tortugas, Florida	USA	93	2.71-2.86	1.0	1.6	Pizzimenti (1996)
Dogs Bay	Eire	85-95	2.75	0.98	1.83	Golightly y Hyde (1988)
Ballyconeely	Eire	90-95	2.72	1.62	1.98	Golightly y Hyde (1988)
Guam Island	Guam	90	2.80	1.12	1.36	Morioka (1999)
Waikiki Beach	Hawaii	>90	2.79	1.12	1.69	Morioka (1999)
Ewa Plains	Hawaii	98	2.72	0.66	1.30	Morioka (1999)

e_{max}: Relación de vacíos máxima

e_{min}: Relación de vacíos mínima

G_s: Gravedad específica de sólidos

* No se menciona si las relaciones de vacíos incluyen vacíos intra-partículas y vacíos entre partículas, o si solamente corresponden a vacíos entre partículas

2.3. Estado crítico

Un diagrama de estado, usualmente es definido como una gráfica que relaciona la razón de vacíos (e) de un punto en un suelo, con el esfuerzo efectivo principal menor (σ'_3) que actúa en ese punto.

El estado inicial del suelo puede representarse como un punto (A) en esta gráfica de e versus σ'_3 . Al someter a carga el suelo, el punto se moverá en este espacio y si la carga es suficientemente grande, se espera que llegue a un estado crítico definido como una línea en el plano de e versus σ'_3 , como se ilustra en la Figura 2-1.

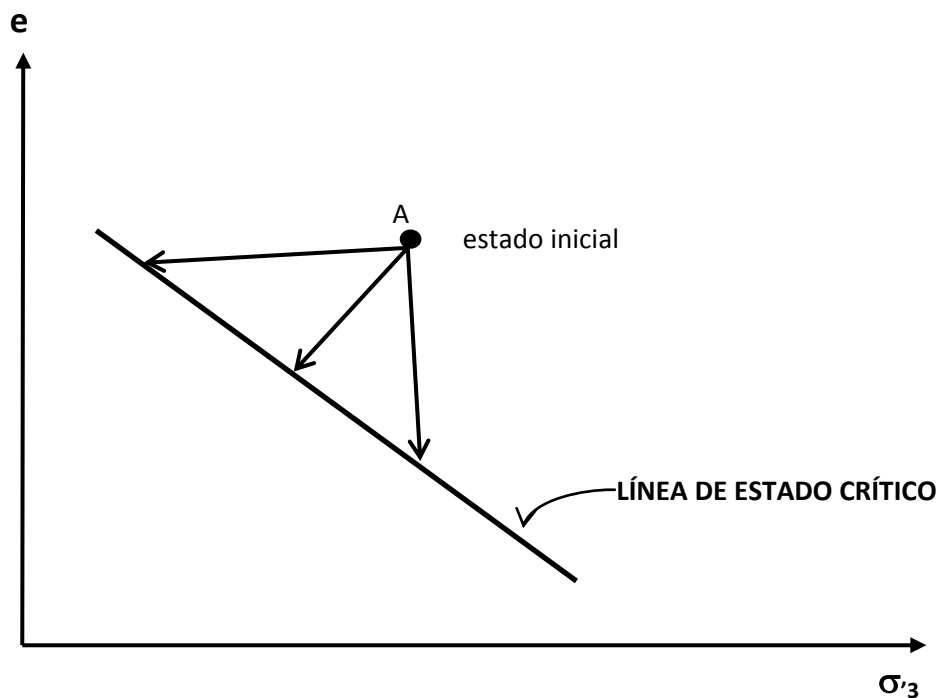


Figura 2-1 Diagrama de estado crítico.

Casagrande (1936) realizó ensayos drenados bajo deformación controlada en una caja de corte. Encontró que durante la aplicación de esfuerzo cortante y bajo el mismo esfuerzo normalizado, muestras de arenas sueltas se contraen mientras que muestras de arenas densas se dilatan hasta aproximadamente la misma relación de vacíos. Esto se ilustra en la Figura 2-2, donde se aprecia que en las dos densidades (suelta y densa) se alcanza la misma relación de vacíos a niveles de deformación altos. Casagrande denominó esta relación de vacíos, como la relación de vacíos crítica. A esta razón de vacíos la muestra alcanza un estado estable donde no cambia el volumen, por lo cual se mantiene constante la relación de vacíos de la muestra. Casagrande (1936) encontró que la relación de vacíos crítica es afectada por el esfuerzo efectivo promedio, y que es inversamente proporcional al nivel de esfuerzos aplicado a las muestras. La dependencia entre la relación de vacíos crítica y el esfuerzo efectivo principal promedio fue denominada por Casagrande como posición de estado crítico (“Critical State Locus”, CSL). Más adelante, el estado crítico fue definido por Roscoe et al. (1958) como el estado en el cual “*el suelo se deforma de manera continua para un constante nivel de esfuerzos y una constante relación de vacíos*”.

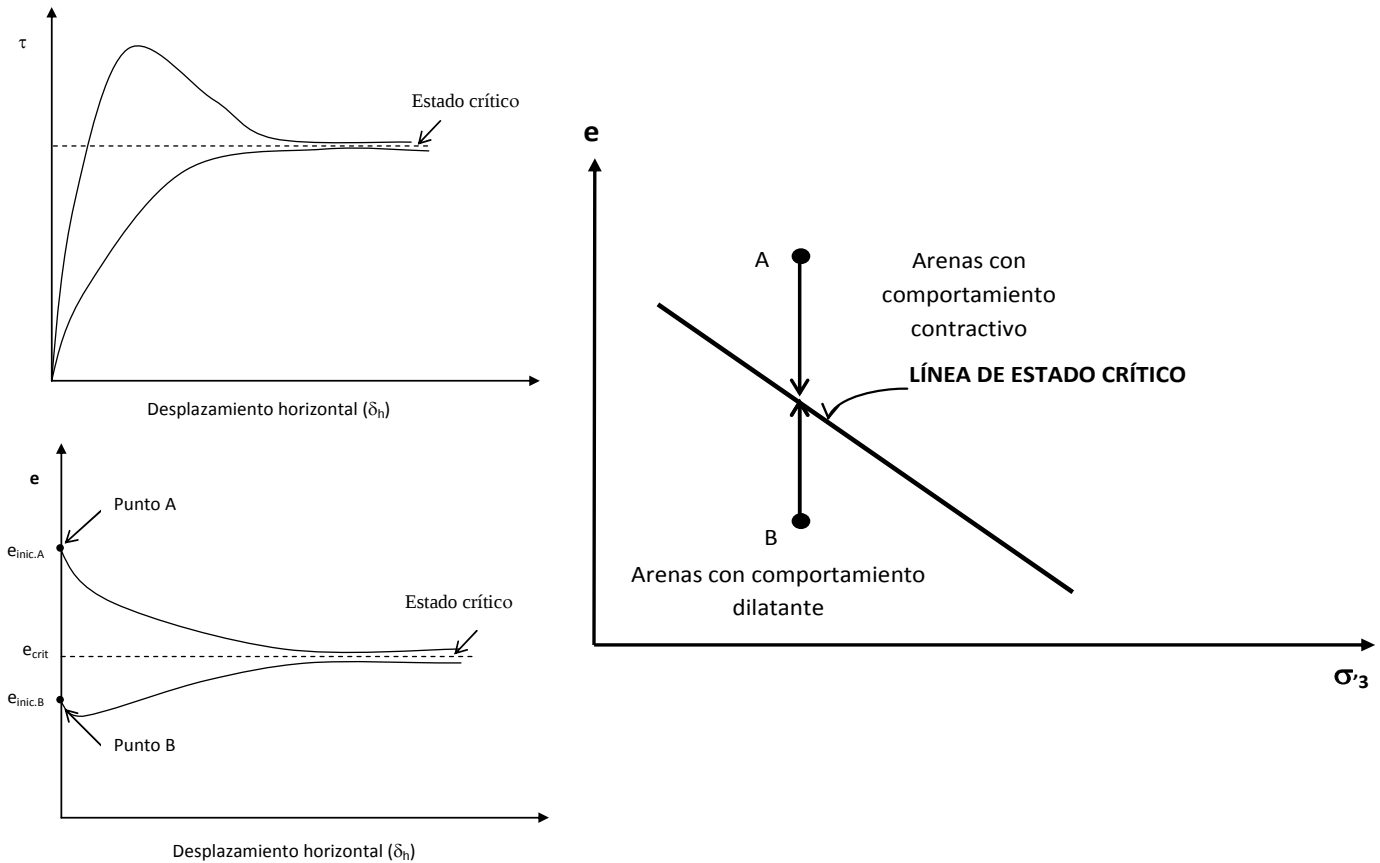


Figura 2-2 Diagrama de estado crítico según el criterio de Casagrande.

Castro (1969), uno de los estudiantes de Casagrande, realizó una serie de ensayos triaxiales no drenados bajo esfuerzo controlado sobre muestras sueltas. Los ensayos resultaron en fallas de licuación, debido a la reducción del esfuerzo efectivo, que condujeron a un estado-estable bien definido al final de las pruebas. La Figura 2-3 ilustra una muestra suelta que experimentó este comportamiento. Castro (1969) denominó su línea de relación de vacíos crítica como línea de estado en régimen (“Steady State Line”). Luego, Poulos (1981) formalizó la definición de estado estable como: “*el estado estable de deformación para cualquier masa de partículas es el estado en el cual la masa se deforma continuamente con volumen constante, esfuerzo efectivo normal constante, esfuerzo cortante constante y velocidad constante*”.

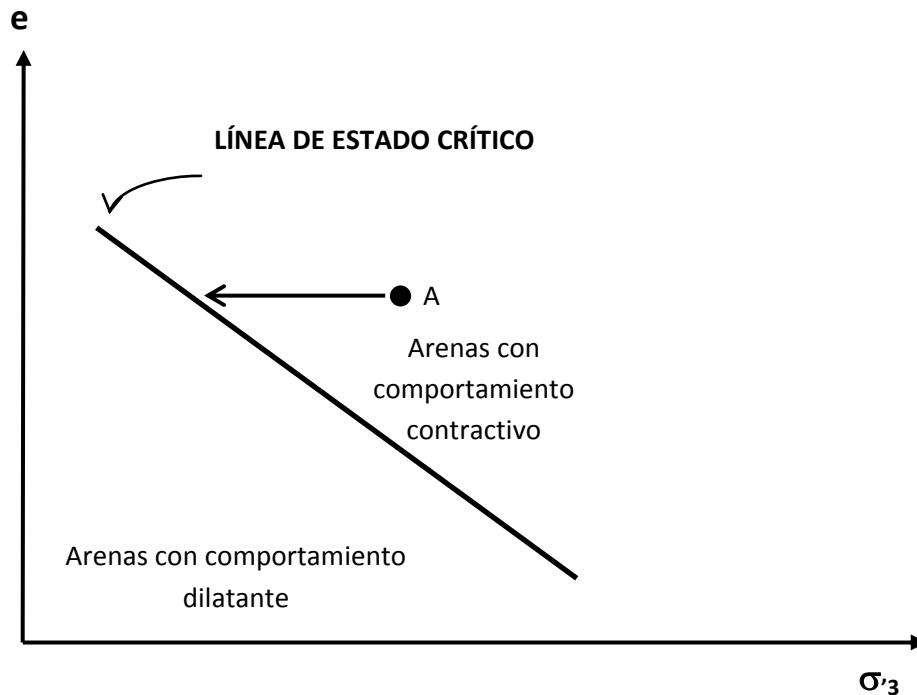


Figura 2-3 Diagrama de estado crítico según el criterio de Poulos.

Durante los años setenta y ochenta un tema interesante de discusión fue si las líneas de estado crítico y de estado estable eran las mismas. Aparentemente para arenas, hay poca distinción entre estos dos parámetros, siendo sus principales diferencias el método de medida. Usualmente los investigadores de estado crítico han realizado generalmente pruebas drenadas de deformación controlada sobre muestras dilatantes. El estado estable se ha medido generalmente mediante pruebas no drenadas bajo esfuerzo controlado sobre muestras contractivas (Jefferies y Been, 2006). En esta investigación no se hizo distinción entre estas dos definiciones, y el estado crítico fue denominado simplemente como: línea de estado crítico.

2.4. Definiciones de licuación

Castro (1987) define licuación verdadera (“*true liquefaction*”) como el flujo que ocurre en un suelo contractivo cuando el esfuerzo cortante estático excede la resistencia a cortante residual no drenada. Sin embargo, el término licuación es comúnmente usado para describir todos los mecanismos de falla que ocurren cuando la presión de poros en un suelo saturado se incrementa y llega a cierto nivel bajo la aplicación de un esfuerzo cortante cíclico

no drenado (Rauch, 1997). Considerando los posibles mecanismos de falla del suelo, Robertson y Fear (1996) sugirieron el sistema de clasificación para definir licuación que se resume en la Figura 2-4.

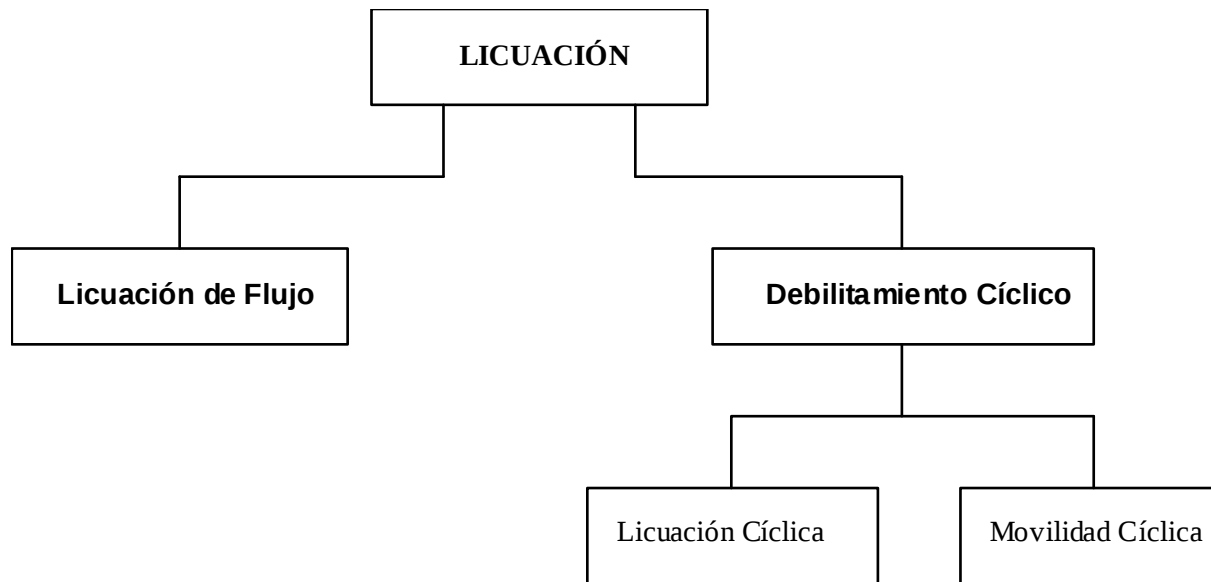


Figura 2-4 Tipos de licuación según Robertson y Fear (1996).

La Figura 2-4 distingue dos grandes categorías de licuación: licuación de flujo (“Flow Liquefaction”) y debilitamiento cíclico (“Cyclic Softening”).

2.4.1. Licuación de flujo (“Flow Liquefaction”)

Se refiere al flujo no drenado de un suelo *contractivo* saturado, cuando el esfuerzo cortante estático inicial (τ_{est}) excede la resistencia residual no drenada del suelo (S_u). La falla puede ser ocasionada por carga cortante cíclica o estática. Esta condición se puede representar gráficamente mediante la trayectoria de esfuerzos de la Figura 2-5.

2.4.2. Debilitamiento cíclico (“Cyclic Softening”)

Se refiere a las grandes deformaciones que experimentan las arenas durante la aplicación de carga cortante cíclica no drenada. Las grandes deformaciones se acumulan principalmente por el incremento de las presiones de poros en suelos que tienden a *dilatar* bajo esfuerzo cortante estático no drenado. Por lo general, las deformaciones no continúan

después de que la carga cíclica termina. Esta categoría, como se indica en la Figura 2-4, puede ser subdividida en dos tipos de comportamiento: licuación cíclica (“cyclic liquefaction”) y movilidad cíclica (“cyclic mobility”).

Licuación Cíclica (“Cyclic Liquefaction”)

Es el debilitamiento cíclico que ocurre cuando el esfuerzo cortante cíclico excede el esfuerzo cortante estático inicial para producir una condición de inversión del esfuerzo cortante (“shear stress reversals”). Esta condición puede resultar en un estado de cero esfuerzos efectivos, que es caracterizado por grandes deformaciones. La licuación cíclica típicamente se produce en zonas planas o taludes con poca pendiente, donde los depósitos de arena suelta se licúan produciendo eyecciones de arena o volcanes de arena (“sand boils”) o deformaciones laterales de grandes extensiones de terreno (“lateral spreading”). El fenómeno de licuación cíclica se ilustra mediante trayectoria de esfuerzos en la Figura 2-6.

Movilidad Cíclica (“Cyclic Mobility”)

Es el debilitamiento cíclico en el cual las cargas cíclicas no inducen inversión del esfuerzo cortante, por lo tanto no se alcanza una condición de cero esfuerzos efectivos. Las deformaciones se acumulan en cada ciclo de esfuerzo cortante, pero no son tan grandes como en el caso de licuación cíclica.

Las Figuras 2-5 y 2-6 ilustran dos de las definiciones anteriores. La Figura 2-5 presenta un esquemático del comportamiento del suelo bajo carga estática. En esta figura puede notarse que para muestras contractivas puede ocurrir *licuación de flujo* debido a que el esfuerzo cortante estático inicial (τ_{est}) excede la resistencia residual no drenada del suelo (S_{uresid}). Debido al incremento en la presión de poros, el esfuerzo efectivo principal promedio disminuye hasta el estado último, donde la muestra colapsa. En contraste, para muestras dilatantes, el esfuerzo efectivo principal se incrementa debido a que la presión de poros del agua es negativa. A pesar de que se observan grandes deformaciones, no hay colapso de la muestra. Sin embargo, estas mismas muestras dilatantes, sometidas a grandes cargas cíclicas, pueden experimentar *licuación cíclica* como se ilustra en la trayectoria de esfuerzos de la Figura 2-6.

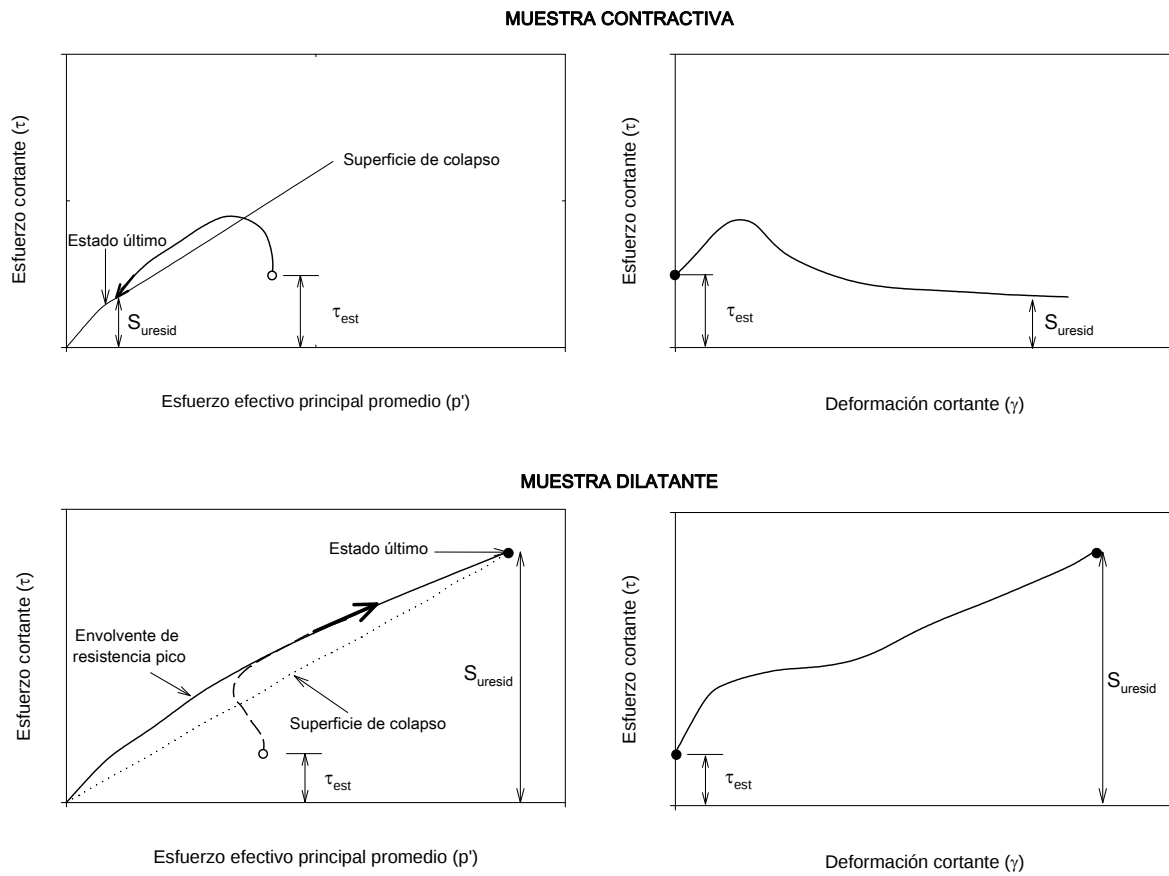


Figura 2-5 Esquemático del comportamiento no drenado en compresión triaxial bajo carga estática. (Adaptada de Robertson y Wride, 1998).

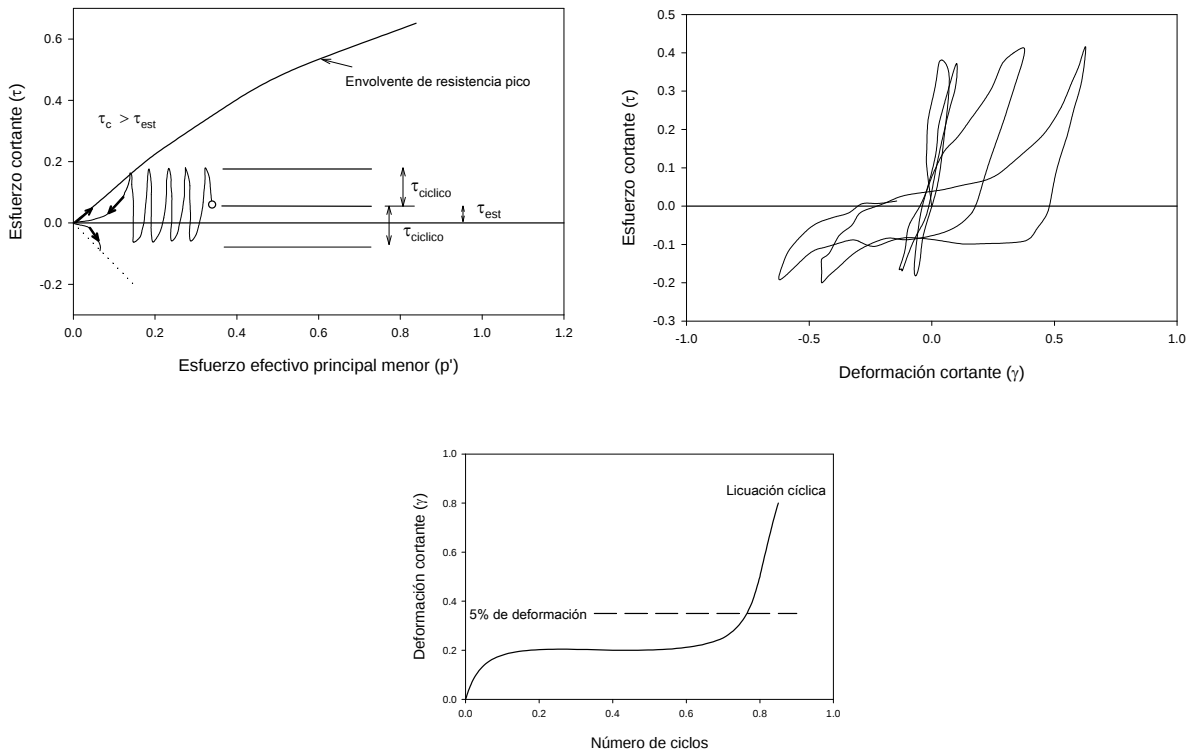


Figura 2-6 Esquemático de comportamiento cíclico no drenado ilustrando licuación cíclica para muestra con cortante inicial. (Adaptada de Robertson y Wride, 1998).

2.5. Potencial de Licuación (L_p)

Según el concepto de estado crítico, es evidente que la relación de vacíos o el esfuerzo efectivo por sí solos, no proveen suficiente información sobre el posible comportamiento que tendrá una muestra de suelo al ser sometida a esfuerzo cortante. Para definir y comparar la susceptibilidad a licuación de las arenas en diferentes estados en relación a su posición con respecto a la línea de estado crítico, es útil referirse al parámetro de potencial de licuación (L_p) definido por Casagrande (1975):

$$L_p = \frac{\sigma'_{3cons} - \sigma'_{3f}}{\sigma'_{3f}} \quad (2 - 1)$$

Donde:

σ'_{3cons} = esfuerzo efectivo de consolidación o esfuerzo efectivo principal menor inicial;

σ'_{3f} = esfuerzo efectivo principal menor para la condición de estado crítico

Una muestra inicialmente ubicada en el lado dilatante, es decir debajo o a la izquierda de la línea CSL, tendrá un valor negativo de L_p . Mientras que una muestra con tendencia contractiva, por encima o a la derecha de la línea CSL, tendrá un valor positivo del índice L_p . Entre mayor sea el valor algebraico de L_p , más grande se espera que sea la susceptibilidad a licuación de la arena.

El numerador de la ecuación 2-1 representa el incremento en la presión de poros (Δu_f), necesario para pasar del estado inicial hasta el estado crítico. En el estado crítico, el ángulo de fricción de la arena se moviliza totalmente al estar en estado de falla. Por lo tanto, con base en el círculo de Mohr de falla, el esfuerzo desviador durante el estado crítico está dado por:

$$\sigma_{df} = \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_{3f} \quad (2 - 2)$$

Donde:

ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna correspondiente al estado crítico. De este modo, reemplazando σ'_{3f} en la ecuación 2-1, se tiene que:

$$L_p = \frac{(\Delta U)_f}{\sigma_{df}} * \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2 - 3)$$

En la ecuación 2-3, la relación del incremento en la presión de poros (Δu_f) al esfuerzo desviador (σ_{df}), es el parámetro A_f definido por Skempton (1954). Por lo tanto el índice L_p se puede también representar de la siguiente forma:

$$L_p = A_f * \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2 - 4)$$

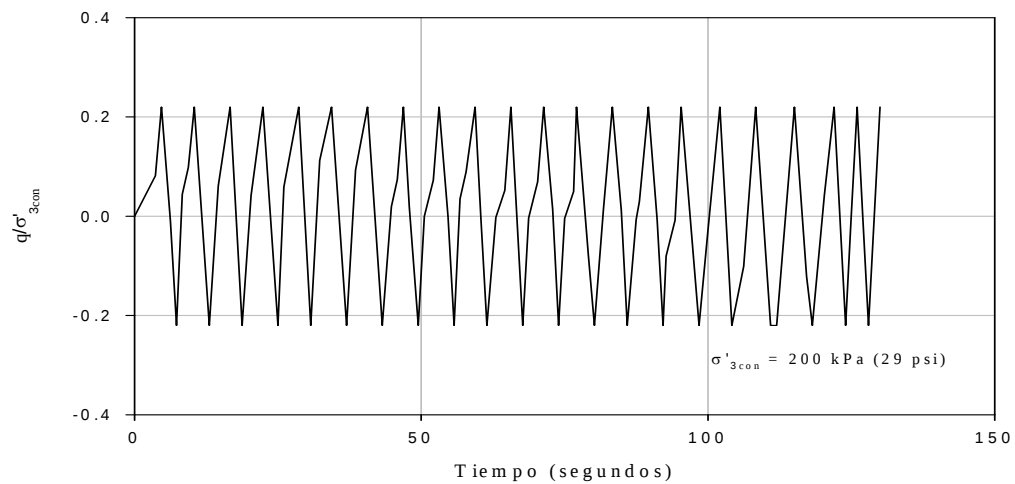
El potencial de licuación L_p representa un parámetro que es función tanto de la densidad relativa como del nivel de esfuerzo de consolidación (σ'_{3cons}), el cual sirve para definir el tipo de comportamiento del suelo a licuación. Con base en la expresión del parámetro L_p en las ecuaciones 2-1 y 2-4, se puede afirmar que para muestras con la misma densidad relativa, valores mayores del esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_{3cons}), corresponden a una mayor susceptibilidad a la licuación, expresada como un alto valor del parámetro L_p y un alto valor de A_f durante el flujo.

2.6. Medida de la resistencia a licuación usando pruebas triaxiales cíclicas

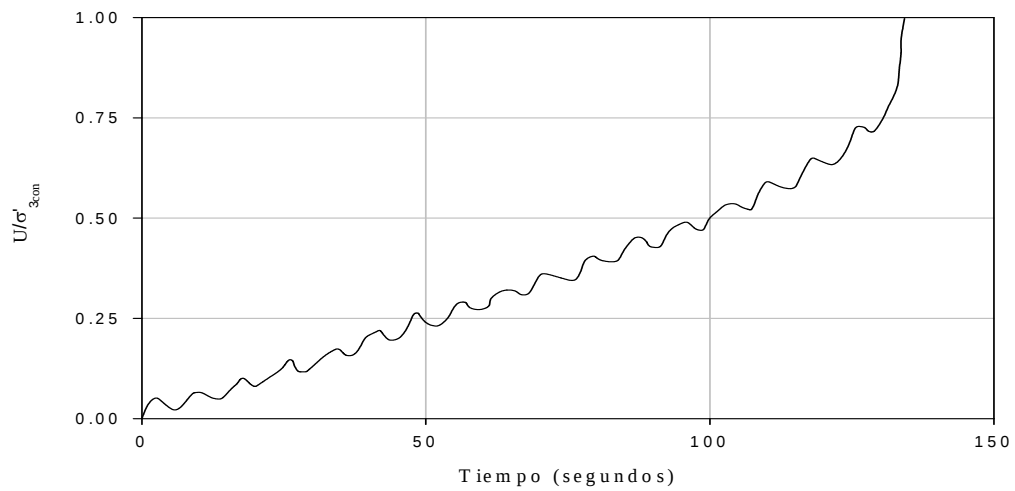
La resistencia a licuación de suelos granulares puede ser medida usando ensayos de laboratorio o por medio de correlaciones con pruebas de campo. En esta investigación se midió en el laboratorio la resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo por medio de pruebas triaxiales cíclicas no drenadas, sometidas a esfuerzo cíclico controlado. En esta sección se presentan los antecedentes sobre este tipo de ensayos.

Los ensayos triaxiales cíclicos han sido usados desde hace más de cuatro décadas para simular las cargas que experimenta un suelo debido a la acción de un sismo (Seed y Lee, 1966). La base de este tipo de pruebas es la misma que para los ensayos triaxiales estáticos. Es decir, los especímenes de prueba se forman dentro de una membrana de látex, se colocan dentro de una celda triaxial, se saturan y se consolidan bajo una misma condición de esfuerzo (isotrópico o anisotrópico). La carga cíclica consiste en la aplicación de una carga desviadora vibratoria (q or σ_d) sin permitir que haya drenaje en la muestra. Cada vez que se aplica un ciclo de carga desviadora, la presión del agua de los poros de la muestra se incrementa. De esta forma, el esfuerzo efectivo decrece y la muestra experimenta deformación axial en una proporción que depende del aumento en la presión de poros del agua. Convencionalmente se considera que la muestra ha licuado cuando el exceso de presión de poros del agua (ΔU) iguala el esfuerzo efectivo de consolidación ($\sigma'_{3\text{cons}}$), (i.e., cuando el esfuerzo efectivo actuando sobre la muestra se vuelve cero), o cuando se alcanza un nivel de deformación axial preestablecido (e.g., usualmente este nivel es del 5% de doble amplitud en la deformación axial). El punto en el cual el incremento en la presión de poros del agua es igual al esfuerzo efectivo de consolidación fue definido por Seed y Lee (1966) como licuación inicial (*“initial liquefaction”*).

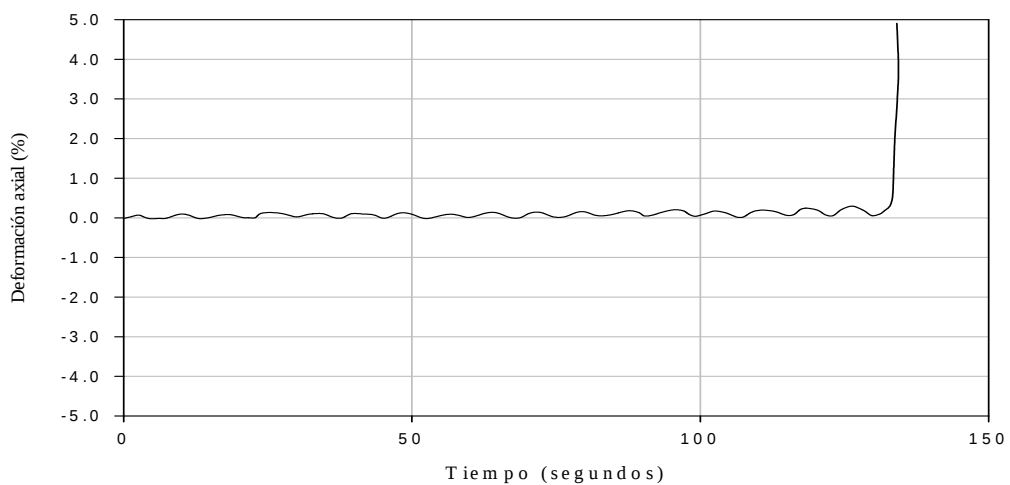
Durante una prueba triaxial cíclica, se debe registrar la variación de la presión de poros del agua (ΔU) y de la deformación axial (ϵ), como una función del tiempo o del número de ciclos. La Figura 2-7 ilustra resultados típicos de una prueba triaxial cíclica no drenada bajo condición de esfuerzo controlado.



a) Esfuerzo axial normalizado



b) Exceso de presión de poros normalizado

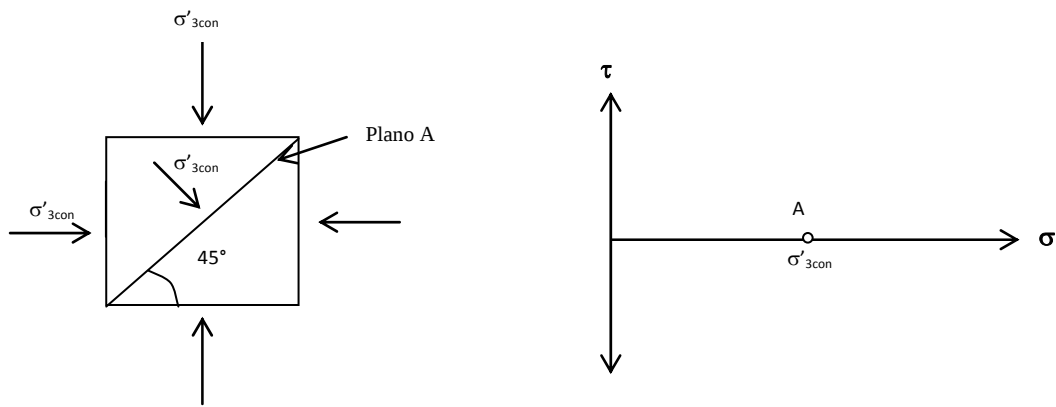


c) Deformación axial

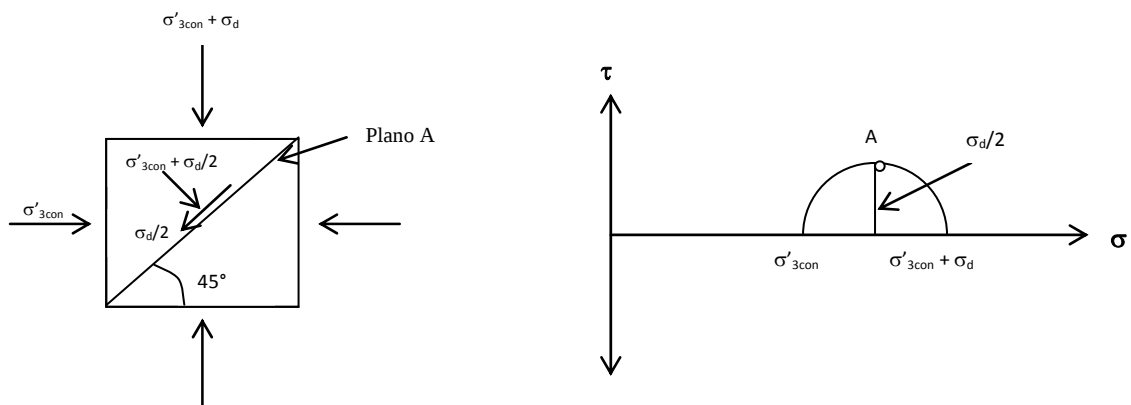
Figura 2-7 Resultados típicos de un ensayo triaxial cíclico no drenado bajo esfuerzo controlado. (Adaptada de Anwar, 1989).

La Figura 2-7(a) muestra la relación entre la carga desviadora aplicada (q) y el esfuerzo efectivo de consolidación ($\sigma'_{3\text{cons}}$) a través del ensayo. La carga desviadora es constante debido a que la prueba es típicamente bajo esfuerzo controlado. La Figura 2-7(b) indica la variación de la presión de poros durante la prueba (en este caso el exceso de presión de poros ha sido normalizado con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación inicial, $\sigma'_{3\text{cons}}$). La Figura 2-7(c) ilustra la deformación axial que la muestra experimenta a lo largo de la prueba. En las Figuras 2-7(b) y 2-7(c) puede observarse cómo el exceso de presión de poros del agua y la deformación axial se incrementan considerablemente en un punto específico. Cuando la presión de poros normalizada alcanza un valor de 1.0 o la deformación axial iguala o sobrepasa súbitamente el 5%, se dice que la muestra ha experimentado licuación y debe registrarse el número de ciclos para el cual ésta ocurre. El ensayo se repite para otros esfuerzos efectivos de consolidación, densidades relativas o niveles de esfuerzo desviador cíclico.

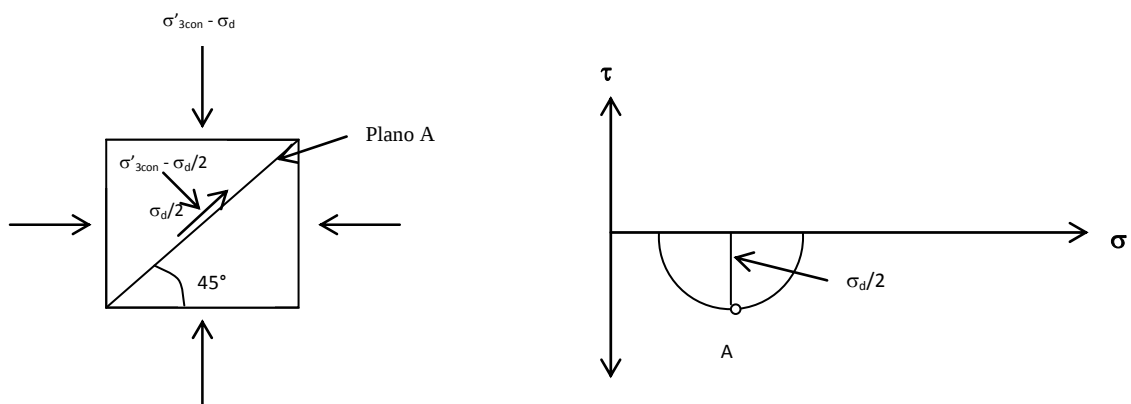
Los resultados de ensayos triaxiales cíclicos son con frecuencia expresados en términos de la relación de esfuerzo cíclico, CSR (“Cyclic Stress Ratio”). El CSR es definido como la relación entre el esfuerzo cortante cíclico aplicado (τ_c) y el esfuerzo efectivo de consolidación ($\sigma'_{3\text{cons}}$). En un ensayo triaxial cíclico consolidado isotrópicamente, el esfuerzo cortante sobre el plano de interés es igual a la mitad del esfuerzo desviador aplicado (q or σ_d). Esto se ilustra mejor en términos del círculo de Mohr en los diferentes estados de una prueba triaxial cíclica como se indica en la Figura 2-8. El plano de interés está inclinado 45° con respecto al plano horizontal. Al final de la consolidación isotrópica de la muestra, el círculo de Mohr es un punto (Figura 2-8(a)). De este modo, el plano de interés tiene un esfuerzo normal total y efectivo igual al esfuerzo de consolidación ($\sigma'_{3\text{cons}}$), y un esfuerzo cortante igual a cero. Al final del ciclo de compresión, (i.e., cuando la muestra está sometida a una carga compresiva σ_d), el círculo de Mohr es como lo muestra la Figura 2-8(b). En este instante, el plano de interés tiene un esfuerzo total normal de $\sigma'_{3\text{con}} + \sigma_d/2$ y un esfuerzo cortante positivo de $\sigma_d/2$. Al final del ciclo ascendente, (i.e., cuando la muestra está sometida a un esfuerzo de tensión de σ_d), el círculo de Mohr es como el que se ilustra en la Figura 2-8(c).



a) Fin de la consolidación isotrópica



b) Muestra al final del ciclo de compresión



c) Muestra al final del ciclo ascendente o de extensión

Figura 2-8 Simulación de esfuerzos cíclicos y geostáticos en la muestra durante la aplicación de carga triaxial cíclica según Ishihara, 1996.

Es importante resaltar que aunque la muestra está actualmente bajo compresión, hay un esfuerzo de extensión menor debido a la tensión de σ_d aplicada. Para esta condición, el plano de interés tiene un esfuerzo normal total de $\sigma'_{3con} - \sigma_d/2$ y un esfuerzo cortante de $-\sigma_d/2$ (el signo negativo indica que el sentido del esfuerzo cortante se ha invertido). El CSR promedio es la mitad del esfuerzo desviador aplicado (esfuerzo cortante cíclico aplicado, τ_c) dividido por el esfuerzo efectivo de consolidación inicial.

Generalmente el CSR se grafica contra el número de ciclos de esfuerzo desviador que es necesario aplicar para producir licuación bajo esa condición de esfuerzos. La evaluación de la resistencia a licuación con frecuencia involucra pruebas con al menos 3 niveles de relación de esfuerzo cíclico para similar densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación. Con estos datos se generan curvas como las que se muestran en la Figura 2-9. Debido a que estas curvas representan la capacidad del suelo para resistir licuación, suelen llamarse curvas de resistencia cíclica (“Cyclic Resistance Ratio”, CRR), para diferenciarlas de la solicitud sísmica sobre una capa de suelo, expresado en términos de la relación de esfuerzo cíclico, CSR.

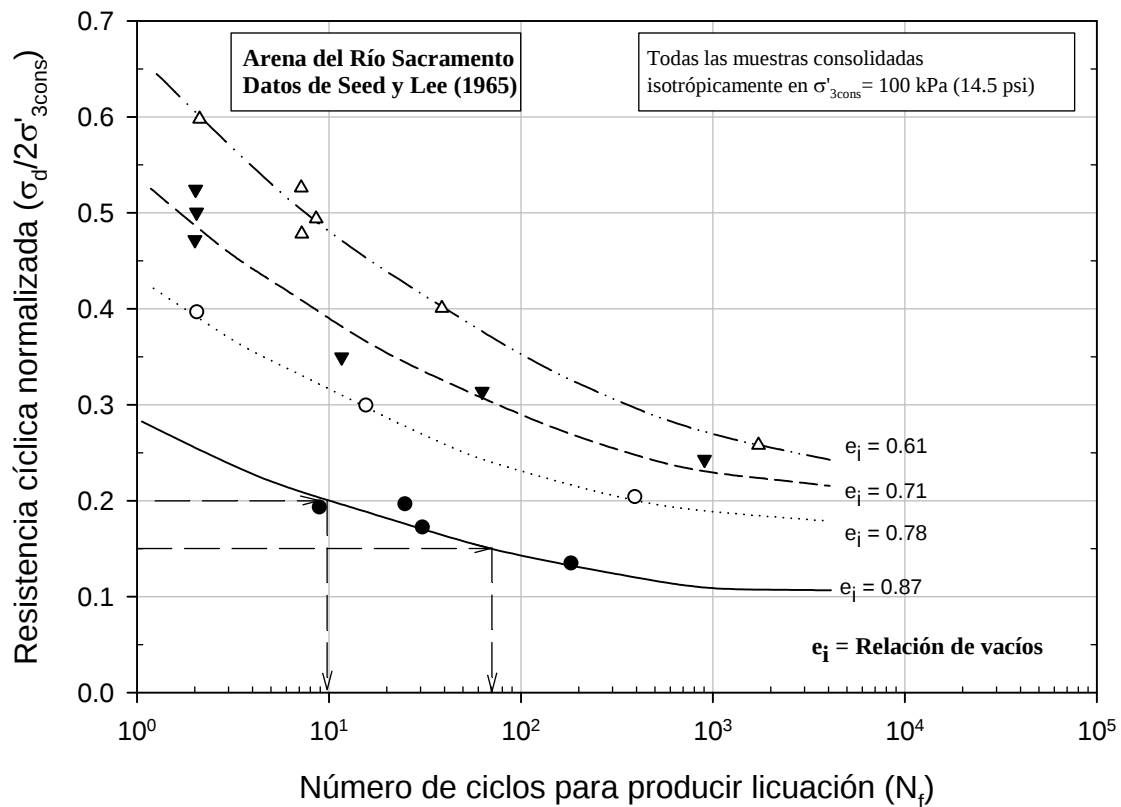


Figura 2-9 Curvas típicas de resistencia cíclica. (Adaptada de Kramer, 1996).

La Figura 2-9 muestra curvas de resistencia cíclica para arena del Río Sacramento bajo un esfuerzo efectivo de consolidación isotrópico de 100 kPa (14.5 psi) en diferentes relaciones de vacíos iniciales o densidades relativas. Para un nivel dado de CSR y densidad de la muestra (o relación de vacíos, e), el número de esfuerzos cíclicos necesario para alcanzar licuación inicial puede obtenerse a partir de la Figura 2-9. En cada curva puede notarse que a medida que se incrementa el CSR, lo cual significa que aumenta la carga cíclica, menor es el número de ciclos necesarios para producir licuación inicial. Por ejemplo, para la curva de resistencia cíclica correspondiente a $e_i = 0.87$, una muestra cargada bajo un CSR de 0.2 requiere 10 ciclos para alcanzar licuación inicial. Una muestra con la misma densidad sometida a un CSR de 0.15 soporta cerca de 70 ciclos antes de llegar a licuación inicial. La Figura 2-9 también permite observar cómo el número de ciclos necesario para producir licuación inicial (en un valor de CSR dado) se incrementa cada vez que disminuye la relación de vacíos inicial (i.e., la densidad relativa de la muestra ha aumentado).

3. REVISIÓN DE LITERATURA

3.1. Introducción

Este capítulo presenta un resumen de la literatura más relevante sobre estudios experimentales que han involucrado medición de la resistencia a licuación de arenas calcáreas. Debido a que la mayoría de estudios experimentales encontrados sobre licuación han sido realizados para arenas terrígenas (i.e., de sílice o cuarzo), la revisión de literatura presentada en esta sección también incluye un resumen de las principales investigaciones conducidas sobre este tipo de arenas. Esta revisión literaria fue enfocada sobre investigaciones que siguieron una metodología experimental similar a la propuesta para esta tesis (i.e., ensayos triaxiales cíclicos consolidados no drenados, bajo esfuerzo controlado).

3.2. Estudios de resistencia a licuación sobre arenas terrígenas

La evaluación de la resistencia a la licuación de arenas terrígenas usando ensayos triaxiales cíclicos, se ha llevado a cabo por más de 40 años (Seed y Lee, 1966). La revisión de literatura existente en este campo ayudó a definir las variables claves en este tipo de investigación experimental y fue la base para establecer el plan de trabajo indicado en el Capítulo 4. La Tabla 3-1 presenta un resumen de algunos de los estudios experimentales más relevantes, relacionados con la evaluación de la resistencia a licuación de arenas terrígenas, mediante ensayos triaxiales cíclicos no drenados. Esta tabla presenta información sobre variables claves como densidad relativa (D_r), esfuerzo efectivo de consolidación ($\sigma'_{3\text{cons}}$), rango de relación de esfuerzos cíclicos (CSR), frecuencia de aplicación de los ciclos de carga (f), método de preparación de la muestra, tamaño promedio de partícula (D_{50}) y contenido de finos. En la mayoría de estos estudios se usaron CSR entre 0.10 y 0.35. Sin embargo, Chien et al. (2002) usó valores de CSR de hasta 0.70. Las densidades relativas utilizadas típicamente estuvieron entre 30% y 75%. No obstante, Nguyen (2002) reportó valores tan bajos como 8.5%. Todos estos estudios utilizaron muestras consolidadas isotrópicamente. El esfuerzo efectivo de consolidación ($\sigma'_{3\text{cons}}$) varió típicamente entre 50 y 200 kPa.

Tabla 3-1 Resumen de estudios seleccionados para medir la resistencia a licuación sobre arenas terrígenas usando ensayos triaxiales cíclicos.

Referencia	Arena usada	D ₅₀ (mm)	D _r (%)	σ' _{3 cons} (kPa)	Metodo de preparación de la muestra	Rango de CSR	f (Hz)	Finos (%)	Observaciones
Seed y Lee (1966)	Arena limpia del Río Sacramento	0.22	38, 76	100	na	0.26 – 0.57	2.0	0	No hay información precisa sobre la cantidad de ensayos realizados
Silver et al., (1976)	Arena silíceas Monterey # 0	0.36	60	100	Moist tamping	0.14 – 0.29	1.0	0	38 ensayos triaxiales cíclicos no drenados
Horita (1985)	Arena silíceas Monterey # 0/30	0.45	30	200	na	0.28, 0.37	0.5	na	3 ensayos triaxiales cíclicos; 6 ensayos de compresión y 8 ensayos de extensión
Anwar (1989)	Arena silíceas Monterey # 16 y Monterey gruesa	1.35 y 3.0	45, 55, 60	200	Moist tamping	0.20 – 0.35	0.10	Na	30 ensayos triaxiales cíclicos no drenados
Erten (1994)	Arena silíceas Ottawa # 20–30	0.73	50, 70	100	na	0.15, 0.40	1.0	0, 10, 20, 30, 60	63 ensayos triaxiales cíclicos sin drenar bajo esfuerzo controlado y 59 ensayos triaxiales cíclicos sin drenar bajo deformación controlada
Amini (2000)	Arena silíceas Ottawa # 20-30	0.73	40	50 100 250	Moist tamping y wet pluviation	0.05, 0.25	na	10, 30, 40, 50	150 ensayos triaxiales cíclicos no drenados
Nguyen (2002)	Arena silíceas Nevada y Lone	0.14 y 0.20	8.5, 35	400	na	0.11 – 0.28	0.033 , 1.0	na	15 ensayos triaxiales cíclicos no drenados
Chien et al. (2002)	Suelos de Taiwan	0.22 - 0.29	35, 55, 75	na	Moist tamping	0.25 – 0.70	na	0, 5, 10, 20, 30	70 ensayos triaxiales cíclicos no drenados
Genduso (2005)	Arena manufacturada de grano medio, pobremente gradada	0.55	60	50 100 200	na	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	0.05	na	26 ensayos triaxiales cíclicos no drenados
Ghionna y Porcino (2006)	Arena silíceas gruesa de Gioia Tauro (Italia)	2.0	42	40	Air pluviation y water sedimentation	0.11 – 0.44	0.20	na	25 ensayos triaxiales cíclicos no drenados

Notas: na= información no disponible; D_r= densidad relativa; f= frecuencia de aplicación de la carga cíclica
D₅₀= diámetro promedio; σ'_{3 cons}= esfuerzo efectivo de consolidación; CSR= relación de esfuerzos cíclicos;

3.3. Estudios de resistencia a licuación sobre arenas calcáreas

Como se mencionó anteriormente, se encontraron muy pocos estudios experimentales que han involucrado la determinación de la resistencia a licuación de arenas calcáreas, particularmente estudios que hayan usado ensayos triaxiales cíclicos. En esta revisión de literatura sólo se encontraron seis investigaciones de este tipo. La información más relevante de estos seis estudios se resume en la Tabla 3-2.

En la Tabla 3-2 se observa que los valores de CSR utilizados en estos estudios variaron entre 0.12 y 0.45. En la mayoría de estos estudios se usaron muestras preparadas con arena húmeda compactada en capas, apisonamiento húmedo (*“Moist Tamping”*). En todas las investigaciones se llevaron a cabo ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras reconstituidas no cementadas, consolidadas isotrópicamente a esfuerzos efectivos de 100 o 200 kPa. El valor de densidad relativa de la mayoría de las muestras estuvo entre 39 y 95%. Algunas investigaciones también estudiaron el efecto de la cementación usando muestras cementadas inalteradas o muestras reconstituidas envejecidas. Sin embargo, este parámetro no se tuvo en cuenta en esta revisión de literatura, debido a que las arenas de Cabo Rojo usadas en esta investigación se encontraron en estado no cementado.

Adicional a la información de la Tabla 3-2, las siguientes sub-secciones resumen los principales hallazgos de estos seis estudios experimentales sobre licuación de arenas calcáreas.

Tabla 3-2 Estudios previos sobre resistencia a licuación de arenas calcáreas usando ensayos triaxiales cíclicos.

Referencia	Tipo de arena	D ₅₀ (mm)	Dr (%)	$\sigma'_{3\text{cons}}$ (kPa)	Método de preparación de la muestra	Rango de CSR	f (Hz)	(%) Finos	Observaciones
Frydman et. al., (1980)	Arena calcárea cementada (Kurkar)	0.10	60 95	100	Wet Tamping	0.20 a 0.40	na	1 - 5	12 ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras reconstituidas y 44 ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras inalteradas
Ross y Nicholson (1995)	3 arenas calcáreas de Hawái y arena Monterey # 16	0.51, 0.81, 1.41 M ₁₆ =0.8 5	39 a 56	200	Moist Tamping	0.15 a 0.265	1	< 5	29 ensayos triaxiales cíclicos no drenados sobre arena calcárea y 8 ensayos triaxiales cíclicos sobre arena silíceas
Flynn y Nicholson (1997)	2 arenas calcáreas de Hawái (A y B) y arena silíceas con la misma gradación	0.21 y 0.74	45 65	100	Moist tamping	0.20 a 0.45	na	1 - 4	79 ensayos triaxiales cíclicos no drenados
Hyodo et al. (1998)	Arena calcárea Dogs Bay de Irlanda y arena silíceas estándar de Toyoura (Japón)	0.22 0.19	50 a 90	100 300 500	Water Pluviation	0.21 a 0.40	0.1	0	25 ensayos triaxiales cíclicos sobre la arena calcárea Dogs Bay
Morioka y Nicholson (2000)	Arena calcárea, Ewa Plains (Hawái) y arena silíceas de Monterey con la misma gradación	0.82 y 0.73	40 50 65	100	na	0.13 a 0.36	na	< 2	39 ensayos triaxiales cíclicos no drenados
Sharma e Ismail (2006)	Arena calcárea Goodwyn (GW) y Ledge Point (LP) de Australia	0.10 y 0.24	30 75	200	Dry Pluviating	0.12 a 0.36	na	38 y 0	30 ensayos triaxiales cíclicos no drenados y 48 ensayos triaxiales estáticos

Notas: na= información no disponible; Dr= densidad relativa; f= frecuencia de aplicación de la carga cíclica
D₅₀= Diámetro promedio; $\sigma'_{3\text{cons}}$ = esfuerzo efectivo de consolidación; CSR= relación de esfuerzos cíclicos

3.3.1. Estudio de Frydman et al. (1980)

Frydman et al. (1980) llevaron a cabo un extenso trabajo de campo y laboratorio, con el propósito de estudiar el potencial de licuación de un depósito altamente variable de arena calcárea cementada y no cementada en Israel. Este depósito, conocido como Kurkar, se encuentra a lo largo de la línea costera Israelí. Dicho suelo está conformado principalmente por una mezcla de granos finos de arena silícea, cristales de calcita, pequeños fragmentos de conchas marinas y otros materiales calcáreos. El programa de laboratorio incluyó pruebas triaxiales cíclicas consolidadas no drenadas sobre muestras tanto reconstituidas como inalteradas. Como se mencionó al inicio de la sección, esta investigación no consideró el efecto de la cementación de arenas calcáreas en la resistencia a la licuación; por lo tanto, en la revisión de literatura sólo se tuvieron en cuenta las muestras reconstituidas no cementadas. Los resultados de pruebas triaxiales cíclicas sobre especímenes reconstituidos con densidades relativas entre 60 y 95% y consolidados bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa, se compararon con resultados de la resistencia cíclica de la arena estándar de sílice Monterey #0, estudiada por Silver et al. (1976) y resumida en la Tabla 3-1. La Figura 3-1 muestra curvas de resistencia cíclica para muestras reconstituidas de arena Kurkar en densidades relativas entre 58 y 63%. A modo de comparación, esta figura también presenta los resultados de Silver et al. (1976) sobre arena Monterey # 0, con una densidad relativa de 60%. En ambas investigaciones el criterio de licuación considerado fue licuación inicial, definido en la sección 2.5 de esta tesis.

La Figura 3-1 muestra como la arena silícea Monterey # 0 tiene mayor resistencia cíclica que la arena calcárea Kurkar, cuando la densidad relativa de ambos suelos es cercana al 60%. En la Tabla 3-1 se ve que el tamaño promedio de las partículas (D_{50}) de la arena Monterey es 0.36, mientras que la Tabla 3-2 indica que la arena Kurkar es más fina con un D_{50} de 0.10 mm. A modo de ejemplo, en la Figura 3-1 puede verse que para un CSR de 0.30, el número de ciclos necesario para alcanzar licuación inicial en la arena calcárea Kurkar es de 3, mientras que la arena Monterey soporta cerca de 24 ciclos antes de que ocurra licuación. Los autores de este estudio no proveen información o comentarios con respecto a las presiones de poros generadas en estas arenas.

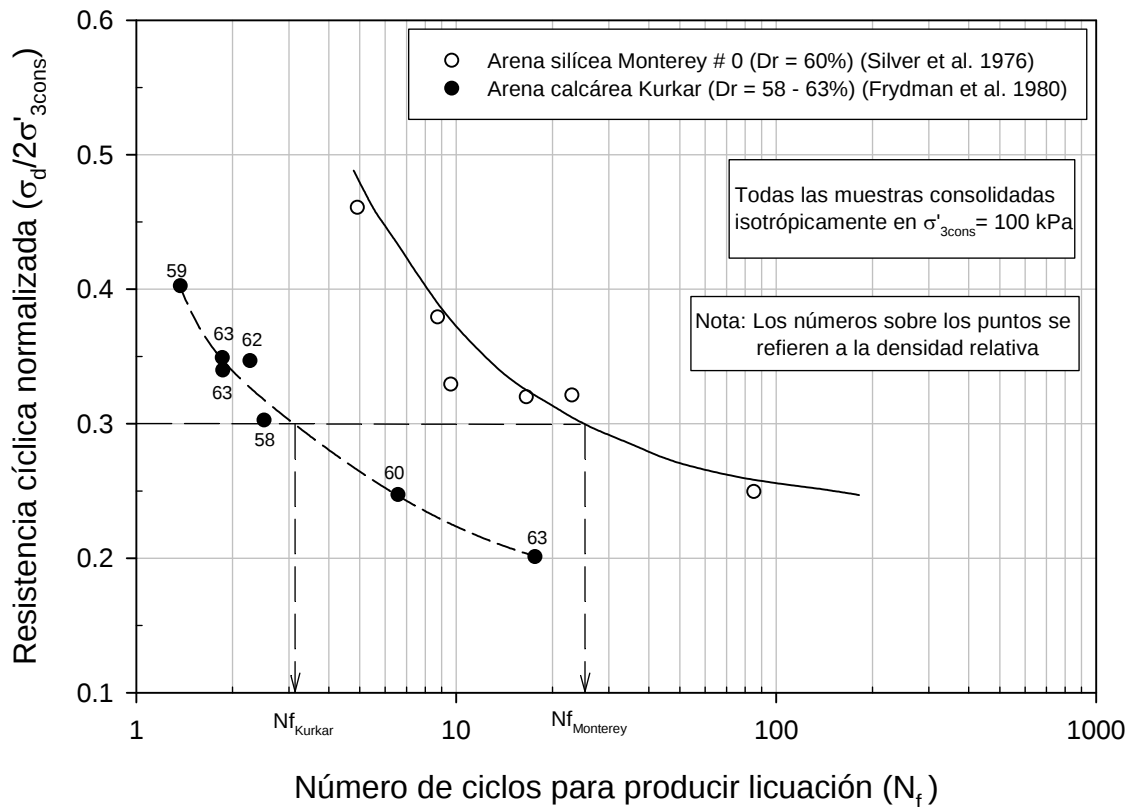


Figura 3-1 Resistencia cíclica de la arena Kurkar y de la arena Monterey # 0. (Datos a partir de Frydman et al., 1980 y Silver et al., 1976).

3.3.2. Estudio de Ross y Nicholson (1995)

Ross y Nicholson (1995) estudiaron la resistencia a licuación de un depósito de arenas calcáreas de Honolulu en Hawái. Este depósito tiene alta variabilidad en cuanto a cementación y distribución granulométrica. En esta investigación se usaron tres granulometrías diferentes y se compararon los resultados con la arena estándar de sílice Monterey #16. El suelo usado para las pruebas es un material típico encontrado en muchas áreas costeras de Hawái. Estas arenas tienen granos sub-redondeados y más blandos que los de arenas de sílice. Las muestras utilizadas en este estudio fueron lavadas por el tamiz 200 para retirar la sal y garantizar un contenido de suelo fino inferior al 5%. La Figura 3-2 ilustra las distribuciones granulométricas de las arenas usadas en esta investigación.

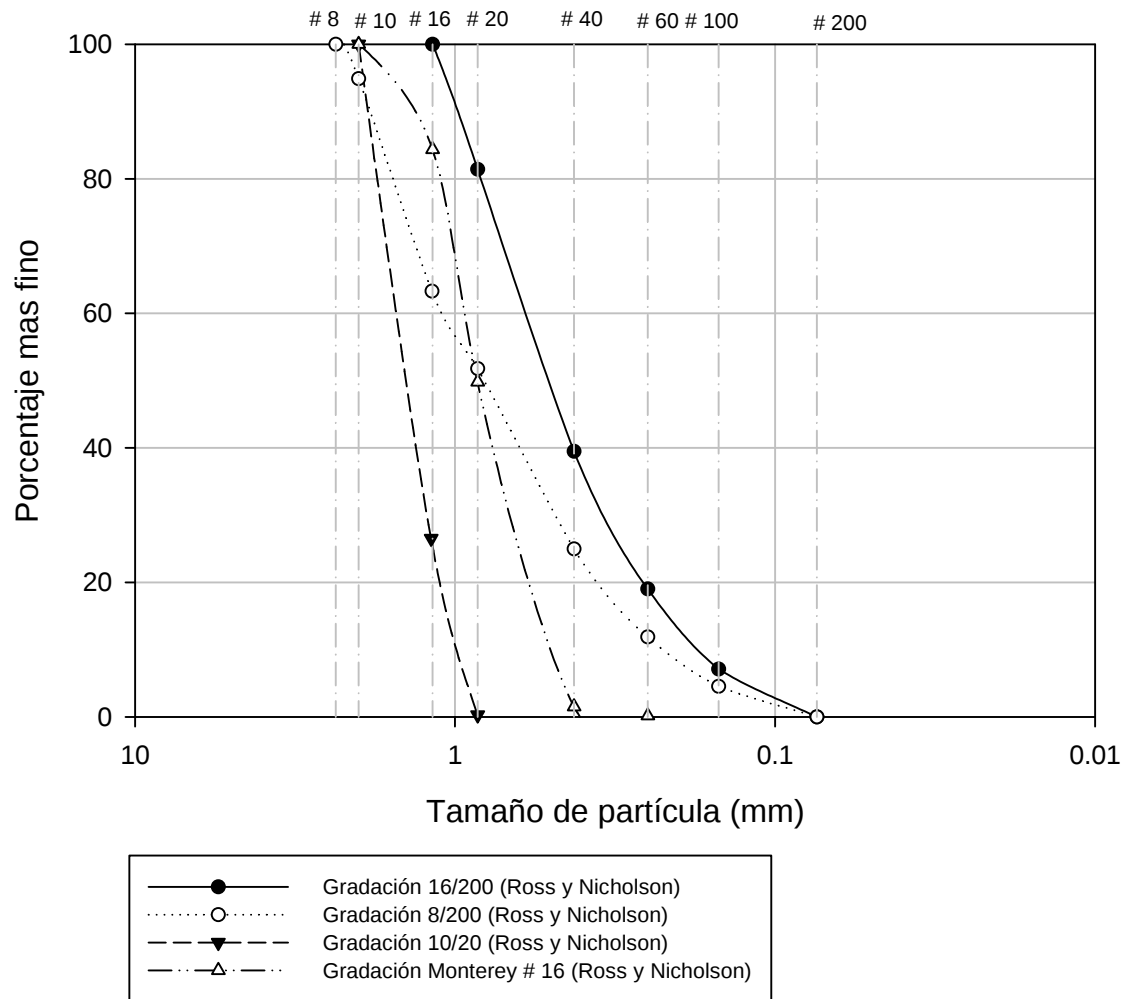


Figura 3-2 Distribución granulométrica de las arenas calcáreas de Honolulu y de la arena Monterey #16. (Adaptada de Ross y Nicholson, 1995).

El programa de laboratorio de Ross y Nicholson (1995) incluyó pruebas triaxiales cíclicas no drenadas sobre muestras reconstituidas bajo un rango de densidades relativas entre 39% y 56%. Todos los ensayos cíclicos se consolidaron bajo un esfuerzo efectivo de 200 kPa. Para considerar el efecto de la cementación, algunas muestras fueron envejecidas durante periodos de tiempo de 28 o 90 días. El criterio de licuación considerado en esta investigación fue el de 5% de deformación axial en doble amplitud, de acuerdo a lo explicado en la sección 2.5. La Figura 3-3 compara los resultados de pruebas cíclicas sobre muestras no envejecidas para las arenas calcáreas de Honolulu con gradaciones 10/20 y 8/200, y para la arena silícea Monterey #16.

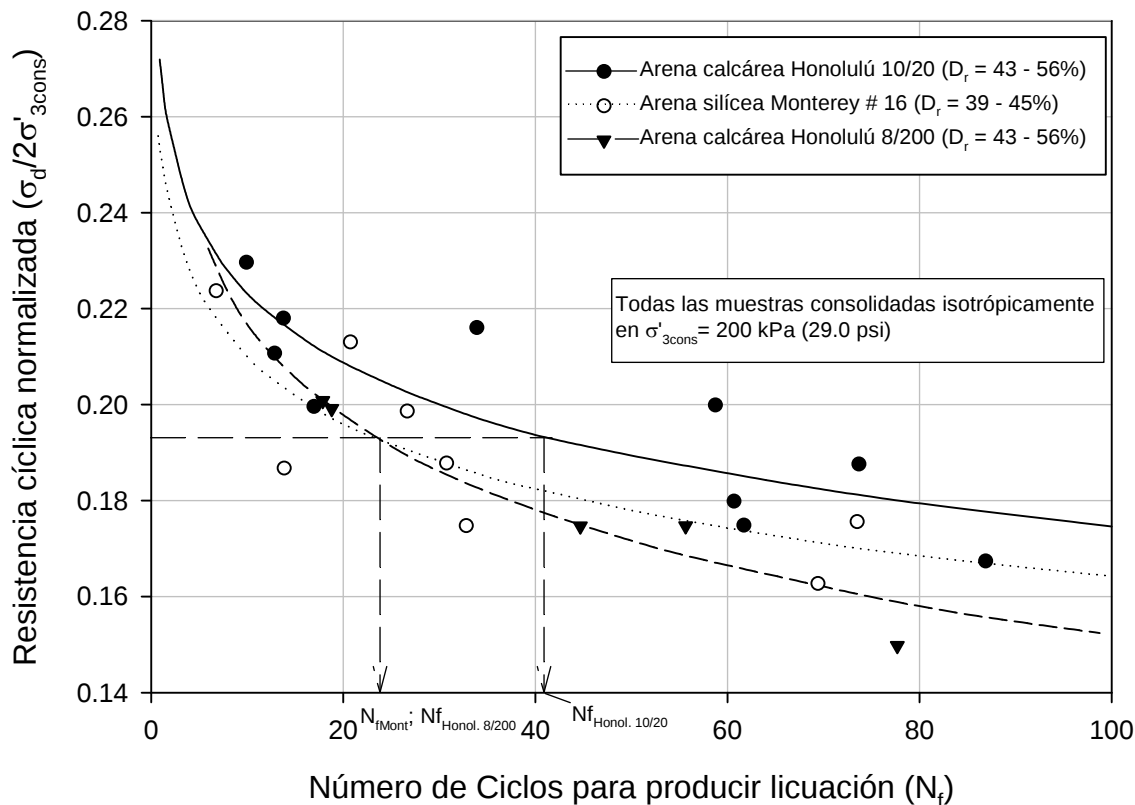


Figura 3-3 Resistencia cíclica de las arenas calcáreas de Honolulu 10/20 y 8/200 y de la arena Monterey # 16. (Adaptada de Ross y Nicholson, 1995).

La Figura 3-3 muestra que la arena calcárea de Honolulu con gradación 10/20 tiene una resistencia a la licuación un poco mayor que la arena silícea Monterey # 16 y que la arena Honolulu 8/200, cuando son ensayadas bajo condiciones similares. En cuanto a la resistencia cíclica de la arena Honolulu 8/200 comparada con la de la arena Monterey # 16, las cuales tienen valores de D_{50} cercanos, los puntos de los ensayos triaxiales cíclicos de la Figura 3-3 indican que no hay una tendencia bien definida y que las resistencias son relativamente similares. El tamaño promedio de las partículas (D_{50}) de la arena calcárea de gradación 10/20 es 1.41 mm, el de la arena calcárea de gradación 8/200 es 0.81 mm, y el de la arena silícea Monterey #16 es 0.85 mm.

A modo de ilustración, la mayor resistencia de la arena Honolulu # 10/20 se puede ver en la Figura 3-3, donde para un CSR de 0.1925 el número de ciclos necesario para alcanzar licuación en la arena Monterey # 16 y en la arena Honolulu # 8/200 es de 24, mientras que la arena calcárea Honolulu # 10/20 requiere cerca de 41 ciclos para la misma condición.

Ross y Nicholson (1995) indican que los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos, muestran características de generación de presiones de poros diferentes entre las arenas calcáreas y las arenas de sílice. Los investigadores explican que en las arenas silíceas las caras son lisas y permiten el deslizamiento entre partículas, por lo cual la presión de poros se incrementa considerablemente. Sin embargo, en las arenas calcáreas la mayor fricción entre los granos requiere una separación más completa de las partículas antes de que se deslicen unas con otras y antes de que la presión de poros pueda crecer súbitamente.

3.3.3. Estudio de Flynn y Nicholson (1997)

Flynn y Nicholson (1997) ampliaron y extendieron el estudio inicial de Ross y Nicholson (1995) descrito en la sub-sección anterior. En esta investigación los autores llevaron a cabo un programa de pruebas triaxiales cíclicas no drenadas sobre arenas calcáreas de Hawái y sobre una arena silícea comparable de la zona. Se usaron dos arenas calcáreas diferentes, denominadas más adelante como A y B, cuyas granulometrías fueron reproducidas para la arena silícea con propósitos de comparación. La arena calcárea A es procedente de Waikiki, es una arena de grano fino a medio con forma sub-angular a angular. La arena calcárea B de Hawái es un material de relleno proveniente de coral, es una arena media a gruesa, con granos angulares a sub-redondeados y pobremente gradada. Ambas arenas calcáreas (A y B) fueron previamente lavadas por el tamiz # 200 para retirar la sal. En el caso de la gradación B con un contenido de finos igual al 4%, éstos se adicionaron después del lavado. La Figura 3-4 muestra la distribución granulométrica de las arenas estudiadas. La Tabla 3-3 indica las principales propiedades índice de estos suelos.

Todos los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron con un esfuerzo efectivo isotrópico de consolidación de 100 kPa, para muestras con densidades relativas de 45% y 65%. El criterio de licuación usado en esta investigación fue el de licuación inicial. La Figura 3-5 ilustra curvas de resistencia cíclica para la arena calcárea Waikiki de gradación A, la arena calcárea de Hawái de gradación B y las arenas de sílice con estas gradaciones, en una densidad relativa de 65%.

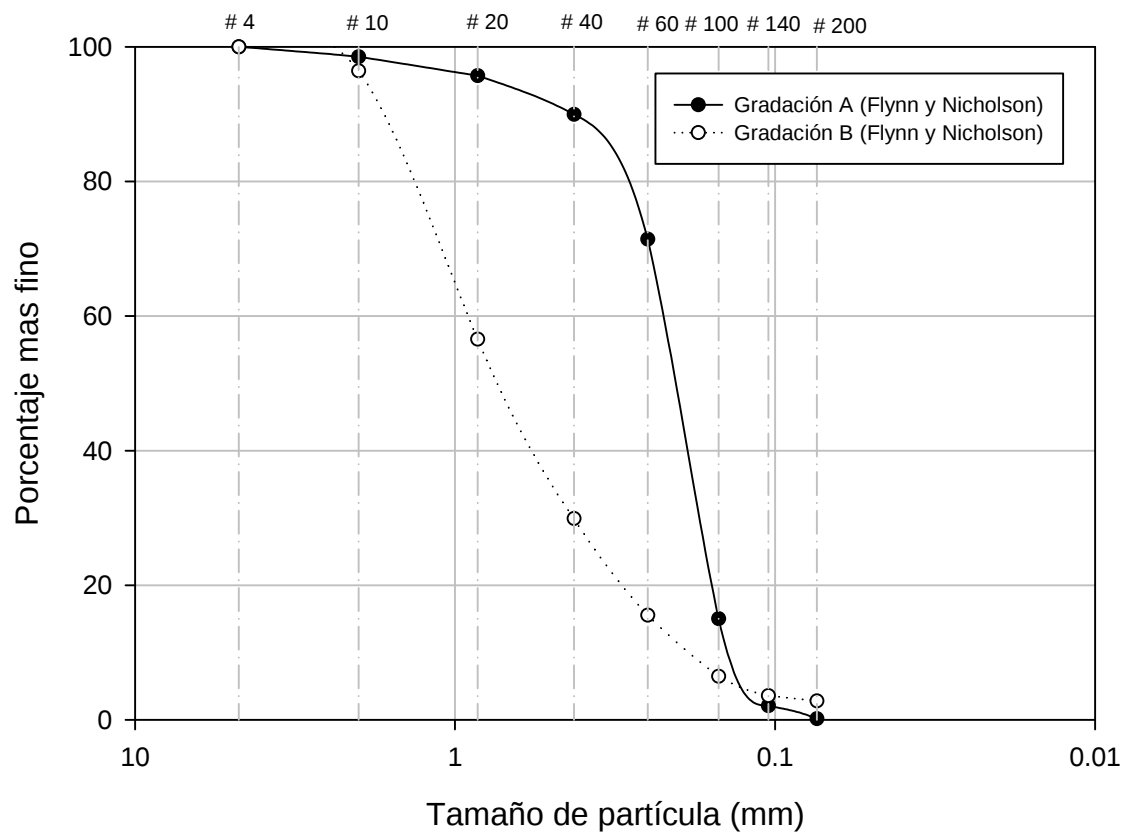


Figura 3-4 Distribución granulométrica de las arenas calcáreas de Hawái. (Adaptada de Flynn y Nicholson, 1997).

Tabla 3-3 Principales propiedades índice de las arenas calcáreas y de la arena silícea de Hawái (Datos a partir de Flynn y Nicholson, 1997).

Muestra	Gravedad específica (G_s)	D_{50} (mm)	Relación de vacíos mínima (e_{min})	Relación de vacíos máxima (e_{max})
Arena calcárea Waikiki (A)	2.79	0.21	1.115	1.69
Arena calcárea B	2.71	0.74	0.660	1.30
Arena silícea A	2.58	0.21	0.589	1.04
Arena silícea B	2.63	0.74	0.450	0.95

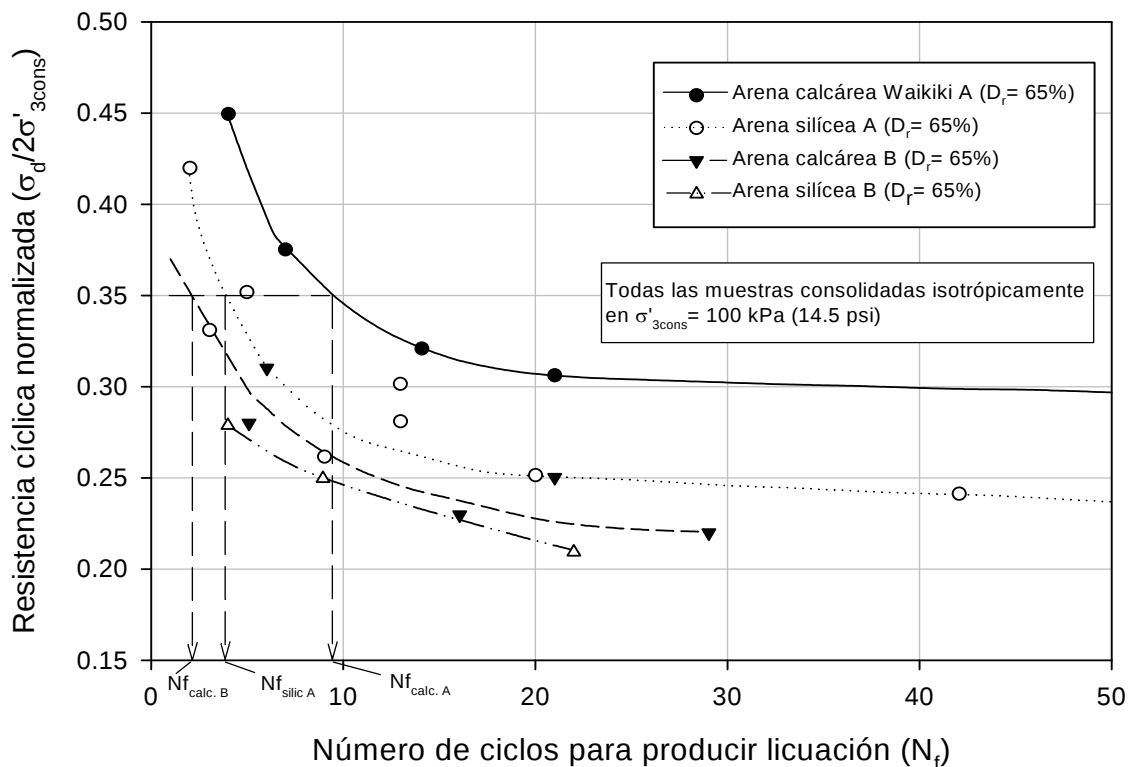


Figura 3-5 Resistencia cíclica de las arenas calcáreas y de la arena sílicea de Hawái (Adaptada de Flynn y Nicholson, 1997).

En la Figura 3-5 se observa que se requiere mayor número de ciclos para generar licuación en la arena calcárea de Waikiki A, comparada con la arena de sílice A, bajo las mismas condiciones de densidad y esfuerzo de consolidación. Por ejemplo, para una densidad relativa de 65% y un CSR de 0.35, el número de ciclos necesario para alcanzar licuación inicial en la arena sílicea A es de 4, mientras que la arena calcárea A requiere cerca de 10 ciclos para el mismo nivel de esfuerzos cíclicos. Para la gradación B, se mantiene la tendencia de que la arena calcárea resista más que la arena sílicea. Sin embargo, es evidente que la arena calcárea de gradación B presenta menos resistencia cíclica que las dos arenas de gradación A, y soporta solo 2 ciclos bajo esta condición de esfuerzos. El tamaño promedio de las partículas (D_{50}) de las arenas de gradación A es 0.21 mm y de las arenas de gradación B es 0.74.

Flynn y Nicholson (1997) reportan que no hubo una diferencia significativa en la generación de presiones de poros de las arenas calcáreas, comparada con las arenas de sílice para un mismo nivel de CSR. Sin embargo se observó que al inicio de la curva de generación de presión de poros, las arenas calcáreas muestran un salto mayor comparado con el

observado en las arenas silíceas. Esta observación es válida para cualquier CSR o número de ciclos de comparación. Flynn y Nicholson (1997) explican que esto puede deberse a la naturaleza esponjosa de las arenas calcáreas o a la tendencia de deformarse para esfuerzos menores comparados con una arena de sílice.

3.3.4. Estudio de Hyodo et al. (1998)

Hyodo et al. (1998) investigaron la resistencia a carga estática y cíclica de 3 suelos susceptibles al rompimiento de las partículas “crushing”. Los investigadores llevaron a cabo una serie de ensayos triaxiales estáticos y cíclicos no drenados sobre estos tres suelos. Con fines de comparación, también se realizaron estas pruebas a la arena silícea de Toyoura, Japón. Uno de los suelos analizados y considerado en esta revisión de literatura fue la arena calcárea de Dogs Bay, extraída de un depósito de playa en la costa oeste de Irlanda. La Figura 3-6 ilustra la distribución granulométrica de la arena calcárea Dogs Bay y de la arena silícea Toyoura. Las principales propiedades índice de estas dos arenas se resumen en la Tabla 3-4.

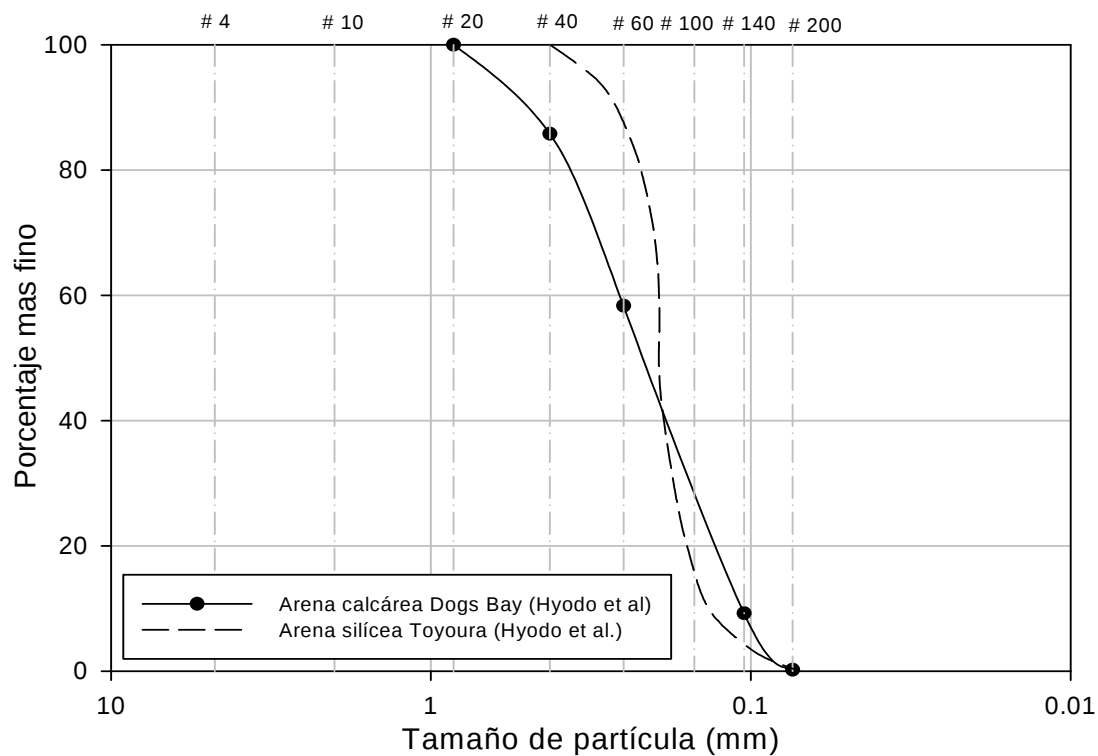


Figura 3-6 Distribución granulométrica de la arena calcárea Dogs Bay y de la arena silícea de Toyoura. (Adaptada de Hyodo et al, 1998).

Tabla 3-4 Principales propiedades índice de la arena calcárea Dogs Bay y de la arena silícea de Toyoura (Datos a partir de Hyodo et al., 1998).

Muestra	Gravedad específica (G_s)	D_{50} (mm)	Relación de vacíos mínima (e_{min})	Relación de vacíos máxima (e_{max})
Arena calcárea Dog Bays	2.72	0.22	1.61	2.45
Arena silícea de Toyoura	2.64	0.19	0.63	0.97

Las pruebas triaxiales cíclicas para la arena calcárea de Dogs Bay se hicieron para 3 niveles de esfuerzo efectivo de consolidación (100, 300 y 500 kPa), y 2 densidades relativas de 60 y 80%. La arena silícea de Toyoura se probó bajo un esfuerzo efectivo de consolidación de 100 kPa, en densidades relativas de 50, 70 y 90%. El criterio de falla fue definido como 5% de deformación axial en doble amplitud. La Figura 3-7 ilustra curvas de resistencia cíclica para las arenas estudiadas en un esfuerzo efectivo de consolidación de 100 kPa y en un rango de densidades relativas de 50 a 90%.

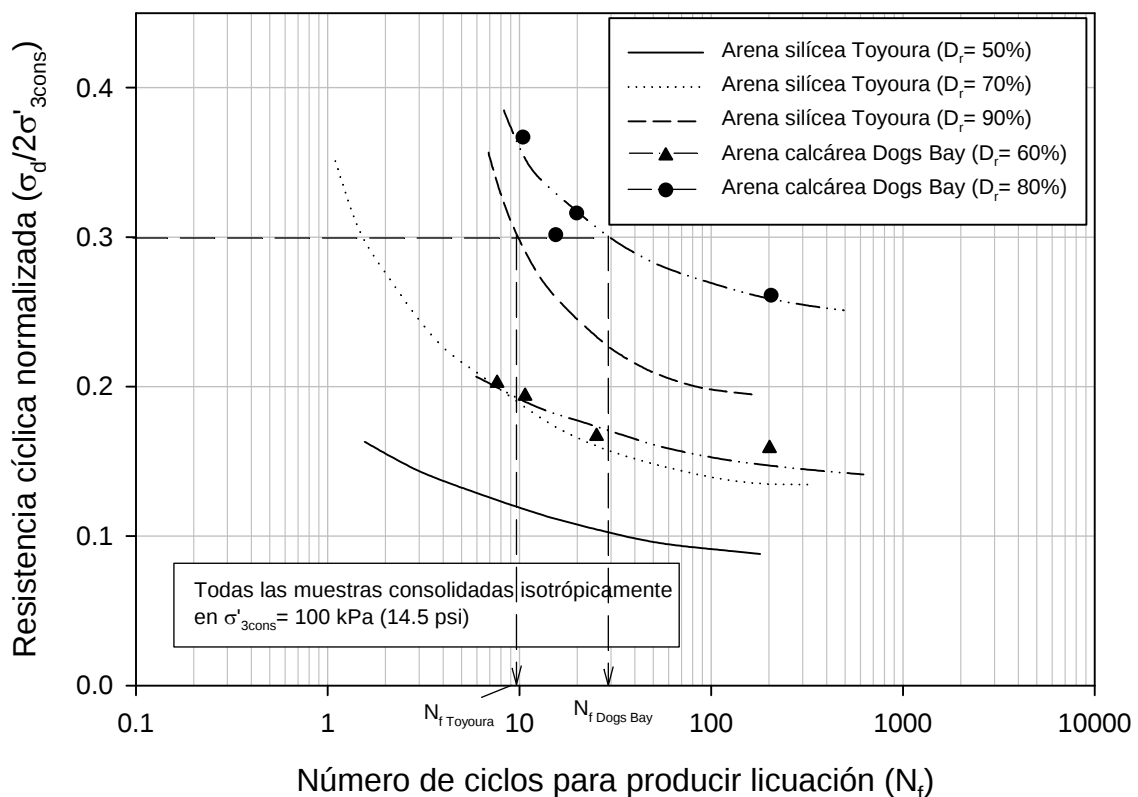


Figura 3-7 Resistencia cíclica de la arena calcárea Dogs Bay y de la arena silícea de Toyoura. (Adaptada de Hyodo et al., 1998).

En la Figura 3-7 puede notarse que la arena calcárea de Dogs Bay presenta más resistencia a licuación que la arena silícea de Toyoura en densidades relativas equivalentes. A pesar de que no hay curvas cíclicas de las dos arenas para la misma densidad relativa, el rango de curvas indica que la arena calcárea tiene más resistencia a licuación que la arena silícea, aun cuando presenta una densidad relativa ligeramente menor. Por ejemplo, en la Figura 3-7, para un CSR de 0.30 y $D_r = 90\%$, la arena silícea Toyoura licúa para 10 ciclos de carga. La arena calcárea Dogs Bay para el mismo CSR de 0.30 y $D_r = 80\%$ soportó cerca de 29 ciclos antes de presentar licuación. El tamaño promedio de partícula para la arena calcárea Dogs Bay es ligeramente mayor que el de la arena silícea de Toyoura (0.22 y 0.19 mm respectivamente). Los autores no presentan información sobre la generación de presión de poros de estas arenas.

3.3.5. Estudio de Morioka y Nicholson (2000)

Continuando con la investigación de la resistencia a la licuación de las arenas calcáreas de Hawái, Morioka y Nicholson (2000) realizaron un estudio experimental, el cual involucró ensayos triaxiales cíclicos y pruebas de penetración con el cono sobre arena compactada en una cámara de calibración. En esta investigación se usaron dos tipos de arena. El primer suelo fue una arena calcárea de cantera en Ewa Plains, al suroeste de la costa de Oahu en Hawái. Este suelo es pobremente gradado con granos muy angulares y un contenido de carbonato de calcio (CaCO_3) aproximado del 98%. El segundo suelo fue arena silícea estándar de Monterey, la cual fue tamizada de tal forma que su distribución granulométrica fuera similar a la de Ewa Plains. La Figura 3-8 muestra la distribución granulométrica para estas dos arenas. La Tabla 3-5 indica las principales propiedades índice de estos suelos.

Las pruebas triaxiales cíclicas fueron realizadas para tres niveles similares de densidad relativa (40, 50, y 65%). Todas las muestras se consolidaron bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa. El criterio de falla fue definido como 5% de deformación axial en doble amplitud. La Figura 3-9 ilustra curvas de resistencia cíclica para las arenas estudiadas en una densidad relativa de 65%.

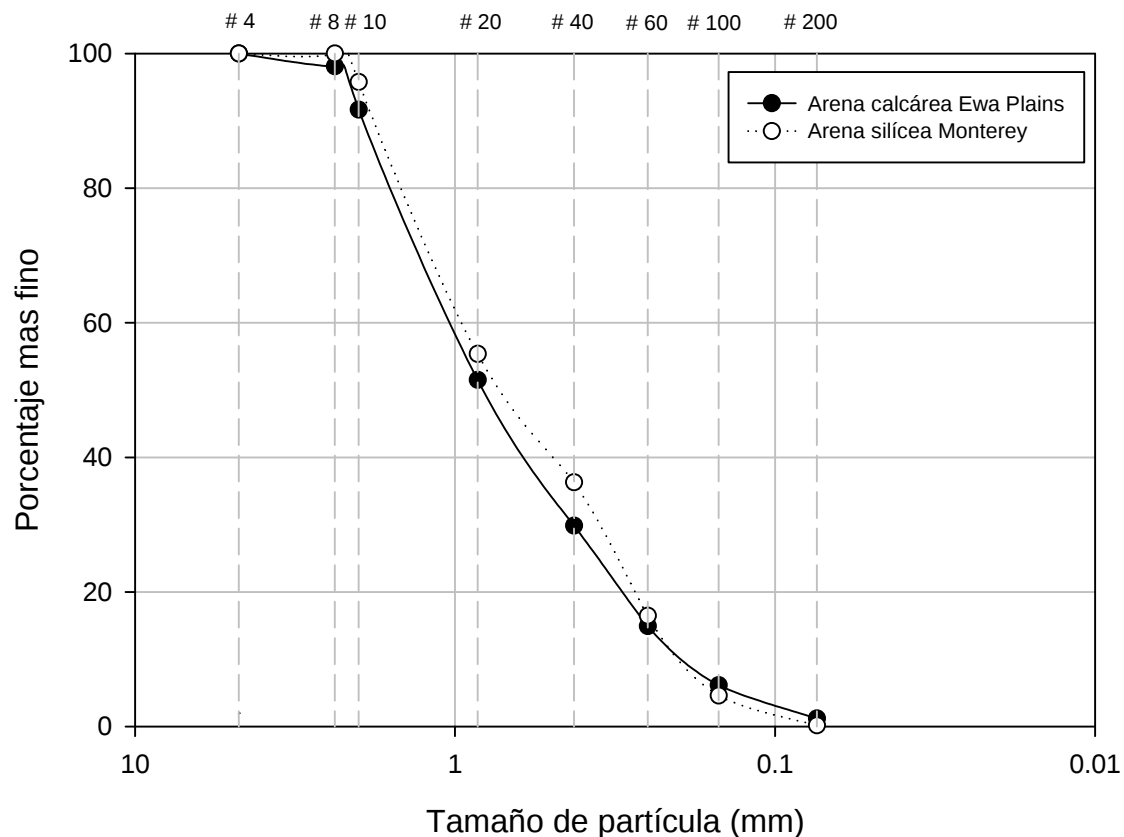


Figura 3-8 Distribución granulométrica de la arena calcárea Ewa Plains y de la arena de Monterey ajustada. (Adaptada de Morioka y Nicholson, 2000).

Tabla 3-5 Principales propiedades índice de la arena calcárea Ewa Plains y de la arena sílicea Monterey (Datos a partir de Morioka, 1999).

Muestra	Gravedad específica (G_s)	D_{50} (mm)	Relación de vacíos mínima (e_{min})	Relación de vacíos máxima (e_{max})
Arena calcárea Ewa Plains	2.72	0.82	0.66	1.30
Arena sílicea Monterey	2.63	0.73	0.33	0.71

En la Figura 3-9 se observa que se requiere mayor número de ciclos para generar licuación en las arenas calcáreas de Ewa Plains comparado con la arena sílicea de Monterey. Por ejemplo, para un CSR de 0.18 el número de ciclos necesario para alcanzar licuación inicial en la arena Monterey es aproximadamente 6, mientras que la arena calcárea de Ewa Plains soporta cerca de 22 ciclos. Esta tendencia también se observó para los otros dos niveles de densidad relativa estudiados ($D_r = 40$ y 50%). El tamaño promedio de las partículas (D_{50}) de la arena calcárea de Ewa Plains es 0.82 mm y de la arena sílicea Monterey es 0.73.

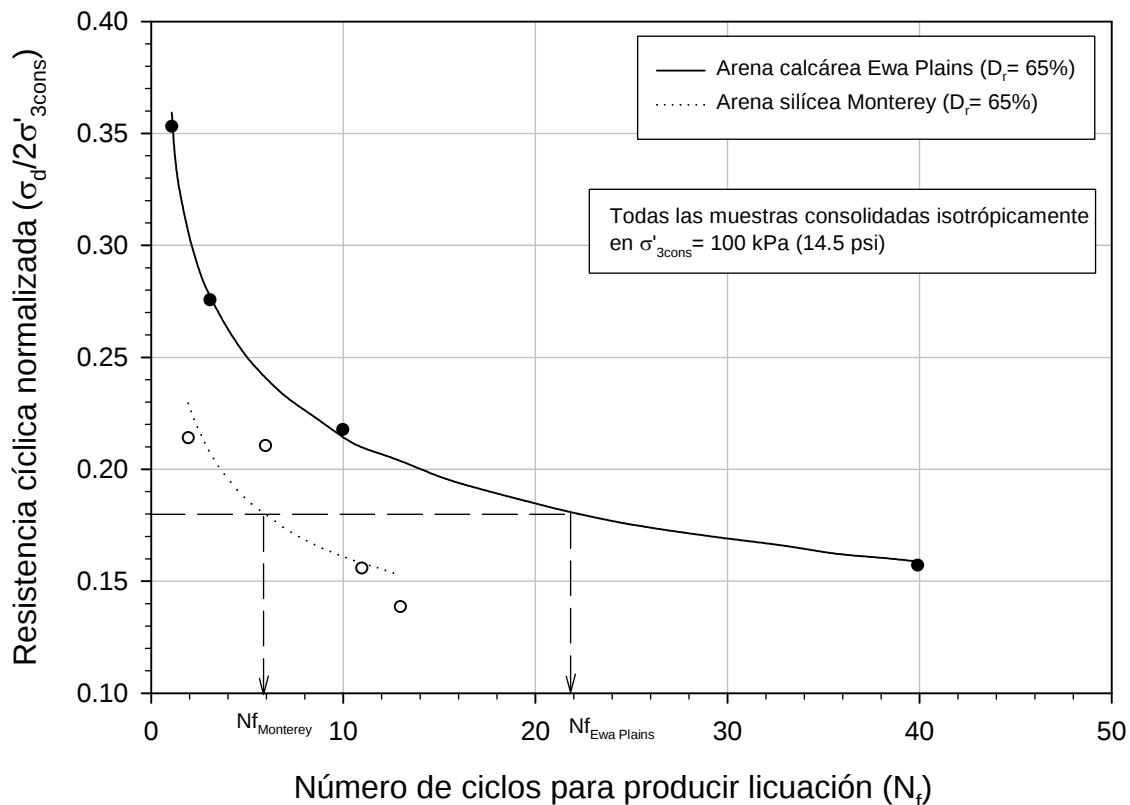


Figura 3-9 Resistencia cíclica de la arena calcárea Ewa Plains y la arena sílicea Monterey. (Adaptada de Morioka y Nicholson, 2000).

En cuanto a las características de generación de presiones de poros Morioka y Nicholson (2000) realizaron comparaciones para muestras con similares densidades y relaciones de esfuerzos cíclicos. Una diferencia importante es que las arenas calcáreas de Ewa Plains presentaron una mayor relajación de las presiones de poros entre cargas cíclicas. Los investigadores afirman que esto puede ser atribuido a la naturaleza compresible de los granos carbonatos y a que los granos de las arenas calcáreas son generalmente más ásperos y angulares comparados con los de las arenas de sílice; por lo cual, hay una mayor resistencia al reacomodo de las partículas para formar un arreglo más denso y así incrementar la presión de poros. También afirman que esta relajación en las presiones de poros envuelve un menor movimiento de las partículas, permitiendo al agua de los poros que recupere gran parte de su estado previo de esfuerzos.

3.3.6. Estudio de Sharma e Ismail (2006)

Sharma e Ismail (2006) estudiaron el comportamiento de muestras reconstituidas de dos arenas calcáreas de Australia. La Arena Goodwyn (GW) del noroeste y la arena Ledge Point (LP) de la zona occidental de Australia. Estos suelos representan dos condiciones extremas en términos de la forma de depositarse, características físicas y resistencia de los granos. Las arenas de GW tienen partículas con una mayor relación longitud – ancho, mayores vacíos entre partículas y menor dureza que las arenas calcáreas de LP. La Figura 3-10 ilustra la distribución granulométrica de estas dos arenas calcáreas. La Tabla 3-6 resume sus principales propiedades índice.

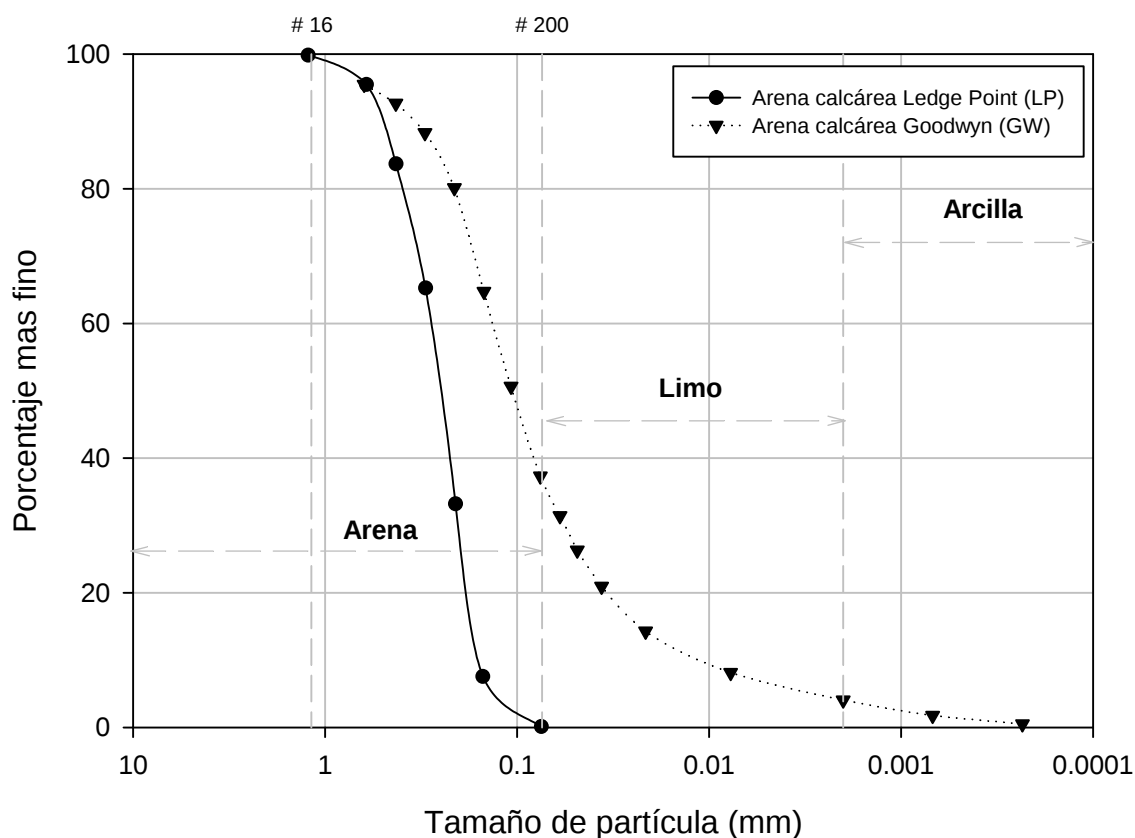


Figura 3-10 Distribución granulométrica de las arenas calcáreas Goodwyn (GW) y Ledge Point (LP). (Adaptada de Sharma e Ismail, 2006).

Tabla 3-6 Principales propiedades índice de las arenas calcáreas Goodwyn (GW) y Ledge Point (LP) (Datos a partir de Sharma, 2000).

Muestra	Gravedad específica (G_s)	D_{50} (mm)	Relación de vacíos mínima (e_{min})	Relación de vacíos máxima (e_{max})
Arena calcárea Goodwyn	2.72	0.10	1266	2.317
Arena calcárea Ledge Point	2.76	0.24	0.90	1.21

La investigación experimental incluyó pruebas de compresión monotónica sobre muestras consolidadas isotrópicamente a altos niveles de esfuerzo, pruebas de cortante monotónico no drenado y ensayos triaxiales cíclicos no drenados. En esta revisión de literatura se resumen los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos no drenados. El criterio de falla para licuación usado por los autores fue cuando la muestra no pudiera sostener la máxima carga impuesta o cuando se alcanzara una deformación axial del 30% (lo que ocurriera primero). Para la arena GW se ejecutaron pruebas triaxiales bajo un esfuerzo efectivo de consolidación isotrópica de 200 kPa en una densidad relativa de 75%. La arena LP se estudió bajo el mismo esfuerzo efectivo de consolidación, con densidades relativas de 30% y 75%. La Figura 3-11 ilustra curvas de resistencia cíclica para ambas arenas en una densidad relativa del 75%.

En la Figura 3-11 se puede observar que la arena Ledge Point (LP) tiene mayor resistencia cíclica que la arena Goodwyn (GW) en densidad relativa similar del 75%. Por ejemplo, en un CSR de 0.24, se requieren 20 ciclos para alcanzar licuación inicial en la arena Goodwyn, mientras que la arena Ledge Point soporta cerca de 1000 ciclos para el mismo nivel de esfuerzos. Debe resaltarse que las propiedades de estas dos arenas son considerablemente diferentes y que la arena más resistente a licuación (LP) tiene mayor dureza, no contiene finos, presenta menores relaciones de vacíos y más alta gravedad específica que la arena menos resistente (GW). El tamaño promedio de las partículas (D_{50}) de la arena calcárea de Goodwyn (GW) es 0.10 mm y el de la arena calcárea de Ledge Point (LP) es 0.24. Los autores no presentan información respecto a las presiones de poros generadas en estas arenas, comparadas con las arenas típicas de sílice.

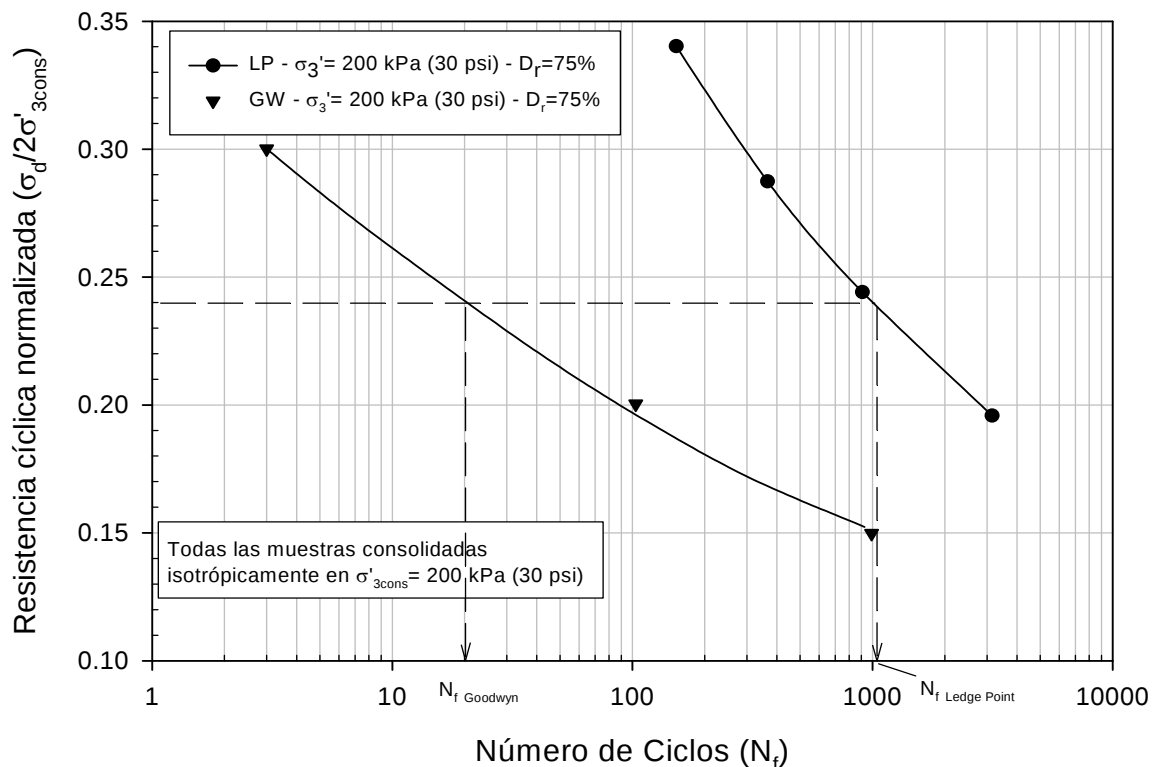


Figura 3-11 Resistencia cíclica de las arenas calcáreas Goodwyn (GW) y Ledge Point (LP). (Adaptada de Sharma e Ismail, 2006).

3.4. Comparación de resultados de ensayos triaxiales cíclicos para arenas síliceas y arenas calcáreas

En esta revisión de literatura se observa que las seis investigaciones sobre licuación en arenas calcáreas, fueron realizadas bien sea para sólo arenas calcáreas, o usando arenas calcáreas y síliceas simultáneamente. En esta sub-sección se resumen algunos de estos estudios para indicar las principales diferencias en la resistencia a licuación de arenas calcáreas comparada con la de las arenas de sílice.

La Figura 3-12 ilustra los resultados de pruebas triaxiales cíclicas sobre la arena calcárea Ledge Point bajo un esfuerzo efectivo de consolidación isotrópico de 200 kPa, y densidad relativa del 30%. Para propósitos de comparación, esta figura también muestra resultados para la arena estándar Monterey con densidad relativa similar, y consolidada bajo el mismo esfuerzo efectivo. Debe resaltarse que la distribución granulométrica de las dos arenas es diferente, y las pruebas fueron realizadas por distintos investigadores. En la Figura

3-12 puede verse que la arena estándar de Monterey tiene una resistencia cíclica considerablemente mayor, comparada con la de la arena calcárea de Ledge Point. Por ejemplo, en un CSR de 0.25 la tendencia de la curva parece indicar que no hay evidencia de licuación antes de 1000 ciclos de carga para la arena de Monterey, mientras que la arena calcárea Ledge Point experimenta licuación en el primer ciclo.

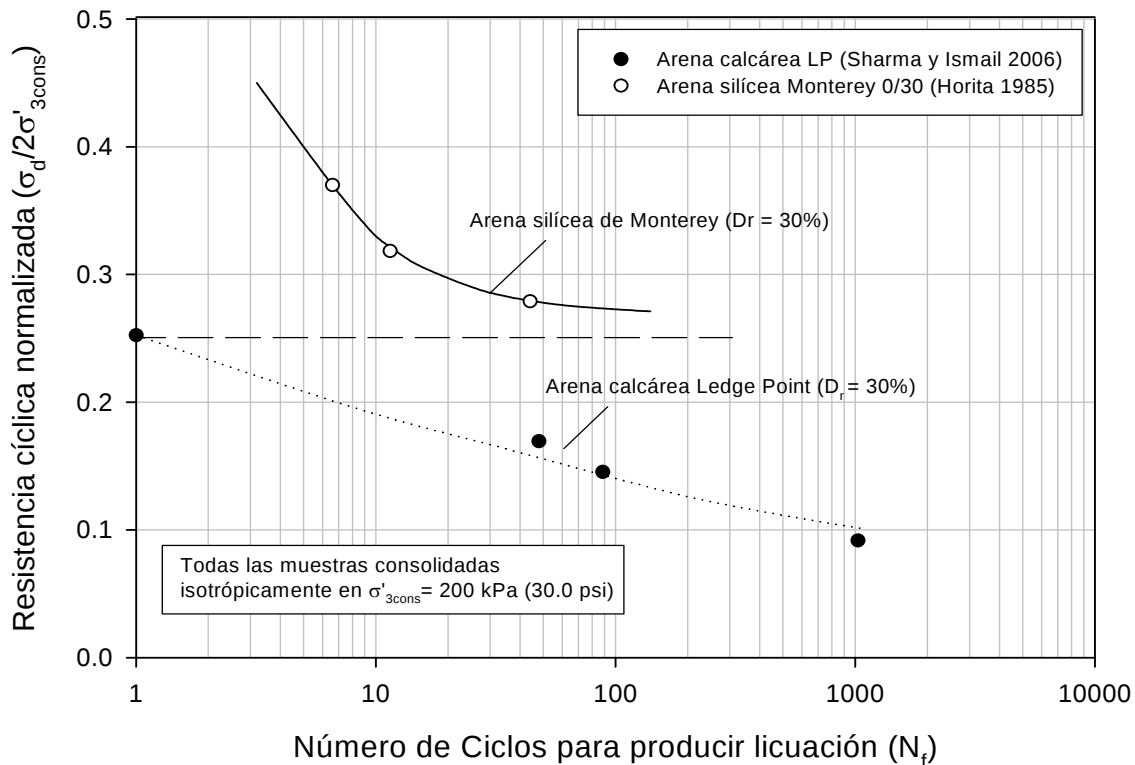


Figura 3-12 Comparación de curvas de resistencia cíclica entre arena calcárea Ledge Point y arena silícea de Monterey. (Adaptada de Horita, 1985; Sharma e Ismail, 2006).

La Figura 3-13 ilustra la resistencia cíclica de la arena calcárea de Ewa Plains consolidada isotrópicamente a 100 kPa en una densidad relativa de 50%. Para propósitos de comparación, también se muestra la resistencia cíclica de la arena estándar de Ottawa bajo las mismas condiciones. En esta figura se nota que la arena silícea de Ottawa presenta mayor resistencia cíclica que la arena calcárea Ewa Plains bajo las mismas condiciones de densidad y esfuerzo efectivo de consolidación. Por ejemplo, en un CSR de 0.20, el número de ciclos necesario para producir licuación en la arena calcárea Ewa Plains es de 3, mientras que la arena silícea de Ottawa requiere cerca de 70 ciclos bajo el mismo nivel de esfuerzos.

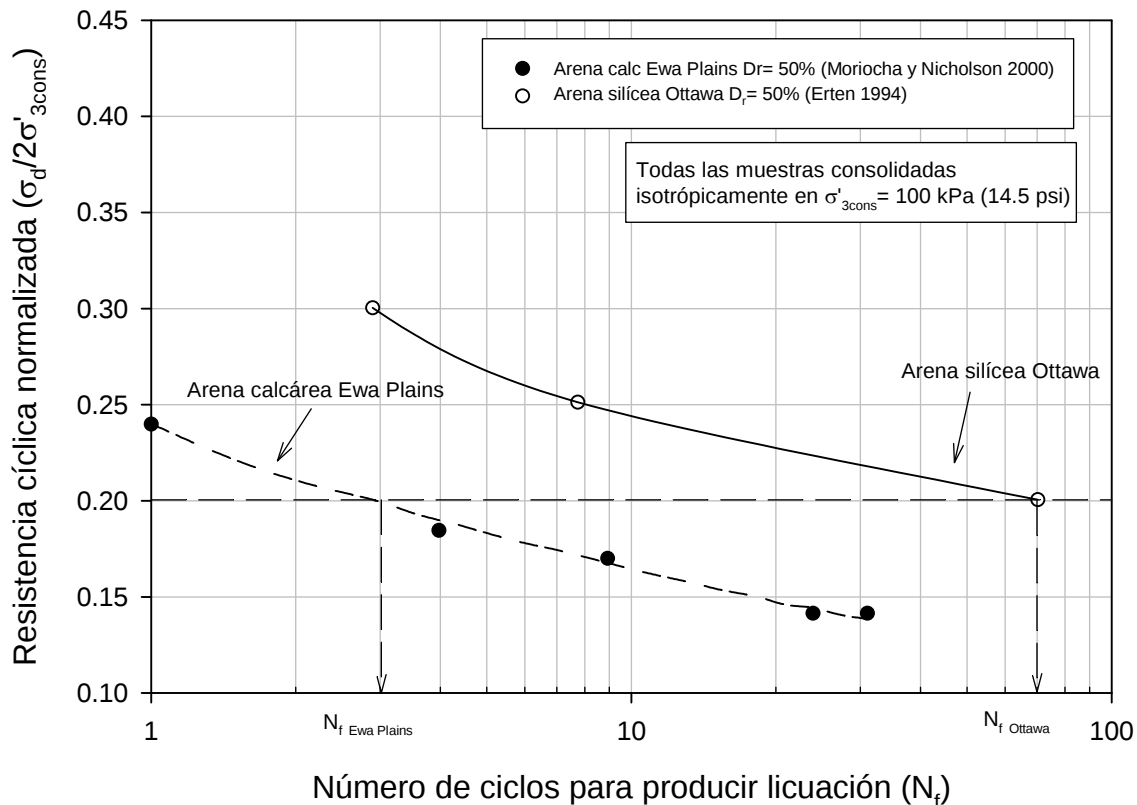


Figura 3-13 Comparación de curvas de resistencia cíclica entre arena calcárea Ewa Plains y arena silícea de Ottawa. (Adaptada de Erten, 1994; Morioka y Nicholson, 2000).

Finalmente, la Figura 3-14 compara curvas de resistencia cíclica para arenas calcáreas consolidadas isotrópicamente a 100 kPa en densidades relativas similares entre 59 y 65%. A pesar de que las tres arenas son de origen calcáreo, su resistencia cíclica varía considerablemente, principalmente en una de ellas. Por ejemplo; para un CSR de 0.30, la licuación en las arenas Kurkar y la arena calcárea B se produce entre 2 y 3 ciclos. Sin embargo, la arena calcárea de Waikikí A soporta cerca de 35 ciclos. Debe resaltarse que la arena que presenta mayor resistencia a licuación, tiene una granulometría más fina y relaciones de vacíos de mayores que las otras arenas.

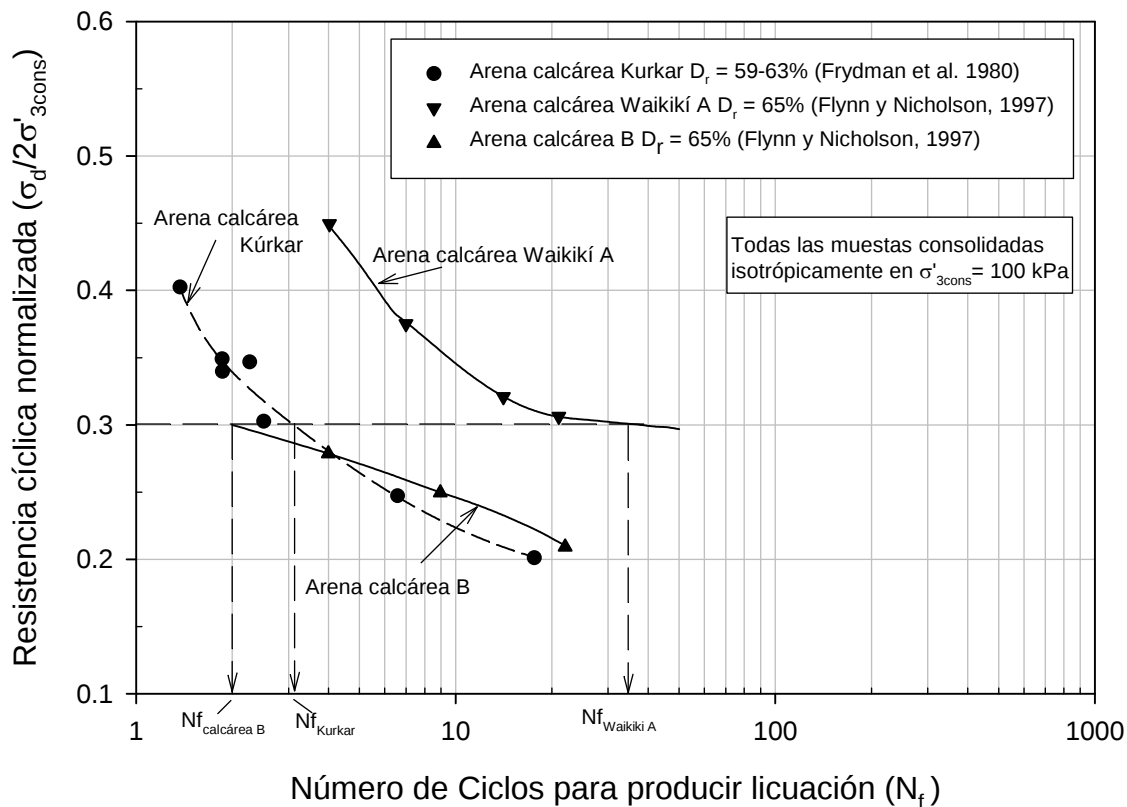


Figura 3-14 Comparación de curvas de Resistencia cíclica entre arenas calcáreas de Kurkar y Waikiki. (Datos a partir de Frydman et.al., 1980; Flynn y Nicholson, 1997).

3.5. Resumen y conclusiones

En las Figuras 3-1, 3-12 y 3-13 se observa que las arenas estándar de sílice presentan mayor resistencia cíclica que las arenas calcáreas, cuando son probadas en similares densidades relativas bajo el mismo esfuerzo efectivo de consolidación. Sin embargo, debe resaltarse que la distribución granulométrica de las muestras fue diferente y los resultados comparados fueron realizados por diferentes investigadores, usando distintos equipos y procedimientos.

Por otra parte, se encontraron tres estudios de la Universidad de Hawái y un estudio adicional, en los cuales se analizaron tanto arenas de sílice como arenas calcáreas simultáneamente. En dos de ellos, la distribución granulométrica de las arenas de sílice fue ajustada de tal forma que coincidiera con la granulometría de las arenas calcáreas. En estas investigaciones se concluyó que las arenas calcáreas presentan mayor resistencia a licuación

comparada con las arenas de sílice; cuando la densidad relativa, el esfuerzo efectivo de consolidación y la distribución granulométrica son similares. También se observó que para granulometrías diferentes, cualquiera de los dos tipos de arena puede tener mayor resistencia cíclica.

Teniendo en cuenta lo presentado en esta revisión de literatura, es evidente que no hay una tendencia definida en términos de la magnitud relativa de la resistencia cíclica de arenas calcáreas, cuando es comparada con la de arenas de sílice. Algunos resultados indican que las arenas calcáreas podrían tener menor resistencia a licuación comparada con la de arenas silíceas bajo similares condiciones. Sin embargo, otros estudios, como los realizados en la Universidad de Hawái, presentan evidencia que apoya lo contrario (ie., que las arenas calcáreas de Hawái son más resistentes a la licuación que algunas arenas de sílice). Es evidente que se necesita investigar en más detalle la resistencia a la licuación de las arenas calcáreas. De los estudios encontrados se puede concluir que la resistencia a licuación de las arenas no depende únicamente de la naturaleza de sus granos, sino también de propiedades índice como gravedad específica, relaciones de vacíos mínima y máxima, distribución granulométrica, fragilidad de los granos y de características propias de su génesis y formación. Esta tesis de maestría pretende estudiar en detalle la resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo en Puerto Rico. También incluye una comparación con resultados de la arena estándar de sílice Ottawa # 20-30. Estos dos componentes buscan contribuir al estado actual del conocimiento sobre este tema.

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. Introducción

Este capítulo presenta una descripción de las arenas estudiadas y de los ensayos de laboratorio realizados en esta investigación. Inicialmente se describen las arenas utilizadas, incluyendo un breve resumen de sus propiedades índice, mineralogía y caracterización de los granos. Luego se explica el montaje experimental realizado para determinar la posición de la línea de estado crítico de las arenas de Cabo Rojo usando el método simplificado propuesto por Santamarina y Cho (2001). Se describe detalladamente el procedimiento seguido en los ensayos triaxiales cíclicos utilizados para evaluar la resistencia a la licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo. Se incluyen detalles pertinentes a la metodología de las pruebas, preparación de las muestras, descripción del equipo utilizado y procesamiento de la información. Finalmente se presentan los resultados de los ensayos iniciales realizados sobre la arena de Ottawa, los cuales fueron comparados con literatura existente, con el fin de validar la metodología y garantizar la confiabilidad de los resultados. Los procedimientos seguidos para la calibración de transductores y dispositivos de medida se presentan en el Apéndice 7.

4.2. Sitio de muestreo

El objetivo principal de esta tesis fue determinar la resistencia a la licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, al suroeste de Puerto Rico. El comportamiento esfuerzo-deformación de estas arenas fue estudiado por Cataño (2006).

La arena calcárea utilizada en esta investigación fue obtenida de la playa Puerto Real, en Cabo Rojo al suroeste de Puerto Rico. La Figura 4-1 muestra la localización general del sitio donde se obtuvo esta arena. Las coordenadas geográficas del lugar de muestreo, medidas con un GPS fueron $18^{\circ}05'34''\text{N}$, $67^{\circ}11'45''\text{W}$. Las muestras se extrajeron manualmente desde la superficie de la playa hasta profundidades menores a 2 pies. Estas arenas al muestrearse, se encontraban en un estado no cementado como se puede ver en la Figura 4-2.

Este lugar fue elegido debido a que las arenas tuvieron un contenido de carbonatos superior al 90%, y porque el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos de este sitio ya fue estudiado por Cataño (2006).



Figura 4-1 Localización general de las muestras de arena calcárea.



Figura 4-2 Sitio exacto de extracción de la arena calcárea en la playa Puerto Real.

4.2.1. Geología del área

El cuadrángulo geológico de la región de Puerto Real fue estudiado por Volckmann (1984). Este estudio indica que el sitio de muestreo corresponde a un depósito de Playa de la era del Holoceno. Volckman (1984) afirma que estos depósitos de playa están compuestos de arenas, algunas gravas, desechos de conchas redondeados, rocas volcánicas, sílex, y localmente algunos cuarzos.

Con respecto a los suelos de la plataforma insular de Puerto Rico, Scanlon et al. (1998) prepararon el mapa de sedimentos superficiales que se muestra en la Figura 4-3. En este mapa se diferencian tres tipos principales de sedimentos: sedimentos carbonatos (con contenido de CaCO_3 mayor al 75%), sedimentos terrígenos (con contenido de CaCO_3 menor al 25%) y sedimentos mixtos (con contenido de CaCO_3 entre el 25 y el 75%). Según la Figura 4-3 en el sitio de muestreo deberían encontrarse sedimentos mixtos; sin embargo este mapa es generalizado, y mediciones hechas por Cataño (2006) y en esta tesis de maestría indican que las arenas de Cabo Rojo en esta playa presentan un alto contenido de carbonatos (superior al 90%). Más detalles del contenido de CaCO_3 se proveen en la sección 4.3.1 relacionada a la caracterización mineralógica de las arenas calcáreas de Cabo Rojo.

4.2.2. Sismicidad de la zona de muestreo

El estudio del potencial de licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo se justifica en parte debido a la alta sismicidad de la región. Cabo Rojo, como gran parte de la isla de Puerto Rico, es una zona altamente sísmica con placas tectónicas activas por debajo de la superficie, a la cual se le asigna un coeficiente de aceleración pico efectivo de 0.30g según el Código de Edificación Uniforme de Estados Unidos (UBC, 1997). Martínez et al. (2001) confirman que la isla de Puerto Rico se encuentra rodeada por fallas sísmicas e incluso posee numerosas fallas dentro de la misma. Estas fallas son el resultado del movimiento tectónico que ocurre en la interface entre la Placa del Caribe, donde se halla Puerto Rico, y la Placa de Norteamérica. La zona de Cabo Rojo se ve afectada por dos fallas principales que son: La Fosa de Muertos, al sur, y el Cañón de la Mona, al oeste. La Fosa de Muertos es una zona de subducción de baja sismicidad en donde la Placa del Caribe se sumerge debajo de la Plaqueta de la Isla de Puerto Rico con un ángulo de buzamiento de aproximadamente 11° , y donde los

sismos no ocurren a una profundidad mayor de 50 km. El Cañón de la Mona es una zona de fallas sísmicas primordialmente normales que puede generar sismos hasta una profundidad de 200 km. Esta zona de falla implica una separación gradual entre La Hispaniola y Puerto Rico. Las fallas sísmicas dentro de la isla son principalmente de escurrimiento lateral izquierdo y las profundidades focales de los sismos no exceden 40 km.

Basado principalmente en terremotos históricos, largos de fallas y formaciones geológicas, Martínez et al. (2001) establecieron que la máxima magnitud esperada para las fallas sísmicas en alta mar es de 7.5, mientras que para las fallas sísmicas dentro de la isla se espera una magnitud máxima de 6.5.

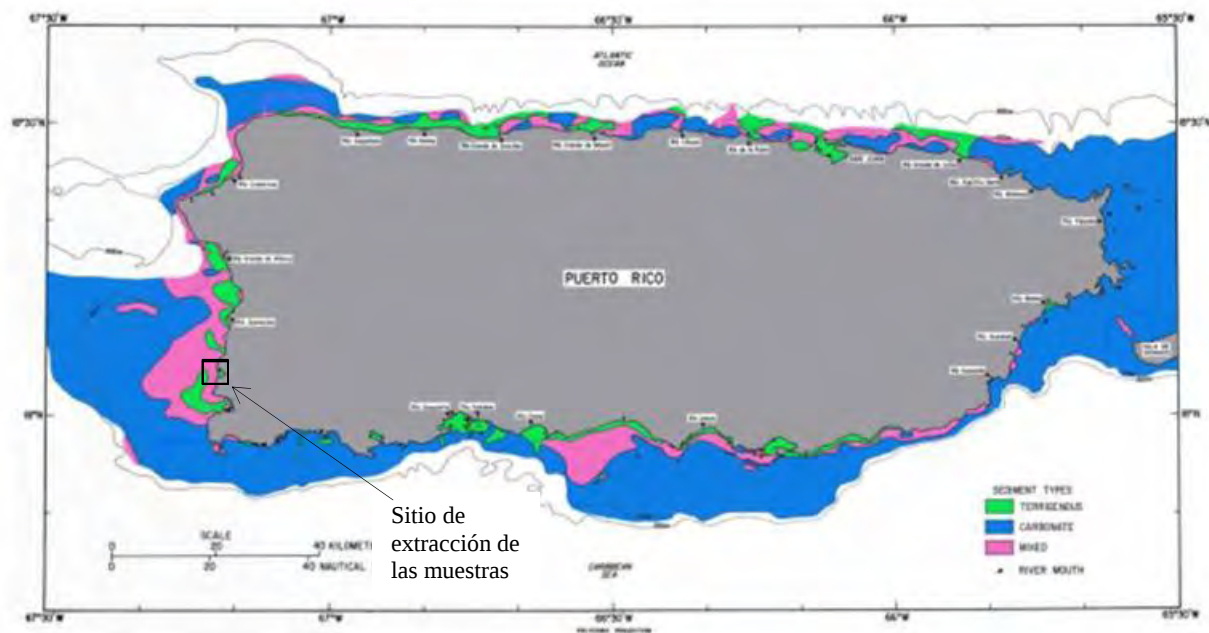


Figura 4-3 Sedimentos superficiales de la plataforma insular de Puerto Rico. (Scanlon et al., 1998).

4.3. Descripción general de las arenas usadas

Esta investigación involucró ensayos sobre una arena calcárea (arena de Cabo Rojo) y sobre una arena estándar de sílice (arena de Ottawa # 20-30). La arena estándar fue usada en varias fases de la investigación. Inicialmente se usó para validar la metodología de los ensayos triaxiales cíclicos. Luego se utilizó con el fin de comparar la influencia de

características de los granos tales como distribución granulométrica, forma de las partículas, textura, porosidad y mineralogía; en la resistencia a la licuación de las arenas.

Se escogió arena estándar de sílice Ottawa # 20-30 debido a que durante la revisión de literatura se encontraron varias investigaciones previas que usaron esta arena y donde se especificaba de forma detallada información sobre variables claves como densidad relativa (D_r), esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_{3con}), rango de relación de esfuerzos cíclicos (CSR), frecuencia de aplicación de los ciclos de carga (f), método de preparación de las muestras y contenido de finos. La existencia de abundante información de esta arena permitió reproducir estas variables y así garantizar que la validación de la metodología y la comparación de la resistencia a la licuación fueran confiables.

La descripción visual de las arenas estudiadas es la siguiente:

Arena de Cabo Rojo:

Arena calcárea de grano fino a medio, de color habano a amarillo claro, pobremente gradada, de granos sub-angulares a angulares, con alta porosidad interna, alto contenido de carbonatos (> 90%) y con residuos de micro organismos marinos. Esta arena fue lavada por el tamiz # 270 (0.053 mm) para eliminar residuos de sal adherida a las partículas.

Arena de Ottawa # 20-30:

Arena pura de sílice de granos finos redondeados, de color blanco, pobremente gradada, bastante uniforme. Esta arena es proveniente de la formación de Arenisca de San Pedro, la cual aflora a lo largo de Illinois y algunos ríos cerca de Ottawa. Para esta investigación, esta arena fue suministrada por Gilson Company.

La Figura 4-4 ilustra la distribución granulométrica medida para estas dos arenas. La arena de Cabo Rojo en promedio es más fina que la arena Ottawa # 20-30, pero al ser menos uniforme, contiene alrededor de un 10% de partículas mayores al tamaño máximo de la arena de Ottawa (1 mm). La Tabla 4-1 resume las principales propiedades índice medidas para estas dos arenas.

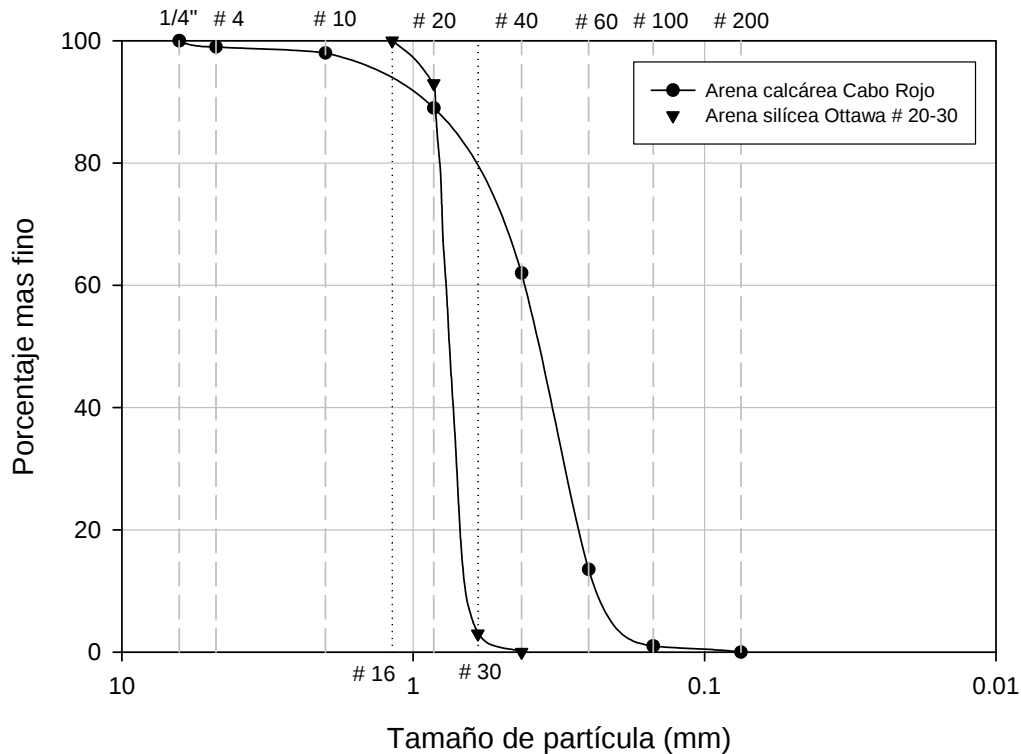


Figura 4-4 Distribución granulométrica de las arenas usadas.

Tabla 4-1 Resumen de propiedades índice de las arenas estudiadas.

Parametro	Arena calcárea Cabo Rojo	Arena de sílice Ottawa # 20-30	Norma técnica
D ₁₀ (mm)	0.24	0.65	ASTM D422-63 (2002)
D ₃₀ (mm)	0.30	0.71	
D ₅₀ (mm)	0.37	0.75	
D ₆₀ (mm)	0.42	0.78	
C _u	1.75	1.2	
C _c	0.89	0.99	
G _s	2.84	2.65	ASTM D854-06
γ _{min} (KN/m ³)	9.1	14.6	ASTM D4254-00
e _{max}	2.07	0.78	
γ _{max} (KN/m ³)	11.1	17.3	Alternative Method
e _{min}	1.51	0.50	

D₁₀= Diámetro efectivo; D₃₀= Diámetro para el que el 30% del suelo tiene tamaño menor

D₆₀= Diámetro para el que el 60% del suelo tiene tamaño menor; C_u= Coeficiente de uniformidad

C_c= Coeficiente de curvatura; γ_{min}= Peso unitario mínimo; γ_{max}= Peso unitario máximo

En la Tabla 4-1 se puede observar que la arena calcárea de Cabo Rojo tiene un valor de gravedad específica (G_s) de 2.84, el cual es bastante mayor al valor típico de 2.65 que normalmente tienen las arenas de cuarzo. Sin embargo, este alto valor es consistente con la

mineralogía de la arena de Cabo Rojo que se discutirá en la sección 4.3.1. Otra propiedad índice considerablemente distinta es la relación de vacíos, con valores máximos y mínimos ($e_{\max}$ y $e_{\min}$) de 2.07 y 1.51 respectivamente. Estas relaciones de vacíos son mucho mayores a los valores de 0.78 y 0.50 que tiene la arena silícea de Ottawa # 20-30. Los altos valores de relaciones de vacíos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo se deben a la alta porosidad interna de los granos. Esta porosidad interna se muestra en más detalle en la sub-sección 4.3.2.

4.3.1. Mineralogía

El estudio mineralógico de las arenas calcáreas de Cabo Rojo se enfocó principalmente a medir el contenido de carbonato de calcio (CaCO_3) presente en este suelo. Este contenido es el principal parámetro para definir la naturaleza calcárea de una arena. La medida de CaCO_3 se realizó mediante dos métodos diferentes: análisis termo-gravimétrico (TGA) y disolución en ácido clorhídrico (HCl). Los detalles de los procedimientos utilizados y los cálculos de estos dos métodos se incluyen en el Apéndice 1.

En las Tablas 4-2 y 4-3 se presentan valores del contenido de carbonato de calcio medido mediante TGA y disolución en HCl respectivamente. Para fines comparativos, la Tabla 4-2 muestra también los resultados de Cataño (2006).

Tabla 4-2 Contenido de CaCO_3 de las arenas de Cabo Rojo mediante el TGA.

Masa inicial (mg)	Masa perdida de CO_2 (mg)	Masa perdida de CaCO_3 (mg)	Contenido de CaCO_3 (%)	Fuente
69.3	28.21	64.15	92.6	Este trabajo
79.15	31.78	72.27	91.3	Cataño (2006)
76.52	30.64	69.68	91.1	Cataño (2006)
88.45	35.56	80.87	91.4	Cataño (2006)

Tabla 4-3 Contenido de CaCO_3 de las arenas de Cabo Rojo mediante disolución en HCl.

Masa Inicial (g)	Masa final (g)	Pérdida de masa (g)	Contenido de CaCO_3 (%)
80.0	1.90	78.10	97.6
80.0	1.36	78.64	98.3

Las dos pruebas de mineralogía realizadas sobre las arenas calcáreas de Cabo Rojo indican que estos suelos tienen un contenido de carbonatos superior al 90%. Según estos

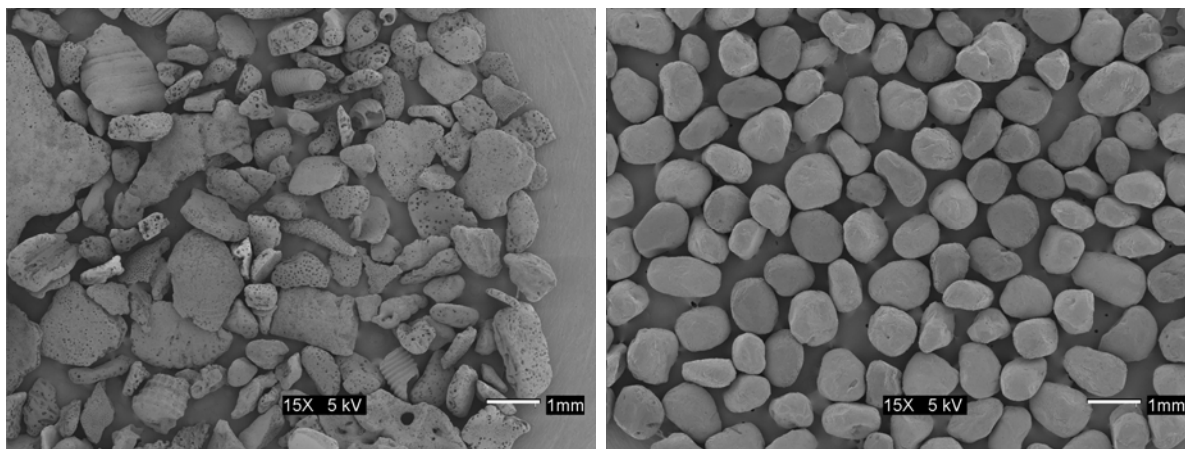
resultados, estas arenas se clasifican como sedimentos de carbonatos de acuerdo a la clasificación usada por Scanlon et al. (1998), discutida en la sección 4.2.1.

4.3.2. Caracterización de los granos mediante microscopio electrónico de barrido (“Scanning Electron Microscope”, SEM)

La estructura interna de las arenas de Cabo Rojo se evaluó mediante una serie de microfotografías usando un microscopio electrónico de barrido, SEM. Las microfotografías fueron tomadas con un SEM modelo JEOL JSM-5410LV, perteneciente al Centro de Microscopía del Departamento de Biología de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez.

Durante el análisis de partículas con SEM se observó que la arena de Cabo Rojo tiene granos con forma angular a sub-angular, según las guías de la norma ASTM D2488. Las imágenes muestran granos con relaciones de longitud a ancho variando típicamente entre 1.0 y 3.5, como se muestra en la Figura 4-5.

Las Figuras 4-6 y 4-7 ilustran en forma más detallada las características de los granos de la arena de Cabo Rojo. La Figura 4-6 muestra la estructura de los granos carbonatos no óseos (“*non-skeletal carbonate grains*”), en los cuales se puede observar una textura áspera y abundantes cavidades, vacíos o vanos en las partículas. La Figura 4-7 ilustra algunos de los micro-organismos biogénicos encontrados en estas arenas. En el Apéndice 2 se presentan más detalles del procedimiento utilizado y se ilustran microfotografías adicionales.



a) Cabo Rojo

b) Ottawa

Figura 4-5 Vista general microscópica de las arenas usadas.

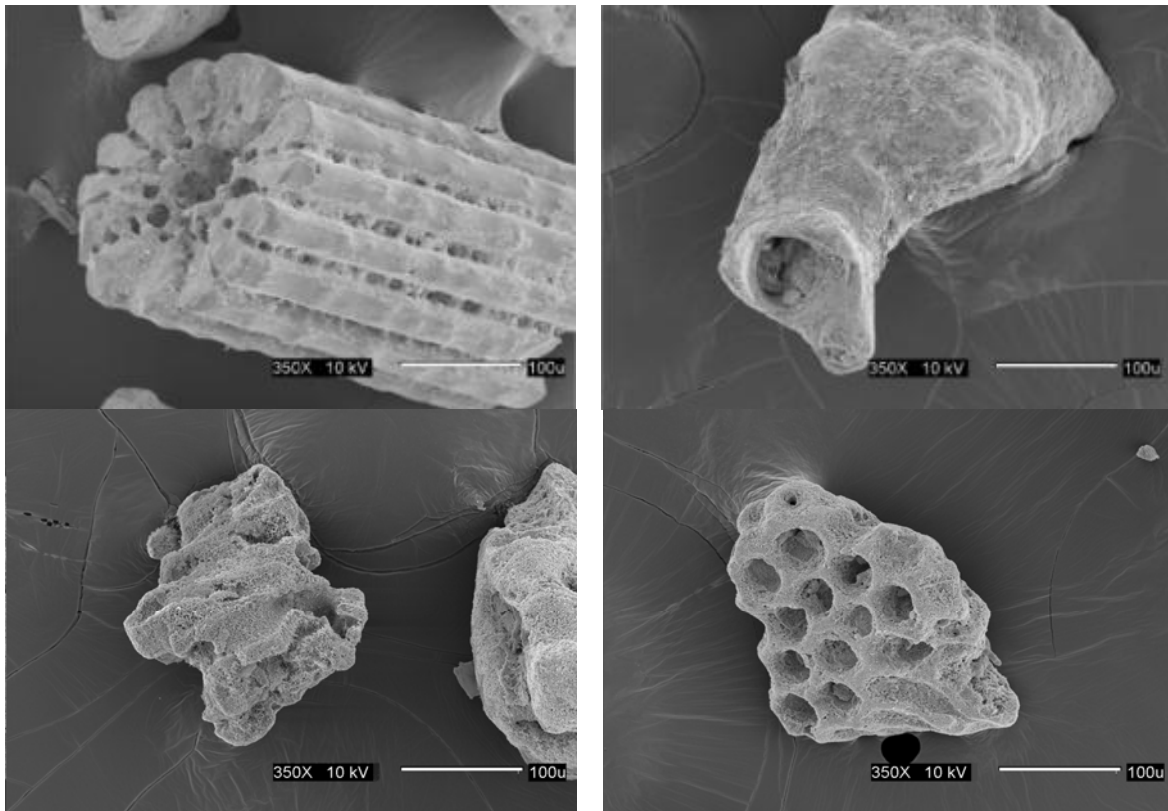


Figura 4-6 Textura superficial y porosidad interna de los granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo.

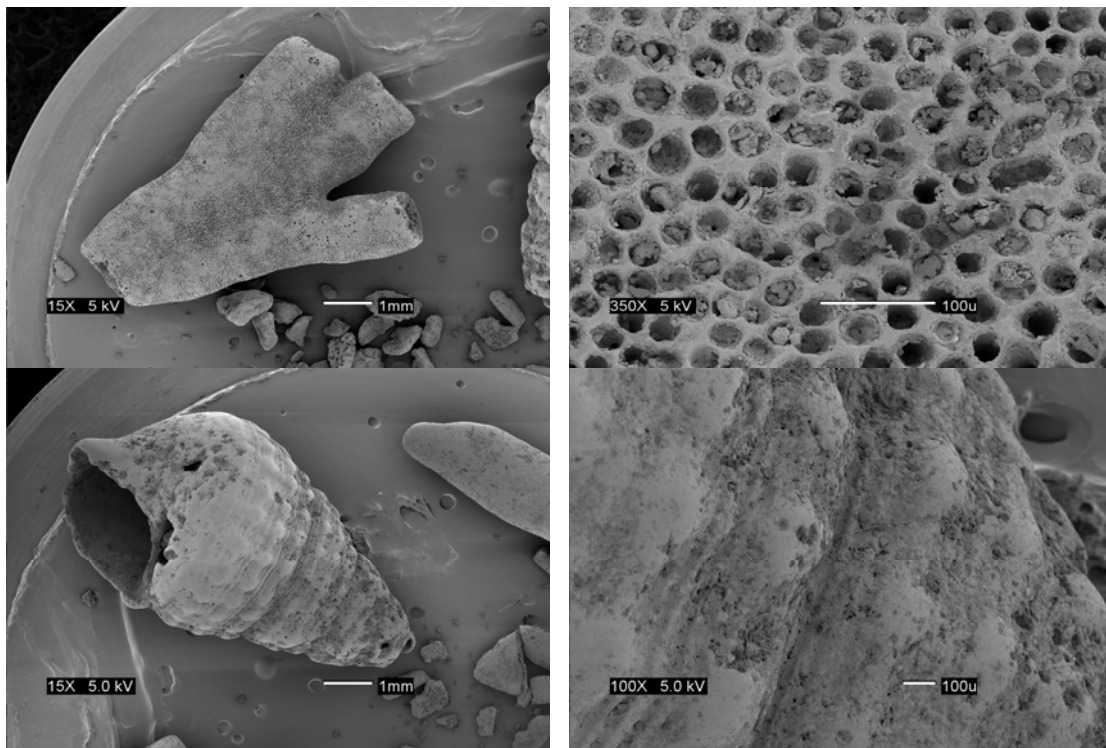


Figura 4-7 Granos biogénicos encontrados en las arenas de Cabo Rojo. (Cataño, 2006).

4.3.3. Susceptibilidad al rompimiento de los granos

La susceptibilidad al rompimiento de las partículas (“crushing”) cuando son sometidas a ciertos niveles de esfuerzos, es un parámetro fundamental en el comportamiento geotécnico de las arenas calcáreas. Para medir esta característica se usó el factor B_{10} propuesto por Lade et al. (1996) y que se define como sigue:

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10f}}{D_{10i}} \quad (4 - 1)$$

Donde D_{10i} es el tamaño efectivo inicial de la arena antes de someterse a esfuerzos. El D_{10} o tamaño efectivo, se obtiene de la curva granulométrica y representa el tamaño para el cual el 10% en peso del material es más fino. D_{10f} es el tamaño efectivo después de la prueba bajo los esfuerzos correspondientes. Un valor del factor B_{10} igual a 0 significa que no hubo rompimiento de partículas. Por el contrario, un valor de 1 significaría un hipotético caso donde todas las partículas se rompieron debido a los esfuerzos impuestos durante la prueba.

Se hicieron dos análisis de susceptibilidad al rompimiento de las arenas de Cabo Rojo mediante el parámetro B_{10} . Este parámetro se midió en dos ensayos cíclicos consolidados bajo esfuerzos efectivos de 100 y 200 kPa, en los cuales se obtuvieron valores de B_{10} de 0 y de 0.04 respectivamente. Basado en estos resultados, se considera que las partículas de las arenas de Cabo Rojo son muy poco o nada susceptibles al rompimiento, bajo los esfuerzos de consolidación utilizados en esta investigación. Cabe señalar que Cataño (2006) midió el parámetro B_{10} para ensayos triaxiales CIU consolidados bajo un esfuerzo efectivo de 500 kPa y reportó valores entre 0.09 y 0.28. Estos valores son mayores a los encontrados en este estudio y pueden ser debidos a los grandes esfuerzos utilizados.

Para la arena Ottawa # 20-30, se obtuvo un valor de B_{10} de 0 para un esfuerzo efectivo de consolidación de 200 kPa, por lo cual se concluye que sus partículas no son susceptibles al rompimiento bajo los esfuerzos utilizados.

4.4. Posición de la línea de estado crítico

La mecánica de suelos moderna basada en estado crítico no recomienda evaluar el potencial de licuación de arenas sólo en función de la densidad relativa (D_r) o del esfuerzo efectivo de consolidación ($\sigma'_{3\text{cons}}$). Se sugiere mejor evaluar este potencial en función del estado de la arena con respecto a la línea de estado crítico, definida por los dos parámetros anteriores. De esta manera se puede evaluar si la arena tendrá un comportamiento contractivo o dilatante. El concepto de estado crítico se definió en el Capítulo 2. Para la arena de Cabo Rojo, la línea de estado crítico fue inicialmente evaluada por Cataño (2006), mediante ensayos triaxiales estáticos consolidados isotrópicamente sin drenar (CIU) como se muestra en la Figura 4-8. Cataño (2006) encontró esta línea ensayando muestras del lado dilatante de la línea de estado crítico. El rango de esfuerzos efectivos principales menores ($\sigma'_{3\text{cons}}$) utilizado para definir esa línea fue de 100 a 220 kPa. Para ampliar este rango y confirmar los resultados obtenidos por Cataño (2006), en esta tesis se determinó la línea de estado crítico de la arena de Cabo Rojo usando el método simplificado sugerido por Santamarina y Cho (2001).

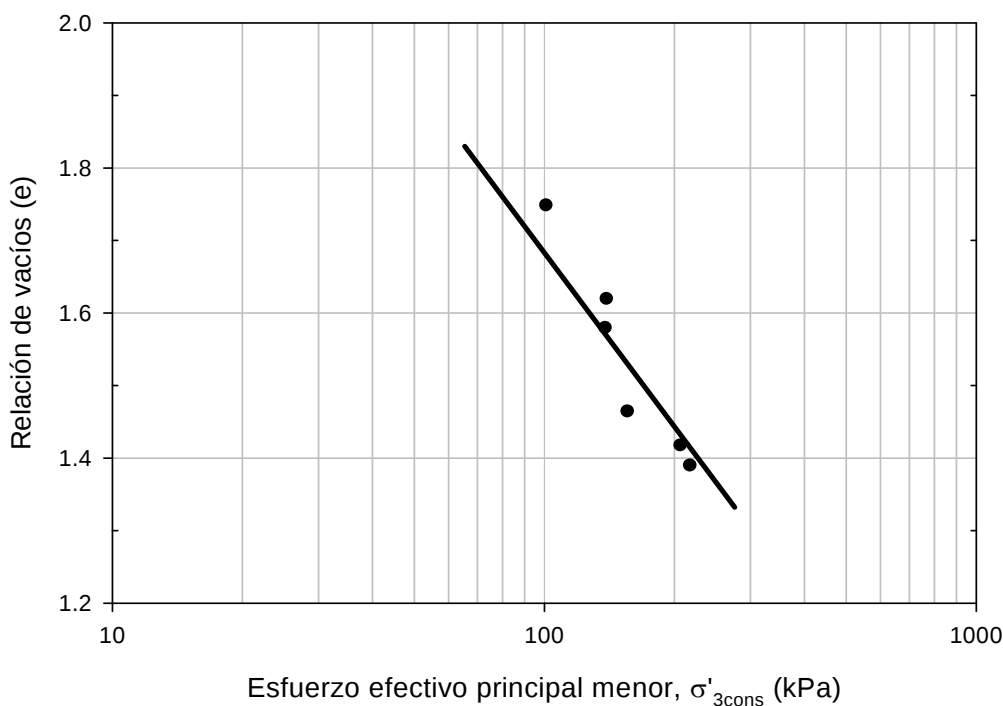


Figura 4-8 Línea de estado crítico de la arena de Cabo Rojo mediante ensayos CIU. (Datos a partir de Cataño, 2006).

El arreglo experimental sugerido por Santamarina y Cho (2001) se muestra en la Figura 4-9. El montaje realizado en esta tesis se ilustra en la Figura 4-10. En el Apéndice 3 se incluye información detallada del procedimiento utilizado y del fundamento del método.

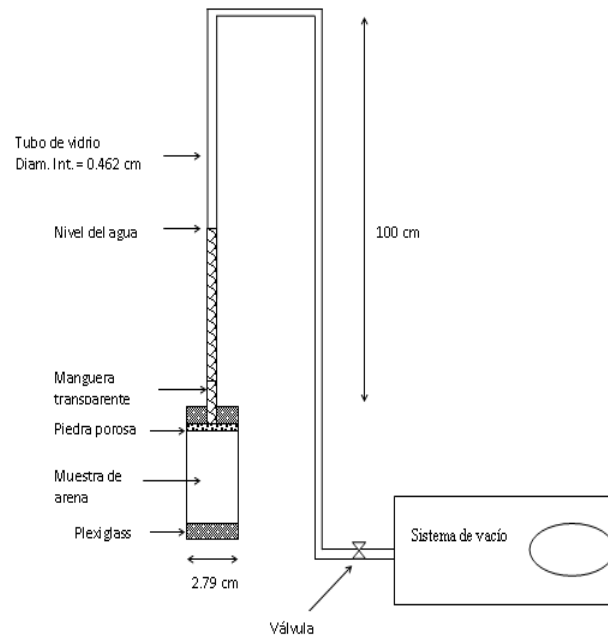


Figura 4-9 Esquema del método alternativo para determinar la línea de estado crítico. (Adaptado de Santamarina y Cho, 2001).



Figura 4-10 Montaje del método simplificado para la línea de estado crítico.

La Figura 4-11 muestra la línea de estado crítico obtenida siguiendo el método simplificado propuesto por Santamarina y Cho (2001). Para propósitos de comparación, esta figura también incluye los resultados de Cataño (2006). Como puede notarse, los datos determinados por ambos métodos siguen una tendencia relativamente similar.

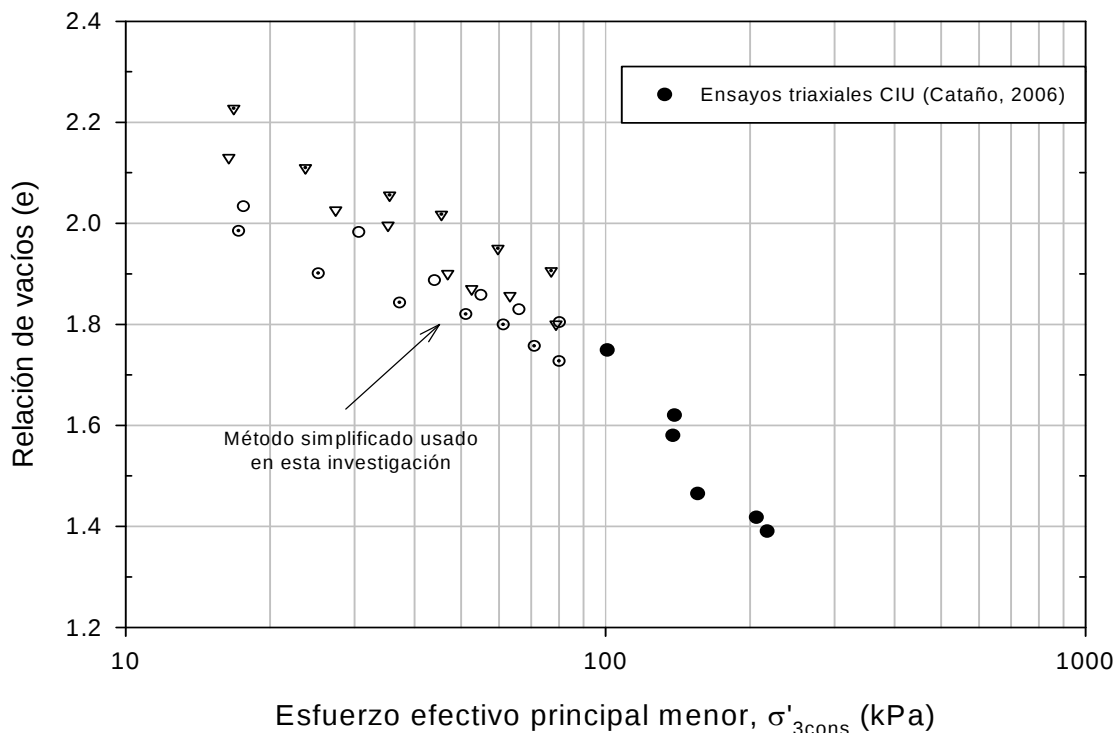


Figura 4-11 Línea de estado crítico para la arena de Cabo Rojo mediante el método simplificado y con ensayos CIU.

4.5. Procedimiento de ensayos triaxiales cíclicos

La resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo se evaluó mediante una serie de ensayos triaxiales cíclicos consolidados sin drenar. En total se hicieron 31 ensayos triaxiales cíclicos a las arenas calcáreas de Cabo Rojo. A modo de comparación y validación inicial, se realizaron 8 pruebas a la arena estándar de sílice Ottawa #20-30. Se ensayaron muestras en diferentes densidades relativas (D_r), niveles de esfuerzos efectivos de consolidación (σ'_{3cons}) y relaciones de esfuerzo cíclico (CSR). Las matrices de ensayos utilizadas para la arena de Cabo Rojo y la arena de Ottawa se muestran respectivamente en las Tablas 4-4 y 4-5.

Tabla 4-4 Matriz de ensayos cíclicos para la arena calcárea de Cabo Rojo.

Prueba #	Humedad de compactación (%)	D _r inicial (%)	Dr después consolidación (%)	CSR	($\sigma'_{3\text{cons}}$) kPa
1*	4	19.9	29.1	0.238	50
2*	4	25.9	28.3	0.260	50
3	4	24.0	26.7	0.245	50
4	4	24.1	26.0	0.260	50
5	4	23.1	26.1	0.2725	50
6	4	20.7	25.7	0.155	100
7	4	20.3	26.7	0.180	100
8	4	25.0	31.9	0.195	100
9	4	23.4	28.5	0.220	100
10	10	42.1	47.1	0.160	100
11	10	39.2	44.9	0.1925	100
12	10	40.7	44.5	0.205	100
13	10	43.7	45.9	0.240	100
14	10	40.9	44.0	0.250	100
15	20	60.5	64.4	0.225	100
16	20	61.6	63.5	0.250	100
17	20	61.2	64.5	0.350	100
18	20	55.2	62.2	0.415	100
19	25	76.4	81.3	0.300	100
20	25	75.4	79.4	0.325	100
21	25	75.1	78.5	0.440	100
22	10	40.7	50.1	0.065	200
23	10	42.7	49.5	0.125	200
24	10	40.0	50.7	0.175	200
25	20	59.0	64.4	0.150	200
26	20	59.1	64.7	0.190	200
27	20	59.9	64.9	0.225	200
28	20	59.7	65.4	0.300	200
29	25	76.8	82.0	0.220	200
30	25	77.7	82.8	0.300	200
31	25	75.5	80.0	0.350	200

* Se refiere a muestras a las que no se les quitó la sal antes de ser preparadas

Tabla 4-5 Matriz de ensayos cíclicos para la arena silícea Ottawa # 20-30.

Prueba #	Humedad de compactación (%)	D _r inicial (%)	Dr después consolidación (%)	CSR	($\sigma'_{3\text{cons}}$) kPa
1	2	22.9	25.6	0.070	50
2	2	21.6	25.6	0.0875	50
3	2	19.8	23.4	0.100	50
4	2	20.5	24.5	0.125	50
5	8	63.1	66.8	0.125	100
6	8	62.7	66.8	0.200	100
7	8	64.9	70.0	0.250	100
8	8	64.1	69.5	0.270	100

Esta sección describe los procedimientos seguidos en los ensayos triaxiales cíclicos. Se incluye información referente a la preparación de las muestras, saturación, consolidación y fase de carga cíclica. Los resultados y análisis se presentan en el Capítulos 5.

4.5.1. Preparación de las muestras

La arena extraída de la playa se secó a temperatura ambiente durante un periodo mínimo de 2 semanas. Luego se lavó por el tamiz #270 (0.053 mm) para retirar la sal adherida a las partículas, y se secó al horno a temperatura de 110 °C durante 24 horas. Se hicieron 2 ensayos para muestras sin lavar, con el fin de comparar la influencia de la sal en la resistencia a licuación.

En promedio, las muestras para los ensayos triaxiales cíclicos tuvieron una altura y un diámetro de 101.6 mm y 50.8 mm respectivamente. Todos los especímenes se prepararon usando el método de apisonamiento húmedo (“moist tamping”). Este método permitió obtener muestras con densidades relativas entre 19.9 y 77.7%.

El Método (“Moist tamping”) consistió en compactar el suelo dentro de un cilindro metálico recubierto con una membrana de látex. El suelo se colocó en cinco capas usando el procedimiento de sub-compactación (“undercompaction”), sugerido por Ladd (1978). Este método recomienda que la densidad inicial de las capas inferiores sea menor, debido a que el peso de las capas superiores incrementará su densidad. La cantidad que debe reducirse la densidad es predeterminada y se define como porcentaje de sub-compactación (U_n), el cual varía linealmente desde la capa del fondo hasta la capa superior. El Apéndice 4 presenta una descripción detallada del método de sub-compactación. Cada porción de arena se humedeció con agua des-aireada hasta obtener una humedad predeterminada. Para las arenas de Cabo Rojo, las humedades de compactación variaron entre el 4 y el 25%, correspondiendo estos límites a la condición más suelta y a la más densa respectivamente. Se fijó la membrana de látex a la base del pedestal de la celda triaxial mediante O-rings y se colocó una piedra porosa y un disco de papel filtro Whatman # 54. Luego se adhirió la membrana a un molde metálico por medio de vacío, con el fin de mantener el diámetro de 50.8 mm. La membrana se sujetó a la parte superior del molde metálico con O-rings. El molde se llenó en cinco capas (usando el peso de arena y la altura obtenidos por el método de sub-compactación). Cada capa se

compactó con un pisón de madera de 33.1 mm de diámetro y 89 gm de masa y se escarificó después de ser compactada con el fin de evitar posibles planos de falla. Al terminar de compactar la última capa, se colocó otro disco de papel filtro, la piedra porosa superior, y finalmente la tapa superior (“*top cap*”). Se mantuvo el vacío aplicado sobre la membrana en el molde (pinchando la manguera) y se trasladó el sistema de vacío a la válvula inferior de drenaje de la muestra en la celda triaxial. Con el FlowTrac II se aplicó entonces una pequeña presión negativa (del orden de 20 kPa) sobre la muestra. Esta pequeña presión permite mantener la muestra estable mientras se retira el molde metálico y se arma la celda triaxial. En este momento se retiró la membrana de la parte superior del molde y se aseguró ésta al (“*top cap*”) mediante O-rings. Finalmente se quitó el molde metálico y se tomaron las dimensiones de la muestra. En todas las muestras se midieron 3 diámetros y 4 alturas con precisión de 0.01 mm y se obtuvo el promedio. La Figura 4-12 ilustra el método de apisonamiento húmedo desde la compactación de las capas hasta la extracción del molde.



a) Compactación de las capas

b)



b) Instalación del Top-Cap



c) Extracción del molde



d) Sostenimiento de la muestra mediante vacío

Figura 4-12 Método de apisonamiento húmedo (“moist-tamping”).

4.5.2. Montaje de la celda triaxial y saturación inicial de la muestra

Una vez armada la muestra sobre la base de la celda triaxial se procedió a terminar de armar la celda y a saturar la muestra. Para esto se colocó el cilindro de acrílico (paredes de la cámara) y la tapa superior de la cámara. Estos se fijaron mediante los tornillos de la celda triaxial. Luego se llenó la celda con agua des-aireada y se colocó una pequeña presión de 20 kPa usando el Flowtrac II. En este momento se retiró la pequeña presión de vacío que se estaba aplicando a la muestra a través de la válvula inferior de la celda triaxial. En ese instante, debido a que existe una pequeña presión positiva de cámara, la muestra se mantiene estable.

Para facilitar la saturación, primero se pasó un pequeño flujo ascendente de dióxido de carbono. Este flujo se mantuvo por un periodo de 30 a 45 minutos, siguiendo un procedimiento similar al sugerido por Cunnning (1994). El caudal del CO₂ se eligió de tal manera que al colocarse la manguera de salida en un cristal con agua, se produjeran entre 1 a 3 burbujas por segundo, lo cual se consiguió para presiones del orden de 15 kPa. El objetivo de este paso es reemplazar por CO₂ el aire que se encuentra dentro de la muestra. El reemplazo del aire por CO₂ es deseado porque este gas es soluble en agua, y permite realizar de una forma más fácil la saturación de la muestra.

Una vez finalizada la etapa del flujo de CO₂, se circuló agua destilada en forma ascendente. El agua se inyectó por la válvula inferior usando el Flow-Trac II correspondiente a las mediciones internas de la muestra. Durante este paso, el agua lentamente percola a través de la muestra expulsando el CO₂ de los poros. Se continuó este proceso hasta que por la manguera superior solo fluyera agua sin gas visible. Este paso generalmente duró un periodo de tiempo entre 30 y 45 minutos.

Después de colocar el flujo de CO₂ y de agua destilada, se continuó el proceso de saturación convencional mediante la aplicación de incrementos de presión (“back pressure”). Esta actividad se realizó utilizando el software “Cyclic Triaxial” suministrado por Geocomp y será descrita en la siguiente sub-sección.

4.5.3. Ensayos triaxiales cíclicos usando el LoadTrac II

Las pruebas triaxiales cíclicas se realizaron usando el sistema triaxial cíclico manufacturado por Geocomp. Este sistema está conformado por: una estructura de carga (LoadTrac II), dos bombas de flujo controladas por computador, para regular la presión en la cámara y la presión interna en la muestra (2 equipos FlowTrac II), un actuador hidráulico para la aplicación de la carga cíclica, un microprocesador para controlar la precisión de la carga cíclica y un computador para el control de los procesos y el almacenamiento de la información. La Figura 4-13 ilustra la configuración general del sistema y la Figura 4-14 muestra una fotografía del equipo disponible en la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez. El montaje final del ensayo triaxial cíclico se indica en la Figura 4-15. En Geocomp (2007) se pueden encontrar más detalles de este sistema.

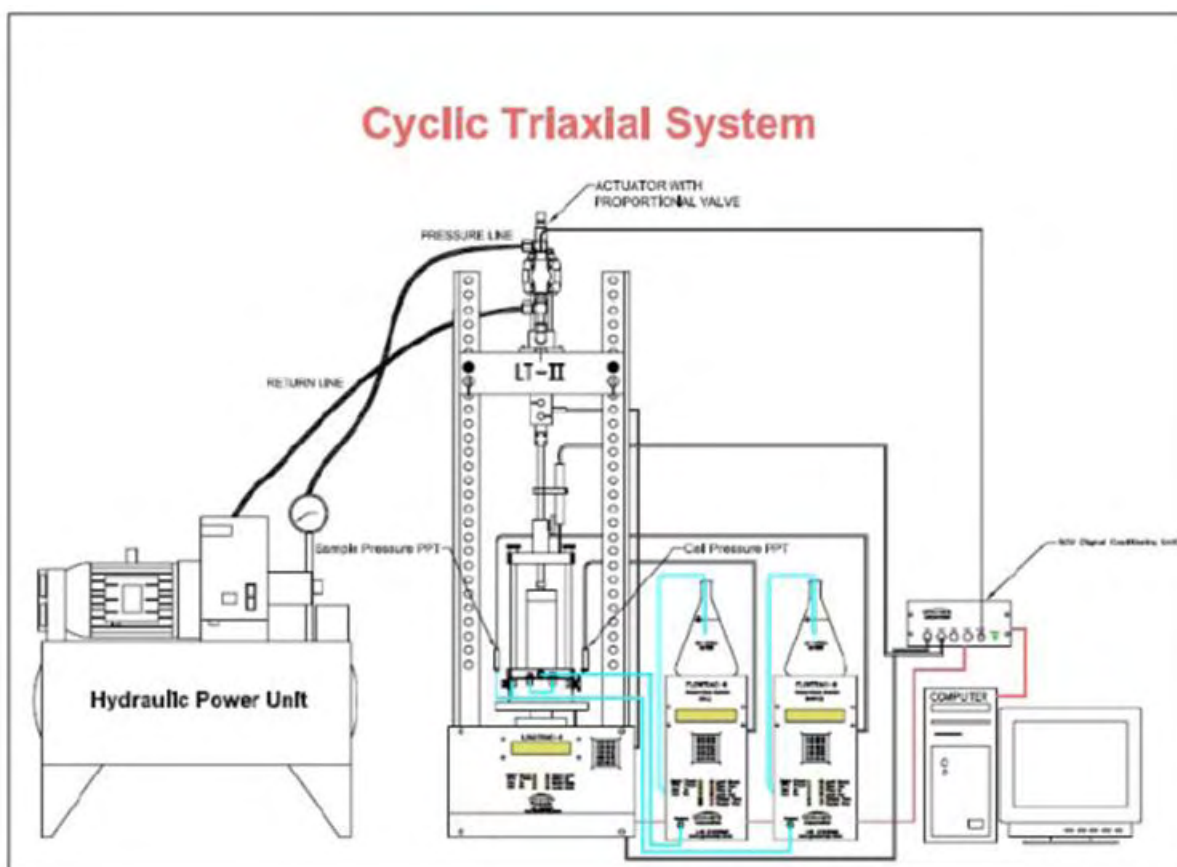


Figura 4-13 Diagrama de instalación del sistema LoadTrac II/Flowtrac II y cíclico. (Geocomp, 2007).



Figura 4-14 Sistema LoadTrac II/Flowtrac II y cíclico de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez.

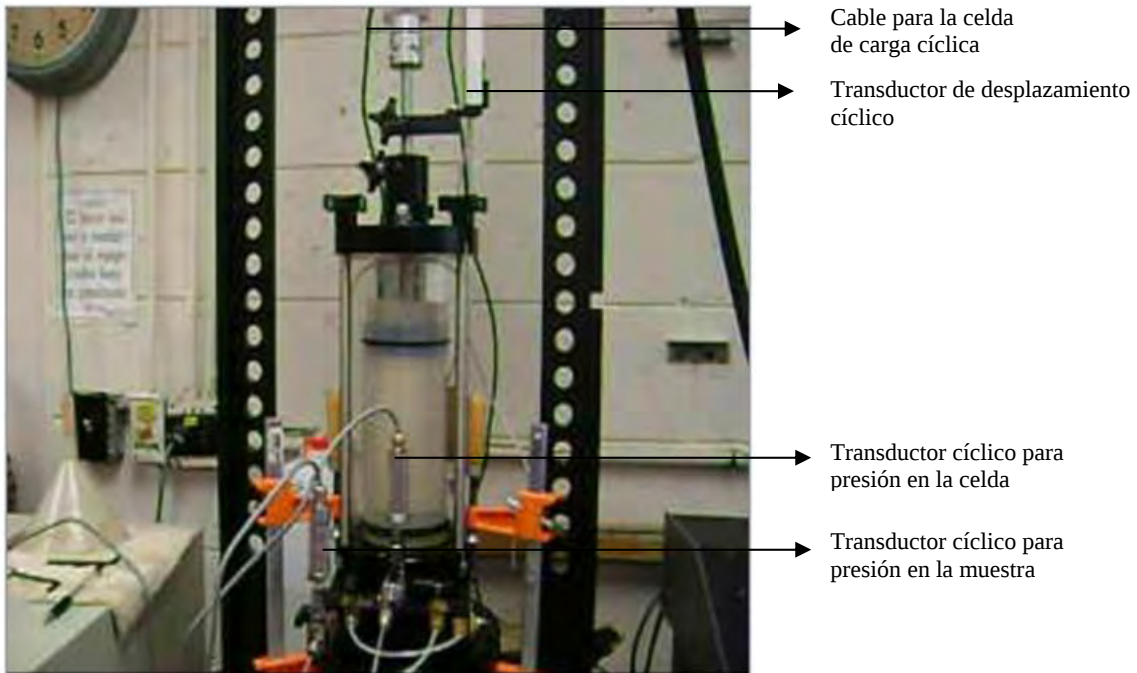


Figura 4-15 Montaje del ensayo triaxial cíclico.

Todas las pruebas cíclicas se realizaron con el software de control “Cyclic Triaxial” suministrado por Geocomp. Este software permite correr las pruebas de una forma automatizada e indica en qué etapa del ensayo se encuentra el sistema en cualquier momento. El software incluye cuatro fases secuenciales: Inicialización, Saturación, Consolidación y Fase Cíclica. Las siguientes sub-secciones dan detalles de cada una de las fases utilizadas durante los ensayos.

Fase de inicialización:

Esta fase permite verificar el óptimo funcionamiento del sistema e identificar posibles fugas, errores en las conexiones o en los transductores. Consistió en aplicar y mantener durante diez minutos una pequeña presión a la celda y a la muestra. Si se logra llegar a estas presiones y mantenerlas sin variaciones, se considera que no hay problemas y se continúa con la prueba. En esta investigación, se usaron presiones de 20 kPa y 34 kPa para la muestra y la celda respectivamente. Estos valores generaron esfuerzos efectivos de 14 kPa, los cuales son despreciables comparados con los niveles de esfuerzos que se le impusieron a las muestras durante la consolidación y la fase cíclica.

Fase de saturación:

Además de la saturación inicial que se da mediante el flujo de CO₂ y agua destilada, debe garantizarse la completa saturación de la muestra mediante el uso de (“back pressure”). Este proceso consistió en aplicar automáticamente incrementos de presión en la celda y en la muestra hasta obtener un valor del parámetro B mayor o igual a 0.95 (Skempton, 1954). El primer incremento en la presión de celda fue de 20 kPa, aplicado rápidamente a razón de 300 kPa/min y mantenido por 3 minutos. Durante este tiempo el sistema verifica continuamente el valor de B y lo compara con el mínimo permitido. Si no se consigue el valor requerido de B, el sistema aplica una presión a la muestra de 20 kPa con el fin de mantener el esfuerzo efectivo asignado en la fase de la inicialización. Esta condición de esfuerzos se mantiene durante 3 minutos. Después de este tiempo, el sistema aplica nuevamente un incremento de 20 kPa a la celda y hace este proceso cíclico hasta llegar al valor de B. El valor de $B \geq 0.95$ se obtuvo para (“back pressures”) entre 450 y 680 kPa.

Fase de consolidación:

Después de garantizar la saturación con un valor de $B \geq 0.95$, las muestras se consolidaron isotrópicamente bajo esfuerzos efectivos predeterminados. Para esta investigación se usaron esfuerzos de consolidación de 50, 100 o 200 kPa. (Se usó este rango de esfuerzos debido a que son típicos en ensayos triaxiales cíclicos). El sistema aplicó presión a la celda a razón de 70 kPa/min hasta lograr el 100% de la consolidación primaria. Después de lograr el esfuerzo efectivo de consolidación deseado, se esperó al menos 30 minutos antes de iniciar la fase cíclica.

Fase cíclica:

La carga cíclica se especifica por el usuario mediante la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) (se pueden encontrar más detalles en la sección 2.6). El equipo disponible en la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez permite realizar ensayos triaxiales cíclicos bajo esfuerzo controlado. Con el CSR y el esfuerzo de consolidación efectivo ($\sigma'_{3\text{cons}}$) queda definido el esfuerzo desviador que debe aplicarse cíclicamente con el actuador. Para esta investigación se usó una frecuencia de carga cíclica de 1 Hz. Se escogió este valor porque es típico en ensayos triaxiales cíclicos (ver Tablas 3-1 y 3-2). Además investigaciones previas han indicado que la frecuencia de aplicación de la carga cíclica no tiene gran incidencia en la resistencia a licuación de las arenas (Anwar, 1989). El sistema aplicó el esfuerzo desviador a la frecuencia indicada y monitoreó los esfuerzos sobre el espécimen hasta que ocurriera la falla. Para esta investigación se consideró licuación en la muestra cuando la presión de poros igualó el esfuerzo efectivo de consolidación (licuación inicial) o cuando se llegó a una deformación axial de 5% en doble amplitud, lo que ocurriera primero. El computador genera un registro continuo de carga, desplazamiento, presión en la celda y presión en la muestra. Con estos datos se calculan los parámetros necesarios para graficar las curvas típicas de un ensayo triaxial cíclico (como la de la Figura 2-7) y posteriormente las curvas de resistencia cíclica (como la ilustrada en la Figura 2-9).

4.6. Procesamiento de datos

Al finalizar cada ensayo se puede obtener un archivo de texto con información referente a la carga, el desplazamiento, la presión en la celda y la presión en la muestra durante todas las etapas de la prueba. Con esta información y con las dimensiones iniciales de la muestra se puede generar la hoja de cálculo indicada en la Figura 4-16.

ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO												
Diametro (mm)	50.78	Area inicial (in ²)	20.25	Muestra:	Ottawa # 1							
Altura (mm)	101.625			DR (%):	64.9							
				CSR:	0.25							
Observaciones:												
FASE DE SATURACIÓN												
Ciclo mili-sgds	Carga (N)	Desplaz. (mm)	Presión Celda (kPa)	Presión muestra (kPa)								
8568427	48.20	-28.160	510.24	496.47								
FASE DE CONSOLIDACIÓN												
Ciclo mili-sgds	Carga (N)	Desplaz. (mm)	Presión Celda (kPa)	Presión muestra (kPa)								
326847	56.26	-28.103	596.36	496.47								
FASE CÍCLICA												
Ciclo	Carga (N)	Desplaz. (mm)	Presión Celda (kPa)	Presión muestra (kPa)	Deform. (%)	Area (cm ²)	Esf. Efectivo Horizont. (kPa)	Presión poros (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Esf. Efectivo Vertic. (kPa)	p' (kPa)	Esf. Cortante (kPa)
0.171	131.3	0.04854	594.2	498.1	0.048	20.26	96.18	1.58	37.0	133.2	114.7	18.5
0.184	136.4	0.05243	594.2	498.1	0.052	20.26	96.16	1.60	39.5	135.7	115.9	19.8
0.199	141.6	0.056	594.2	498.1	0.055	20.26	96.17	1.60	42.1	138.3	117.2	21.1
0.213	144.5	0.05807	594.2	498.1	0.057	20.26	96.15	1.62	43.5	139.7	117.9	21.8
0.226	145.3	0.05903	594.3	498.1	0.058	20.26	96.15	1.63	43.9	140.1	118.1	22.0
0.24	146.2	0.06	594.3	498.1	0.059	20.26	96.12	1.66	44.4	140.5	118.3	22.2
0.255	148.1	0.06195	594.3	498.2	0.061	20.26	96.10	1.69	45.3	141.4	118.8	22.7
0.268	149.4	0.06364	594.3	498.2	0.063	20.27	96.04	1.75	45.9	142.0	119.0	23.0
0.283	148.2	0.06415	594.3	498.3	0.063	20.27	96.00	1.80	45.4	141.4	118.7	22.7
0.298	145.4	0.06366	594.3	498.4	0.063	20.27	95.92	1.88	44.0	139.9	117.9	22.0
0.311	142.9	0.06366	594.3	498.4	0.063	20.27	95.83	1.97	42.8	138.6	117.2	21.4
0.325	140.9	0.06349	594.3	498.6	0.062	20.27	95.70	2.10	41.8	137.5	116.6	20.9
0.339	137.4	0.06324	594.3	498.7	0.062	20.27	95.58	2.23	40.0	135.6	115.6	20.0
0.352	131.8	0.06222	594.3	498.9	0.061	20.26	95.40	2.41	37.3	132.7	114.0	18.6
0.367	125.9	0.06087	594.3	499.1	0.060	20.26	95.22	2.59	34.4	129.6	112.4	17.2

Figura 4-16 Hoja de cálculo ensayo triaxial cíclico.

Esta hoja de cálculo permite tener los resultados necesarios para graficar las curvas típicas de un ensayo triaxial cíclico como la mostrada en la Figura 2-5.

4.6.1. Variación en la relación de vacíos

Durante los procesos de inicialización, saturación y consolidación, las muestras experimentan cambios en la relación de vacíos debido al incremento en los esfuerzos efectivos. La Figura 4-17 ilustra la variación en la relación de vacíos que se produjo en una muestra que inició con una densidad relativa de 42.1%, y luego de ser consolidada bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa terminó con una densidad relativa de 47.1%. Las curvas de resistencia cíclica obtenidas en esta investigación, como la de la Figura 2-9, fueron todas

expresadas en términos de la densidad relativa al final de la consolidación. Esta es la verdadera densidad de las muestras antes de ser sometidas a la carga cíclica. El Apéndice 5 da detalles del procedimiento seguido para calcular la variación en la relación de vacíos a lo largo de la prueba cíclica.

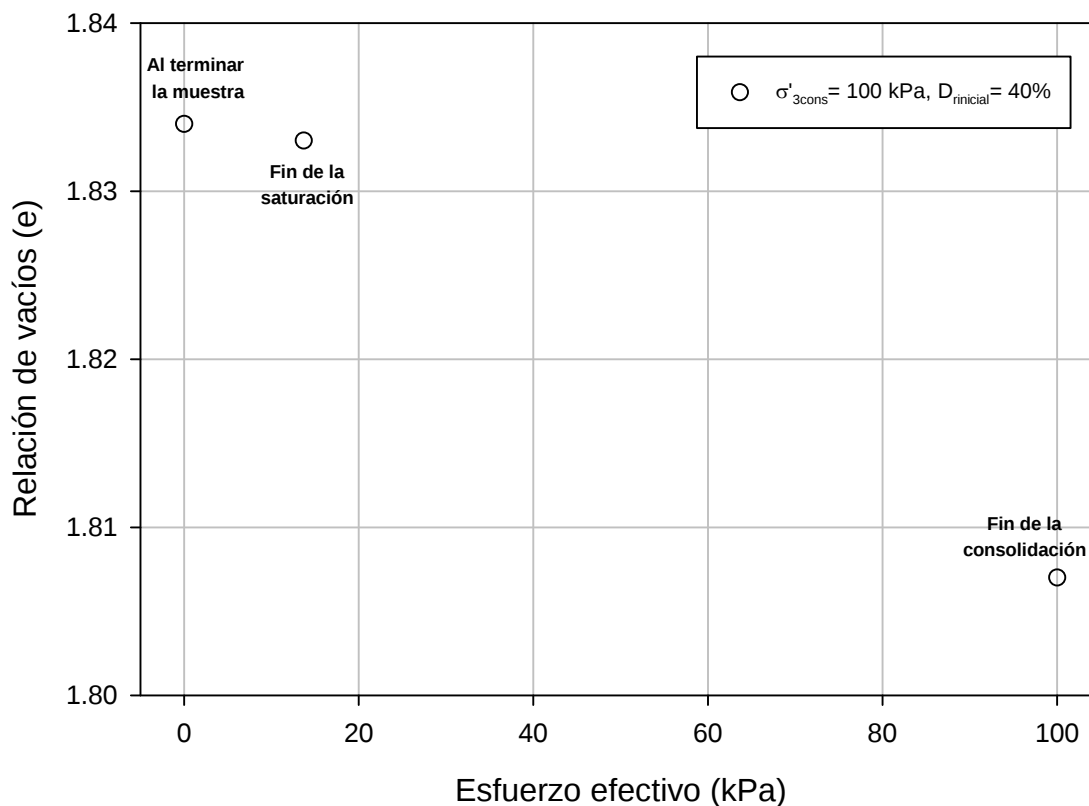


Figura 4-17 Variación de la relación de vacíos e , durante el ensayo triaxial cíclico.

4.7. Validación de la metodología

Antes de iniciar los ensayos triaxiales cíclicos sobre las arenas calcáreas de Cabo Rojo, se verificó que tanto el funcionamiento del equipo como la realización del ensayo fueran adecuados. Para este procedimiento se realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras de la arena Ottawa #20-30 y se compararon los resultados con investigaciones pasadas. Los especímenes tuvieron densidades relativas promedio de 65% y fueron consolidados bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa. Con estos datos se construyó la curva de resistencia cíclica, la cual fue comparada con los resultados de Erten (1994) para ensayos sobre la misma arena bajo condiciones similares. Las muestras de ambas investigaciones

tuvieron las mismas dimensiones y fueron preparadas utilizando el mismo método. La Figura 4-18 ilustra las dos curvas de resistencia cíclica obtenidas para la arena Ottawa #20-30. En la Figura 4-18 puede observarse que la curva de resistencia cíclica obtenida en esta investigación tiene una tendencia muy similar a la encontrada por Erten (1994).

A pesar de que las dos curvas no son exactamente iguales, la literatura existente sobre resistencia a licuación mediante ensayos triaxiales cíclicos (i.e., Silver et al., 1976) ha demostrado que cuando se hacen este tipo de pruebas experimentales sobre el mismo tipo de arena en diferentes laboratorios, hay cierto rango de variación en los resultados, como puede verse en la Figura 4-19. (En esta figura se ilustran los resultados de ensayos triaxiales cíclicos encontrados por 8 diferentes laboratorios sobre muestras idénticas de arena Monterey # 0). De esta manera, se consideró que los resultados eran confiables, se validó la metodología de las pruebas y se inició con los ensayos triaxiales cíclicos sobre las arenas calcáreas de Cabo Rojo.

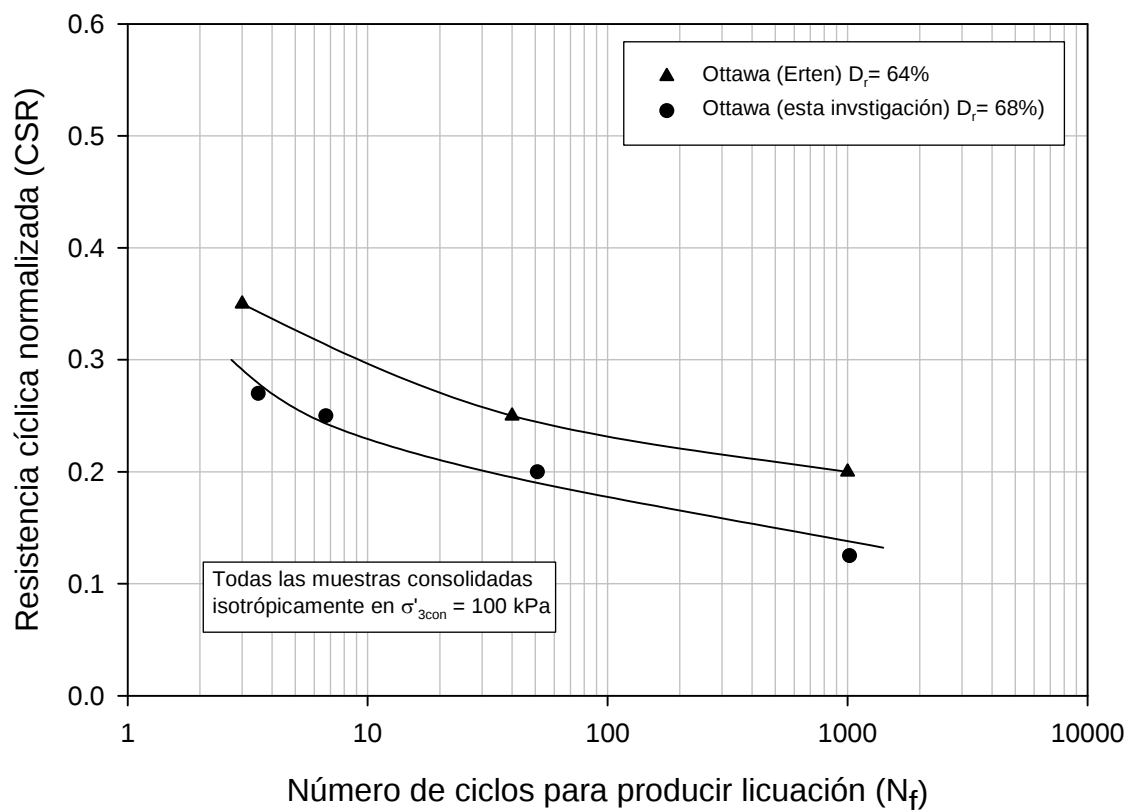


Figura 4-18 Comparación de curvas de resistencia cíclica para validar la metodología.

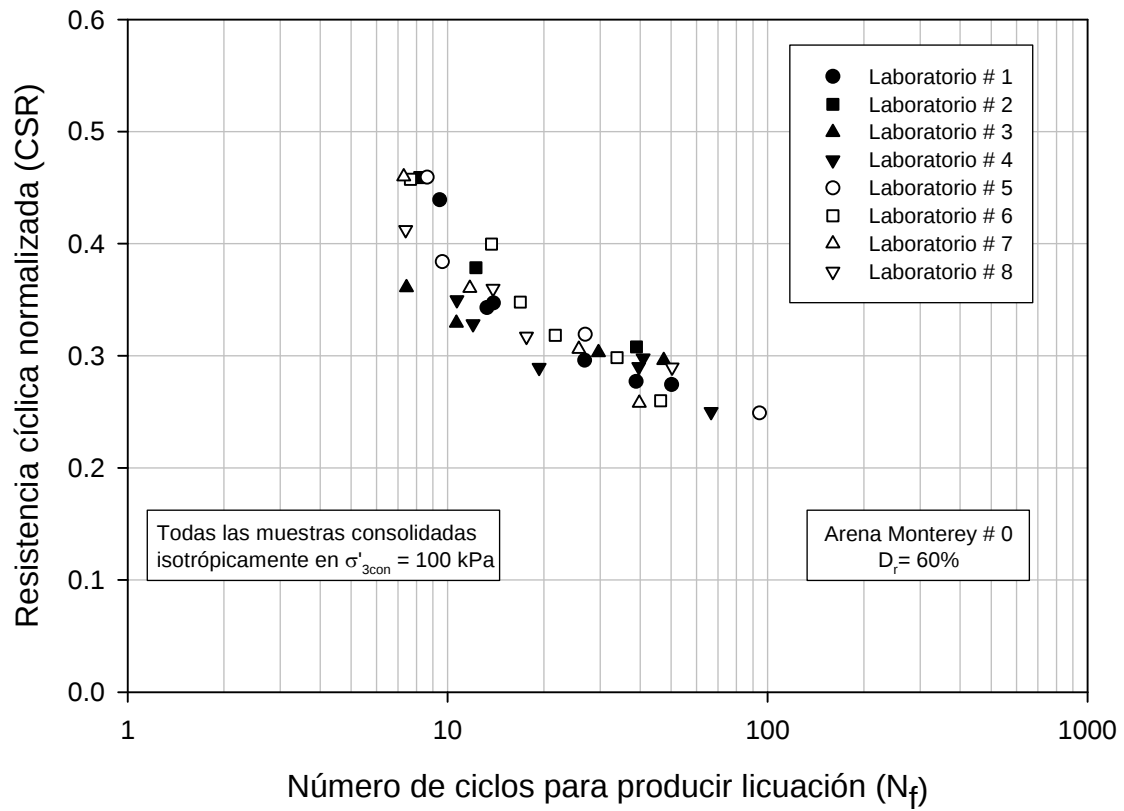


Figura 4-19 Variación de resultados en ensayos triaxiales cíclicos realizados en diferentes laboratorios. (Adaptada de Ishihara, 1996, después de Silver et al., 1976).

5. RESISTENCIA A LICUACIÓN DE LAS ARENAS CALCÁREAS DE CABO ROJO

5.1. Introducción

Una serie de ensayos triaxiales cíclicos fueron llevados a cabo con el fin de determinar la resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo. Las pruebas se realizaron sobre muestras consolidadas isotrópicamente, sin permitir drenaje durante la fase cíclica. Con el fin de comparar la resistencia a licuación entre la arena calcárea de Cabo Rojo y una arena silíceas, también se ejecutaron ensayos similares a algunas muestras de la arena de sílice Ottawa #20-30. Este capítulo presenta un resumen de los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos. Los resultados se describen en forma detallada y en términos de curvas de resistencia cíclica, para diferentes niveles de densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación. También se presenta una comparación de las tendencias de generación de presiones de poros, y del desarrollo de las deformaciones axiales encontradas para ambas arenas.

5.2. Resumen de ensayos triaxiales cíclicos

En total se hicieron 39 ensayos triaxiales cíclicos¹ de los cuales 31 fueron en las arenas calcáreas de Cabo Rojo y 8 en la arena silíceas Ottawa #20-30. Los 39 ensayos se listan en la Tabla 5-1, donde se indican los parámetros más importantes de la prueba, el tipo de falla encontrado y el número de ciclos necesarios para llegar a este estado de falla. En el Apéndice 6 se ilustran gráficamente los resultados de algunos de los ensayos triaxiales cíclicos. Se incluyen curvas de la deformación axial y de las presiones de poros normalizadas al esfuerzo efectivo de consolidación, para estos ensayos.

¹ En realidad se llevaron a cabo 70 ensayos, pero hubo necesidad de repetir varios debido a problemas durante la prueba, o a que no se logró la densidad relativa al final de la consolidación.

Tabla 5-1 Resultados de todos los ensayos triaxiales cíclicos.

Arena	$\sigma'_{3\text{cons}}$ (kPa)	Prueba	$Dr_{\text{fin cons}}$ (%)	$e_{\text{fin.cons}}$	CSR	Ciclos para licuación (N_f)	Criterio de licuación
Cabo Rojo	50	A.5.1	29.1*	1.906	0.238	104	Licuación Inicial
		A.5.2	28.3*	1.910	0.260	4	Licuación Inicial
		A.5.3	26.7	1.920	0.245	123	Licuación Inicial
		A.5.4	26.0	1.924	0.260	10	Licuación Inicial
		A.5.5	26.1	1.923	0.2725	5	Licuación Inicial
Cabo Rojo	100	A.5.6	25.7	1.925	0.155	20	Licuación Inicial
		A.5.7	26.7	1.920	0.180	13	Licuación Inicial
		A.5.8	31.9	1.891	0.195	10	Licuación Inicial
		A.5.9	28.5	1.909	0.220	5	Licuación Inicial
		A.5.10	47.1	1.807	0.160	122	Licuación Inicial
		A.5.11	44.9	1.819	0.1925	20	Licuación Inicial
		A.5.12	44.5	1.821	0.205	15	Licuación Inicial
		A.5.13	45.9	1.813	0.240	7	Licuación Inicial
		A.5.14	44.0	1.823	0.250	8	Licuación Inicial
		A.5.15	64.4	1.711	0.225	536	Licuación Inicial
		A.5.16	63.5	1.716	0.250	153	Licuación Inicial
		A.5.17	64.5	1.710	0.350	20	Licuación Inicial
		A.5.18	62.2	1.723	0.415	10	Licuación Inicial
		A.5.19	81.3	1.617	0.300	507	Licuación Inicial
		A.5.20	79.4	1.627	0.325	327	Licuación Inicial
Cabo Rojo	200	A.5.21	78.5	1.633	0.440	35	Licuación Inicial
		A.5.22	50.1	1.79	0.065	5846	Licuación Inicial
		A.5.23	49.5	1.793	0.125	56	Licuación Inicial
		A.5.24	50.7	1.787	0.175	23	Licuación Inicial
		A.5.25	64.4	1.711	0.150	123	Licuación Inicial
		A.5.26	64.7	1.709	0.190	72	Licuación Inicial
		A.5.27	64.9	1.708	0.225	21	Licuación Inicial
		A.5.28	65.4	1.705	0.300	17	5% def DA
		A.5.29	82.0	1.613	0.220	345	Licuación Inicial
		A.5.30	82.8	1.609	0.300	30	5% def. DA
Ottawa	50	A.5.31	80.0	1.624	0.350	12	5% def DA
		A.5.32	25.6	0.070	0.070	142	Licuación Inicial
		A.5.33	25.6	0.088	0.0875	31	Licuación Inicial
		A.5.34	23.4	0.10	0.100	23	Licuación Inicial
Ottawa	100	A.5.35	24.5	0.125	0.125	6	Licuación Inicial
		A.5.36	66.8	0.125	0.125	1042	Licuación Inicial
		A.5.37	66.8	0.20	0.200	52	Licuación Inicial
		A.5.38	70.0	0.25	0.250	7	Licuación Inicial
		A.5.39	69.5	0.27	0.270	4	Licuación Inicial

* Se refiere a muestras a las que no se les quitó la sal antes de ser preparadas

$e_{\text{fin cons}}$ = relación de vacíos al final de la consolidación

D.A.= Muestras que fallaron por el criterio de 5% de deformación axial en doble amplitud

5.3. Resultados en términos de curvas de resistencia cíclica (“Cyclic Resistance Ratio”, CRR)

La capacidad del suelo para resistir licuación suele presentarse en términos de curvas de resistencia cíclica normalizada, como se definió en la sección 2.6. Con los resultados indicados en la Tabla 5-1 se prepararon figuras que resumen todas las curvas de resistencia cíclica. La Figura 5-1 ilustra las nueve curvas para las arenas calcáreas de Cabo Rojo. En forma similar, y con las mismas escalas en los ejes, en la Figura 5-2 se presentan las dos curvas para la arena silícea Ottawa # 20-30.

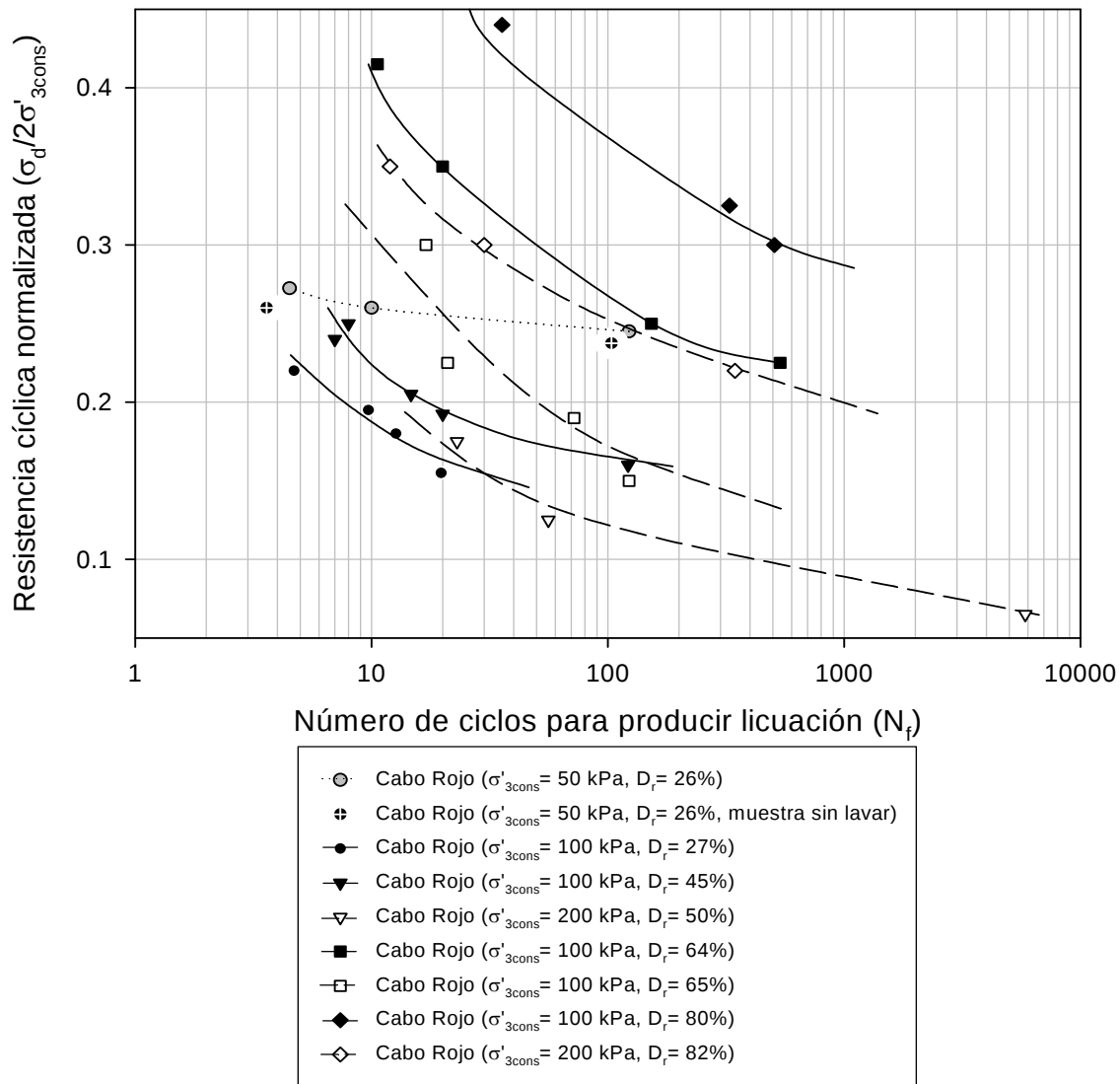


Figura 5-1 Curvas de resistencia cíclica para todas las muestras de arena calcárea de Cabo Rojo.

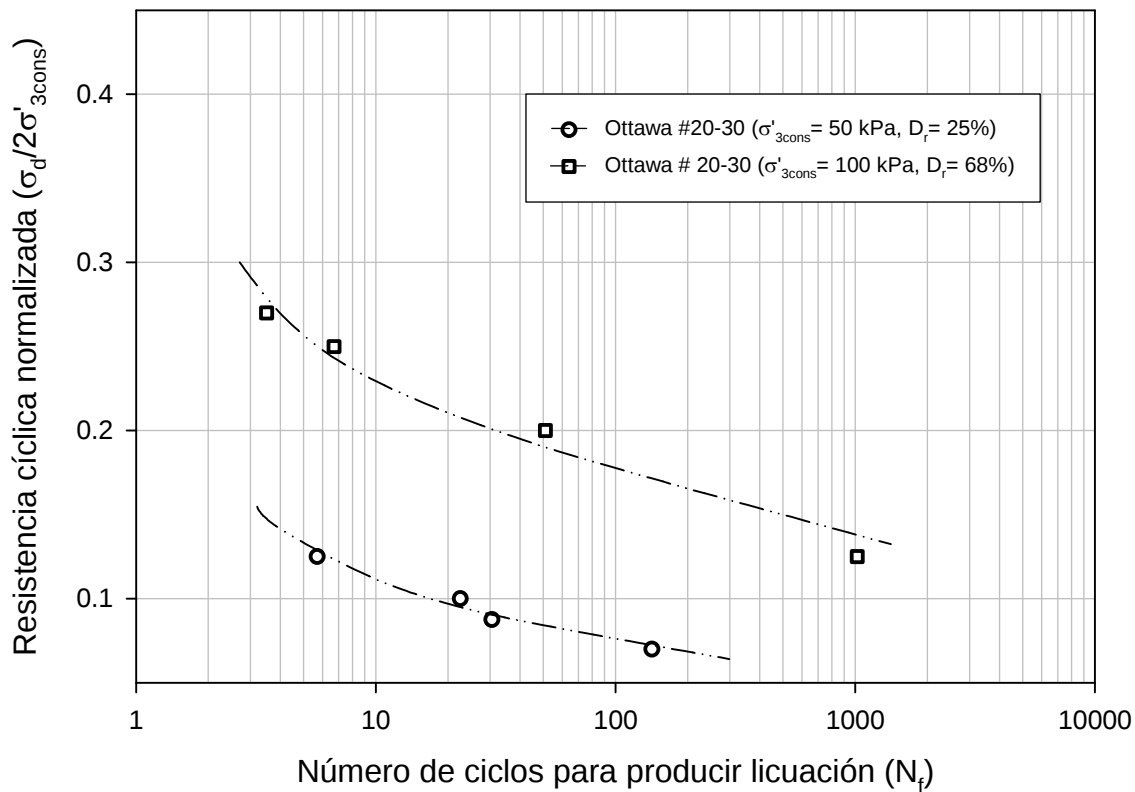


Figura 5-2 Curvas de resistencia cíclica para todas las muestras de arena silíceosa Ottawa #20-30.

En las Figuras 5-1 y 5-2 se puede observar que las curvas de resistencia cíclica encontradas siguen las tendencias típicas reportadas en la literatura. Los resultados para los diferentes niveles de densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación serán discutidos en las siguientes sub-secciones.

5.3.1. Influencia de la densidad relativa en las curvas CRR

En general, la literatura especializada en licuación (e.g., Seed y Lee, 1965; Castro, 1969) indica que la resistencia a licuación aumenta con el incremento en la densidad relativa. Sin embargo, la práctica moderna es evaluar la posición del estado de la muestra con respecto a la línea de estado crítico. Una discusión sobre este tema se presentará más adelante en la sub-sección 5.3.3, en términos del estado crítico y el parámetro de potencial de licuación (L_p) sugerido por Casagrande (1975). La influencia de la densidad relativa en las curvas experimentales de resistencia a la licuación se presenta en las Figuras 5-3 y 5-4 para esfuerzos efectivos de consolidación de 100 y 200 kPa respectivamente.

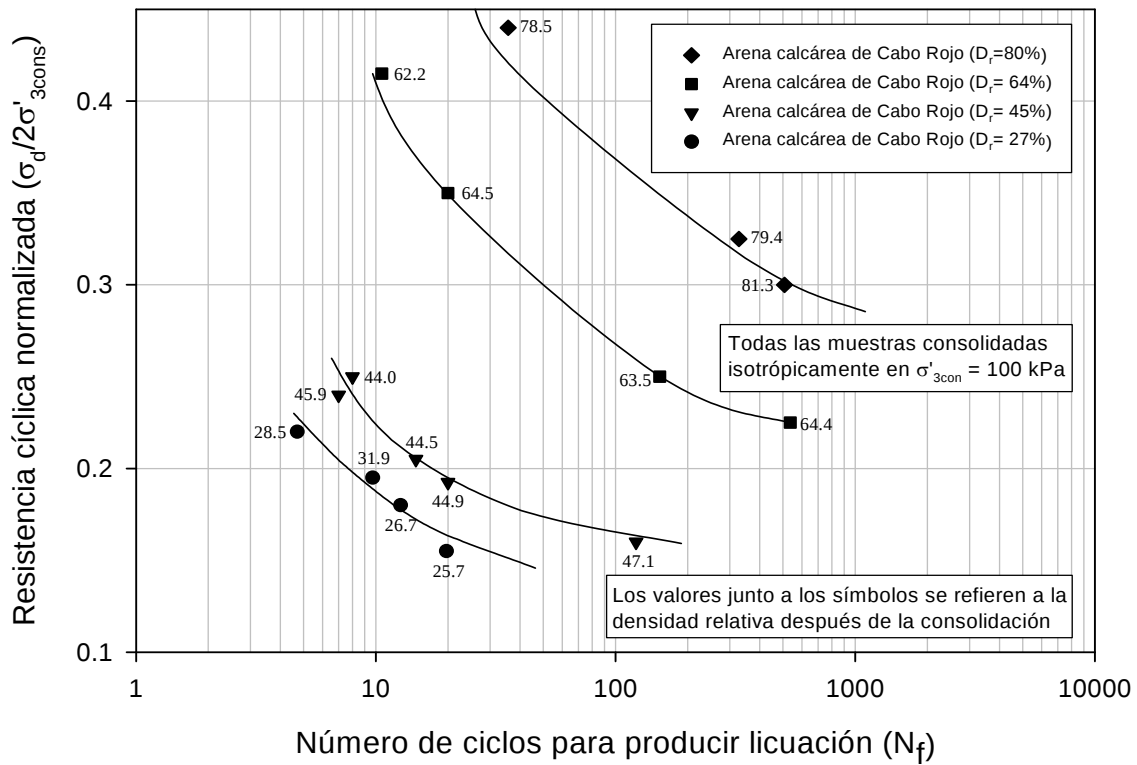


Figura 5-3 Curvas de resistencia cíclica para las arenas calcáreas de Cabo Rojo ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa).

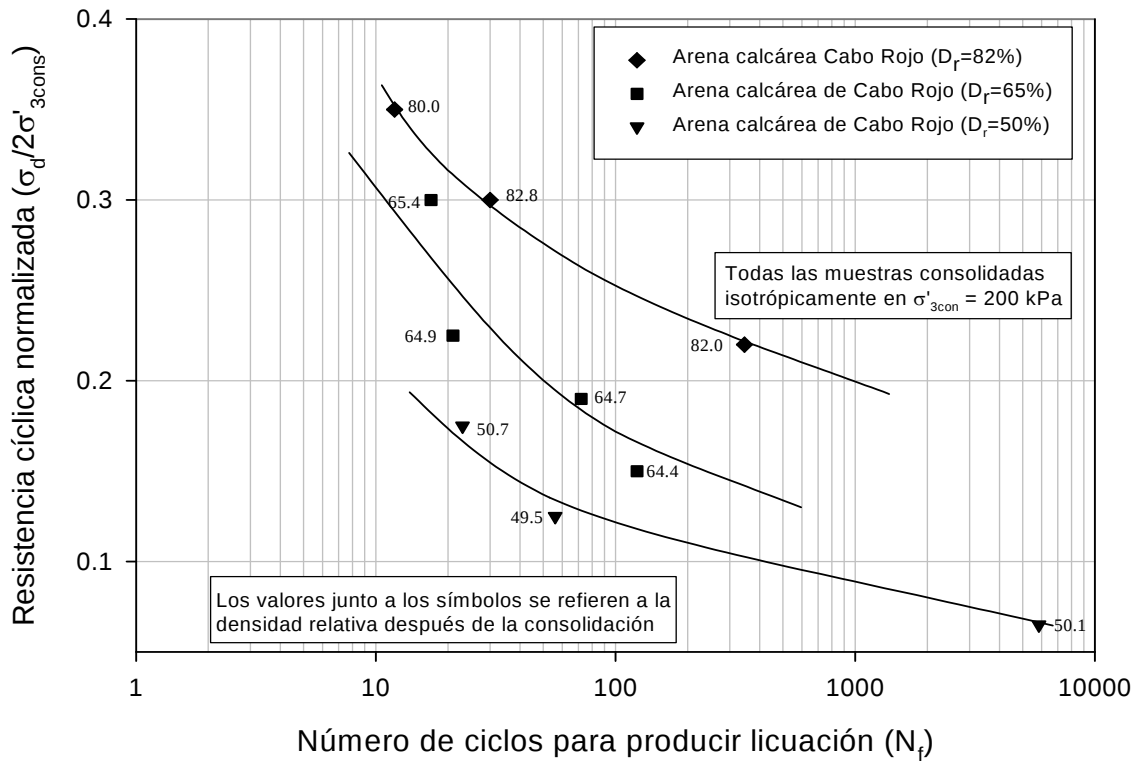


Figura 5-4 Curvas de resistencia cíclica para las arenas calcáreas de Cabo Rojo ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa).

En las Figuras 5-3 y 5-4 se puede observar que los resultados obtenidos para las arenas calcáreas de Cabo Rojo concuerdan con la tendencia reportada en la literatura para otras arenas. Es decir, a mayor densidad relativa, más grande es la resistencia a licuación para muestras consolidadas bajo el mismo esfuerzo efectivo. También se observa que para el mismo nivel de esfuerzo efectivo de consolidación, las curvas de CRR para distintas densidades son relativamente paralelas entre sí.

5.3.2. Influencia del esfuerzo efectivo de consolidación en las curvas CRR

Si se examina la influencia del nivel de esfuerzo en la posición del estado inicial de la muestra con respecto a la línea de estado crítico, la resistencia a la licuación puede disminuir con el aumento del esfuerzo efectivo de consolidación. La Figura 5-5 ilustra un esquemático de este comportamiento. Para un nivel de densidad relativa dado (D_{r1} en la Figura 5-5), a niveles bajos de esfuerzo, la muestra se encuentra del lado dilatante antes de iniciar la fase cíclica (punto a). Si la muestra ha sido consolidada a un nivel de esfuerzos mayor, para la misma densidad relativa, la misma muestra puede tener comportamiento contractivo, y de esta manera ser más propensa a licuación (punto b). Esta tendencia general a contraerse o dilatarse dependerá de la posición relativa de las muestras con respecto a la línea de estado crítico.

Esta sub-sección compara la influencia del esfuerzo efectivo de consolidación para los diferentes niveles de densidad relativa utilizados.

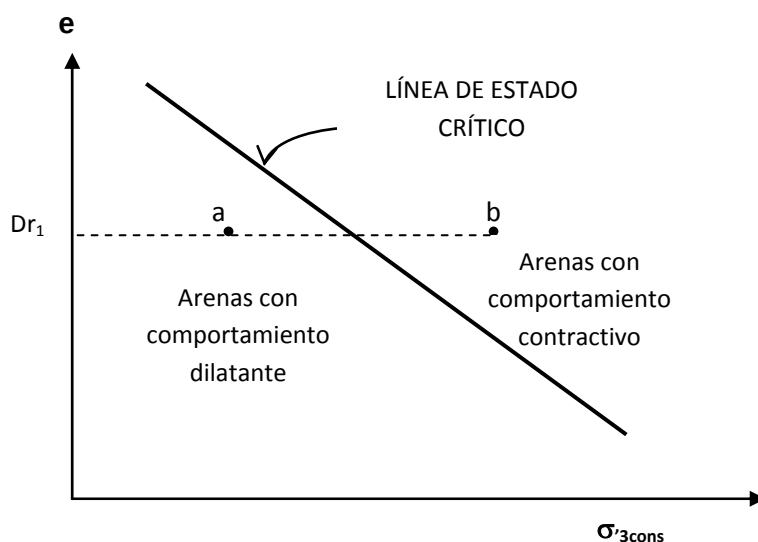


Figura 5-5 Esquemático, influencia de σ'_{3cons} en la resistencia a licuación a partir del estado crítico.

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado suelto ($D_r = 26-27\%$):

La Figura 5-6 presenta dos curvas de resistencia cíclica para muestras en estado suelto consolidadas bajo esfuerzos efectivos de 50 y 100 kPa. Los resultados indican que a mayor esfuerzo efectivo de consolidación, menor es la resistencia a licuación de muestras en estado suelto con similar densidad relativa.

Como parte de esta investigación, se estudió la influencia de la sal adherida a las partículas en la resistencia a licuación de las arenas calcáreas. En la Figura 5-6 también se muestran los dos ensayos realizados sobre muestras a las cuales no se les retiró la sal. Estas 2 pruebas fueron consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 50 kPa, y tuvieron una densidad relativa de 28% después de la consolidación. En esta figura se puede notar que al parecer no hay una incidencia considerable de la sal adherida a las partículas, en la resistencia a licuación de las arenas calcáreas. Los resultados de las muestras sin lavar son muy cercanos a la curva de resistencia cíclica de las muestras lavadas, para similares condiciones de densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación.

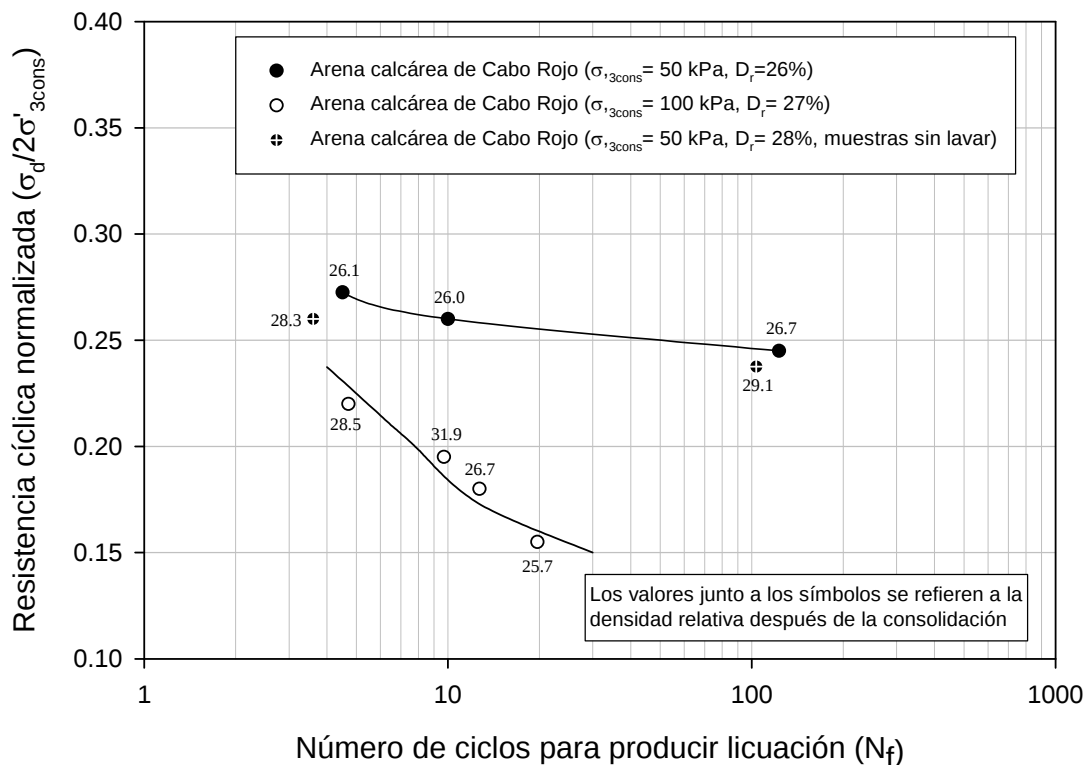


Figura 5-6 Curvas de resistencia cíclica para la arena de Cabo Rojo en estado suelto ($D_r = 26-27\%$).

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado medio denso ($D_r = 45-65\%$):

En esta investigación se consideraron dos densidades relativas de nivel medio denso ($D_r = 48\%$ y $D_r = 65\%$). Los resultados obtenidos se presentan en las Figuras 5-7 y 5-8, para densidades promedio de 48 y 65% respectivamente. Ambas figuras muestran las mismas tendencias observadas para las muestras sueltas; es decir, la resistencia a licuación disminuye a medida que se incrementa el esfuerzo efectivo de consolidación, en muestras con densidad relativa similar.

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado denso ($D_r = 80-82\%$):

El estado más denso ensayado para las arenas calcáreas de Cabo Rojo fue en densidades relativas cercanas al 80%. Las curvas de resistencia cíclica para este estado en muestras consolidadas bajo esfuerzos efectivos de 100 y 200 kPa se ilustran en la Figura 5-9. En esta figura también se observa que para este nivel de densidad, la resistencia cíclica es inversamente proporcional al esfuerzo efectivo de consolidación.

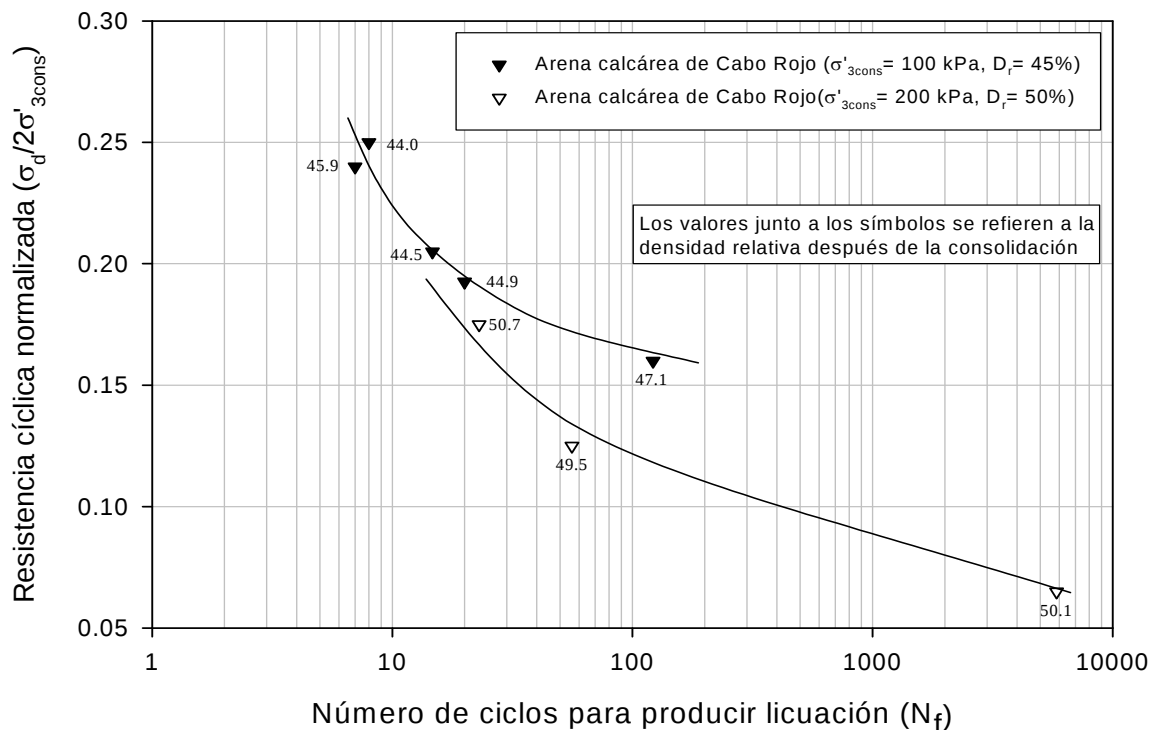


Figura 5-7 Curvas de resistencia cíclica para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($D_r = 45-50\%$).

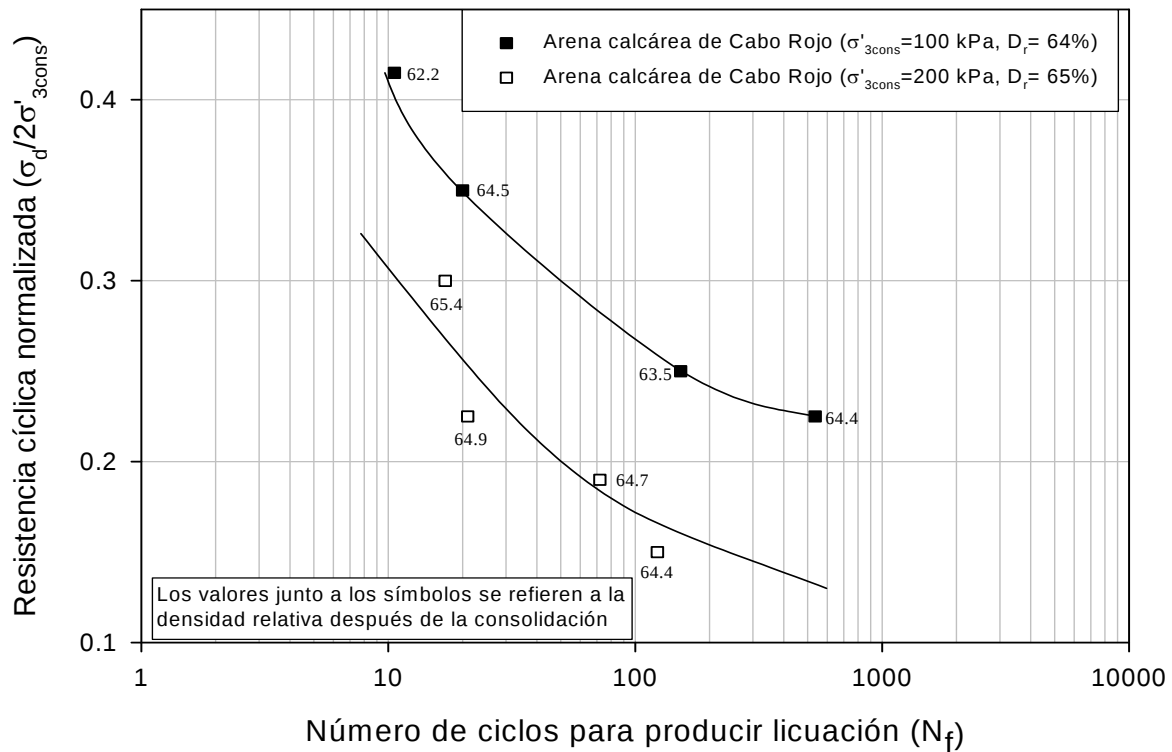


Figura 5-8 Curvas de resistencia cíclica para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($D_r = 64-65\%$).

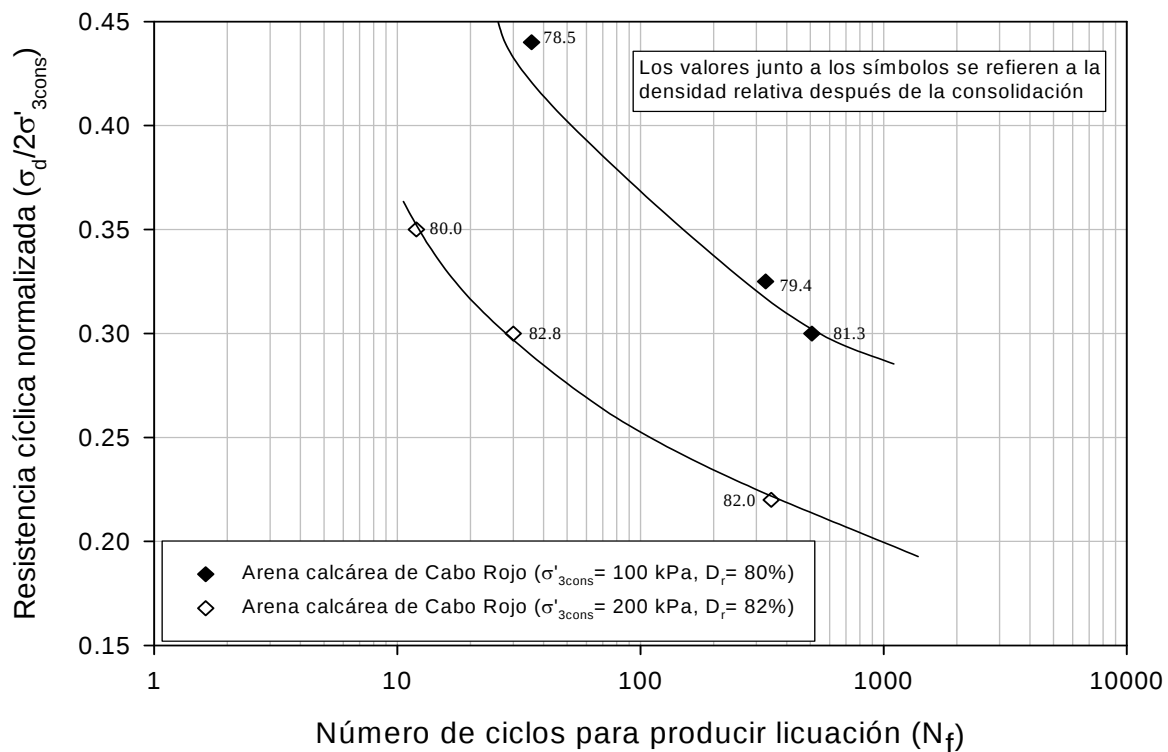


Figura 5-9 Curvas de resistencia cíclica para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($D_r = 80-82\%$).

5.3.3. Influencia de la posición inicial de las muestras con respecto a la línea de estado crítico

Según la mecánica de suelos en estado crítico, la posición de una muestra con respecto a la CSL define su comportamiento bajo esfuerzo cortante. Para el análisis de licuación, las muestras que se encuentran por encima de la línea de estado crítico tienen un comportamiento contractivo, donde el esqueleto tiende a comprimirse, y de esta forma son susceptibles a experimentar licuación. Entre más alejada hacia la derecha o hacia arriba de la CSL se encuentre una muestra, mayor será su potencial contractivo y su susceptibilidad a la licuación.

Como se mencionó en el Capítulo 4, la línea de estado crítico (CSL) para las arenas calcáreas de Cabo Rojo fue determinada por Cataño (2006) mediante ensayos triaxiales no drenados para cierto rango de esfuerzos. En esta investigación se completó dicha línea para un rango de esfuerzos menores mediante el método simplificado sugerido por Santamarina y Cho (2001). La Figura 5-10 ilustra la posición de la línea CSL para las arenas calcáreas de Cabo Rojo. Esta figura también muestra la posición promedio de los ocho grupos de muestras (definidos por densidad relativa y nivel de esfuerzo de consolidación) con respecto a esta línea. Estos ocho puntos representan el estado promedio de las muestras después de la consolidación, justo antes de iniciarse la fase de carga cíclica. (Se usó la relación de vacíos promedio de cada grupo, y se controló que la relación de vacíos en cada conjunto de muestras no variara más de $0.02 \cong 3\%$ de D_r). En esta figura puede notarse que la mayoría de las muestras después de la consolidación se ubicaron por encima de la CSL, es decir resultaron ser contractivas. De esta manera, fueron muestras susceptibles a licuación de flujo durante esfuerzos cíclicos no drenados, lo cual fue el principal objetivo de esta investigación. Sólo dos grupos de muestras cayeron levemente por debajo de la línea CSL.

Como se explicó en el Capítulo 2, existen principalmente dos tipos de licuación: licuación de flujo y licuación cíclica. Comúnmente los estudios de licuación se refieren al primer tipo, por ser éste el más crítico. Las arenas sueltas por encima de la línea CSL son las propensas a experimentar licuación de tipo flujo. Arenas por debajo de la CSL bajo altos niveles de carga cíclica experimentan el fenómeno de licuación cíclica. Este último comportamiento no es tan severo como el de flujo, pero las arenas experimentan grandes deformaciones y presiones de poros elevadas. Existen varios parámetros para representar la

posición relativa de una muestra con respecto a la línea CSL. Los más comunes son el parámetro de estado (Ψ) definido por Jefferies y Been (2006) y el índice de potencial de licuación (L_p) propuesto por Casagrande (1975). En esta tesis se utilizó el índice de potencial de licuación.

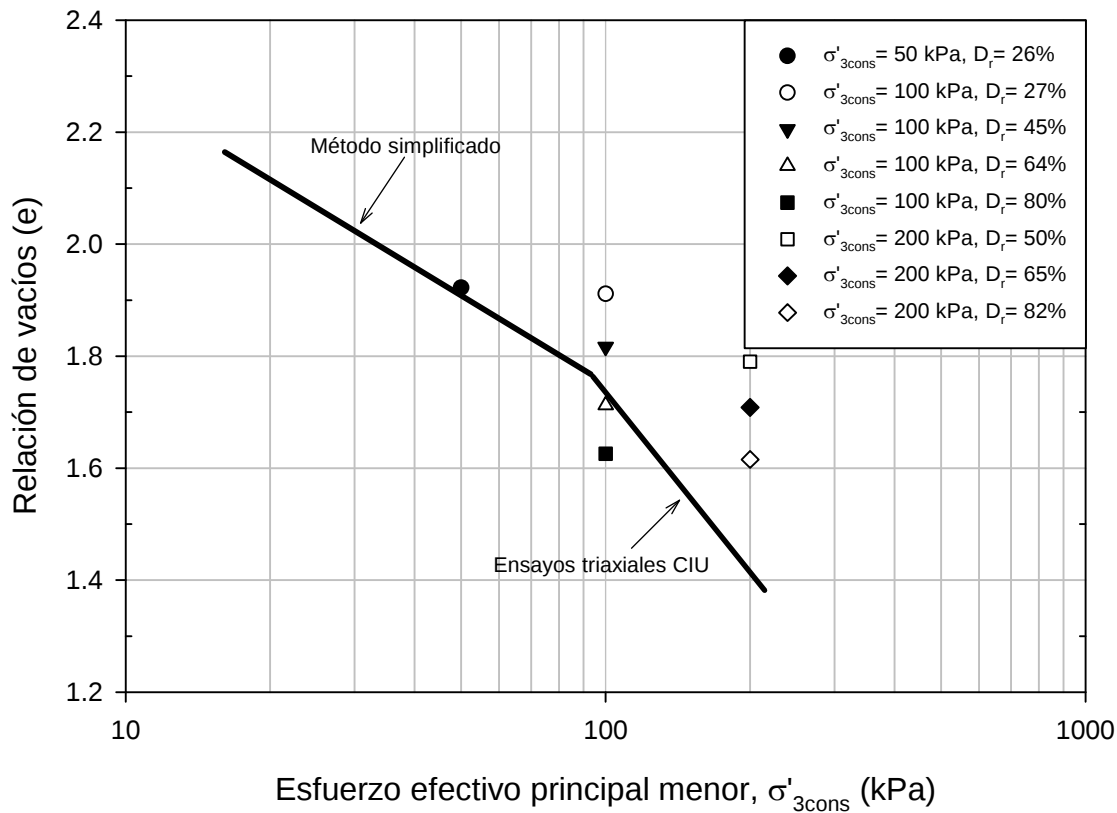


Figura 5-10 Posición de las muestras de Cabo Rojo ensayadas con respecto a la línea de estado crítico.

Como se mencionó en el Capítulo 2, el índice de potencial de licuación L_p es un parámetro que involucra tanto la densidad relativa como el esfuerzo efectivo de consolidación, para conocer el comportamiento que tendrá el suelo a licuación (entre más grande sea el valor algebraico de L_p , mayor es la susceptibilidad a licuación). También se mencionó que valores positivos de L_p corresponden a muestras contractivas y valores negativos de L_p son para especímenes dilatantes. La Tabla 5-2 indica el parámetro L_p para cada uno de los ensayos realizados a las arenas calcáreas de Cabo Rojo. A modo de ilustración, la Figura 5-11 presenta dos curvas de resistencia cíclica para grupos de muestras con valores de L_p promedio de -0.264 y 1.104. En esta figura se puede corroborar que la resistencia a licuación disminuye cada que el valor de L_p se incrementa, al igual que se

evidencia que muestras contractivas ($L_p > 0$) son más propensas a licuación. Los resultados de la Figura 5-11 también son consecuentes con lo discutido en las dos sub-secciones anteriores (i.e., la resistencia a licuación aumenta cuando crece la densidad relativa o cuando disminuye el esfuerzo efectivo de consolidación).

Tabla 5-2 Índice de potencial de licuación (L_p) para las muestras ensayadas de arena calcárea de Cabo Rojo.

$\sigma'_{3\text{cons}}$ (kPa)	$Dr_{\text{fin cons}}$ (%)	$e_{\text{fin.cons}}$	σ'_{3f} (kPa)	L_p	CSR	Ciclos para licuación (N_f)
50	26.7	1.920	48.0	0.041	0.245	123
	26.0	1.924	47.1	0.061	0.260	10
	26.1	1.923	47.3	0.056	0.2725	5
100	25.7	1.925	70.9	0.411	0.155	20
	26.7	1.920	71.6	0.396	0.180	13
	31.9	1.891	76.3	0.310	0.195	10
	28.5	1.909	73.4	0.363	0.220	5
	47.1	1.807	91.6	0.092	0.160	122
	44.9	1.819	89.2	0.121	0.1925	20
	44.5	1.821	88.9	0.125	0.205	15
	45.9	1.813	90.4	0.106	0.240	7
	44.0	1.823	88.5	0.130	0.250	8
	64.4	1.711	112.9	-0.114	0.225	536
	63.5	1.716	111.6	-0.104	0.250	153
	64.5	1.710	113.1	-0.116	0.350	20
	62.2	1.723	109.9	-0.090	0.415	10
	81.3	1.617	138.4	-0.278	0.300	507
	79.4	1.627	135.5	-0.262	0.325	327
	78.5	1.633	133.7	-0.252	0.440	35
200	50.1	1.79	95.0	1.104	0.065	5846
	49.5	1.793	94.4	1.118	0.125	56
	50.7	1.787	95.7	1.091	0.175	23
	64.4	1.711	112.9	0.772	0.150	123
	64.7	1.709	113.3	0.765	0.190	72
	64.9	1.708	113.6	0.761	0.225	21
	65.4	1.705	114.3	0.749	0.300	17
	82.0	1.613	139.7	0.432	0.220	345
	82.8	1.609	140.9	0.420	0.300	30
	80.0	1.624	136.6	0.467	0.350	12

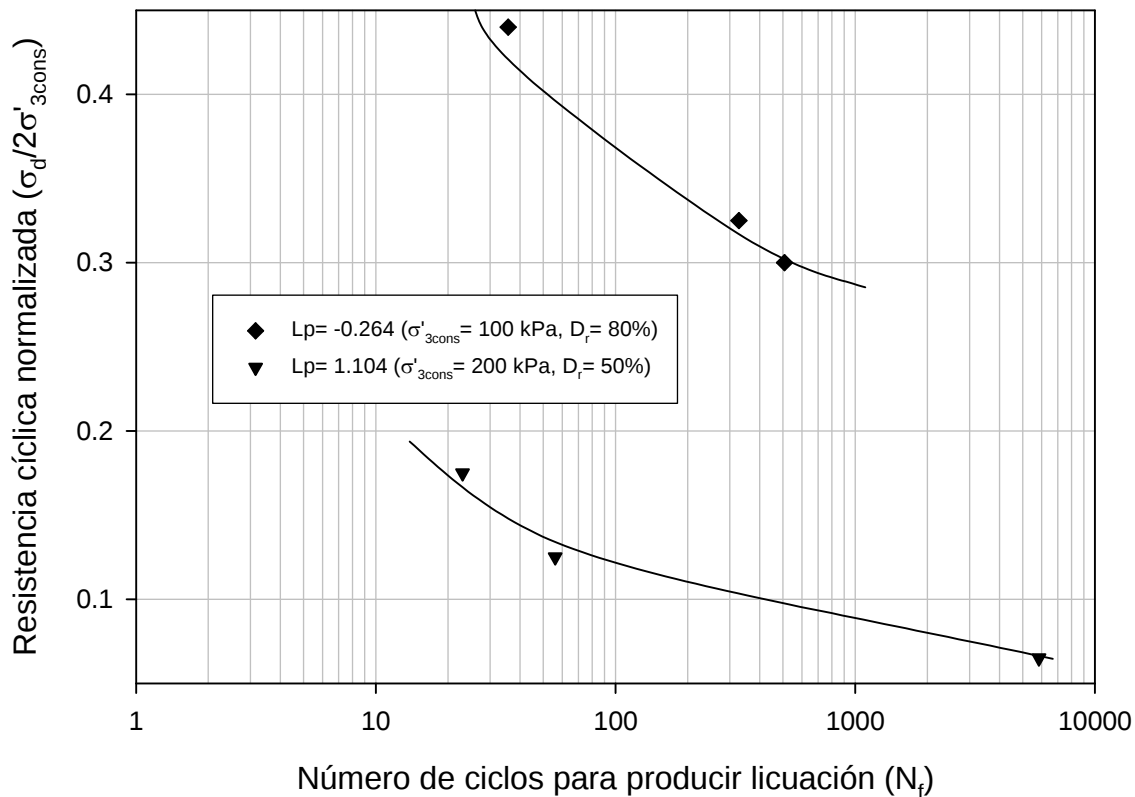


Figura 5-11 Influencia del parámetro Lp en las curvas de resistencia cíclica.

5.3.4. Comparación de curvas CRR para la arena de Cabo Rojo y la arena Ottawa # 20-30

En esta investigación se realizaron ocho ensayos triaxiales cíclicos sobre la arena de sílice Ottawa # 20-30. Uno de los propósitos de utilizar esta arena fue el de validar la metodología experimental, al comparar los resultados de esta investigación con valores publicados en la literatura abierta, como fue discutido en la Sección 4.7. Otro objetivo de utilizar la arena de Ottawa fue la comparación directa de los resultados con los de las arenas calcáreas de Cabo Rojo. Se reprodujeron dos curvas de resistencia cíclica para la arena de Ottawa en dos niveles de densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación. Las Figuras 5-12 y 5-13 comparan las resistencias cíclicas obtenidas para las arenas calcáreas de Cabo Rojo, con las resistencias cíclicas encontradas para la arena silíceas Ottawa #20-30. La Figura 5-12 corresponde a muestras con densidades relativas entre 25 y 26% (estado suelto), consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 50 kPa. La Figura 5-13 presenta resultados de especímenes con densidades relativas entre 64 y 68% (estado medio denso), y esfuerzo efectivo de consolidación de 100 kPa.

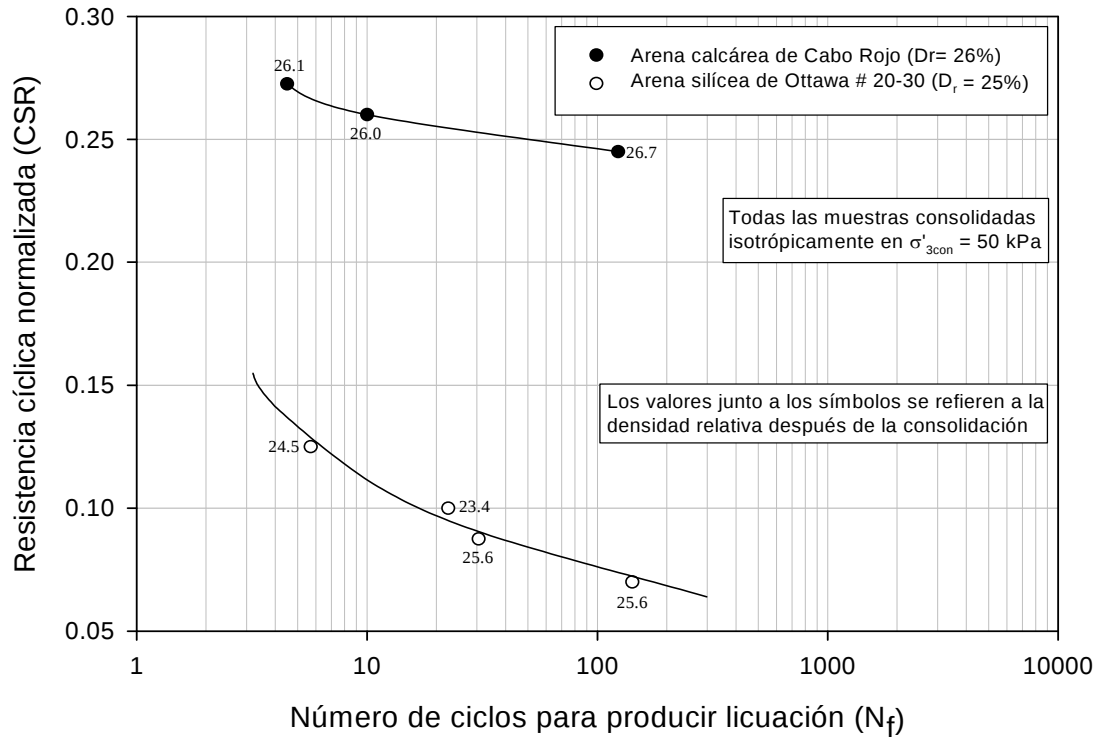


Figura 5-12 Comparación de curvas de resistencia cíclica para la arena de Cabo Rojo y la arena Ottawa, estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa).

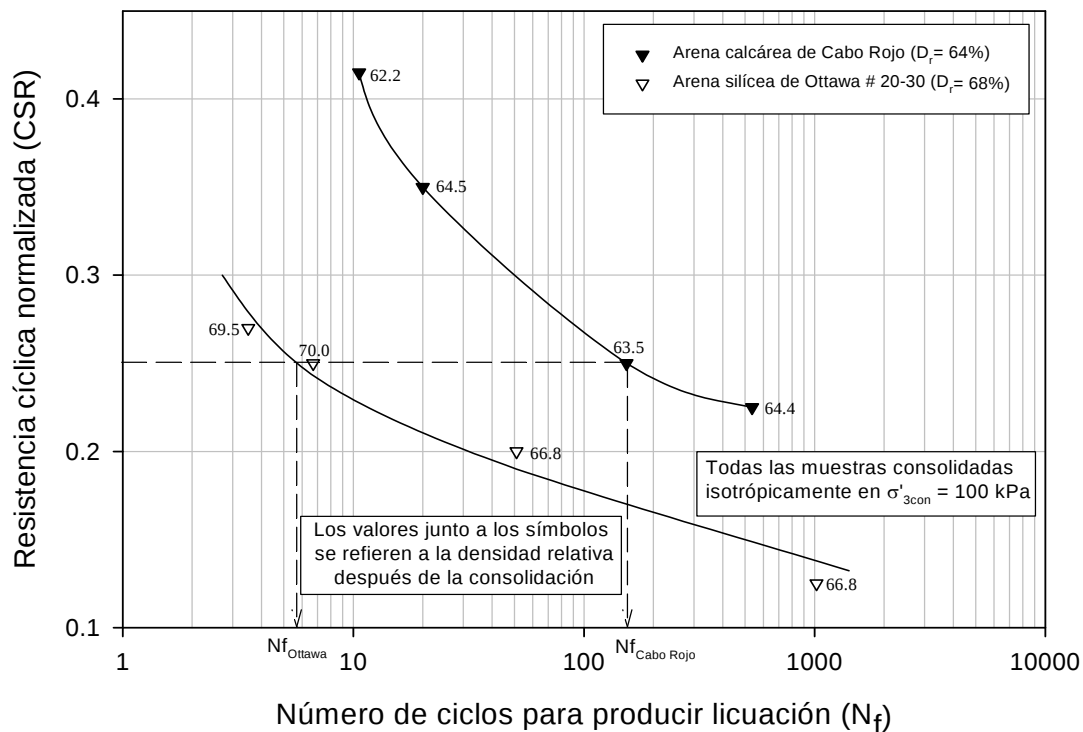


Figura 5-13 Comparación de curvas de resistencia cíclica para la arena de Cabo Rojo y la arena Ottawa, estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa).

En las Figuras 5-12 y 5-13 puede notarse que la resistencia a licuación en términos de CRR, para las arenas calcáreas de Cabo Rojo es considerablemente mayor que la de las arenas silíceas Ottawa # 20-30, para muestras con similares densidades relativas y ensayos consolidados bajo el mismo nivel de esfuerzo efectivo. Por ejemplo, en la Figura 5-13 para un CSR de 0.25, la arena calcárea de Cabo Rojo requiere 153 ciclos de carga para llegar a licuación, mientras que la arena silícea Ottawa # 20-30 licua al aplicarse aproximadamente sólo 6 ciclos de carga.

5.3.5. Comparación de curvas CRR de la arena de Cabo Rojo con investigaciones previas sobre arenas calcáreas

En el Capítulo 3 se presentaron resultados de estudios previos sobre resistencia a licuación de otras arenas calcáreas, mediante ensayos triaxiales cíclicos (e.g., Frydman et al., 1980; Flynn y Nicholson, 1997). La Figura 5-14 compara las curvas de resistencia cíclica obtenidas para la arena de Cabo Rojo, con curvas reportadas para otras arenas calcáreas. Los resultados corresponden a muestras con una densidad relativa cercana a 65% (estado medio denso) y ensayos consolidados bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa. Todos los puntos de las curvas mostradas corresponden al criterio de falla de licuación inicial.

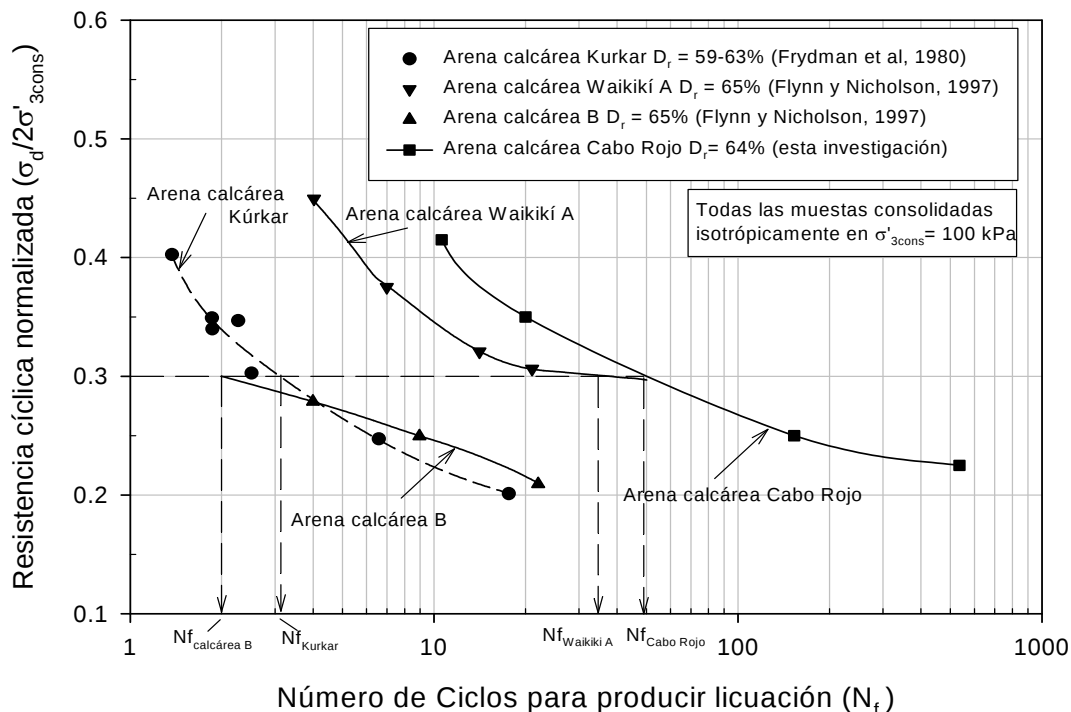


Figura 5-14 Comparación de curvas de resistencia cíclica para la arena de Cabo Rojo y otras arenas calcáreas, estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa).

En la Figura 5-14 puede notarse que las arenas calcáreas de Cabo Rojo tienen la mayor resistencia a la licuación comparada con las otras tres arenas calcáreas. Por ejemplo, para una carga cíclica con un CSR de 0.30, la arena de Cabo Rojo licuó al aplicarse cerca de 50 ciclos, mientras que la arena calcárea de “Waikiki A” licuó aproximadamente a los 34 ciclos de carga. Las arenas calcáreas B y Kurkar licuaron aproximadamente a los 2 ciclos de carga. La Tabla 5-3 resume las principales propiedades índice de las arenas calcáreas comparadas en la Figura 5-14. Cabe anotar que Frydman et al. (1980) no presentan información sobre propiedades índice de la arena Kurkar.

Tabla 5-3 Principales propiedades índice de las arenas calcáreas comparadas.

Arena	Ciclos para licuación (N_f)	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	c_u	e_{min}	e_{max}	G_s
Arena calcárea de Cabo Rojo	50	0.37	0.24	1.75	1.51	2.07	2.84
Arena calcárea Waikiki A (Flynn y Nicholson, 1997)	34	0.21	0.14	1.57	1.12	1.69	2.79
Arena calcárea B (Flynn y Nicholson, 1997)	2	0.74	0.18	5.05	0.66	1.303	2.71

Con la limitada información encontrada se pueden hacer las siguientes observaciones preliminares:

- A mayores relaciones de vacíos y gravedad específica de los granos de arena, parece ser mayor la resistencia a licuación de las arenas calcáreas comparadas.
- Las arenas calcáreas de gradación uniforme (valores de C_u menores), parecen tener mayor resistencia a licuación que aquellas arenas calcáreas con una granulometría más distribuida.

Debe resaltarse que las anotaciones anteriores son sólo preliminares basadas únicamente en tres estudios para un mismo nivel de densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación. Por lo tanto, no son conclusiones sobre el comportamiento general de las arenas calcáreas. Estos comentarios sólo buscan motivar futuras investigaciones, en las cuales deberían considerarse otros factores importantes como dureza de los granos, contenido de finos, susceptibilidad al rompimiento de las partículas, porosidad interna, entre otros.

5.4. Generación de presiones de poros

Como se explicó en la Sección 2.5, en ensayos triaxiales cíclicos cada vez que se aplica un ciclo de carga desviadora hay un incremento correspondiente en la presión de poros del agua debido a que no se permite drenaje en la muestra. Existen varios estudios que describen la forma típica en que se generan las presiones de poros en arenas de sílice (Seed et al., 1975). Debido a que las arenas calcáreas tienen partículas con forma más irregular y textura más rugosa que las partículas de arenas de sílice, es probable que las características de generación de presiones de poros sean diferentes. Existen otras diferencias importantes como su alto ángulo de fricción interna, al igual que las grandes relaciones de vacíos, que también pueden causar que la redistribución de las partículas y la generación de las presiones de poros en estos suelos sean diferentes a lo observado para arenas de sílice. Esta sección presenta resultados de generación de presiones de poros obtenidos para las arenas calcáreas de Cabo Rojo. Con el propósito de comparar posibles diferencias con las tendencias observadas en las arenas de sílice, también se presentan y se discuten los resultados de generación de presiones de poros obtenidos para la arena silícea Ottawa # 20-30. Las tendencias de ambas arenas se comparan con las curvas propuestas por Seed et al. (1975).

5.4.1. Resultados típicos de presiones de poros

La generación de presiones de poros dependerá del estado inicial de la muestra antes de la aplicación de la carga cíclica (definido por D_r y σ'_{3cons}) y del nivel de esfuerzo cíclico aplicado (representado por el valor de CSR). Esta sub-sección presenta un resumen de los resultados más representativos en cuanto a generación de presiones de poros de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, para diferentes estados iniciales de la muestra.

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado suelto ($D_r = 26-27\%$):

Las Figuras 5-15 y 5-16 presentan curvas normalizadas de generación de presiones de poros versus número de ciclos de carga aplicados, para muestras en estado suelto, consolidadas bajo esfuerzos efectivos de 50 y 100 kPa respectivamente. En estas curvas se observa que el incremento de las presiones de poros en las arenas de Cabo Rojo es gradual, mostrando un aumento de presión de poros desde el comienzo de la prueba hasta llegar al

estado de licuación. También se observa una importante fluctuación cíclica donde se evidencia cierta relajación de las presiones de poros entre ciclos de carga.

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado medio denso ($D_r = 45-65\%$):

Las Figuras 5-17 a 5-20 presentan resultados de generación de presiones de poros para muestras en estado medio denso. Las Figuras 5-17 y 5-18 muestran curvas normalizadas de generación de presiones de poros para muestras con densidades relativas de 45% a 50% y consolidadas bajo esfuerzos efectivos de 100 y 200 kPa respectivamente. Análogamente, las Figuras 5-19 y 5-20 presentan curvas para muestras con densidades relativas de 64 a 65%, consolidadas bajo los mismos niveles de esfuerzos. En estas figuras se observa que a medida que se incrementa la densidad relativa, la relajación de las presiones de poros entre ciclos de carga es más marcada.

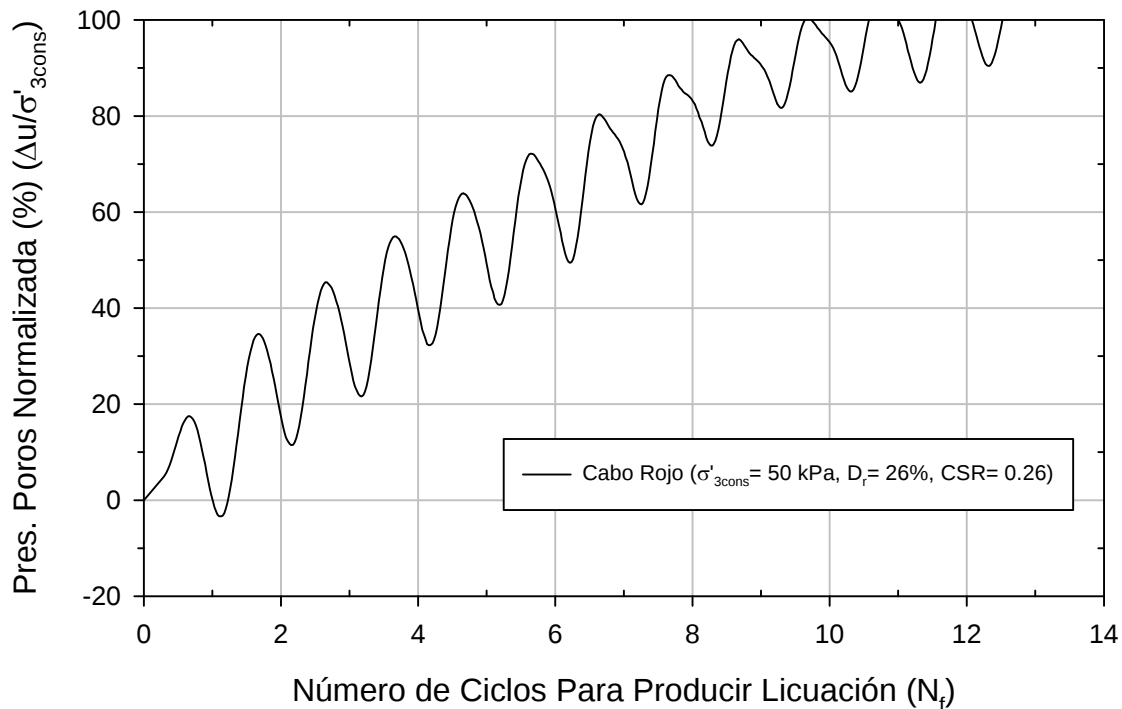


Figura 5-15 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$).

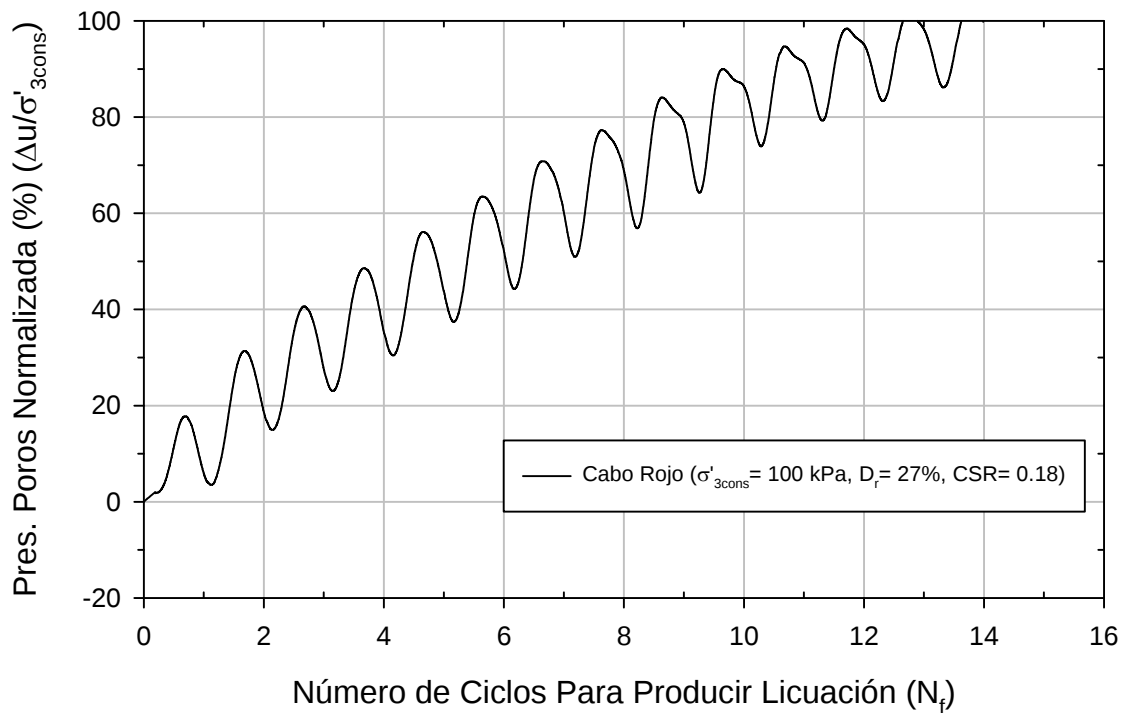


Figura 5-16 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa, $D_r = 27\%$).

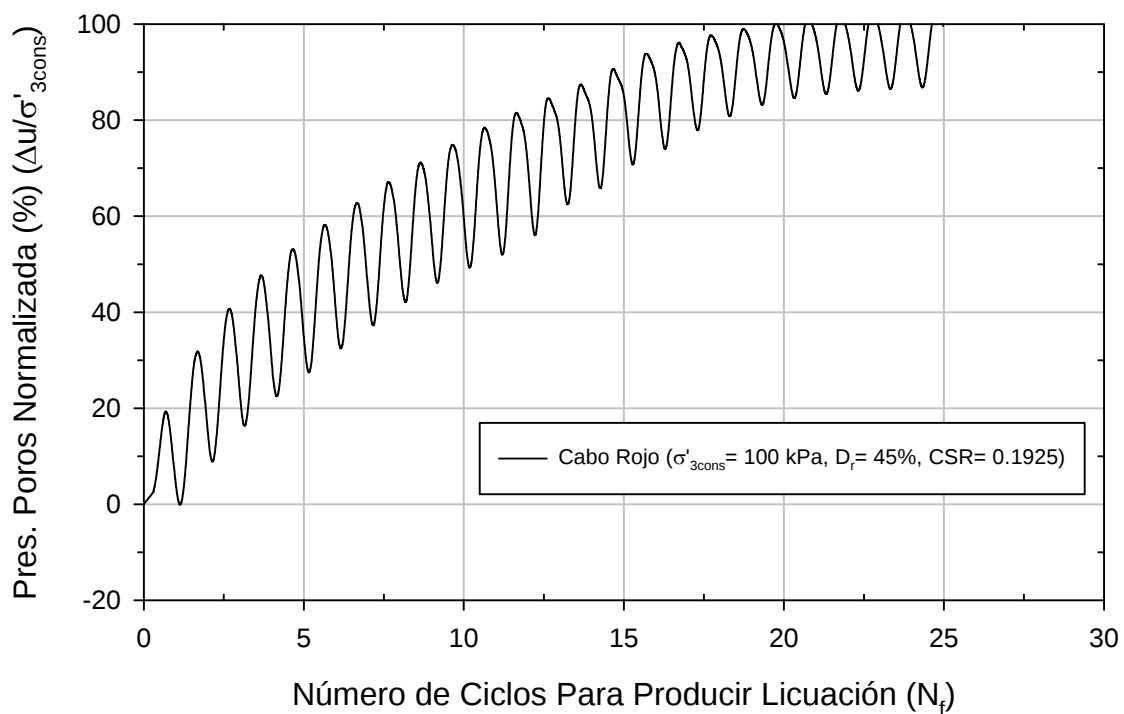


Figura 5-17 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa, $D_r = 45\%$).

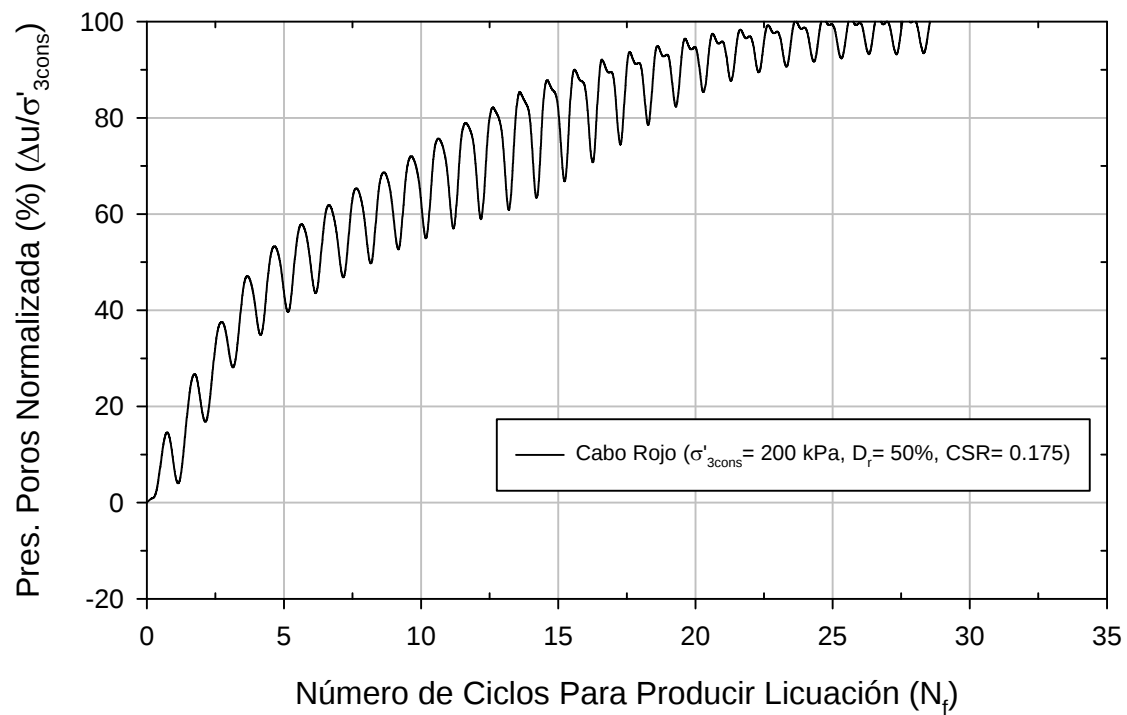


Figura 5-18 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 50\%$).

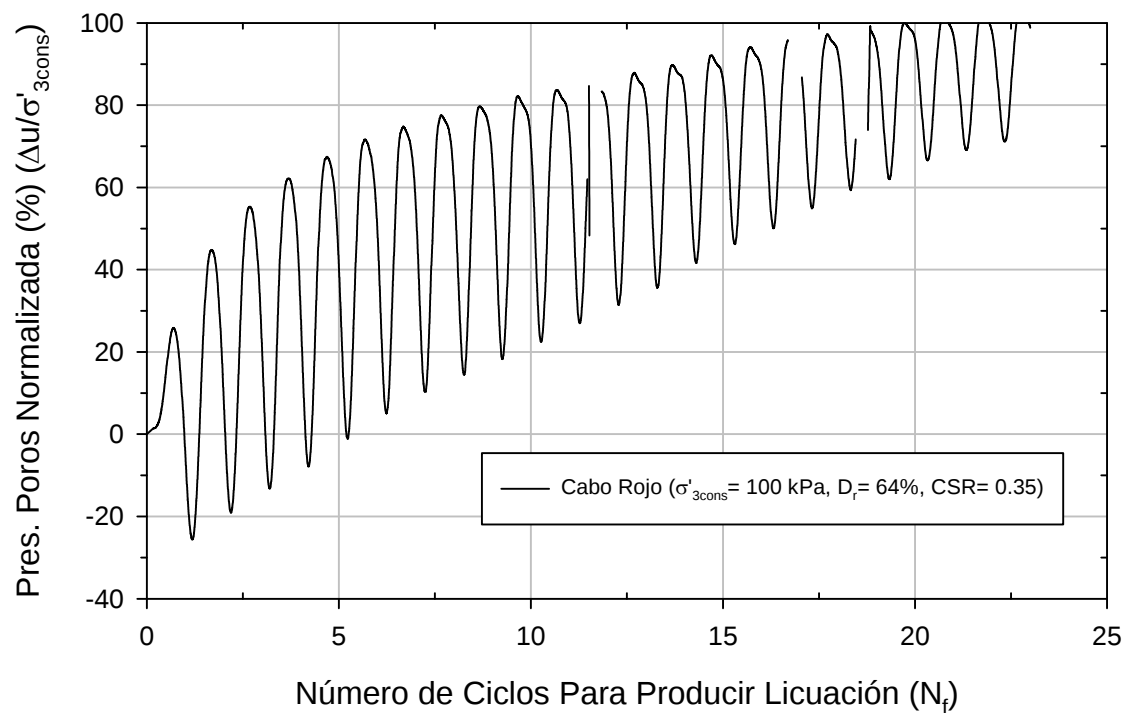


Figura 5-19 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).

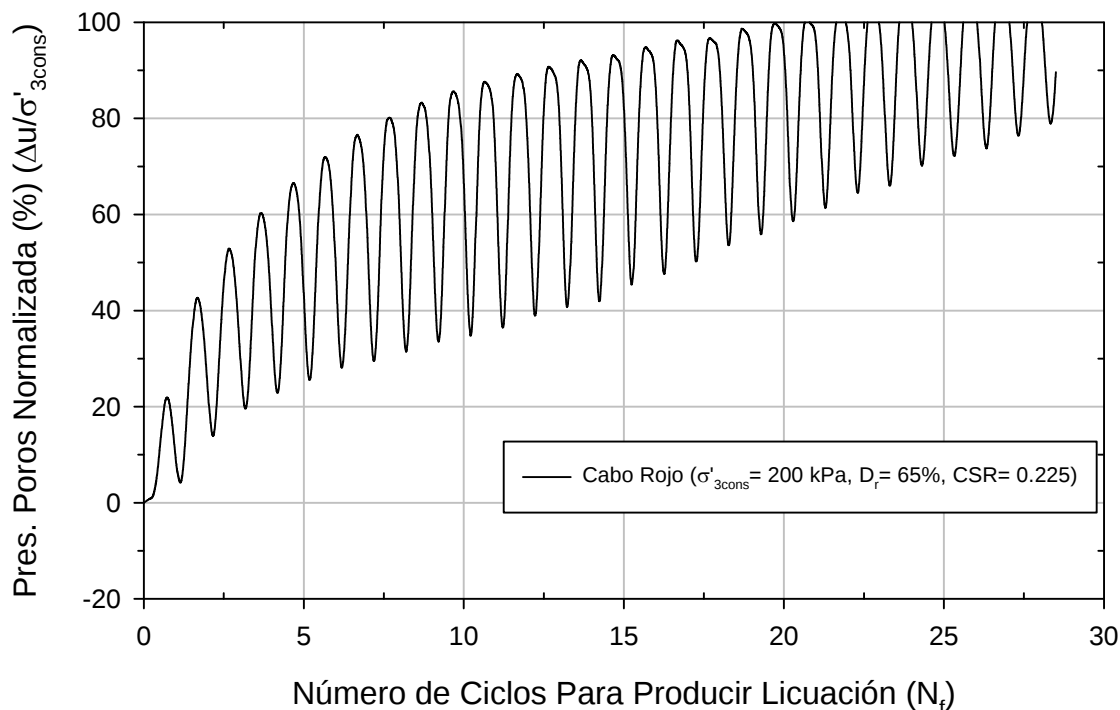


Figura 5-20 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 65\%$).

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado denso ($D_r = 80-82\%$):

Las Figuras 5-21 y 5-22 presentan curvas normalizadas de generación de presiones de poros versus número de ciclos de carga aplicados, para muestras en estado denso. Estas figuras corresponden a especímenes con densidades relativas de 80 a 82% y consolidados bajo esfuerzos efectivos de 100 y 200 kPa, respectivamente. En estas figuras se observa también un comportamiento similar, donde las presiones de poros incrementan gradualmente y hay una relajación cíclica. Nuevamente se evidencia que la relajación de las presiones de poros entre ciclos de carga crece a medida que se incrementa la densidad relativa de las muestras.

Resumen:

En las arenas calcáreas de Cabo Rojo, el incremento en las presiones de poros es gradual desde el inicio de la prueba hasta el estado de licuación. Por otra parte, hay una relajación de las presiones de poros entre ciclos de carga, la cual es mayor cada que se incrementa la densidad relativa de las muestras. En las siguientes sub-secciones se compararán las tendencias de generación de presiones de poros de las arenas calcáreas de Cabo Rojo con la arena silícea Ottawa #20-30 y con el rango de Seed et al. (1975).

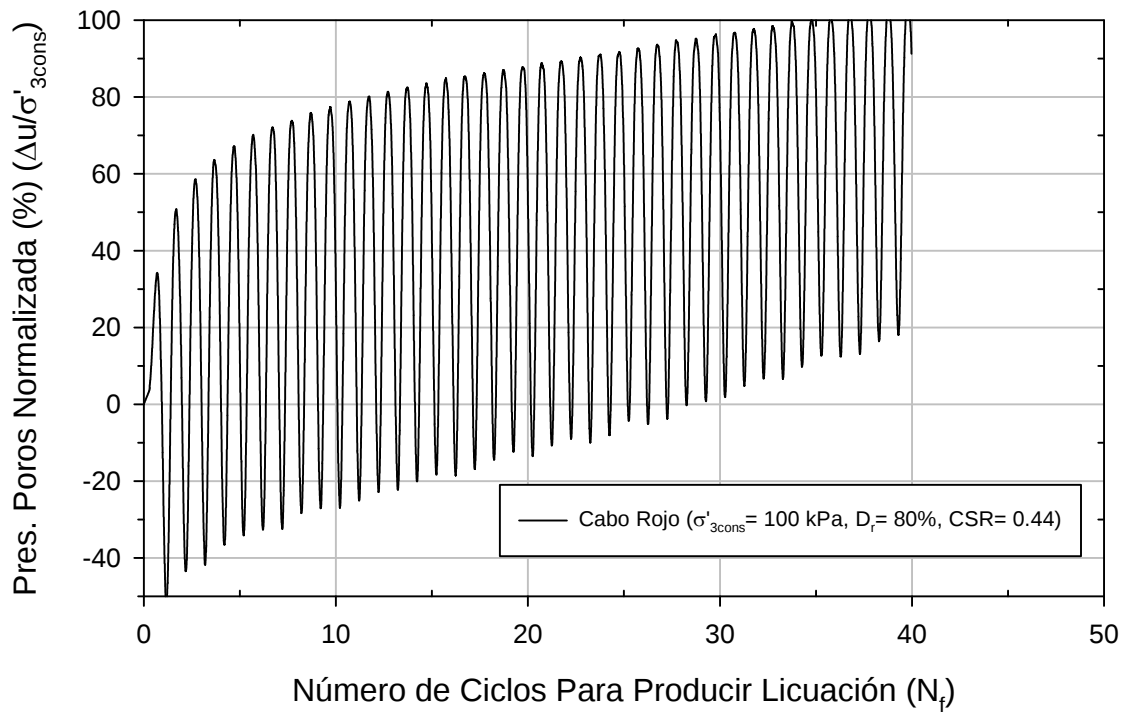


Figura 5-21 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).

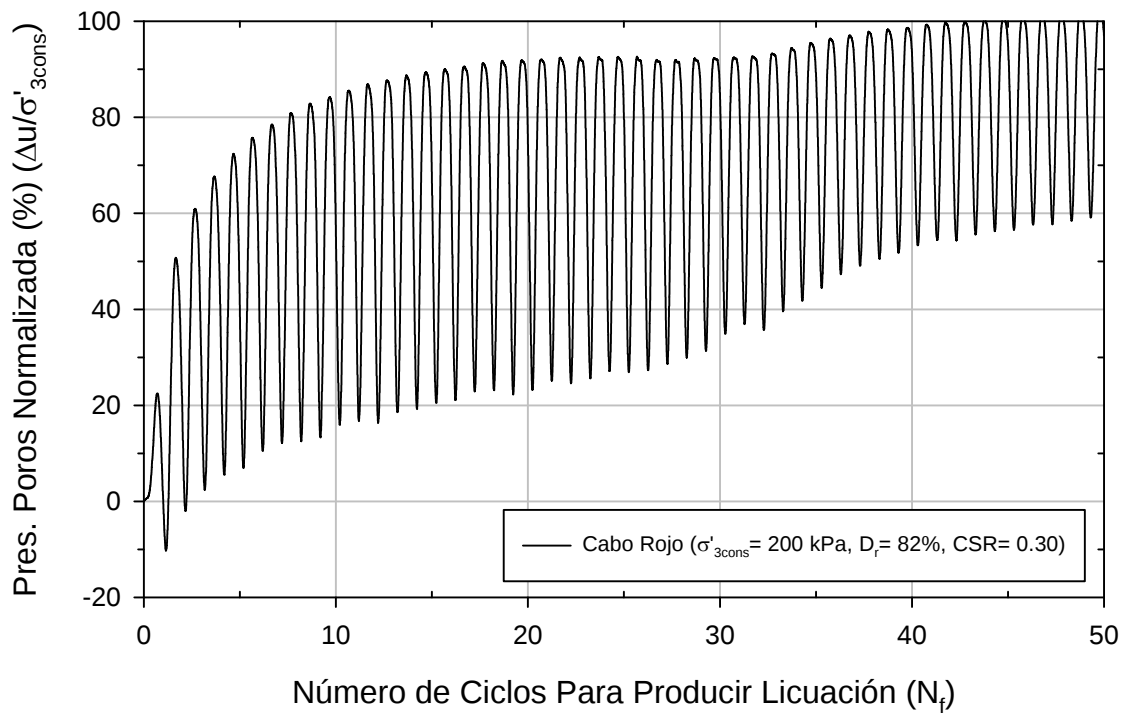


Figura 5-22 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 82\%$).

5.4.2. Comparación de las tendencias de generación de presiones de poros entre las arenas de Cabo Rojo y la arena Ottawa # 20-30

Esta sub-sección compara las tendencias de generación de presiones de poros observadas para las arenas calcáreas de Cabo Rojo, con las mediciones hechas para las arenas silíceas Ottawa # 20-30. Esta comparación sólo se hará para muestras en estado suelto y medio denso. No se hicieron ensayos con las arenas de Ottawa en estado denso.

Comparación de tendencias en estado suelto ($D_r = 25-26\%$):

Las Figuras 5-23 y 5-24 ilustran respectivamente la generación de presiones de poros para las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silícea Ottawa # 20-30. Estas figuras corresponden a muestras con densidades relativas entre 25% y 26% (estado suelto), consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 50 kPa.

Con propósitos de comparación, la Figura 5-25 ilustra simultáneamente la tendencia en la generación de presiones de poros de ambas arenas en estado suelto. En esta figura se utilizó la presión de poros residual (Δu_{res}), la cual se define para ensayos triaxiales cíclicos como la presión de poros en el instante en que el esfuerzo desviador (σ_d) es igual a cero en cada ciclo de carga. Se utilizó la presión de poros residual debido a que es la que generalmente se usa para analizar tendencias típicas de generación de presiones de poros (Seed y Lee, 1966). Además, en esta figura el número de ciclos se normalizó respecto al número de ciclos necesario para producir licuación (N_f) definido en el Capítulo 2.

En la Figura 5-25 puede notarse que para las arenas calcáreas de Cabo Rojo, a pesar de que al comienzo de la prueba las presiones de poros tienen mayor tendencia a crecer y el pico inicial es mayor comparado con el de la arena de Ottawa, la generación de presiones de poros es gradual durante todo el ensayo hasta llegar a la licuación. Las arenas de Ottawa por el contrario no presentan picos iniciales tan altos y el incremento en las presiones de poros es menor comparado con las arenas de Cabo Rojo. Otra diferencia importante es que para la arena de Ottawa las presiones de poros crecen súbitamente cuando alcanzan aproximadamente el 50% del esfuerzo efectivo de consolidación y tan sólo soportan un 10% más de ciclos a partir de ese instante (relación (N/N_f) cercana a 0.90).

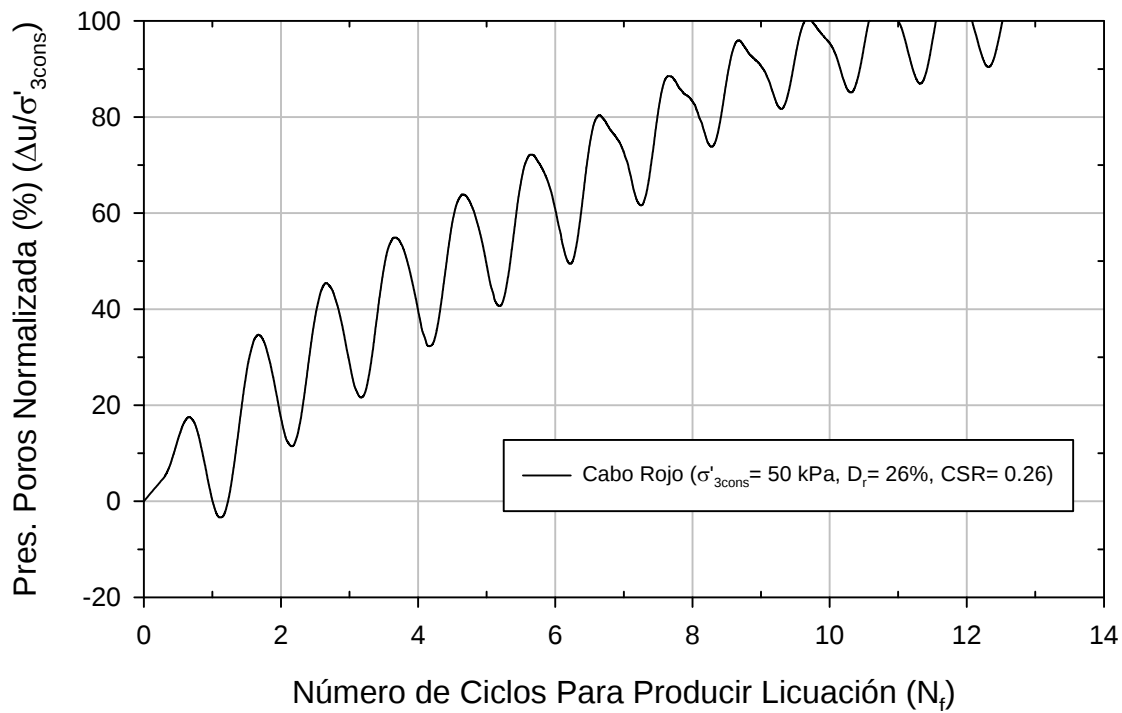


Figura 5-23 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3\text{cons}} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$).

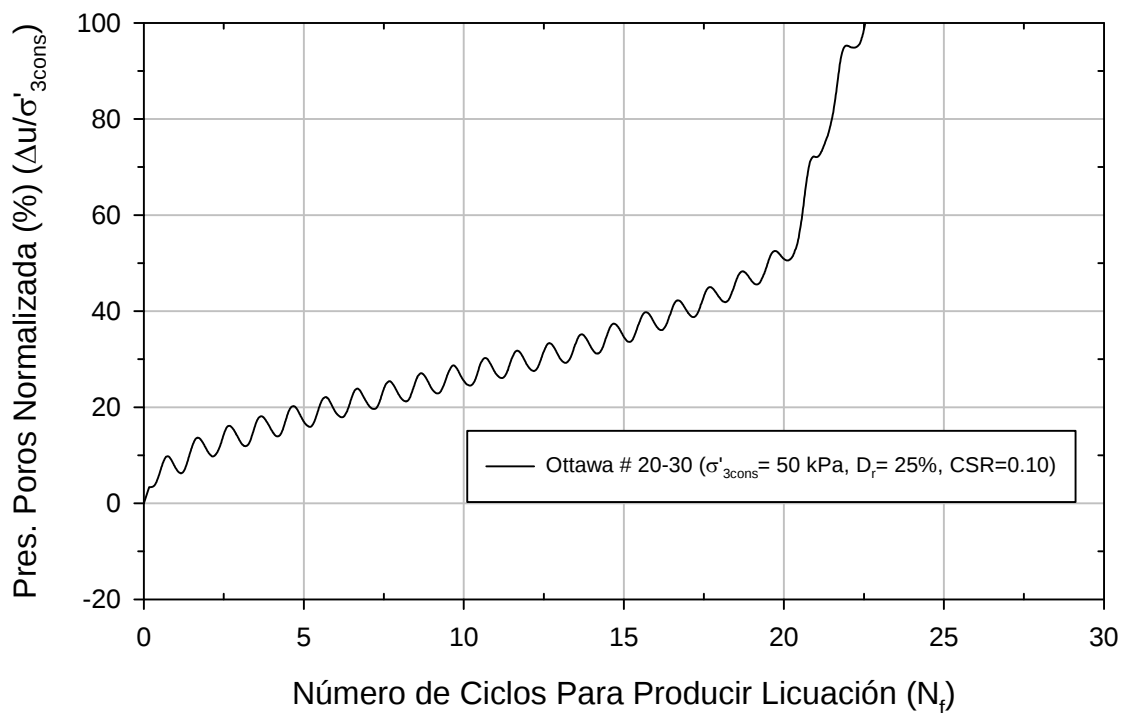


Figura 5-24 Generación de presiones de poros para las arenas de Ottawa # 20-30 en estado suelto ($\sigma'_{3\text{cons}} = 50$ kPa, $D_r = 25\%$).

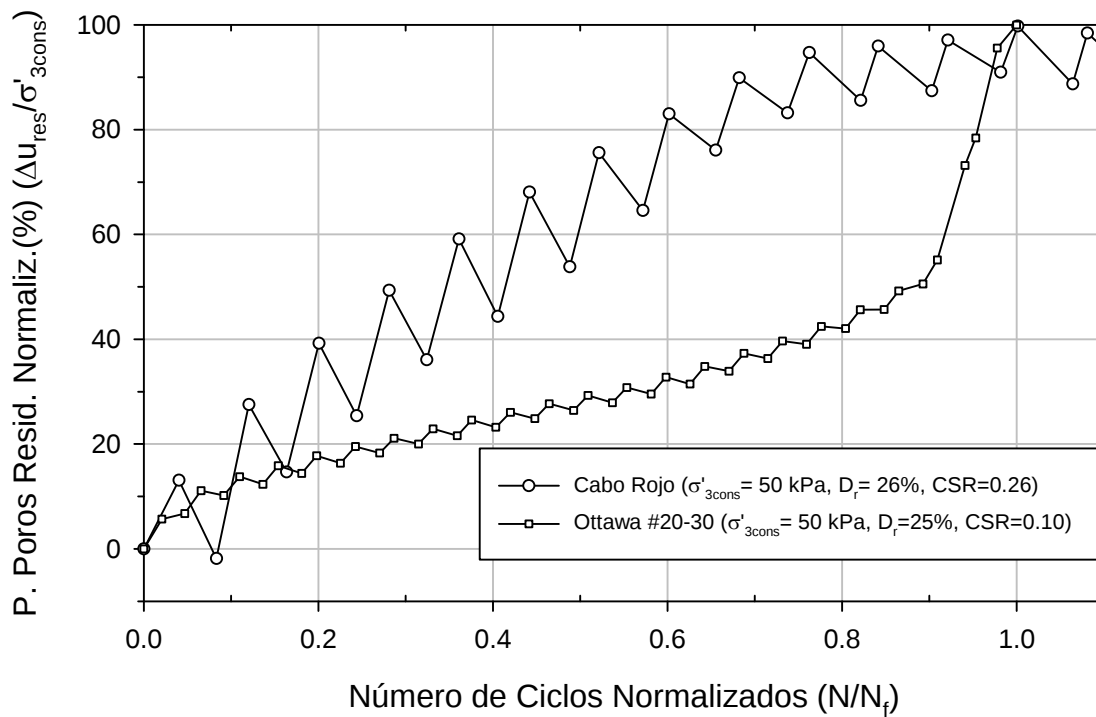


Figura 5-25 Comparación de generación de presiones de poros en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 25-26\%$).

Comparación de tendencias en estado medio denso ($D_r = 64-68\%$):

De forma similar, las Figuras 5-26 y 5-27 presentan las presiones de poros para las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silícea Ottawa #20-30 respectivamente. Estas figuras corresponden a muestras con densidades relativas entre 64% y 68% (estado medio denso) y consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa.

La Figura 5-28 compara la tendencia en la generación de presiones de poros de las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silícea Ottawa # 20-30 en estado medio denso, pero en términos de las presiones de poros residuales (Δu_{res}). El número de ciclos se normalizó respecto al número de ciclos necesario para producir licuación (N_f).

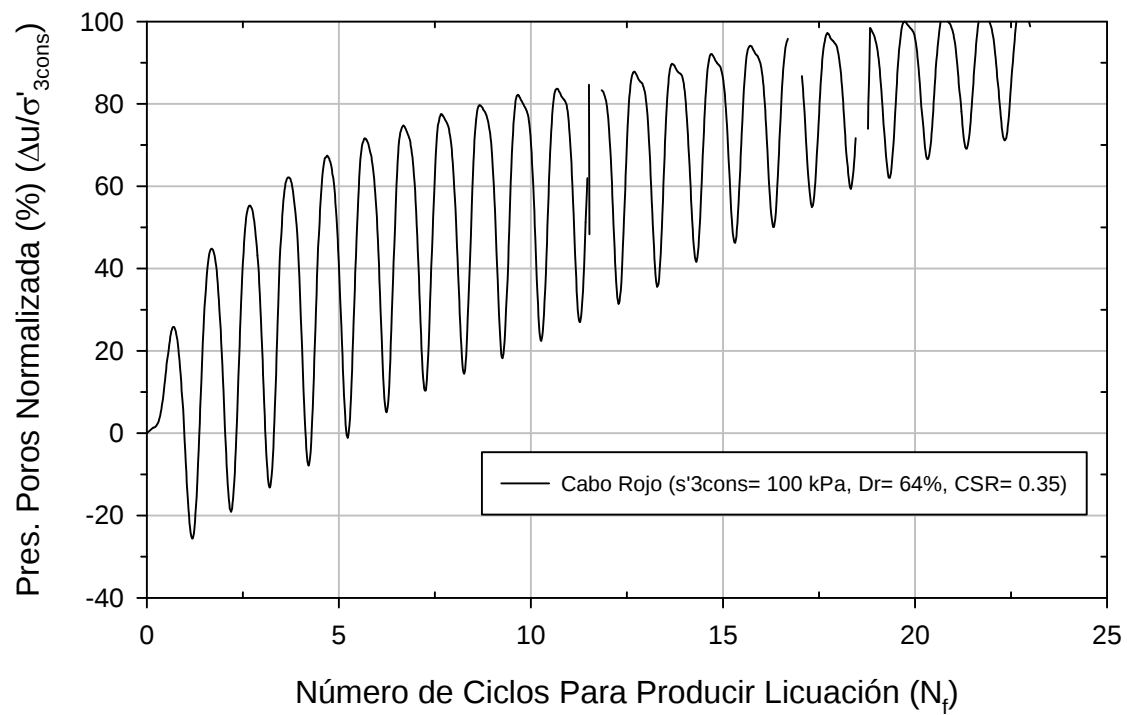


Figura 5-26 Generación de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).

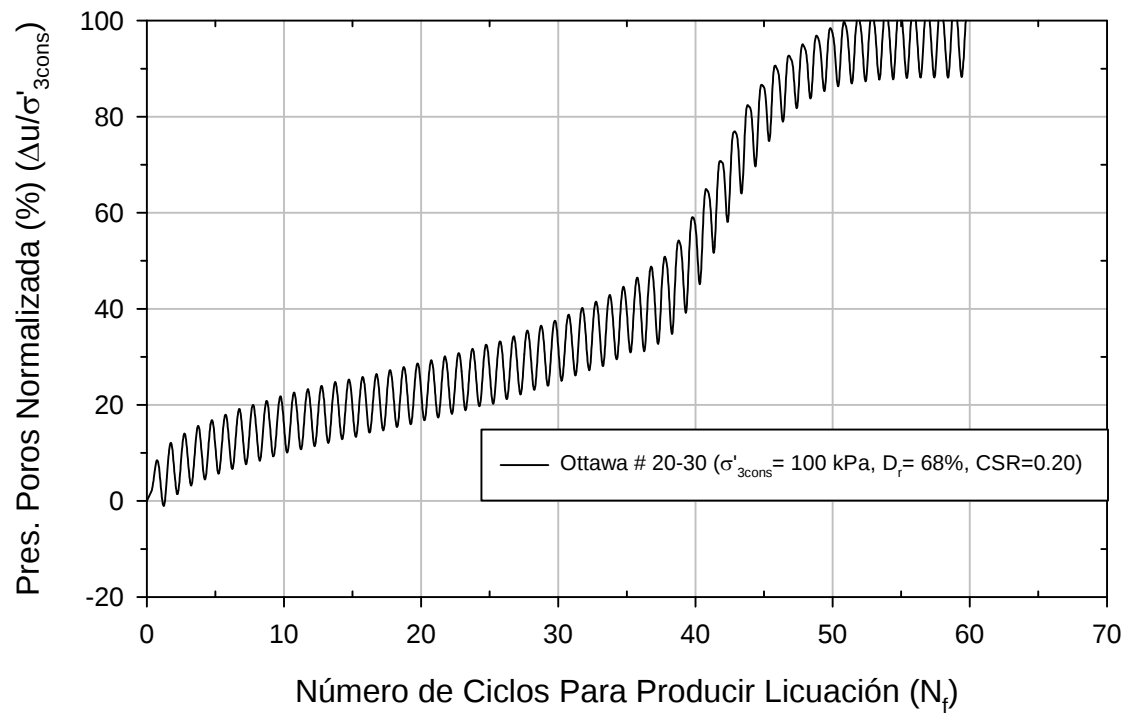


Figura 5-27 Generación de presiones de poros para las arenas de Ottawa en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa, $D_r = 68\%$).

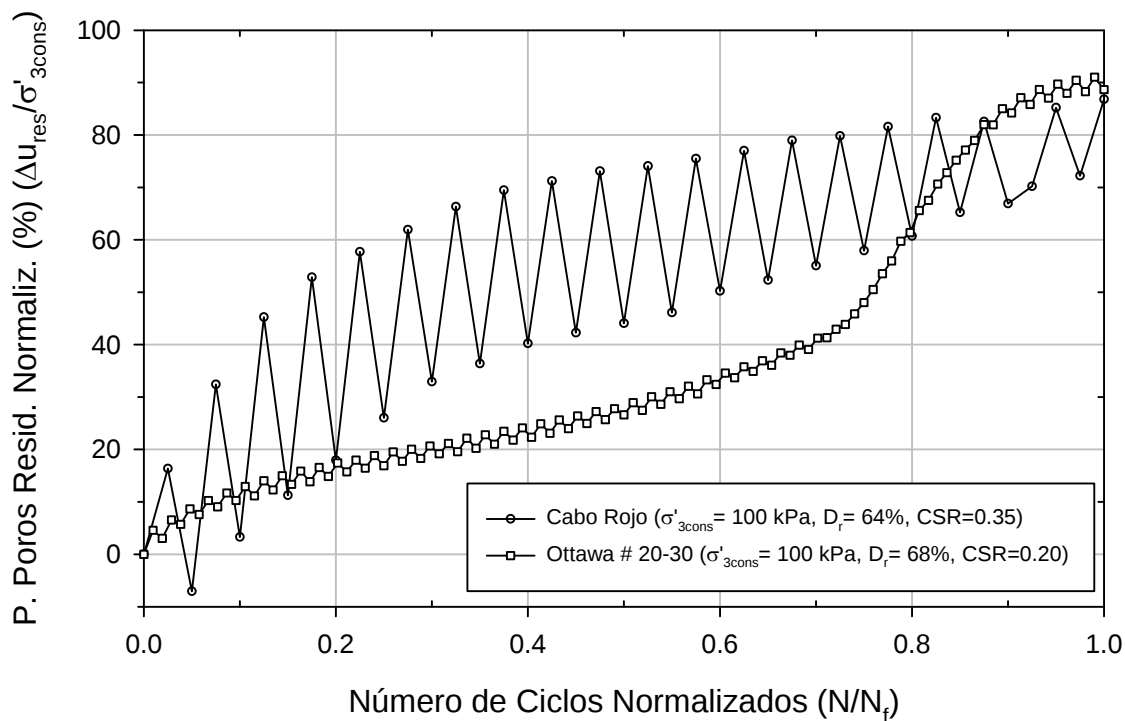


Figura 5-28 Comparación de generación de presiones de poros en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $Dr = 64-68\%$).

La Figura 5-28 muestra patrones similares a los observados para las arenas en estado suelto consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 50 kPa (Figura 5-25). Para las arenas de Cabo Rojo, al comienzo de la prueba hay una mayor tendencia a crecer y el pico inicial de las presiones de poros es mayor. Sin embargo, el incremento de presiones de poros es gradual durante toda la prueba hasta llegar al estado de licuación. También es importante resaltar las fluctuaciones marcadas que muestran las arenas de Cabo Rojo. Las arenas de Ottawa no presentan picos iniciales tan altos, y en los primeros ciclos no hay un incremento notable en las presiones de poros. Sin embargo, éstas crecen súbitamente cuando alcanzan un valor de aproximadamente el 60% del esfuerzo efectivo de consolidación. En este caso soportaron aproximadamente un 25% más de ciclos a partir de ese instante (relación (N/N_f) cercana a 0.75). Aunque para las muestras en estado medio denso, en algún momento de la prueba la presión de poros del agua igualó el esfuerzo efectivo de consolidación (Figura 5-26 y Figura 5-27), por lo cual se consideró licuación según lo indicado en la sección 2-4, la Figura 5-28 evidencia que la presión de poros residual nunca igualó el esfuerzo efectivo de consolidación.

Resumen:

Los resultados presentados en las sub-secciones anteriores (Figuras 5-25 y 5-28) muestran que para las arenas calcáreas de Cabo Rojo, las presiones de poros tienden a incrementar de forma gradual desde el inicio de la prueba hasta alcanzar el estado de licuación. En contraste, las arenas de Ottawa presentan un incremento y acumulación menor de las presiones de poros durante la prueba, pero experimentan un crecimiento súbito marcado hacia el final del ensayo. Cuando las presiones de poros llegan al 50 o 60% del esfuerzo efectivo de consolidación, ocurre un salto súbito que prácticamente lleva la muestra al estado de licuación. Otra diferencia importante en el proceso de generación de presiones de poros entre ambas arenas fue el que se refiere a los niveles de oscilaciones (aumento y relajación) que se observan. Para las arenas calcáreas de Cabo Rojo las oscilaciones fueron más pronunciadas y este fenómeno se tiende a ver en forma más marcada a medida que aumenta la densidad relativa de la muestra. Para las arenas de Ottawa, las oscilaciones en las presiones de poros fueron muy leves y casi despreciables.

El hecho de que las arenas calcáreas de Cabo Rojo presenten un incremento gradual en las presiones de poros y puedan sostener valores muy cercanos al esfuerzo efectivo de consolidación sin que se presente una falla súbita, puede atribuirse a su alto ángulo efectivo de fricción interna como lo discutieron Morioka y Nicholson (2000), o a la compresión individual de los granos.

5.4.3. Comparación de las presiones de poros con el rango propuesto por Seed et al. (1975)

Seed et al. (1975) reportaron un rango típico que permite estimar la generación de presiones de poros debido a carga cíclica en arenas limpias de sílice. El rango propuesto se basó en resultados de laboratorio por Lee y Albaisa (1974), quienes realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras reconstituidas de seis tipos de arena de grano uniforme. Los resultados de los ensayos por Lee and Albaisa (1974) cayeron dentro de una banda estrecha, la cual posteriormente fue publicada por Seed et al. (1975). Comparaciones entre los resultados obtenidos para ambos tipos de arenas, con el rango propuesto por Seed et al.

(1975), se muestran en las Figuras 5-29 y 5-30, para arenas en estado suelto ($D_r = 25\text{-}26\%$) y en estado medio denso ($D_r = 64\text{-}68\%$) respectivamente.

En las Figuras 5-29 y 5-30 se observa que las presiones de poros de la arena Ottawa # 20-30 se ajustan bien a la banda utilizada por Seed et al. (1975), acercándose principalmente hacia el límite inferior. En contraste, las arenas de Cabo Rojo tienden a estar más cerca del límite superior del rango indicado; sin embargo, las presiones de poros por lo general exceden este límite. En estas figuras también se aprecian los ciclos más marcados de la arena calcárea. Las arenas de Cabo Rojo, debido a la alta relajación en las presiones de poros, se salen en varios puntos del rango de Seed et al. (1975) y tienden siempre hacia el límite superior.

Finalmente, la Figura 5-31 compara dos curvas típicas de presiones de poros para las arenas de Cabo Rojo, con el rango propuesto por Seed et al. (1975). La generación de presiones de poros de las dos muestras de Cabo Rojo es relativamente similar, con mayor tendencia del espécimen más suelto a alejarse del rango. Las dos muestras tienen una tendencia típica, con cierto parecido al límite superior de la banda.

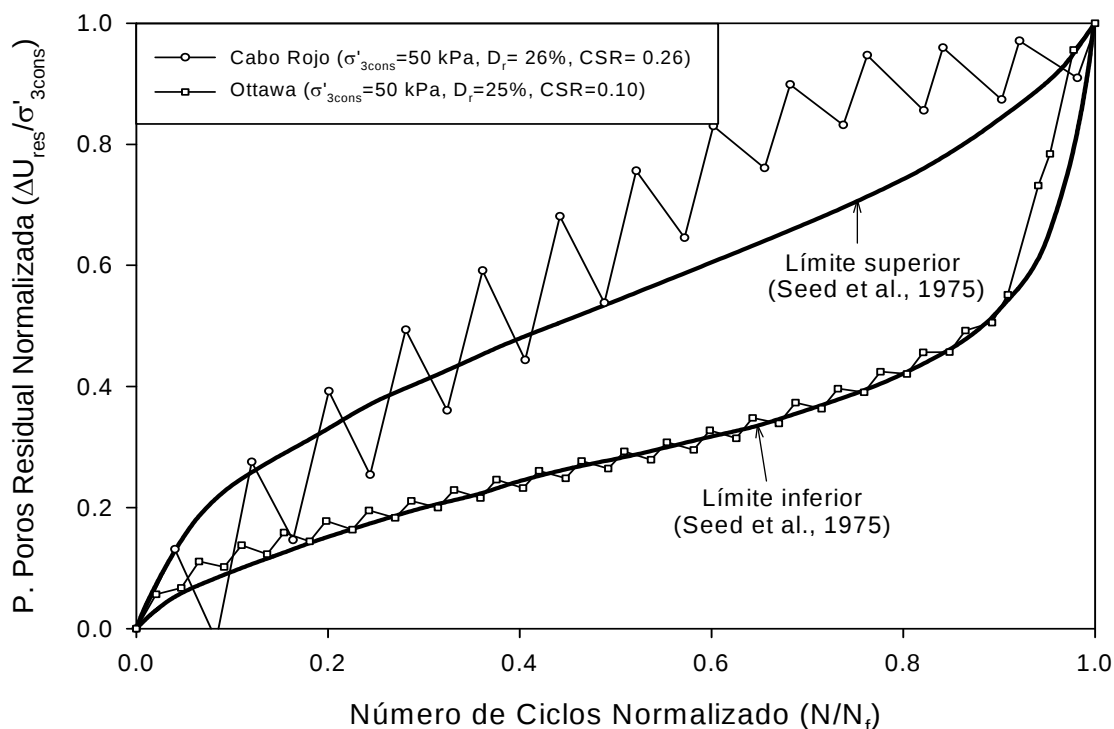


Figura 5-29 Comparación de generación de presiones de poros con el rango de Seed et al. (1975), estado suelto, ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 25\text{-}26\%$).

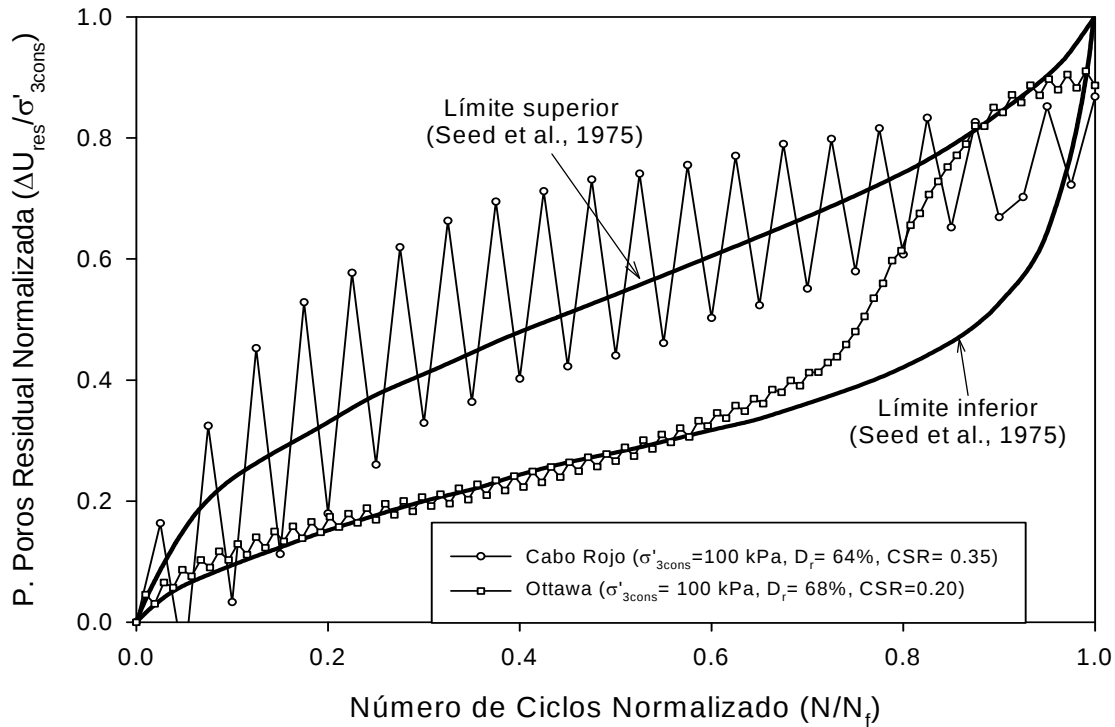


Figura 5-30 Comparación de generación de presiones de poros con el rango de Seed et al. (1975) estado medio denso, ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64-68\%$).

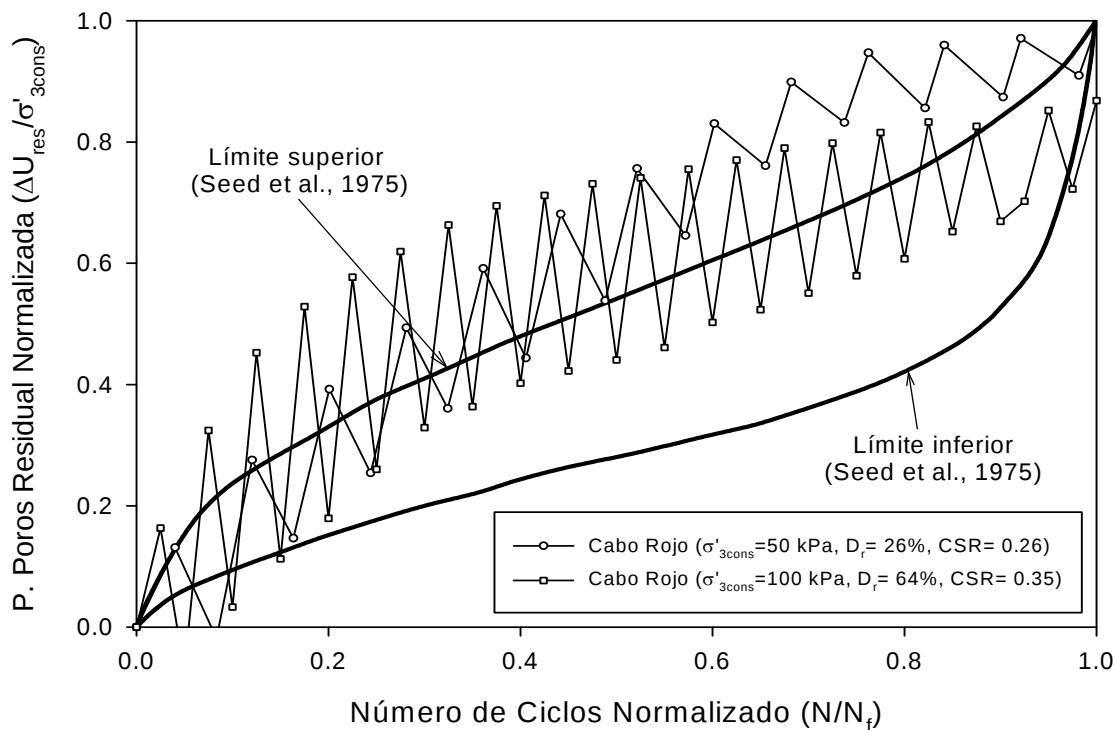


Figura 5-31 Comparación de generación de presiones de poros con el rango de Seed et al. (1975) estados suelto y medio denso, ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$; $\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).

5.5. Deformación axial

Como fue discutido en el Capítulo 2, al acercarse al estado de licuación, la muestra en un ensayo triaxial cíclico experimenta un incremento súbito y marcado en las deformaciones axiales. Esto se debe a que el suelo pierde gran parte o toda su rigidez al alcanzar el estado de licuación. Este estado se caracteriza por tener un esfuerzo efectivo de cero o muy cercano a cero. La manera como se acumulan las deformaciones axiales en la muestra hasta llegar a la falla (licuación) depende en gran medida de la posición inicial de la muestra con respecto a la línea de estado crítico, es decir de si su estado inicial es contractivo o dilatante. Otro factor importante que influye en la forma cómo se acumulan las deformaciones axiales, son las características individuales de los granos. Al igual que para las presiones de poros, las propiedades tan singulares que tienen las partículas de las arenas calcáreas probablemente tienen gran influencia en la forma cómo se acumulan las deformaciones axiales en estos suelos durante ensayos triaxiales cíclicos. Esta sección presenta los resultados de deformación axial para las arenas calcáreas de Cabo Rojo. También se discuten posibles diferencias con las tendencias observadas en la arena de Ottawa.

5.5.1. Resultados típicos de deformaciones axiales

Esta sub-sección resume los resultados más representativos en cuanto a acumulación de deformaciones axiales de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, para diferentes estados iniciales de la muestra. Se presentan las mismas muestras a las cuales se les estudió la generación de presiones de poros.

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado suelto ($D_r = 26-27\%$):

Las Figuras 5-32 y 5-33 ilustran curvas de deformación versus número de ciclos de carga para muestras sueltas consolidadas bajo esfuerzos efectivos de 50 y 100 kPa respectivamente. En estas figuras se observa que la amplitud de las deformaciones axiales de las arenas de Cabo Rojo crece de forma gradual desde el inicio de la prueba hasta la falla.

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado medio denso ($D_r = 45-65\%$):

Los resultados de acumulación de deformaciones axiales para cuatro muestras en estado inicial medio denso se presentan en las Figuras 5-34 a 5-37. Las Figuras 5-34 y 5-35 ilustran las curvas de deformación axial para muestras con densidades relativas de 45% a 50%, bajo esfuerzos efectivos de consolidación de 100 y 200 kPa respectivamente. De forma similar, las Figuras 5-36 y 5-37 presentan curvas para muestras con densidades relativas de 64 a 65%, consolidadas bajo los mismos esfuerzos efectivos. En estas figuras se observa que muestras con mayor densidad relativa presentan mayor amplitud en las deformaciones axiales.

Tendencia para la arena de Cabo Rojo en estado denso ($D_r = 80-82\%$):

Las Figuras 5-38 y 5-39 presentan los resultados de deformación axial versus número de ciclos de carga aplicados, para las muestras con estado inicial denso. Estas figuras corresponden a muestras con densidades relativas de 80 a 82%, consolidadas bajo esfuerzos efectivos de 100 y 200 kPa respectivamente. La amplitud de las deformaciones axiales de estas muestras es mayor que para los especímenes con menor densidad relativa. También se observa que para el estado denso, la deformación axial predominante es en extensión.

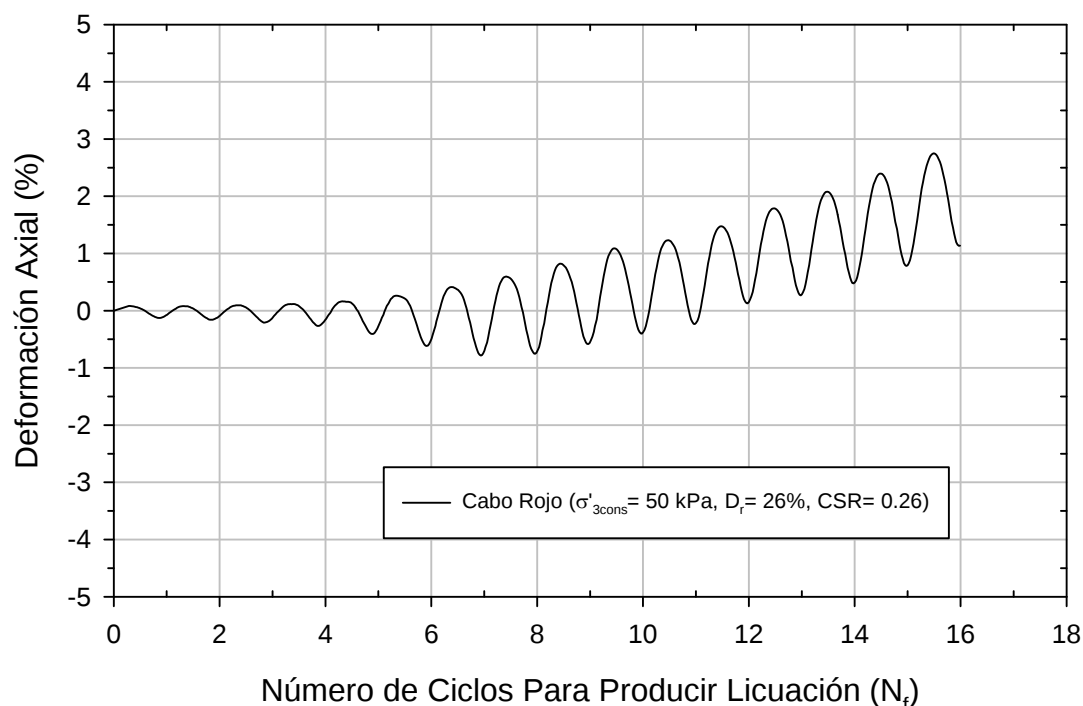


Figura 5-32 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$).

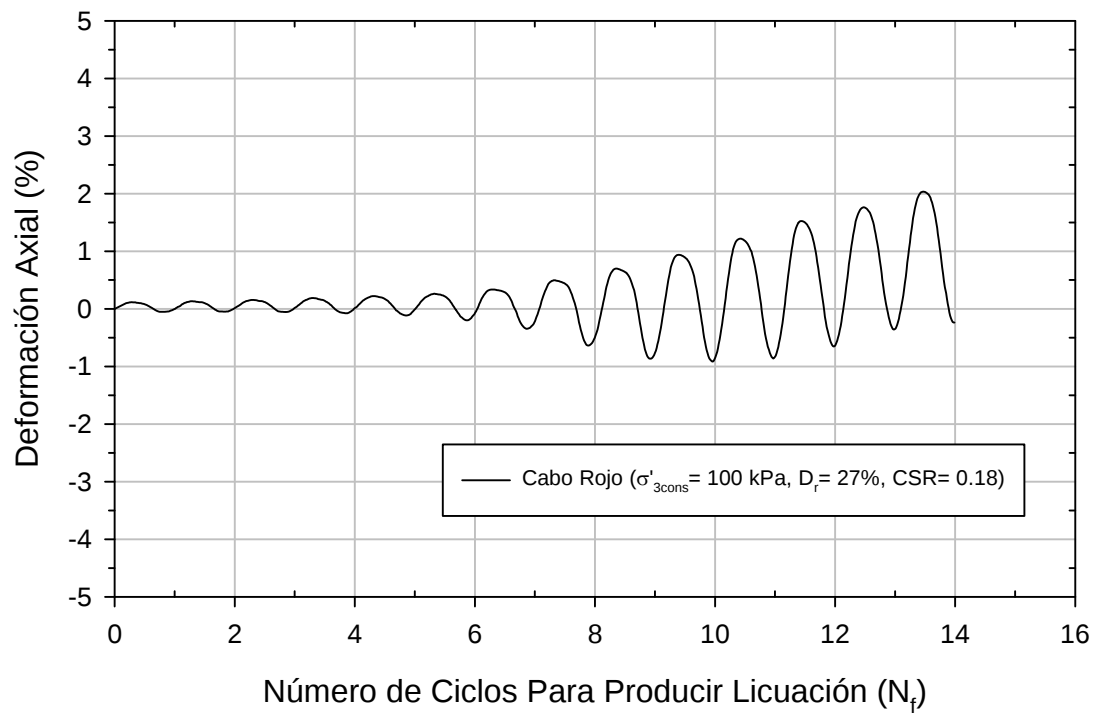


Figura 5-33 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 27\%$).

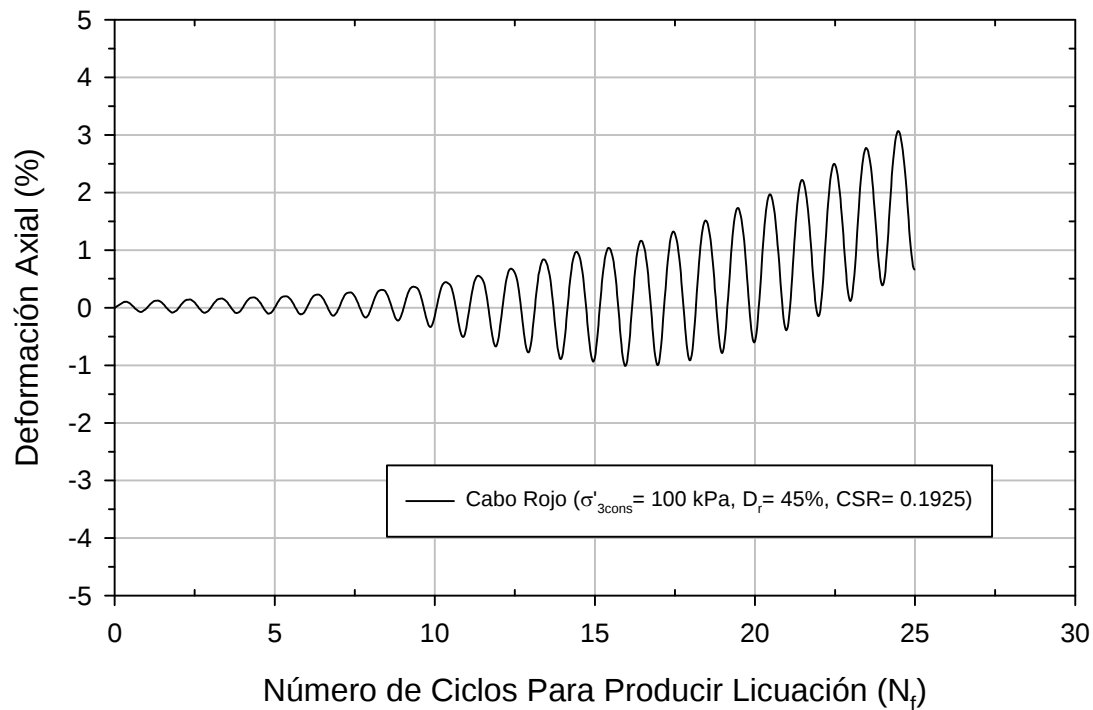


Figura 5-34 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 45\%$).

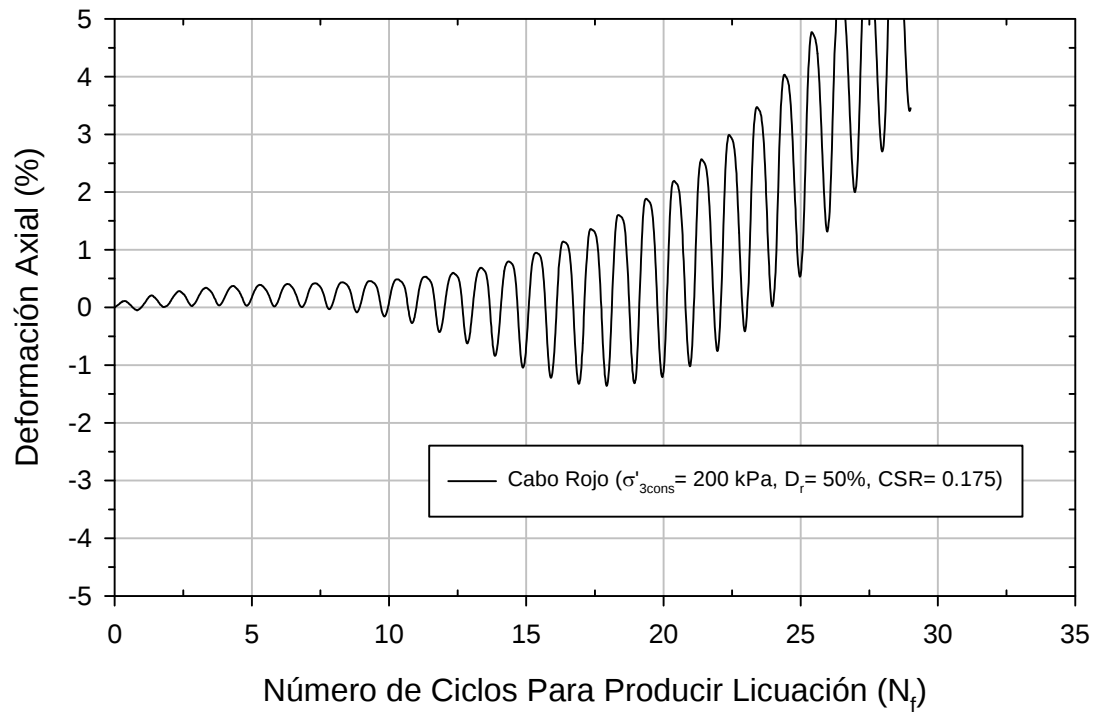


Figura 5-35 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 50\%$).

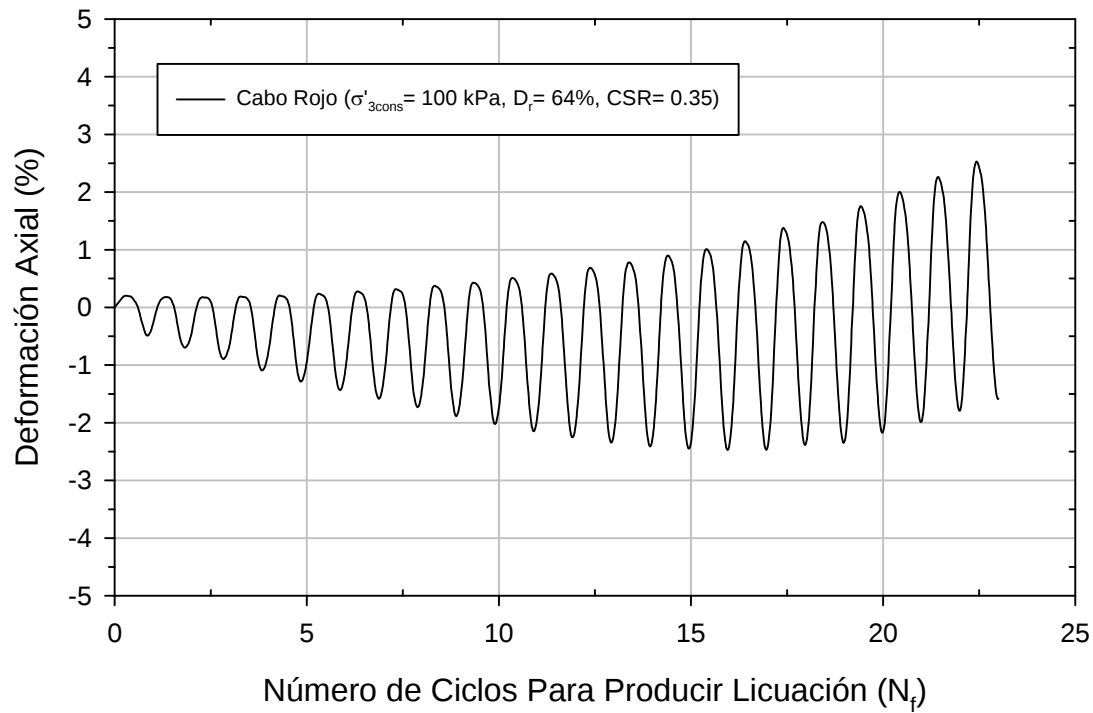


Figura 5-36 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).

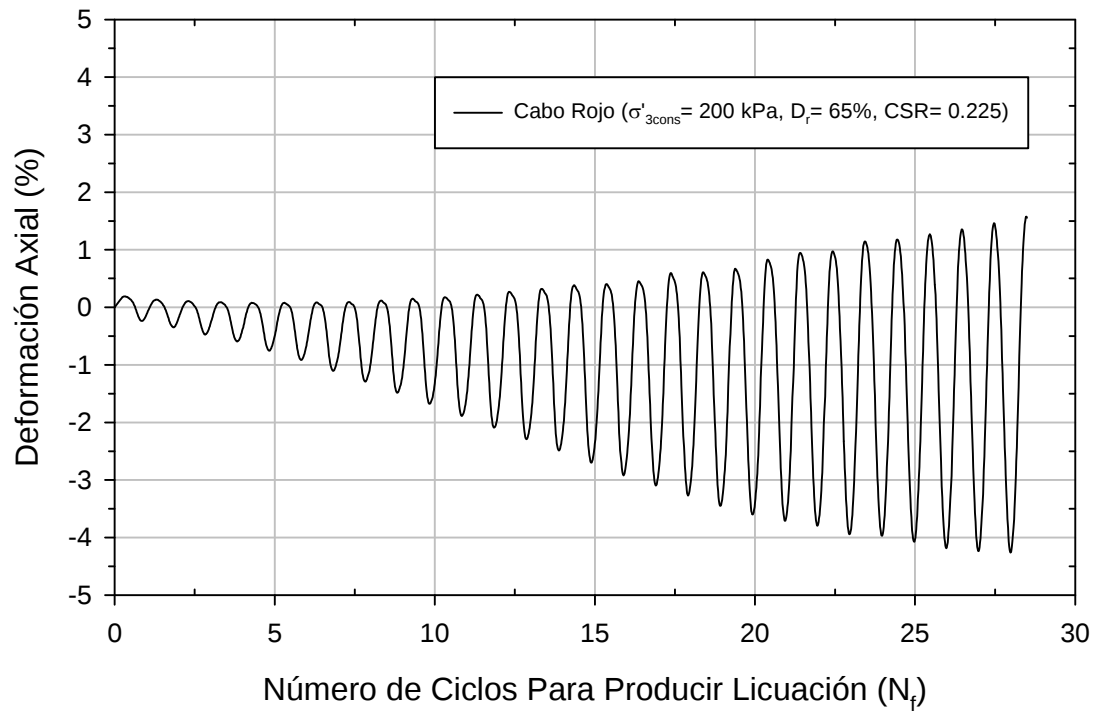


Figura 5-37 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 200$ kPa, $D_r = 65\%$).

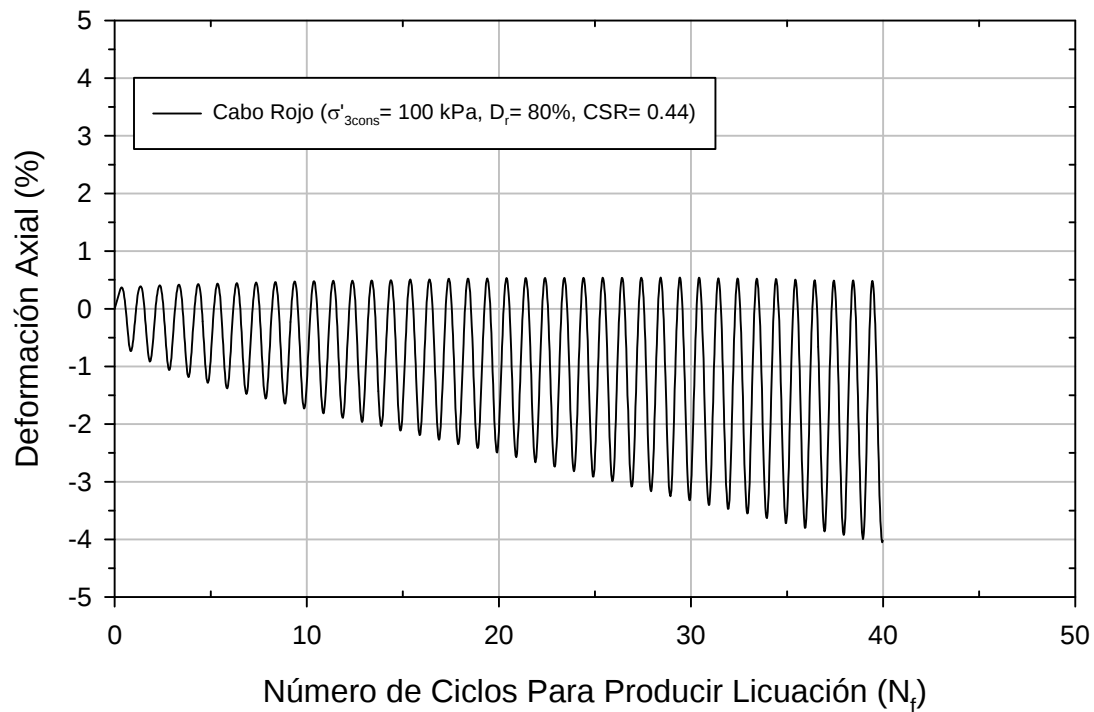


Figura 5-38 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).

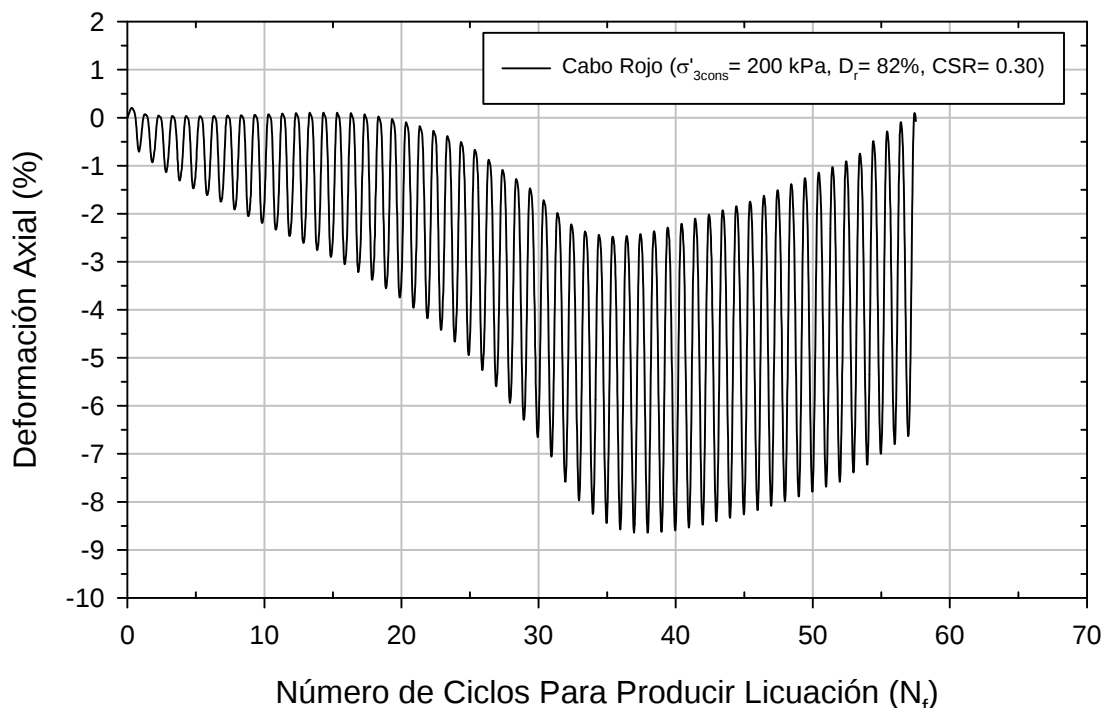


Figura 5-39 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado denso ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 82\%$).

Resumen:

Para las arenas calcáreas de Cabo Rojo, hay un incremento gradual en la amplitud de las deformaciones axiales desde el inicio de la prueba hasta el estado de licuación. Esta amplitud de las deformaciones es más marcada cada que se incrementa la densidad relativa de las muestras. También se notó que para las muestras más densas, la deformación axial ocurrió principalmente en extensión.

5.5.2. Comparación de las tendencias de deformación axial entre las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silícea Ottawa #20-30

Esta sub-sección compara las tendencias de deformación axial de las arenas calcáreas de Cabo Rojo y de la arena silícea Ottawa #20-30 para muestras en estado inicial suelto y medio denso.

Comparación de tendencias en estado suelto ($D_r = 25-26\%$):

Las Figuras 5-40 y 5-41 ilustran curvas de deformación axial para las arenas de Cabo Rojo y la arena Ottawa # 20-30 respectivamente. Estas curvas corresponden a muestras en

estado suelto con densidades relativas entre 25% y 26%, consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 50 kPa. Con fines comparativos, la Figura 5-42 ilustra simultáneamente las dos tendencias anteriores. En esta figura el número de ciclos se normalizó respecto al número de ciclos necesario para producir licuación (N_f) como se definió en el Capítulo 2.

En la Figura 5-42 puede notarse que las arenas calcáreas de Cabo Rojo experimentan un incremento en la amplitud de la deformación axial desde el inicio de la carga cíclica, el cual es gradual hasta el momento de la licuación. Estas arenas no presentan crecimiento drástico en la deformación axial, aún después de la licuación inicial. Por otra parte, las arenas de sílice Ottawa # 20-30 se deforman muy poco a lo largo de la prueba cíclica, pero experimentan un incremento súbito en la deformación un poco antes de la licuación inicial, justo cuando se produce el crecimiento drástico de la presión de poros (cuando la relación (N/N_f) es cercana a 0.90). La doble amplitud de la deformación en las muestras de Cabo Rojo y Ottawa no superó el 2%.

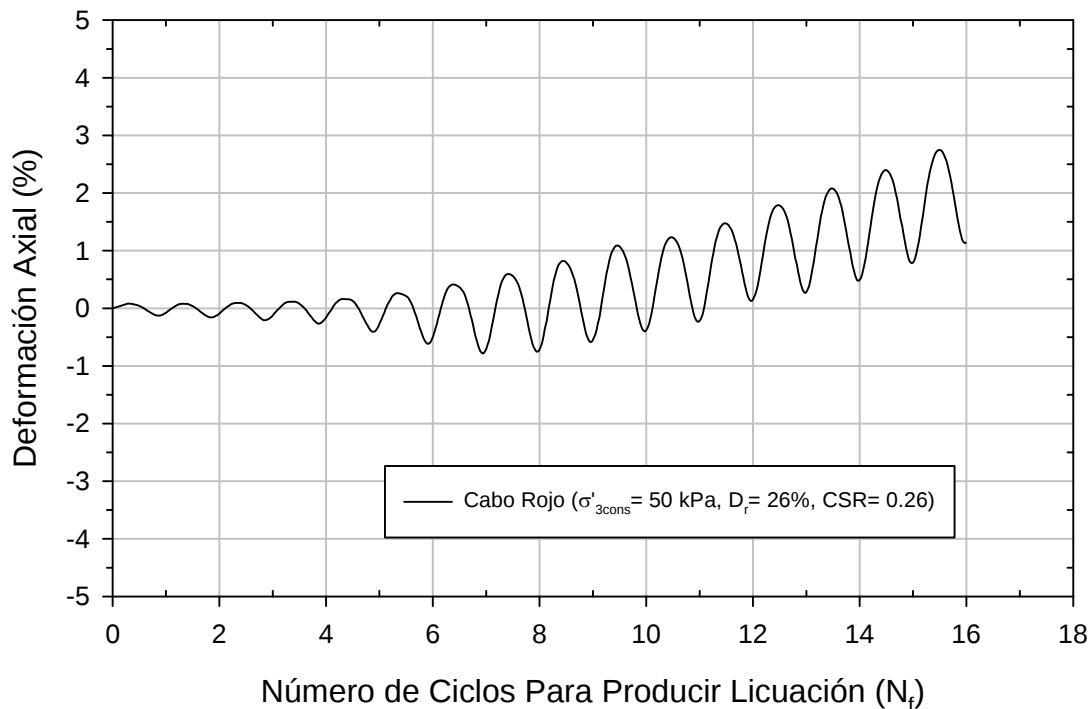


Figura 5-40 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado suelto ($\sigma'_{3cons} = 50$ kPa, $D_r = 26\%$).

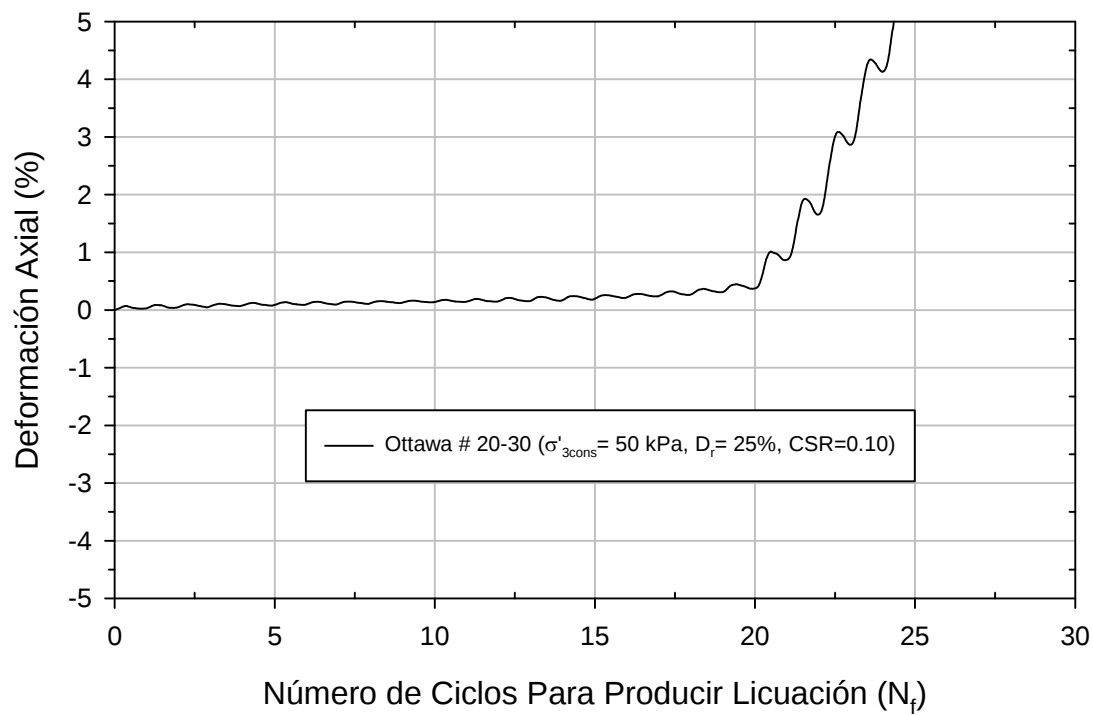


Figura 5-41 Deformación axial para las arenas de Ottawa # 20-30 en estado suelto ($\sigma'_{3\text{cons}} = 50 \text{ kPa}$, $D_r = 25\%$).

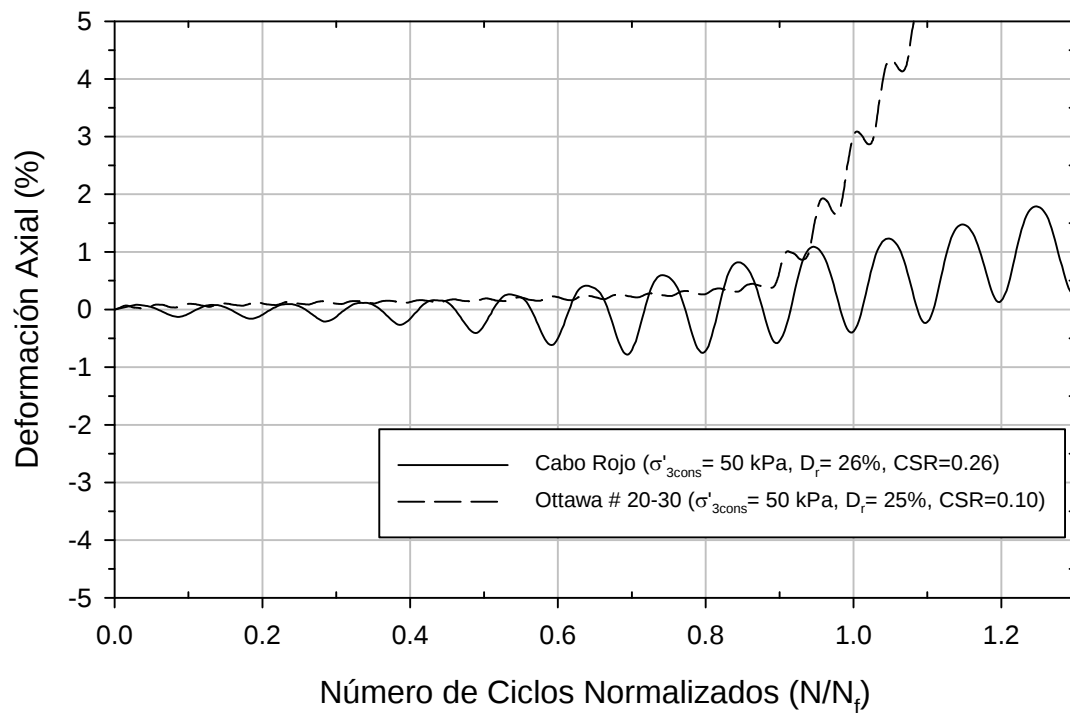


Figura 5-42 Comparación de deformación axial en estado suelto ($\sigma'_{3\text{cons}} = 50 \text{ kPa}$, $D_r = 25\text{-}26\%$).

Comparación de tendencias en estado medio denso ($D_r = 64-68\%$):

Las Figuras 5-43 y 5-44 muestran respectivamente las deformaciones axiales para las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silícea Ottawa #20-30. Estas figuras corresponden a especímenes en estado medio denso con densidades relativas entre 64% y 68%, consolidados bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa.

La Figura 5-45 compara estas dos tendencias de deformación axial para el estado medio denso. Al igual que para la condición suelta, el número de ciclos se normalizó respecto al número de ciclos necesario para producir licuación (N_f).

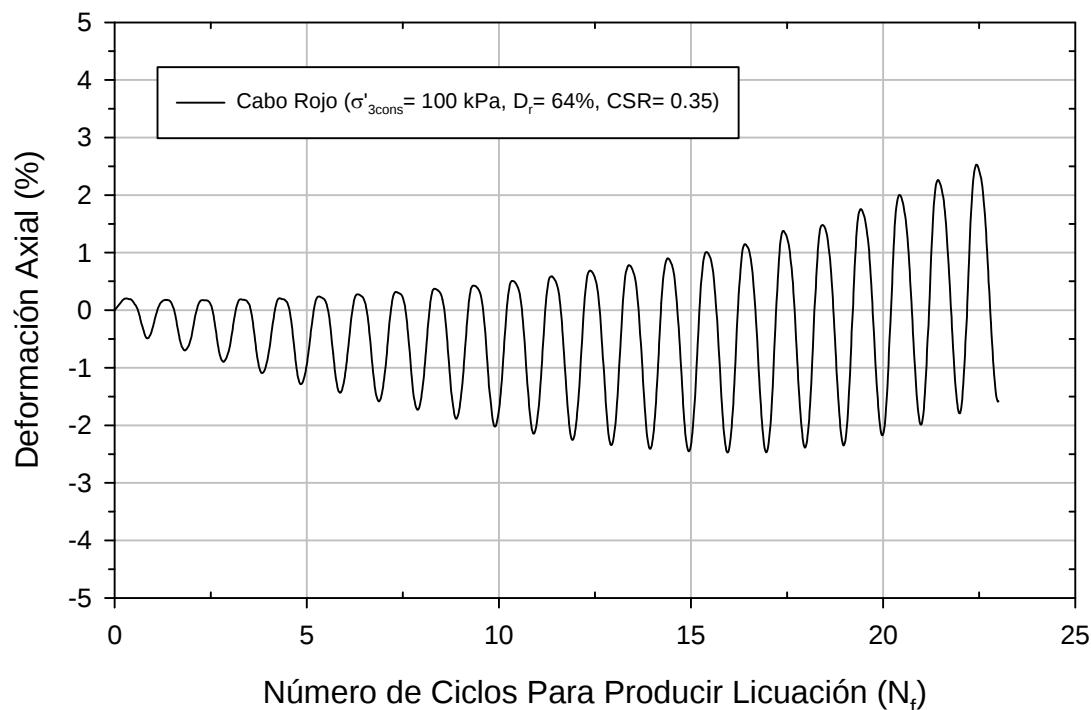


Figura 5-43 Deformación axial para las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa, $D_r = 64\%$).

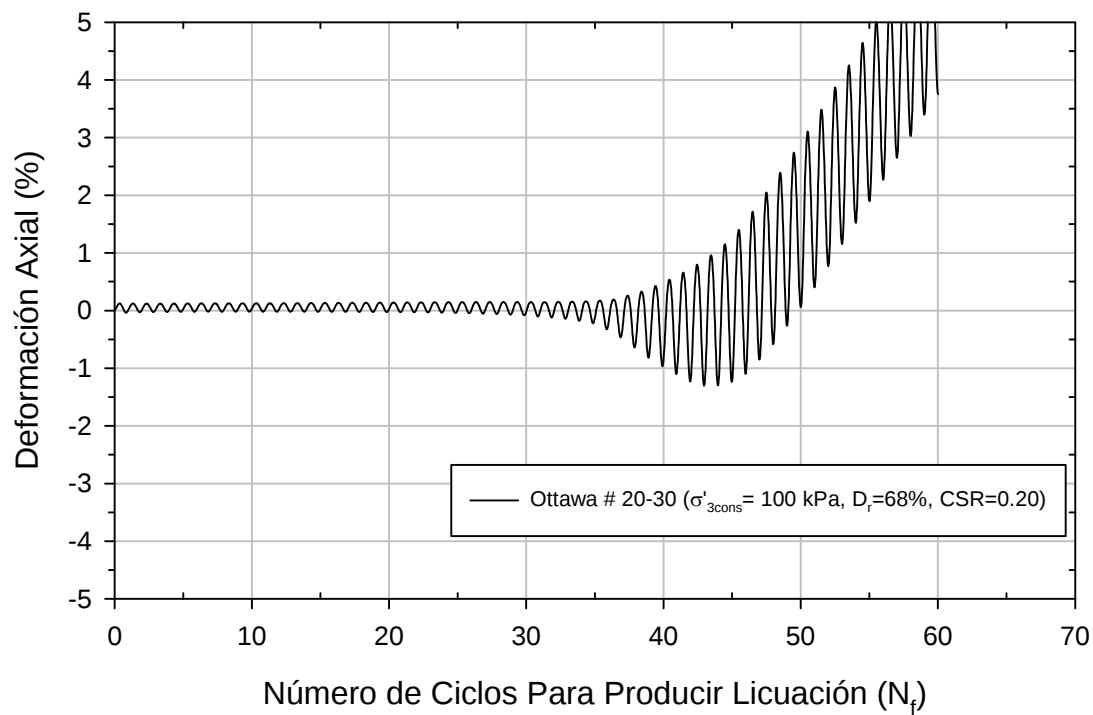


Figura 5-44 Deformación axial para las arenas de Ottawa # 20-30 en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa, $D_r = 68\%$).

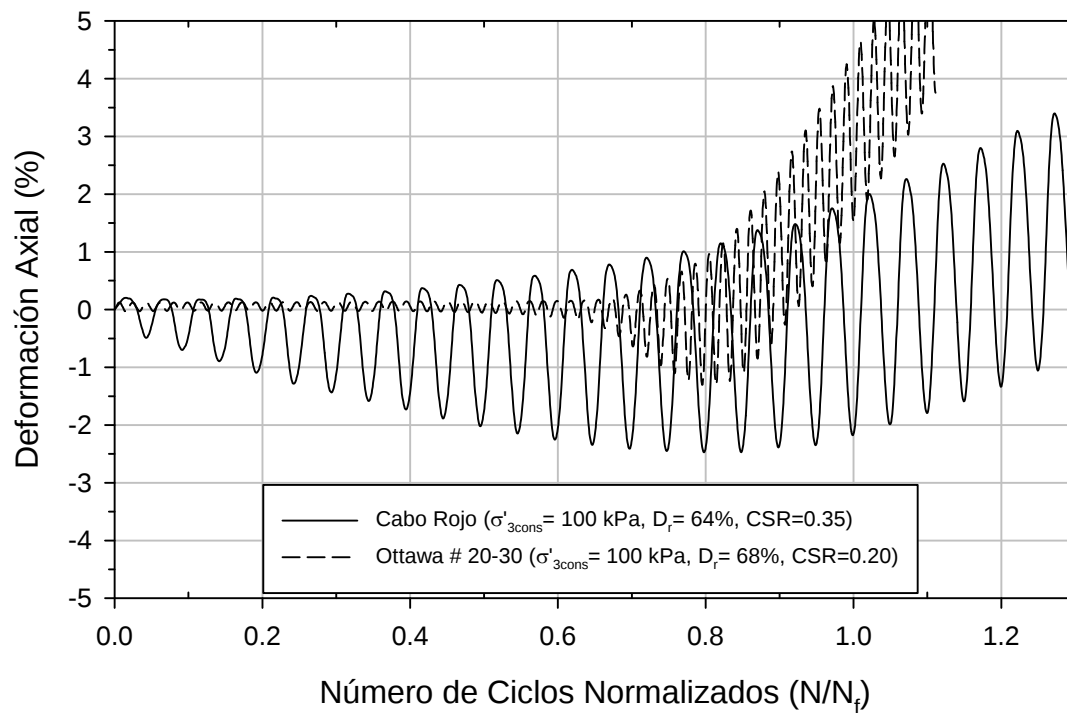


Figura 5-45 Comparación de deformación axial en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100$ kPa, $D_r = 64-68\%$).

La Figura 5-45 muestra tendencias en la acumulación de deformación axial similares que para las muestras en estado suelto consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 50 kPa (Figura 5-42). Las arenas calcáreas de Cabo Rojo experimentan un incremento en la amplitud de la deformación axial desde el inicio de la carga cíclica, el cual es gradual hasta el momento de la licuación. Aunque las amplitudes de las deformaciones axiales de las arenas de Cabo Rojo en estado medio denso fueron mayores que las producidas en estado suelto, en este caso estas arenas tampoco presentaron un crecimiento drástico en la deformación axial, aún después de la licuación inicial. Las arenas de sílice Ottawa #20-30, de igual forma que para el estado suelto, se deforman muy poco a lo largo de la prueba cíclica, pero experimentan un incremento súbito justo cuando la presión de poros crece de forma drástica (en este caso cuando la relación (N/N_f) fue cercana a 0.75). La amplitud de las deformaciones fue mayor en este caso que para las muestras en estado suelto. Se presentaron valores de deformación axial en doble amplitud del orden de 4 y 3% para las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silíceas Ottawa #20-30 respectivamente.

Resumen:

En las Figuras 5-42 y 5-45 puede notarse que las arenas calcáreas de Cabo Rojo experimentan un incremento gradual en la amplitud de la deformación axial desde el inicio de la prueba cíclica hasta el estado de licuación. Esta amplitud en las deformaciones es más marcada cuando se incrementa la densidad relativa de la muestra. El incremento en la deformación axial de las arenas de Cabo Rojo es gradual y no se observa un crecimiento súbito. En contraste, las arenas de Ottawa no evidencian un aumento considerable en la amplitud de las deformaciones al inicio de la prueba; sin embargo, experimentan un incremento súbito justo cuando la presión de poros crece de forma drástica.

Una explicación de la tendencia en las deformaciones de las arenas calcáreas de Cabo Rojo puede ser que se presente cierta compresión y extensión individual de los granos (similar a lo reportado por Morioka y Nicholson, 2000), lo cual hace que haya una deformación desde el inicio de la carga cíclica. La arena estándar de sílice por el contrario, tiene granos casi incompresibles y su deformación axial se produce sólo debido a la pérdida de la resistencia friccional que se da cerca de la falla a causa del incremento en la presión de poros.

Las grandes deformaciones experimentadas por las arenas calcáreas de Cabo Rojo coinciden con lo encontrado por Cataño (2006), quien reportó la alta ductilidad de muestras de Cabo Rojo sometidas a ensayos triaxiales estáticos consolidados isotrópicamente sin drenar.

5.6. Trayectoria de esfuerzos – curvas de histéresis

Esta sección presenta curvas representativas de las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silícea Ottawa # 20-30, usando el concepto de trayectoria de esfuerzos, el cual ha sido usado desde hace varias décadas (Lambe y Whitman, 1969).

En cualquier curva de trayectoria de esfuerzos ($p' - q$), puede notarse cómo el esfuerzo efectivo principal promedio (p'), el cual antes de iniciar la fase cíclica es igual al esfuerzo efectivo de consolidación ($\sigma'_{3\text{cons}}$), se va reduciendo debido al incremento en la presión de poros hasta volverse cero o muy cercano a cero. En este instante la muestra empieza a fallar y la forma de la trayectoria de esfuerzos cambia completamente.

Las curvas de histéresis reflejan cómo se deforma la muestra a lo largo de la prueba. Estas curvas son muy cercanas entre sí al inicio del ensayo, debido a la poca deformación que ocurre en la muestra. Sin embargo, cerca de la falla la forma de las curvas cambia y su pendiente disminuye de forma proporcional al cambio que ocurra en la deformación axial.

Esta sub-sección presenta curvas de los parámetros de esfuerzo ($p' - q$) y curvas de histéresis para dos muestras consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa. También se explica brevemente la interpretación que se hace de estas curvas. La Figura 5-46 ilustra las curvas $p' - q$ y las curvas de histéresis para la arena calcárea de Cabo Rojo y la arena silícea Ottawa #20-30. El esfuerzo efectivo de consolidación fue de 100 kPa, y las muestras tuvieron densidades relativas después de la consolidación de 64 y 68%.

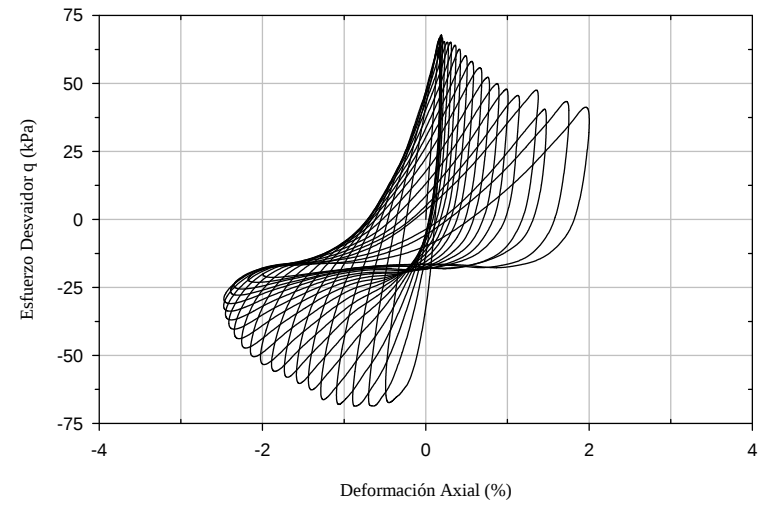
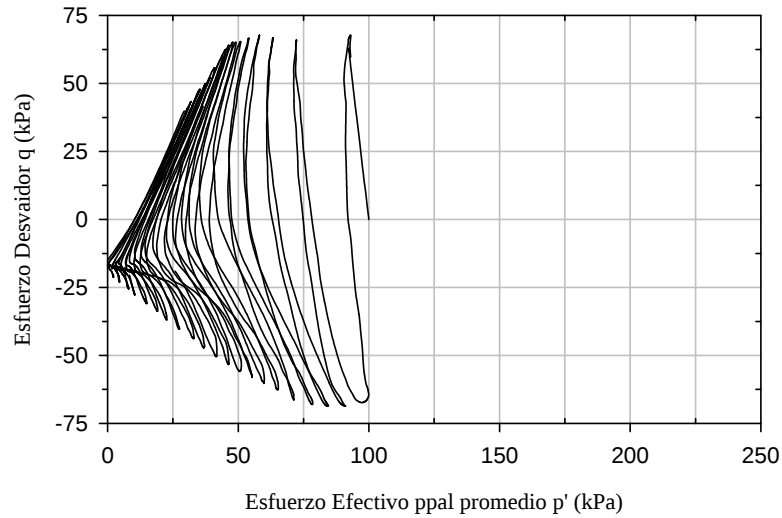
En las curvas $p' - q$ y las curvas de histéresis indicadas en la Figura 5-46 pueden notarse algunas diferencias importantes entre el comportamiento de las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silícea de Ottawa #20-30.

En las arenas calcáreas de Cabo Rojo, el esfuerzo principal promedio (p') se va reduciendo de forma gradual hasta llegar a licuación. Para la arena silícea de Ottawa # 20-30, p' disminuye en menor proporción que para las arenas calcáreas durante la prueba; sin embargo, cae bruscamente hasta cero un poco antes de la licuación.

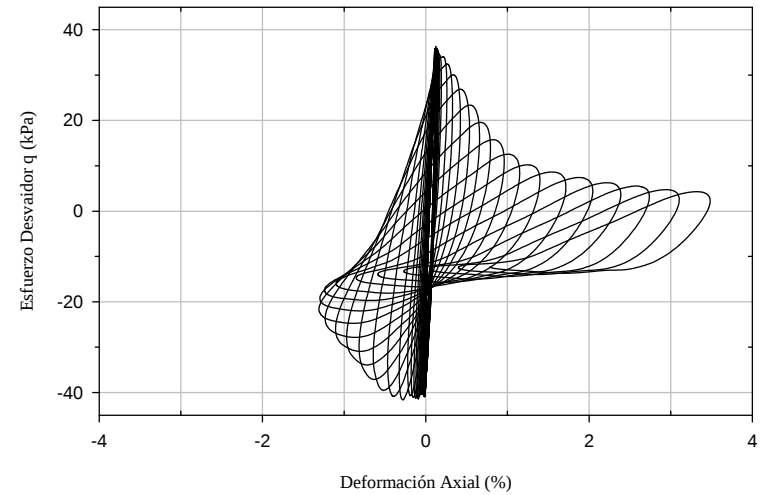
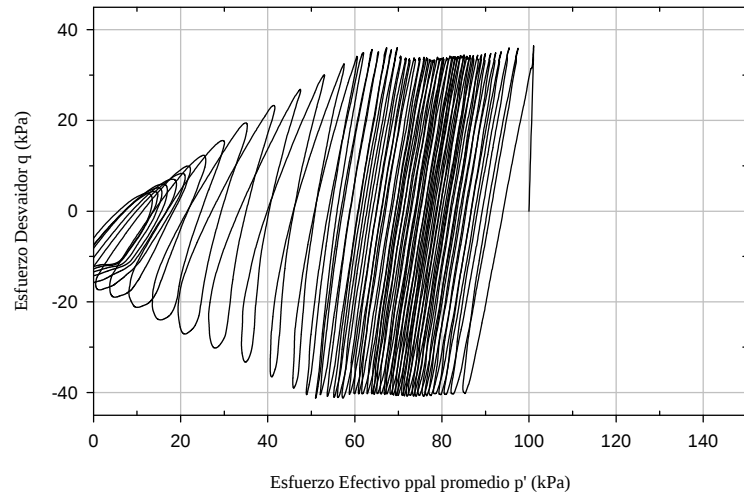
Las curvas de histéresis de las arenas calcáreas de Cabo Rojo van disminuyendo su pendiente gradualmente hasta el momento de la licuación, sin que ésta llegue a ser totalmente horizontal. La arena silícea de Ottawa presenta curvas de histéresis con pendientes casi verticales y muy cercanas entre sí al inicio de la prueba. Sin embargo, su pendiente cae bruscamente de un momento a otro cuando la muestra se aproxima al estado de licuación.

Las anotaciones anteriores son coincidentes con las observaciones hechas en las dos secciones anteriores referidas a generación de presiones de poros y deformación axial en ensayos triaxiales cíclicos. Deben obtenerse los mismos resultados, debido a que las curvas p' - q y las curvas de histéresis son simplemente una forma alternativa y quizás más técnica desde el punto de vista geotécnico, para presentar los resultados y analizar el comportamiento de la muestra durante el ensayo.

Arena de Cabo Rojo ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100 \text{ kPa}$, $D_r = 64\%$, $\text{CSR} = 0.35$)



Arena de Ottawa ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100 \text{ kPa}$, $D_r = 68\%$, $\text{CSR} = 0.20$)



a) Trayectoria de esfuerzos (Poulos)

b) Curva de histéresis, (Esfuerzo - Deformación)

Figura 5-46 Curvas p' - q y curvas de histéresis para la arena de Cabo Rojo y la arena de Ottawa en estado medio denso ($\sigma'_{3\text{cons}} = 100 \text{ kPa}$, $D_r \approx 66\%$)

5.7. Resumen y Conclusiones

Este capítulo presentó los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos ejecutados sobre las arenas calcáreas de Cabo Rojo, con el fin de conocer su resistencia a licuación. El análisis de la resistencia a licuación incluyó principalmente la determinación de curvas de resistencia cíclica. También se analizaron las tendencias en la generación de presiones de poros y en la deformación axial. Para propósitos de comparación, se realizaron los mismos ensayos y análisis a algunas muestras de la arena silícea Ottawa # 20-30.

Las curvas de resistencia cíclica indicaron que la resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo aumenta cada que se incrementa la densidad relativa, en muestras consolidadas bajo el mismo esfuerzo efectivo.

El hecho de lavar o no la sal de las arenas calcáreas de Cabo Rojo parece no incidir en su resistencia a licuación. Se probaron especímenes con y sin lavar, para un esfuerzo efectivo de consolidación de 50 kPa y densidad relativa de 25 a 26%. Los resultados obtenidos de muestras lavadas y sin lavar fueron relativamente similares.

La resistencia a licuación de muestras con similar densidad relativa disminuye a medida que se incrementa el esfuerzo efectivo de consolidación, debido al incremento del potencial de licuación (L_p).

La línea de estado crítico y el potencial de licuación L_p indican que casi todas las muestras se encontraban del lado contractivo antes de la fase cíclica. La excepción fueron los especímenes consolidados bajo un esfuerzo efectivo de 100 kPa, en densidades relativas de 80% y 65%.

Las arenas calcáreas de Cabo Rojo presentaron mayor resistencia a licuación que la arena silícea Ottawa #20-30, cuando fueron ensayadas en condiciones similares. Esta comparación se hizo para muestras en estado suelto ($D_r \cong 25\%$) consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 50 kPa, y especímenes en estado medio denso ($D_r \cong 66\%$) con un esfuerzo efectivo de consolidación de 100 kPa.

Las arenas calcáreas de Cabo Rojo lograron llegar a valores de presiones de poros iguales o muy cercanos al esfuerzo efectivo de consolidación, sin que ocurra una falla súbita. La arena silíceas de Ottawa #20-30 sólo alcanzó presiones de poros del orden del 50 a 60% del esfuerzo efectivo de consolidación. Después de este valor se presentó falla súbita.

En las arenas calcáreas de Cabo Rojo se notó una mayor relajación en las presiones de poros entre ciclos de carga, la cual se evidencia más cuando crece la densidad relativa. Esto puede ser debido a la alta fricción entre partículas y a las características específicas de los granos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo.

Las arenas calcáreas de Cabo Rojo tienden a acumular deformación axial en una forma gradual, sin crecimientos bruscos, desde el inicio de la aplicación de la carga cíclica hasta alcanzar el estado de licuación. Esta amplitud de las deformaciones es más marcada cuando se incrementa la densidad relativa de las muestras. En contraste, las arenas silíceas Ottawa # 20-30 se deforman muy poco durante la prueba; sin embargo, exhiben un crecimiento súbito y marcado en la deformación hacia el final del ensayo, justo en el momento en que se observa también un incremento drástico en la presión de poros. La razón de este comportamiento puede ser por deformación individual de los granos de las arenas calcáreas.

En la mayoría de las muestras ensayadas de Cabo Rojo y Ottawa se presentó primero la condición de licuación inicial o cero esfuerzo efectivo ($\Delta U = \sigma'_{3\text{cons}}$), sin notarse deformación axial de 5% en doble amplitud.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

6.1. Introducción

Esta tesis describió el estudio de la resistencia a licuación de una arena calcárea extraída de Cabo Rojo, al sur-oeste de Puerto Rico. La medida de la resistencia a licuación se hizo mediante ensayos triaxiales cíclicos bajo esfuerzo controlado, sobre muestras reconstituídas. Este capítulo contiene el resumen del trabajo realizado, enuncia las principales conclusiones obtenidas, y se presentan recomendaciones para futuras investigaciones.

6.2. Resumen

El Capítulo 2 presentó información sobre las arenas calcáreas y sus principales características. También se explicó brevemente el concepto de estado crítico y su aplicación en la evaluación de la resistencia a la licuación. Finalmente se definió el fenómeno de licuación, las posibles formas en que éste puede presentarse y la manera de medir la resistencia a licuación en el laboratorio mediante ensayos triaxiales cíclicos bajo esfuerzo controlado.

El Capítulo 3 contiene una revisión de la literatura más relevante sobre investigaciones existentes que evaluaron la resistencia a licuación de arenas calcáreas mediante ensayos triaxiales cíclicos. A manera de información, también se hizo un breve resumen de este mismo tipo de investigaciones, llevadas a cabo sobre arenas silíceas. Se resumieron variables claves como: distribución granulométrica, diámetro promedio, densidad relativa, principales propiedades índice de las muestras, frecuencia de aplicación de la carga cíclica, y esfuerzo efectivo de consolidación. Estos parámetros fueron fundamentales para definir el programa experimental de esta investigación. También se analizaron las curvas de resistencia cíclica y se compararon con las de otras arenas calcáreas o con las de arenas silíceas ensayadas bajo condiciones similares.

Durante esta revisión de literatura, no se encontró una tendencia definida en términos de la magnitud relativa de la resistencia a licuación de las arenas calcáreas, cuando es

comparada con la de arenas de sílice. La principal conclusión de este capítulo fue que la resistencia a licuación de las arenas no depende únicamente de la naturaleza de sus granos, sino también de propiedades índice como gravedad específica, relaciones de vacíos mínima y máxima, distribución granulométrica, fragilidad de los granos, y de características propias de su génesis y formación. Se concluyó que se justificaba un estudio específico para conocer la resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo.

En el Capítulo 4 se describieron detalladamente los suelos estudiados y se resumió el programa experimental llevado a cabo en esta investigación. Para la arena calcárea de Cabo Rojo también se describió el sitio de muestreo, la geología y la sismicidad del área, la cual justificó en parte este trabajo.

De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), las arenas calcáreas de Cabo Rojo se clasifican como arenas pobremente gradadas (SP), con granos sub-angulares a angulares, de tamaño fino a medio. El principal componente encontrado en estas arenas fue carbonato de calcio (CaCO_3), con contenidos variando entre 93 y 98%. Se tomaron una serie de fotografías microscópicas (Apéndice 2), en las cuales se pudo observar que las partículas de las arenas calcáreas de Cabo Rojo son principalmente: residuos de micro organismos marinos biogénicos, y organismos de menor escala conocidos como organismos no-óseos. Estas partículas tienen una textura áspera y presentan abundantes cavidades, vacíos o vanos intra-partícula. Los valores de $e_{\min}$ y $e_{\max}$ son del orden de 3 veces en magnitud comparados con valores típicos para arenas estándar de sílice. Por otra parte, la arena silícea Ottawa #20-30 es una arena de cuarzo que se clasifica también como pobremente gradada (SP) según el SUCS, con granos finos, uniformes y redondeados.

En el Capítulo 4 también se presentó el análisis de fragilidad de las partículas (“*crushing*”). Este análisis indicó que las arenas calcáreas de Cabo Rojo son muy poco o nada susceptibles al rompimiento de los granos, bajo el rango de esfuerzos efectivos utilizados en esta investigación (50 - 200 kPa). Cabe señalar que Cataño (2006) encontró una mayor susceptibilidad al rompimiento de las partículas, para esfuerzos efectivos del orden de 500 kPa. En cuanto a la arena silícea Ottawa #20-30, ésta no es susceptible al rompimiento de los granos bajo los esfuerzos utilizados en esta investigación.

La mecánica de suelos moderna recomienda evaluar los parámetros de resistencia al corte de los suelos en función de su estado inicial con respecto a la línea de estado crítico, definida por los valores de la densidad relativa y el esfuerzo efectivo principal menor de la muestra antes del corte. Cataño (2006) determinó la línea de estado crítico de las arenas calcáreas de Cabo Rojo mediante ensayos triaxiales CIU para un rango de esfuerzos entre 100 y 220 kPa. Para ampliar ese rango de esfuerzos y confirmar los resultados obtenidos por Cataño (2006), en esta investigación se estableció la línea de estado crítico de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, usando el método simplificado propuesto por Santamarina y Cho (2001). En el Capítulo 4 se mostraron las líneas de estado crítico obtenidas por los dos métodos, donde se evidenció que éstas siguen una tendencia relativamente similar.

Finalmente, el Capítulo 4 incluyó el programa experimental de ensayos triaxiales cíclicos. Se indicaron los parámetros usados en cada una de las muestras mediante las matrices de ensayos, y se explicó el procedimiento seguido durante las diferentes etapas de la prueba, desde la preparación de los especímenes hasta la fase cíclica. También se presentaron los resultados de los ensayos de validación de la metodología, antes de empezar con el programa de ensayos triaxiales cíclicos.

Con base en los resultados de los ensayos de laboratorio, el Capítulo 5 presentó el análisis de la resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, en términos de curvas de resistencia cíclica, generación de presiones de poros y acumulación de deformación axial. Las curvas de resistencia cíclica mostraron que las arenas calcáreas de Cabo Rojo tienen una resistencia a la licuación considerablemente mayor comparada con la de las arenas silíceas Ottawa # 20-30, cuando son ensayadas en condiciones similares de densidad relativa y esfuerzo efectivo de consolidación. La resistencia a licuación de las arenas calcáreas de Cabo Rojo también fue mayor que la de otras arenas calcáreas investigadas por otros, bajo condiciones similares de esfuerzo y densidad. Además, estas curvas permitieron concluir que la resistencia a licuación de ambas arenas estudiadas se reduce a medida que se incrementa el esfuerzo efectivo de consolidación. También se comprobó que la sal adherida a las partículas de las arenas de Cabo Rojo, parece no tener incidencia en la resistencia a licuación medida para estas arenas.

En el Capítulo 5, las comparaciones realizadas entre la generación de presiones de poros de las arenas calcáreas de Cabo Rojo y la arena silícea Ottawa # 20-30 indicaron que las arenas calcáreas pueden sostener presiones de poros más cercanas al esfuerzo efectivo de consolidación, antes de que se presente licuación. Las arenas calcáreas de Cabo Rojo tuvieron picos iniciales más altos comparados con la arena de sílice; sin embargo, el crecimiento de la presión de poros fue gradual desde el inicio hasta alcanzar el estado de licuación. La arena silícea Ottawa # 20-30 no presentó picos iniciales de presiones de poros tan altos, pero experimentó un crecimiento súbito aproximadamente cuando el exceso de presión de poros estuvo entre el 50 y el 60% del esfuerzo efectivo de consolidación. También se compararon las tendencias de generación de presiones de poros de ambas arenas con el rango de Seed et al. (1975). La arena de Ottawa # 20-30 se ajusta bien al límite inferior del rango propuesto por estos autores. Por otra parte, la tendencia de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, tiene una forma con algún parecido al límite superior del rango, pero se sale en varios puntos de esta frontera.

En el Capítulo 5 también se encontró que las arenas calcáreas de Cabo Rojo experimentan un incremento de la deformación axial desde el inicio de la carga cíclica, el cual es gradual hasta el estado de licuación. Estas arenas no presentan crecimiento drástico en la deformación axial, aún después de la licuación inicial. La arena de Ottawa # 20-30 se deforma muy poco a lo largo de la prueba cíclica, pero sufre un incremento súbito en la deformación un poco antes de la licuación inicial, justo cuando se produce el crecimiento drástico en la presión de poros.

6.3. Conclusiones

Las arenas calcáreas de Cabo Rojo presentaron una mayor resistencia a la licuación comparada con la arena estándar de sílice Ottawa # 20-30. Este comportamiento se evidenció en curvas de resistencia cíclica más altas para las arenas de Cabo Rojo con respecto a las de la arena de Ottawa # 20-30. Las comparaciones se hicieron para muestras en estado suelto ($D_r \cong 25\%$) y medianamente denso ($D_r \cong 66\%$), consolidadas bajo esfuerzos efectivos de 50 y 100 kPa respectivamente.

La mayor resistencia cíclica de las arenas calcáreas de Cabo Rojo puede ser atribuida a la forma y alta rugosidad de sus granos, la cual puede generar mayor fricción entre partículas. Estas características ocasionan que la generación de presiones de poros y la resistencia a licuación de las arenas de Cabo Rojo sea considerablemente diferente a la de las arenas de sílice. También puede ser debida a que se presenten deformaciones elásticas individuales de las partículas. Este planteamiento es solo una hipótesis con base en el comportamiento visto en los ensayos cíclicos y en las características de los granos de estas arenas. Debería hacerse un análisis de micro-mecánica para poder establecer su veracidad, haciendo énfasis en la trabazón entre partículas y en la compresión individual de los granos.

Las arenas calcáreas de Cabo Rojo presentaron mayor resistencia a la licuación que la arena silíceas de Ottawa # 20-30. Por otra parte, Cataño (2006) encontró que las arenas calcáreas de Cabo Rojo presentan valores menores de resistencia pico y propiedades dinámicas que otras arenas de sílice. Estos resultados sugieren que debe tenerse especial cuidado al hacer un análisis de licuación para estructuras fundadas sobre estas arenas. El uso de métodos convencionales basados en la resistencia a la Penetración Estándar (N), puede predecir de forma inadecuada el comportamiento que tendrán estos suelos ante un sismo u otro tipo de evento que pudiera generar licuación.

6.4. Recomendaciones para futuras investigaciones

Para continuar con el análisis de la resistencia a licuación y del comportamiento geotécnico de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, se sugiere:

- Hacer un estudio de micro-mecánica donde se pueda establecer la posible trabazón entre las partículas, adicional a los altos ángulos de fricción interna que tienen estas arenas. Este análisis también podría incluir la verificación de una posible compresibilidad individual de los granos.
- Reproducir la distribución granulométrica de las arenas calcáreas de Cabo Rojo para la arena de Ottawa y otras arenas calcáreas o de sílice, para comprobar la influencia de la granulometría en la resistencia a licuación.

- Estudiar otras arenas calcáreas con diferentes propiedades índice y características de los granos, para determinar la influencia de estos parámetros en la resistencia a licuación.
- Analizar muestras más alejadas de la línea de estado crítico, tanto del lado contractivo, como del lado dilatante.
- Realizar ensayos triaxiales cíclicos consolidados anisotrópicamente, para evaluar una condición más realista.
- Determinar la densidad relativa en el sitio de Cabo Rojo a diferentes profundidades, con el fin de evaluar el posible potencial de licuación con base en las curvas cíclicas obtenidas y en los sismos característicos de la zona.

REFERENCIAS

Allman, M. A., and Poulos, H. G. (1988). "Stress-Strain Behavior of an Artificially Cemented Calcareous Soil." *Engineering for Calcareous Sediments*, 1, 51-59.

Amini, F. (2000). "Liquefaction Testing of Stratified Silty Sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(3), 208-217.

Anwar, H. A. u. I. (1989). "Membrane Compliance Effects in Undrained Testing of Saturated Cohesionless Soils". Ph.D Thesis, Stanford University, Stanford, California.

ASTM D 422 - 63 (2002). "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils". ASTM International.

ASTM D 854 - 02. "Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Picnometer". ASTM International.

ASTM D 2488 - 00. "Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)". ASTM International.

ASTM D 4254 - 00. "Standard Test Method for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density". ASTM International.

ASTM D 5311 - 92(2004). "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil". ASTM International.

Casagrande, A. (1936). "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Earth Fills." *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 23, 257-276.

Casagrande, A. (1975). "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands, A Critical Review." *Harvard Soil Mechanics Series No 88*, Harvard University, Cambridge, Mass.

Castro, G. (1969). "Liquefaction of Sands". Ph.D Thesis, Harvard University, Cambridge, Mass.

Castro, G., and Poulos, S.J. (1977). "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility". *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(6), 501-516

Castro, G. (1987). "On the Behavior of Soils During Earthquakes-Liquefaction." *Soil Dynamics and Liquefaction*, 42, 169-204.

Cataño, J. (2006). "Stress-strain Behavior and Dynamic Properties of Cabo Rojo Calcareous Sands," M.Sc. Thesis, University of Puerto Rico at Mayaguez.

- Chaney, R. C., Slonim, S. M., and Slonim, S. S. (1982). "Determination of Calcium Carbonate Content in Soils " American Society for Testing and Materials, ASTM, 3-15.
- Chien, L.-K., Oh, Y.-N., and Chang, C.-H. (2002). "Effects of fines content on liquefaction strength and dynamic settlement of reclaimed soil." *Canadian Geotechnique*, 39(1), 254-265.
- Cunning, J. C. (1994). "Shear Wave Velocity Measurement of Cohesionless Soils for Evaluation of In-Situ State". M.Sc. Thesis, University of Alberta, Edmonton.
- Datta, M., Gulhati, S. K., and Rao, G. V. (1982). "Engineering Behavior of Carbonate Soils of India and Some Observations on Classification of Such Soils." *Geotechnical Properties, Behavior and Performance of Calcareous Soils*, ASTM Special Technical Publication 777, 395-404.
- Erten, D. (1994). "Effect of Fine Content of Liquefaction Potential of Sands". Ph.D. Thesis, The State University of New Jersey, New Brunswick, New Jersey.
- Flynn, W. L. (1997). "A Comparative Study of Cyclic Loading Responses and Effects of Cementation on Liquefaction Potential of Calcareous and Silica Sands," M.Sc. Thesis, University of Hawaii, Manoa, Hawaii.
- Frydman, S., Hendron, D., Horn, H., and Steinbach, J. (1980). "Liquefaction Study of Cemented Sand." *Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 106(3), 275-297.
- Genduso, M. J. (2005). "Permanent Strain Accumulation in a Granular Material due to Cyclic Loading". Ph.D. Thesis, Florida Atlantic University, Boca Raton, Florida.
- Geocomp. (2007). "Triaxial Stress Path, User's Manual." GEOCOMP Corporation, Boxborough, Mass.
- Ghionna, V. N., and Porcino, D. (2006). "Liquefaction Resistance of Undisturbed and Reconstituted Samples of a Natural Coarse Sand from Undrained Cyclic Triaxial Tests." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 132(2), 194-202.
- Horita, M. (1985). "Modelling of Cyclic Behavior of Saturated Monterey No 0/30 Sand," Ph.D. Thesis, University of Colorado, Boulder, Colorado.
- Hyodo, M., Hyde, A. F. L., and Aramaki, N. (1998). "Liquefaction of Crushable Soils." *Geotechnique*, 48(4), 527-543.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*, Oxford Science Publications, Tokyo, Japan.
- Jefferies, M., and Been, K. (2006). *Soil Liquefaction, A Critical State Approach*, Taylor & Francis, London and New York.

- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Ladd, R. S. (1978). "Preparing Test Specimen Using Undercompaction." *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 1(1), 16-23.
- Lade, P. V., J.A., Y., and Bopp, P. A. (1996). "Significance of Particle Crushing in Granular Materials." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 122(4), 309-316.
- Lambe, W., and Whitman, R. (1969). *Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- Lee, K. L., and Albaisa, A. (1974). "Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands " *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 100(4), 387-406.
- Martínez, J. A., Irizarry, J., and Portela, G. (2001). "Espectros de Diseño para las Ciudades Principales de Puerto Rico Basado en Aceleraciones Mundiales " *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 1(1), 21-31.
- Morioka, B. T. (1999). "Evaluation of the static and cyclic strength properties of calcareous sands using cone penetrometer tests ". Ph.D. Thesis, University of Hawaii, Manoa, Hawaii.
- Morioka, B. T., and Nicholson, P. G. (2000). "Evaluation of the Liquefaction Potential of Calcareous Sand." *Proceedings of the Tenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, Seattle, Washington.
- Nguyen, T. Q. (2002). "Sand Behavior from Anisotropic and Isotropic Static and Dynamic Triaxial Tests". Ph.D. Thesis, University of Nevada, Reno.
- Poulos, S. J. (1981). "The Steady State of Deformation." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 107(5), 553-562.
- Rauch, A. F. (1997). "EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacement due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes," Ph.D., Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.
- Robertson, P. K., and Fear, C. E. (1996). "Cyclic Liquefaction and its Evaluation Based on the SPT and CPT." *NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Buffalo, New York.
- Robertson, P. K., and Wride, C.E. (1998). "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test." *Canadian Geotechnical*, 35, 442-459.
- Roscoe, K., Schofield, A. N., and Wroth, C. P. (1958). "On the Yielding of Soils." *Geotechnique*, 8(1), 22-53.

- Ross, M. S., and Nicholson, P. G. (1995). "Liquefaction Potential and Cyclic Loading Response of Calcareous Soils." Research Report UHM/CE/95-05, University of Hawaii, Manoa, Hawaii.
- Santamarina, J. C., and Cho, G. C. (2001). "Determination of Critical State Parameters in Sandy Soils - Simple Procedure " American Society for Testing and Materials, ASTM, 24(2), 185-192.
- Scanlon, K. M., Rodríguez, R. W., Trias, J. L., and Delorey, C. M. (1998). "Offshore Sediments and Sand and Gravel Resources on the Insular Shelf of Puerto Rico." U.S. Geological Survey, Open-File Report 98-38, 202-217.
- Seed, H. B., and Lee, K. L. (1965). "Studies of Liquefaction of Sands Under Cyclic Loading Conditions." Report TE-65-65, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., and Lee, K. L. (1966). "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading." Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 92(3), 25-58.
- Seed, H. B., Martin, P. P., and Lysmer, J. (1975). "The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction." Report No EERC 75-29, University of California, Berkeley.
- Sharma, S. S., and Ismail, M. A. (2006). "Monotonic and Cyclic Behavior of Two Calcareous Soils of Different Origins." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 132(12), 1581-1591.
- Silver, M. L., Wilson, J. H., Valera, J. E., Townsend, F. C., Tiedemann, D. A., Lee, K. L., Ladd, R. S., and Chan, C., K. (1976). "Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand " Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 102(5), 511-523.
- Skempton, A. W. (1954). "The Pore Pressure Coefficients A and B." Geotechnique, 4, 143-147.
- Todor, D. N. (1976). "Thermal Analyses of Minerals." Abacus press, Tunbridge Wells, UK.
- UBC (1997). "Structural Engineering Design Provision". Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Volckmann, R. P. (1984). "Geologic Map of the Puerto Real Quadrangle, Southwest, Puerto Rico." U.S. Geological Survey, Map I-1519.

APÉNDICE 1

Mineralogía, contenido de CaCO_3

Análisis termo-gravimétrico (TGA)

Este método cuantitativo se basa en la pérdida de masa que se espera que ocurra en una muestra de suelo que contiene carbonato de calcio, cuando se somete a altas temperaturas hasta de 950 °C. Todor (1976) indica que el carbonato de calcio pierde dióxido de carbono (CO_2) alrededor de los 675 °C y alcanza una completa desgasificación cerca de los 950°. Debe tenerse en cuenta que a altas temperaturas también pueden perderse otros compuestos como materia orgánica; por lo tanto, en suelos con estos compuestos la determinación del contenido de carbonato de calcio mediante el método del TGA puede ser errada. La reacción química que ocurre cuando un material que contiene carbonato de calcio es calentado a las temperaturas mencionadas puede ser representada de la siguiente manera:



Con base en la anterior observación, es posible medir la cantidad de CO_2 que la muestra pierde cuando es calentada desde temperatura ambiente hasta 950 °C. El peso de la muestra se determina continuamente hasta que sea constante. Con base en el peso molecular del carbonato de calcio (CaCO_3) y del dióxido de carbono (CO_2) se puede calcular la cantidad de CaCO_3 presente en la muestra. El TGA fue realizado usando el sistema de análisis térmico modelo TGA/SDTA851^e, del Departamento de Ingeniería Mecánica de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez. La Figura A.1. 1 ilustra una fotografía de este equipo. Debido a la gran demanda de uso que tiene el equipo y a que fue necesario caracterizar otras muestras de arena para enviar a Virginia Tech, con quienes se está realizando un proyecto conjunto para conocer la resistencia a licuación de otras arenas calcáreas de Puerto Rico, solamente se hizo una prueba de contenido de carbonatos mediante el TGA a las arenas de Cabo Rojo.

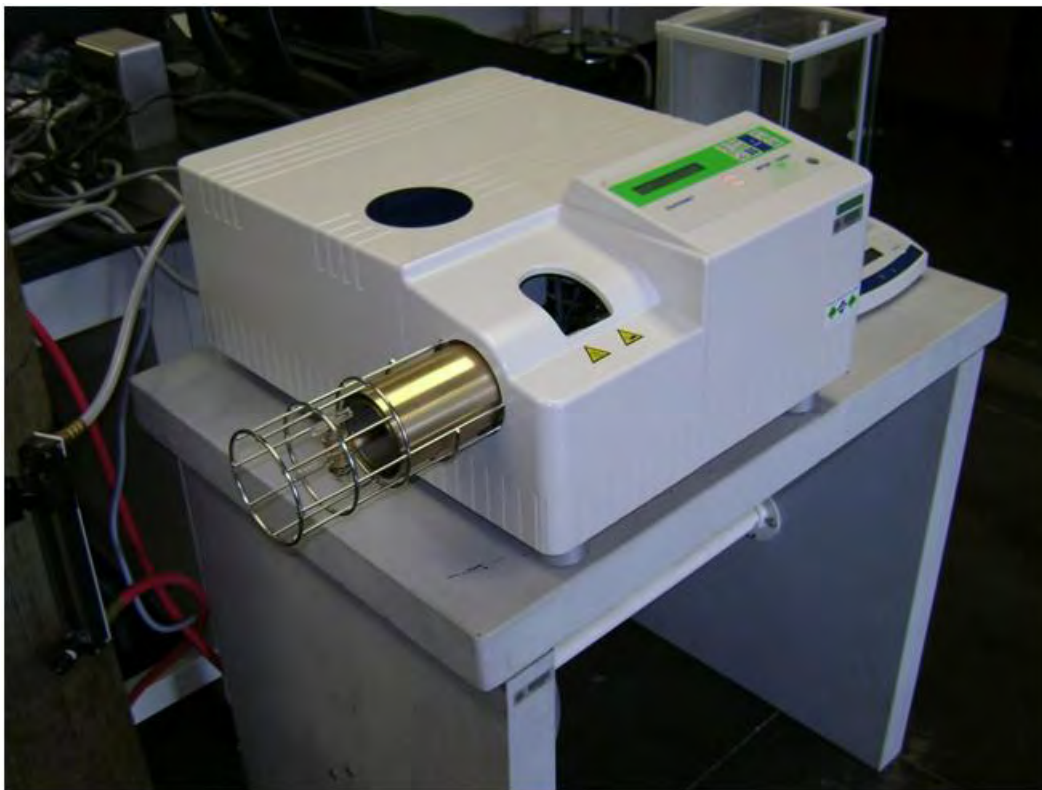


Figura A.1. 1 Dispositivo TGA de la Universidad de Puerto Rico.

Los parámetros de la prueba fueron los siguientes:

1. Fase inicial: 25 °C
2. Fase dinámica: 900 °C – razón: (1/6) °C/S
3. Fase dinámica: 900 °C – razón: (1/6) °C/S
4. Fase de emergencia: 950 °C

La reacción química tiene una relación 1:1, de esta manera las moles pérdidas de CO_2 son las mismas moles pérdidas de carbonato de calcio (CaCO_3). Con base en los pesos moleculares, la cantidad de carbonato de calcio en el espécimen puede ser determinado como se indica en la Figura A.1. 2.

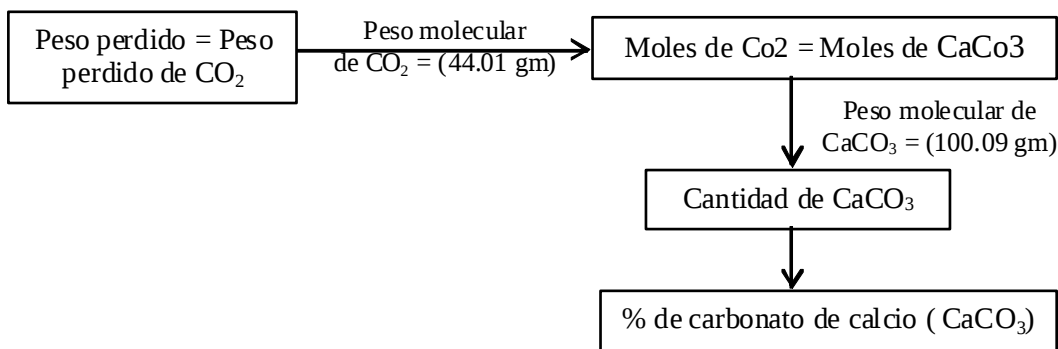


Figura A.1. 2 Fundamento teórico para el cálculo del contenido de carbonato de calcio a partir del método TGA.

Los resultados obtenidos en la prueba de TGA realizada a las arenas calcáreas de Cabo Rojo fueron:

Peso molecular

CaCO₃		CO₂	
Ca	40.0780	C	12.0107
C	12.0107	O	15.9994
O	15.9994		44.0095
	<u>100.0869</u>		

1 mol de CaCO ₃	100086.9 mg	1 mol de CO ₂	44009.5 mg
----------------------------	-------------	--------------------------	------------

Masa inicial	69.3 mg
Masa perdina de CO ₂	28.21 mg = (0.000641 moles de CO ₂)
Masa perdida de CaCO ₃	0.000641 moles de CaCO ₃ = 64.15 mg
Porcentaje de CaCO ₃	92.6%

Disolución en ácido clorhídrico (HCl)

Este método consiste en tratar la arena calcárea con ácido clorhídrico (HCl) diluido para determinar el contenido de carbonato de calcio. Chaney et al. (1982) afirmaron que: “el HCl descompone todos los materiales carbonatos y algunos otros constituyentes menores; de esta forma, se puede obtener a groso modo el contenido de carbonatos de la muestra”. El método se basa en la pérdida de masa que experimenta una muestra cuando se trata varias veces con ácido clorhídrico diluido hasta que no se observe más reacción. Se realizaron dos pruebas usando ácido clorhídrico diluido al 10% en volumen, según entrevista con Ramírez (2007). El contenido de carbonato de calcio, se obtiene con la cantidad de masa que se pierde

en la reacción, referida a la masa inicial de la muestra. La Tabla A-1-1 presenta los resultados del contenido de carbonato de calcio de la arena de Cabo Rojo mediante disolución en HCl.

Tabla A.1. 1 Contenido de CaCO_3 mediante disolución en HCl.

Masa Inicial (g)	Masa final (g)	Pérdida de masa (g)	Contenido de CaCO_3 (%)
80.0	1.90	78.10	97.6
80.0	1.36	78.64	98.3

APÉNDICE 2

Imágenes con el Microscopio Electrónico de Barrido (SEM)

Se analizó la estructura interna de las arenas calcáreas de Cabo Rojo mediante micro fotografías. Se utilizó el microscopio modelo JEOL JSM-5410LV, del Centro de Microscopía del Departamento de Biología de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, el cual se ilustra en la Figura A.2. 1. Las micrografías tuvieron un factor de magnificación que varió entre 15x y 750x. Para reducir la carga y evitar refracción de los electrones se usó una capa de oro. La preparación de las muestras consistió en colocar cuidadosamente una pequeña cantidad de arena (< 0.1g) sobre una cinta de carbón de doble cara y colocar ésta en un cilindro de aluminio de aproximadamente 1 cm de diámetro y 1 cm de altura. Se removieron todas las partículas que pudieran haber quedado sueltas usando aire comprimido, y se llevó el conjunto a un sistema en el cual se le aplicó el baño de oro durante aproximadamente 20 minutos. Finalmente se colocó el cilindro de aluminio con la muestra en el microscopio electrónico, el cual permite definir qué fracción se quiere analizar y el factor de amplificación deseado. Se obtuvieron dos series de fotografías: la primera con un tamaño de partícula menor a 0.85 mm (Tamiz # 80), para conocer la estructura de granos carbonatos no-óseos (*“non-skeletal carbonate grains”*), y la segunda con la arena en su tamaño normal para analizar los organismos biogénicos. La Figura A.2.2 y A.2.3 presentan una vista general de las arenas usadas. Las Figuras A.2.4 a A.2.9 ilustran las micrografías de los granos carbonatos no-óseos. Las Figuras A-2-10 a A-2-12 presentan el análisis SEM de los organismos biogénicos de las arenas de Cabo Rojo.



Figura A.2. 1 Microscopio Electrónico de Barrido (SEM) de la Universidad de Puerto Rico.

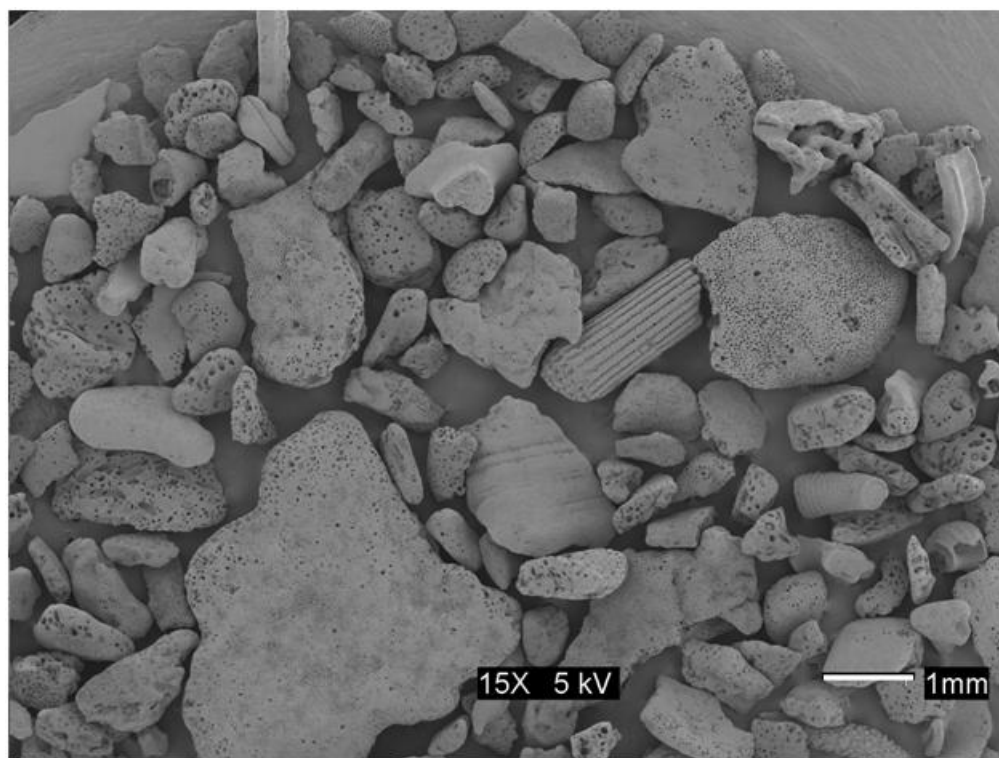
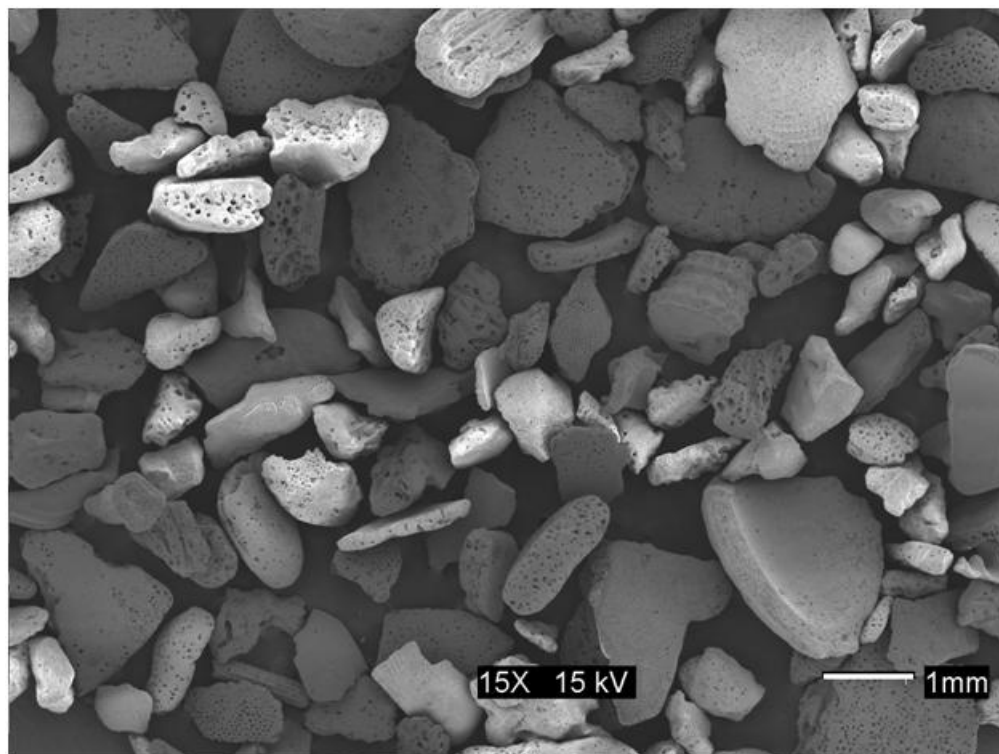


Figura A.2. 2 Vista general de los granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo
 escala = 1000 μm .

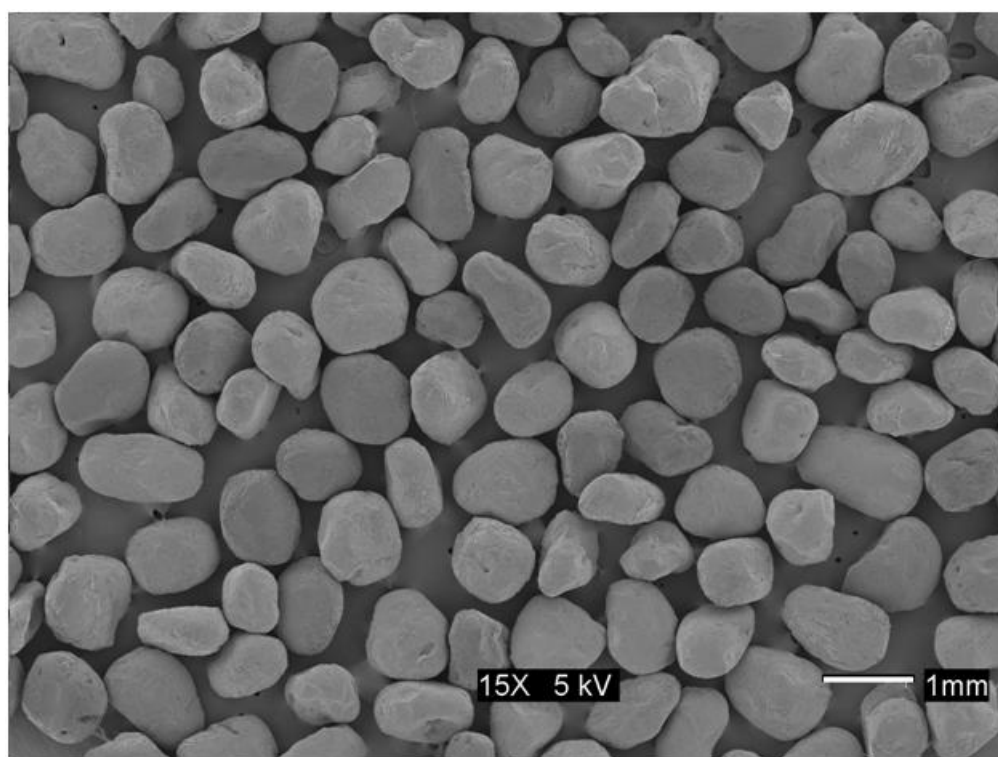
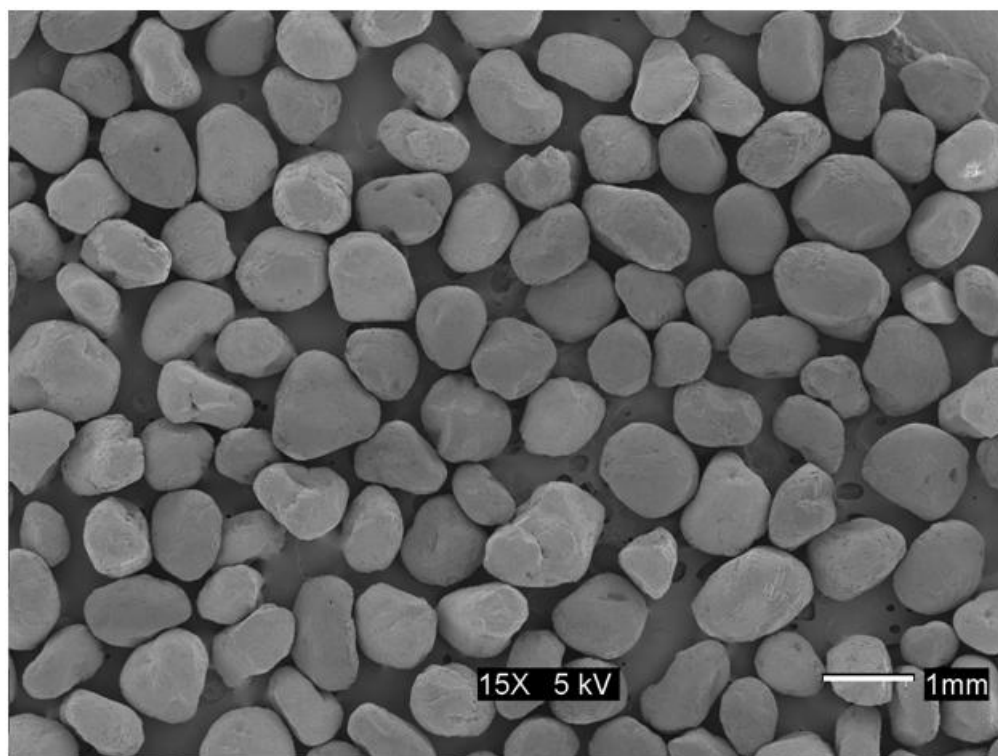


Figura A.2. 3 Vista general de los granos de las arenas de Ottawa, escala = 1000 μm .

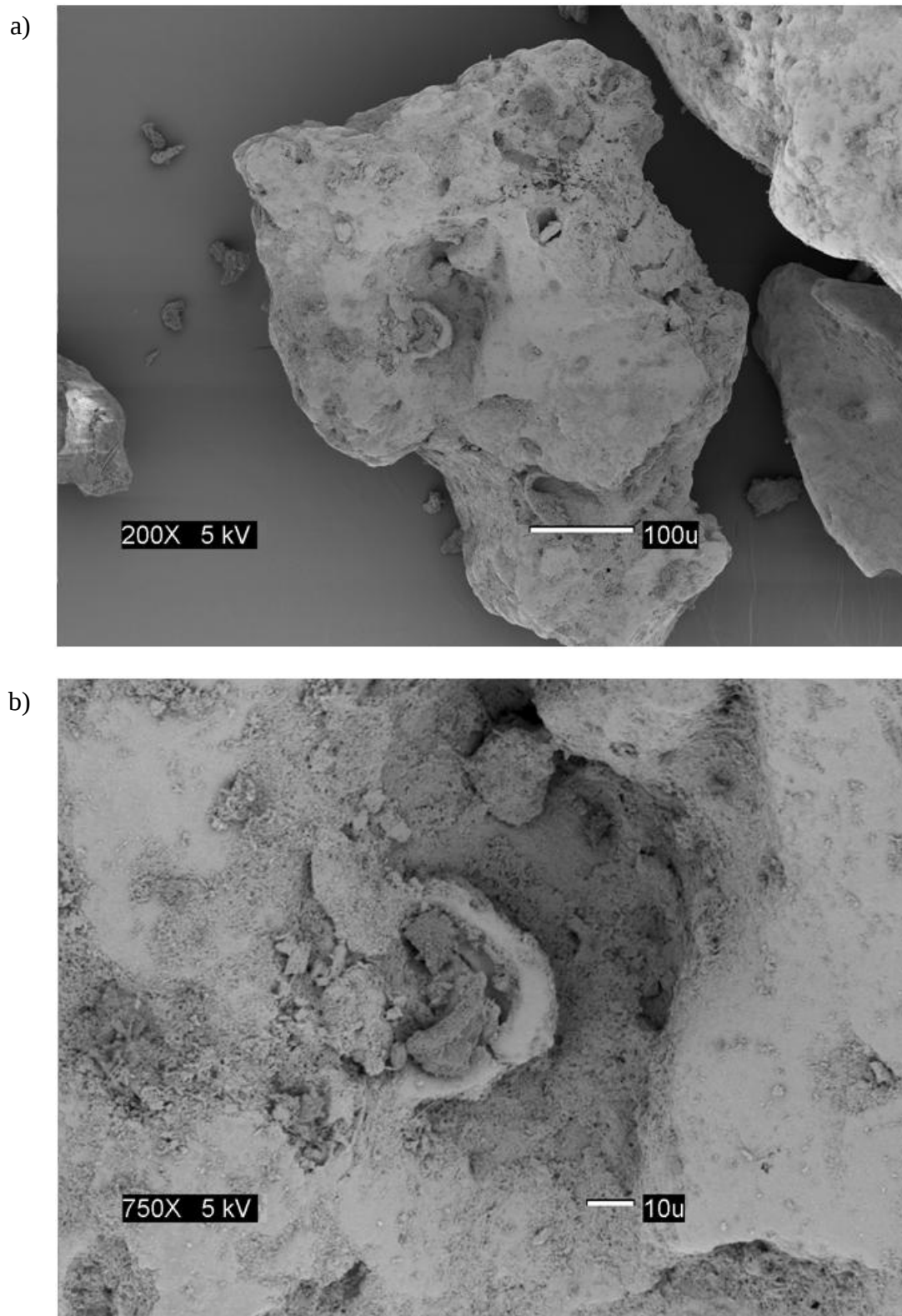


Figura A.2. 4 Detalles de la textura superficial de un grano carbonato no-óseo de arena calcárea de Cabo Rojo, a) escala = 100 μm , b) escala = 10 μm .

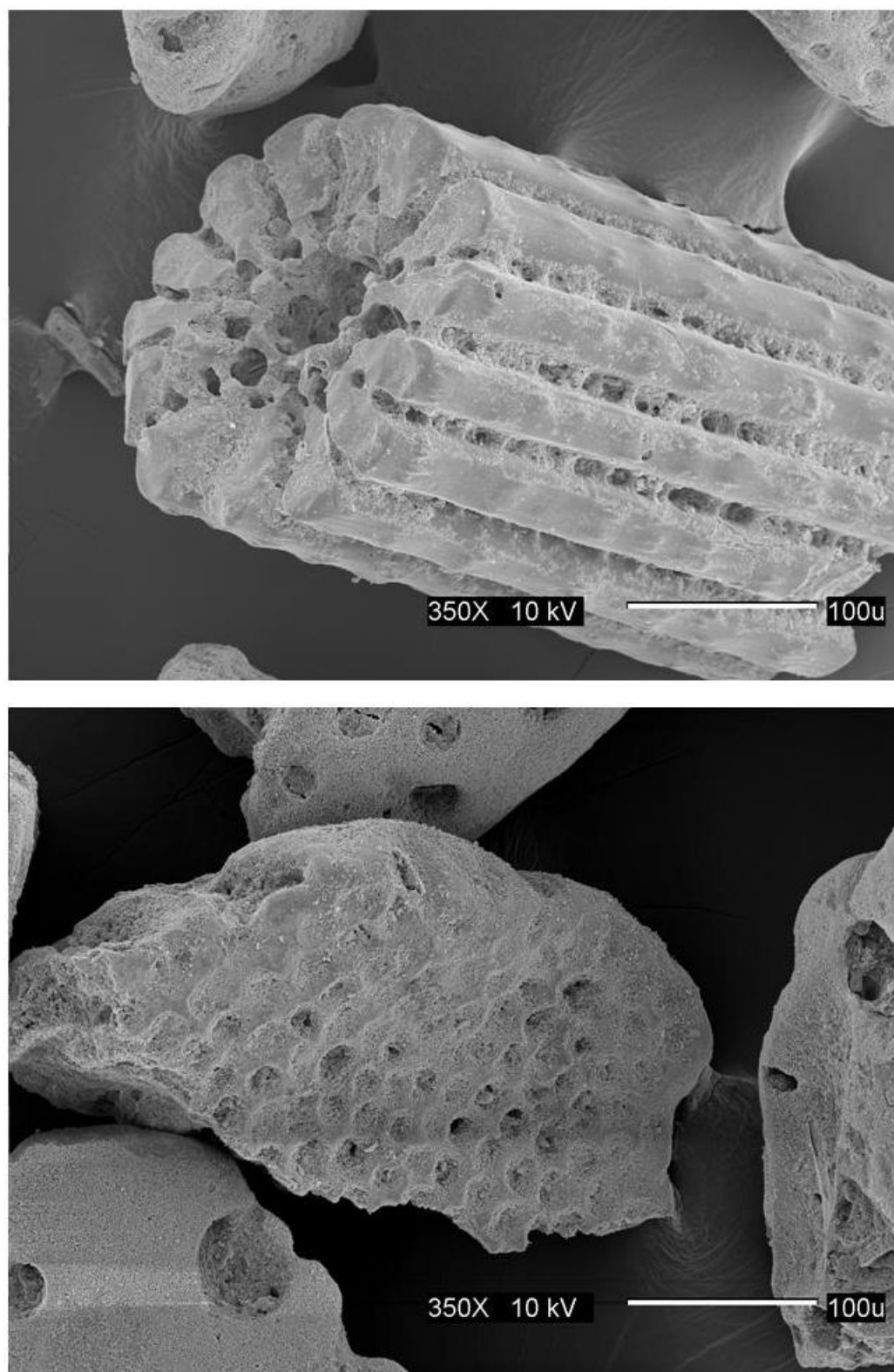


Figura A.2. 5 Granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, escala = 100 μ m.

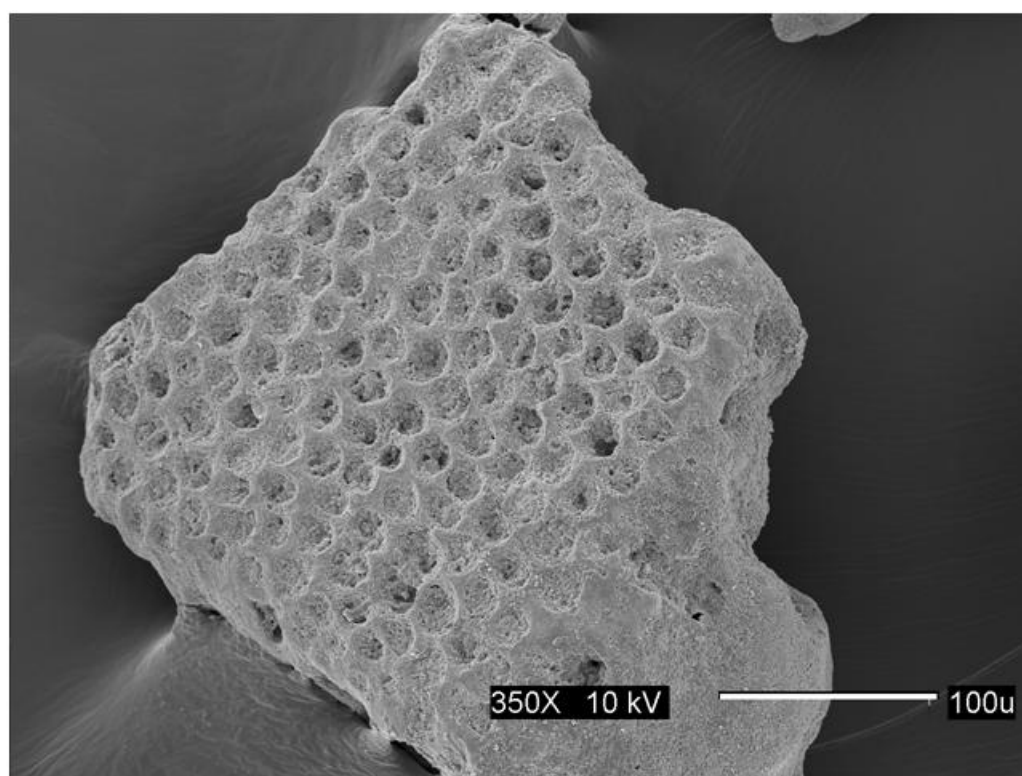
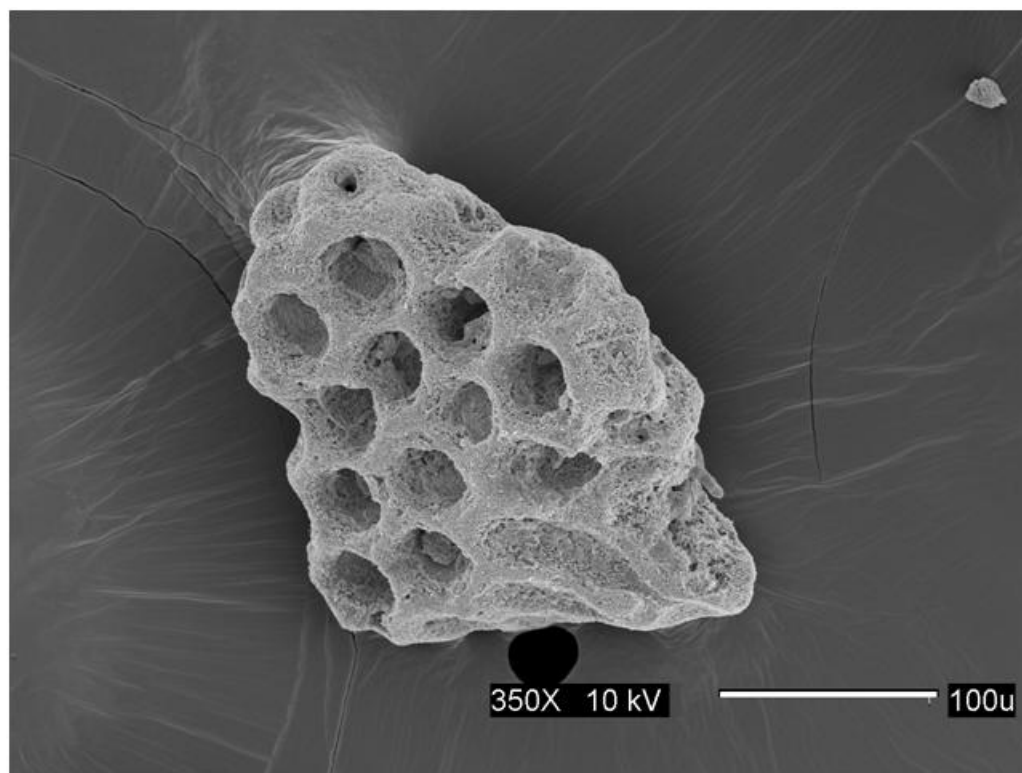


Figura A.2. 6 Granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, escala = 100 μm .

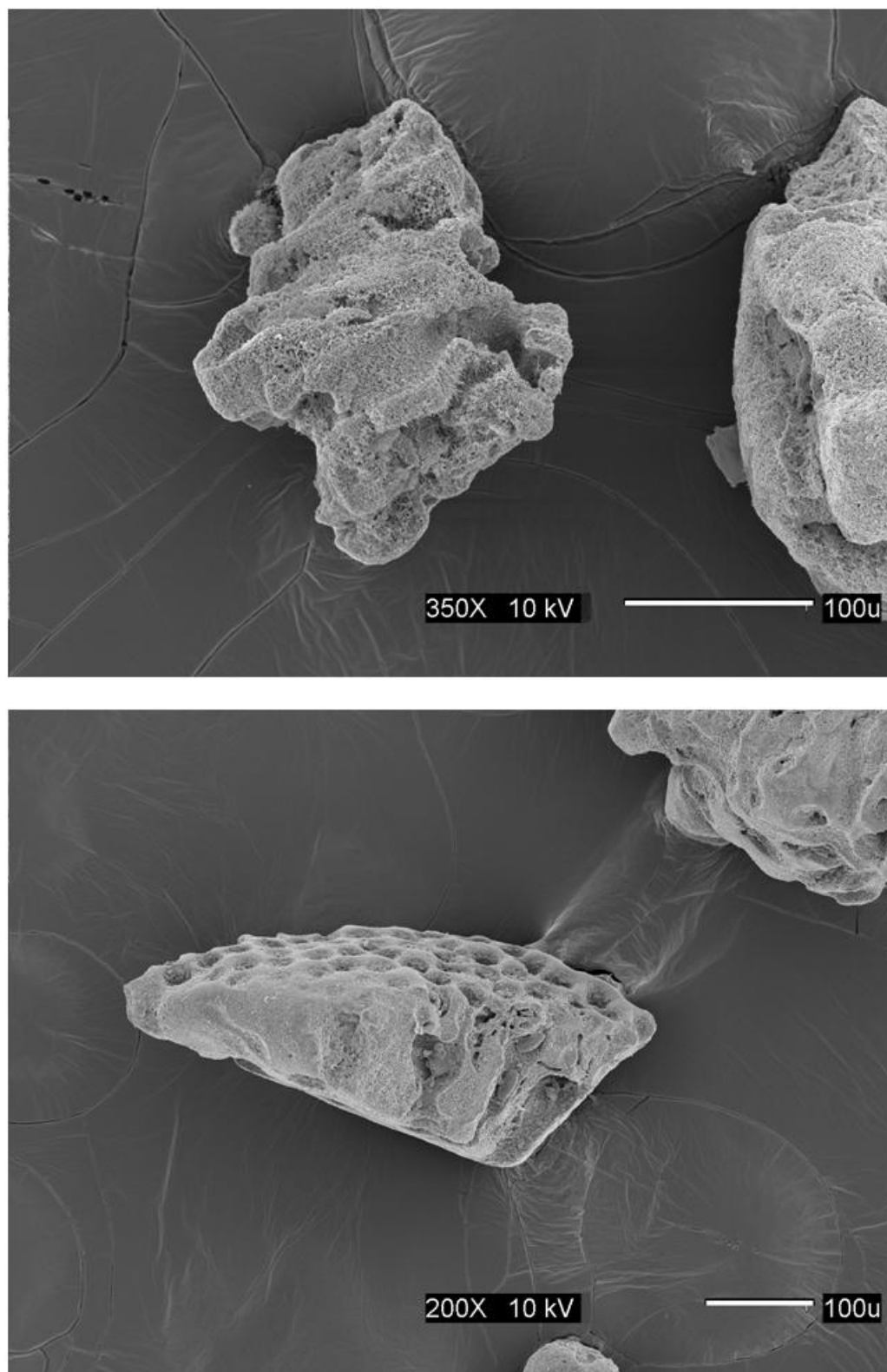


Figura A.2. 7 Granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, escala = 100 µm.

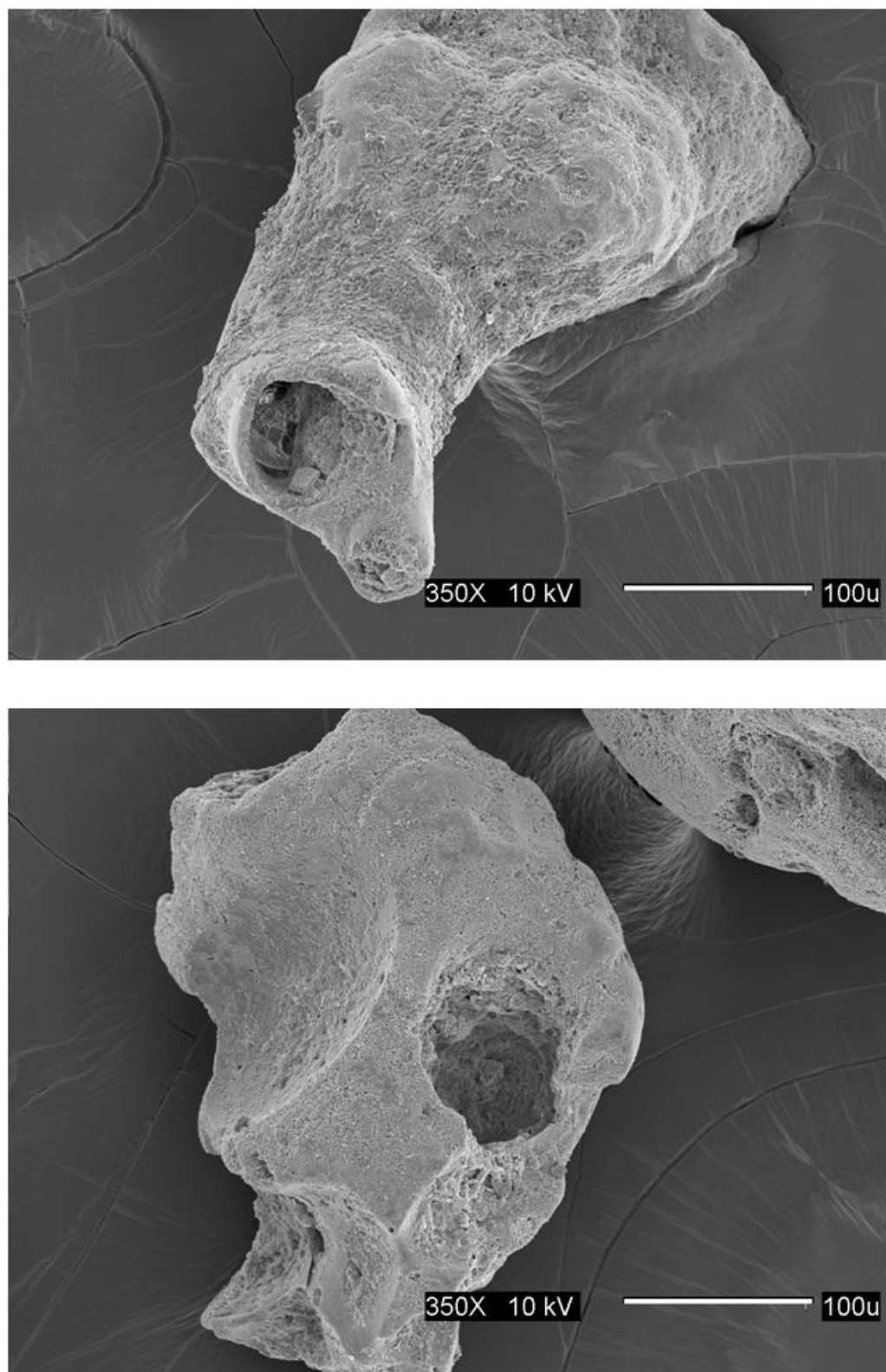


Figura A.2. 8 Granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, escala = 100 µm.

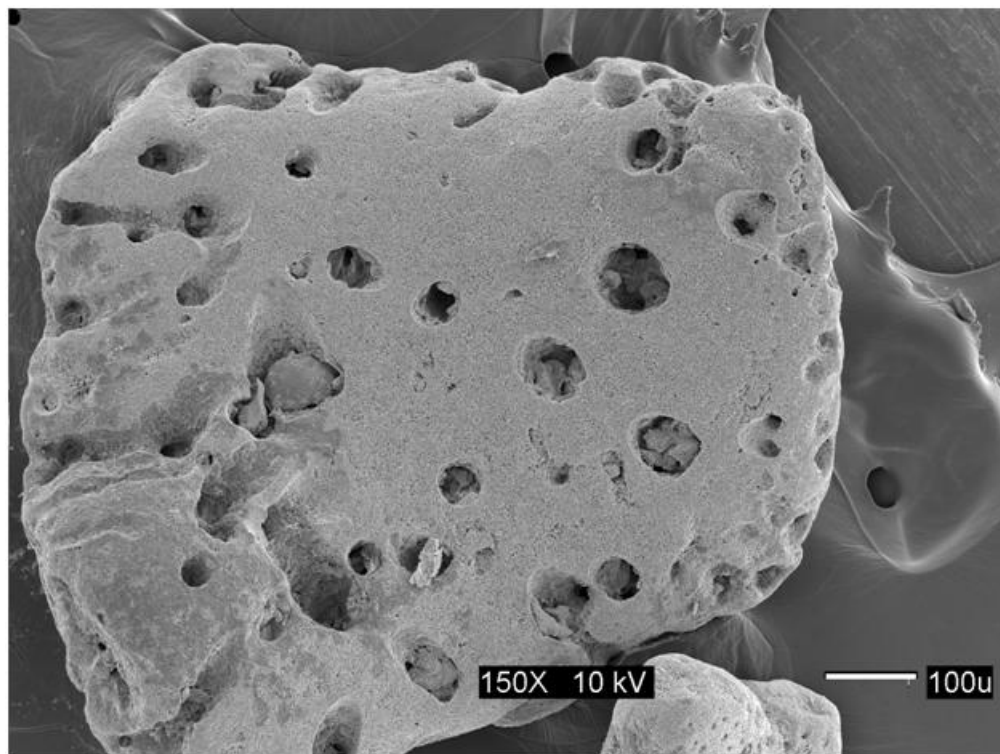


Figura A.2. 9 Granos carbonatos no-óseos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, escala = 100 μm .

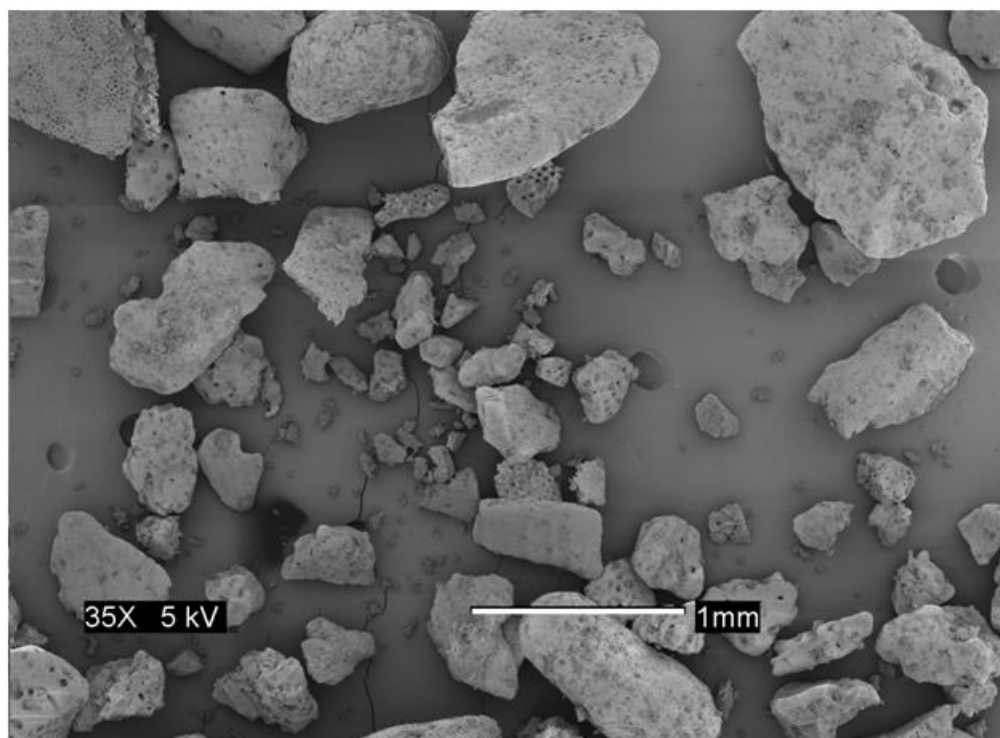


Figura A.2. 10 Vista general de los organismos biogénicos de las arenas calcáreas de Cabo Rojo, escala = 1000 μm .

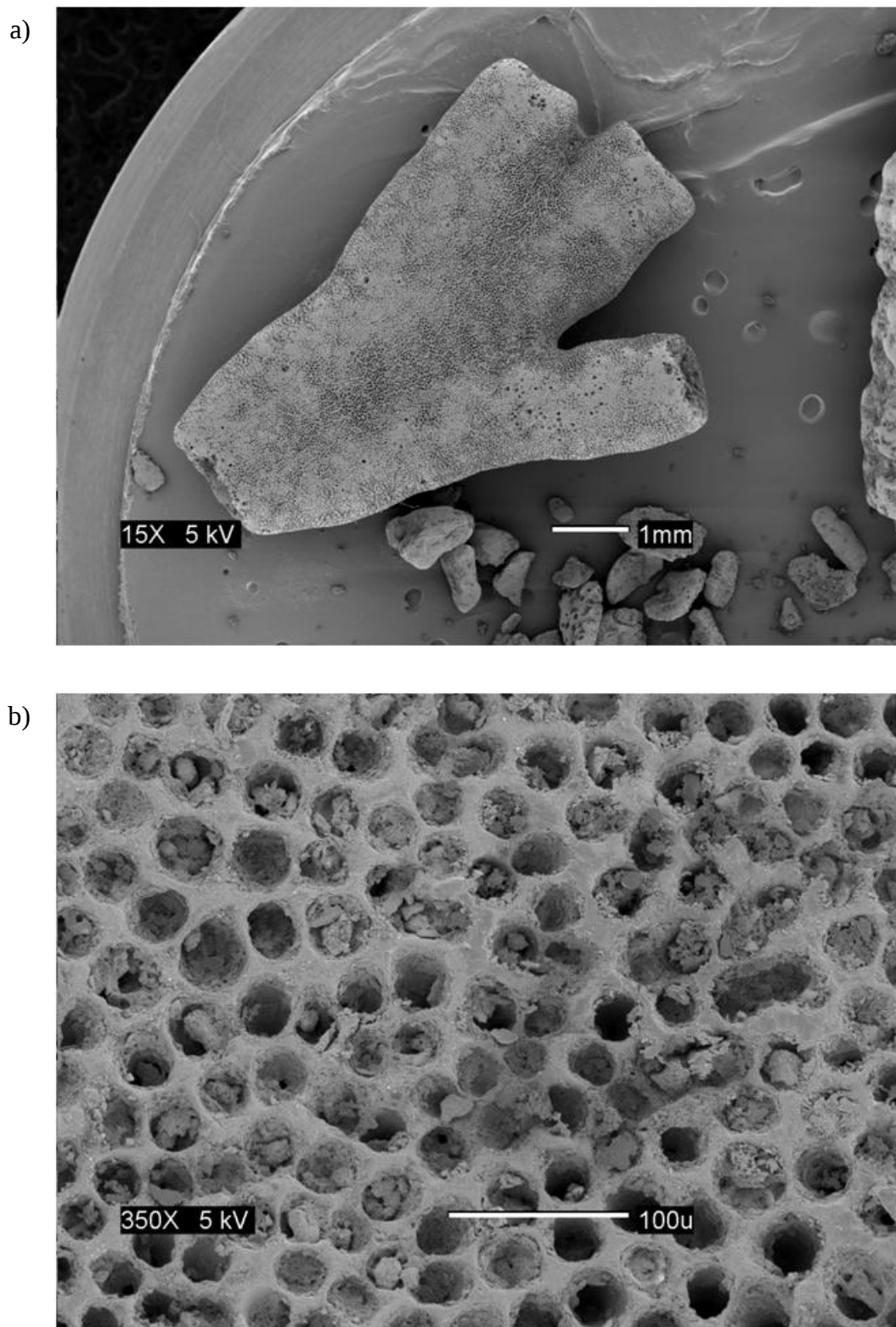


Figura A.2. 11 Detalle de un organismo biogénico de las arenas calcáreas de Cabo Rojo,
a) escala = 1000 μm , b) escala = 100 μm .

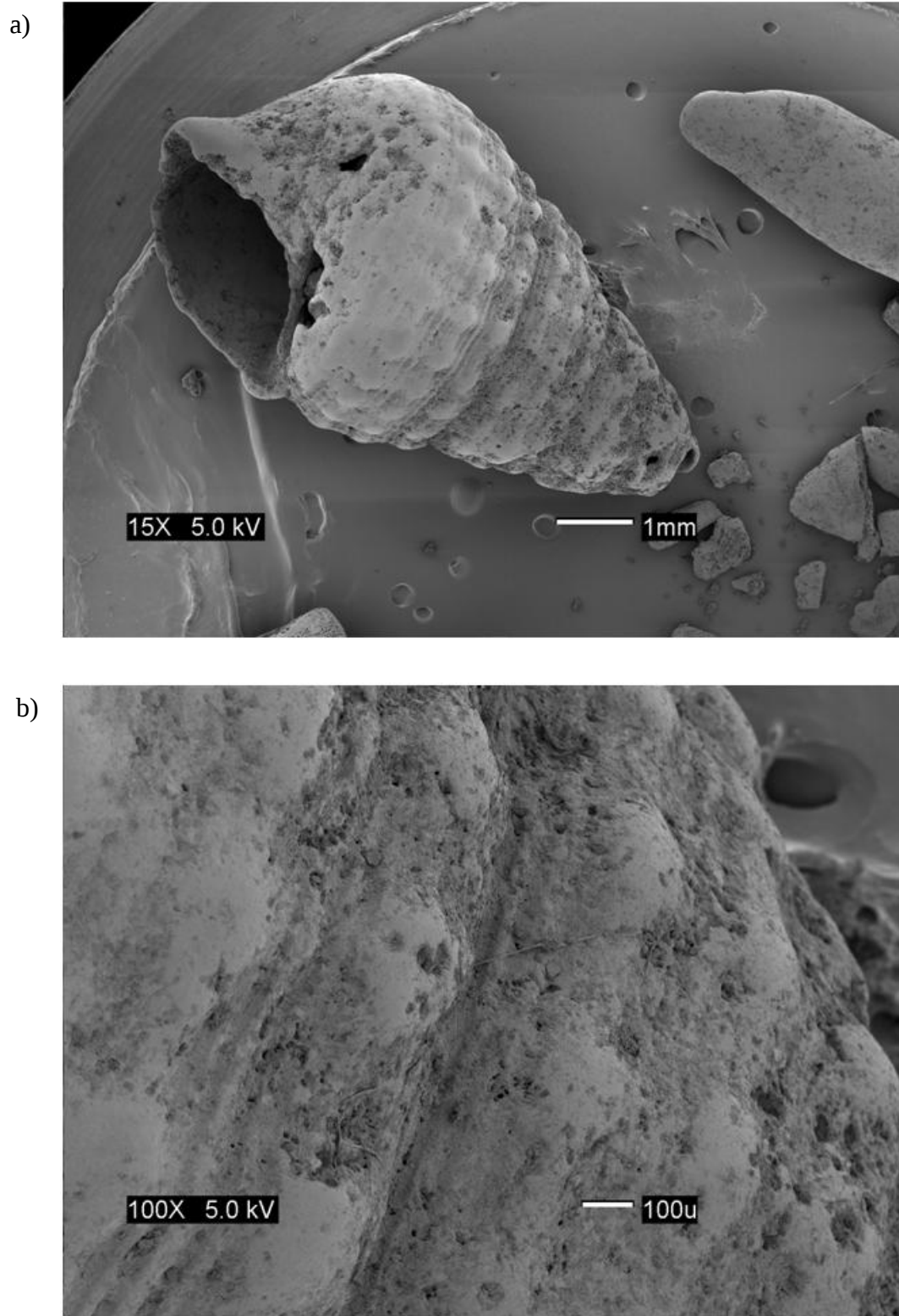


Figura A.2. 12 Detalle de un organismo biogénico de las arenas calcáreas de Cabo Rojo,
a) escala = 1000 μm , b) escala = 100 μm .

APÉNDICE 3

Línea de estado crítico, método simplificado

Cuando se estima la línea de estado crítico mediante ensayos CIU, puede haber variaciones en las relaciones de vacíos debido a efectos de localización. Por otra parte, para ensayos triaxiales estáticos, consolidados isotrópicamente drenados (CID), puede llegarse a la máxima deformación axial permitida por el equipo triaxial (del orden del 20%) sin alcanzar el estado estable.

Santamarina y Cho (2001) propusieron un método aproximado, con pruebas drenadas sobre muestras sueltas llevadas hasta grandes deformaciones, para evitar los inconvenientes mencionados anteriormente. El método que ellos sugirieron es una forma simplificada de un ensayo triaxial axi-simétrico. Consiste en colocar una muestra de arena dentro de una membrana de látex, saturarla y aplicar un esfuerzo manualmente hasta que se garantice que no hay cambio de volumen (condición de estado crítico). Se hacen varias pruebas aplicando diferentes presiones de vacío al espécimen, las cuales corresponden al esfuerzo efectivo principal menor. Debido a que la muestra está saturada y se permite su drenaje, el volumen inicial de agua, sumado algebraicamente al volumen de agua que salga o entre del espécimen durante el ensayo, según sea contractivo o dilatante respectivamente, permite obtener la relación de vacíos en estado crítico. Esta relación de vacíos final y la presión de vacío para cada punto se usan para dibujar la línea de estado crítico.

Este Apéndice resume las actividades realizadas en esta investigación para obtener la línea de estado crítico mediante el método simplificado. El arreglo experimental sugerido por Santamarina y Cho (2001) se muestra en la Figura A.3. 1. La Figura A.3. 2 ilustra una fotografía del montaje realizado.

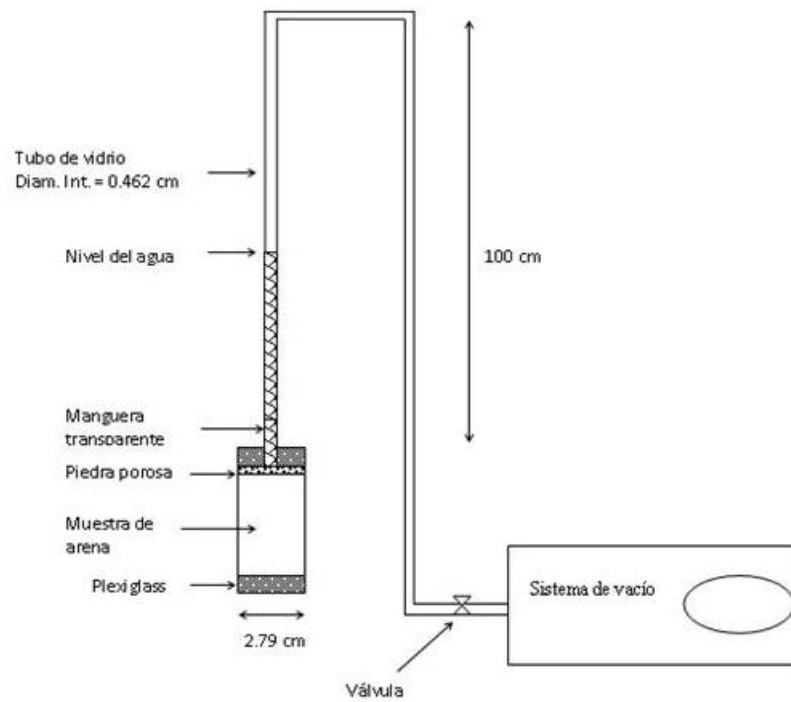


Figura A.3. 1 Esquema del método alternativo para determinar la línea de estado crítico. (Adaptado de Santamarina y Cho, 2001).



Figura A.3. 2 Montaje del método simplificado para la línea de estado crítico (esta investigación).

Materiales necesarios

- o Bomba de vacío
- o Tensiómetro para medir presión negativa
- o Membrana de látex
- o Dos placas de plexiglass
- o Dos O-rings
- o Cilindro graduado
- o Piedra porosa
- o Manguera transparente
- o Tubo de vidrio

Medidas preliminares

- o Se determinó el peso unitario del agua a la temperatura del laboratorio (γ_w)
- o Se determinó la gravedad específica de los sólidos (G_s)
- o Se midió el área interna del tubo de vidrio (A_t).
- o Se determinó el volumen de los componentes del dispositivo sin el suelo (v_d), colocándolos dentro de un cilindro graduado lleno de agua. Se incluyeron las placas de plexiglass, la membrana de látex, los O-rings y la longitud de la manguera transparente que quedaría sumergida.
- o Se midió el ángulo efectivo de fricción en estado crítico del suelo (ϕ'_c): para esto se colocó la arena dentro de un cilindro de 1000 cm^3 con agua, de tal forma que el nivel del agua fuera aproximadamente el doble del nivel del suelo. Se inclinó lentamente el cilindro ($\cong 60^\circ$) y se regresó a la posición vertical. Se midió el ángulo entre la horizontal y la arena en la región media de la pendiente.

Realización de la prueba

- o Se mezclaron aproximadamente 300 gm de suelo con 2 lt de agua y se des-aireó la mezcla en la bomba de vacío durante una hora.
- o Se aseguró la membrana de látex a una placa de plexiglass mediante un O-ring. Se colocó arena suelta dentro de la membrana hasta una altura aproximada de dos veces el diámetro. Este procedimiento se realizó bajo agua para evitar la infiltración de burbujas de aire.
- o Se colocó la piedra porosa y una placa de plexiglass sujeta mediante un O-ring. Se conectó la muestra al sistema de vacío. Se llenó con agua el tubo de vidrio hasta una altura predeterminada. En este momento se extrajo cualquier burbuja de aire que hubiera quedado atrapada.
- o Se aplicó una pequeña presión negativa mediante vacío (σ'_c) y se registró la altura del agua en el tubo de vidrio (h_0).
- o Se aplicó esfuerzo con las manos hasta que no se observara variación en el nivel de agua en el tubo de vidrio, lo cual ocurrió para una deformación axial entre el 40% y el 50%.
- o Se registró el nivel del agua en este instante (h_i).
- o Se retiró el vacío y se manipuló la muestra hasta que tomara su forma original.
- o Se incrementó un poco la presión negativa y se repitió el proceso durante 5 o 6 veces.
- o Se midió en un cilindro graduado el volumen del espécimen más los componentes del dispositivo (v_t).
- o Al finalizar la prueba, se desensambló el sistema y se llevó la arena al horno durante 24 horas para determinar el peso de los sólidos (w_s).
- o Se determinó el esfuerzo contribuido por la rigidez de la membrana (σ'_m).

Todo el procedimiento mencionado se realizó cuatro veces para las arenas de Cabo Rojo (dos veces para la arena obtenida en esta investigación y dos veces para muestras obtenidas por Cataño (2006)).

A continuación se indica el procesamiento de la información para obtener la línea de estado crítico:

Datos:

γ_w = Peso unitario del agua a la temperatura del laboratorio

G_s = gravedad específica de los sólidos

ϕ'_c = ángulo de fricción efectivo en estado crítico

A_t = Area del tubo de vidrio

v_d = volumen de los componentes del dispositivo

v_t = volumen del espécimen + componentes del dispositivo

σ'_c = presión negativa aplicada

σ'_m = esfuerzo contribuido por la rigidez de la membrana

h_0 = altura del nivel del agua antes de la prueba

h_i = altura del nivel del agua después de la prueba

w_s = peso de los sólidos

Cálculos:

esfuerzo efectivo principal menor $\Rightarrow \sigma'_3 = \sigma'_c - \sigma'_m$

Relación de vacíos en la presión i $\Rightarrow e_i = (v_{wi} * G_s * \gamma_w) / w_s$

Donde;

Volumen de agua en la presión i $\Rightarrow v_{wi} = v_{w0} + \Delta v_i$

Cambio en volumen para la presión i $\Rightarrow \Delta v_i = (h_0 - h_i) * A_t = d * A_t$

Volumen del agua de referencia $\Rightarrow v_{w0} = v_{sp} - v_s$

Volumen de los sólidos $\Rightarrow v_s = w_s / (G_s * \gamma_w)$

Volumen del espécimen $\Rightarrow v_{sp} = v_t - v_d$

Con σ'_3 y e_i para los diferentes puntos de la prueba, se puede graficar la línea de estado crítico. Si se desea usar p' en lugar de σ'_3 , se utiliza el ángulo ϕ'_c para conocer σ'_1 y así calcular p' .

La Figura A.3. 3 ilustra la hoja de cálculo utilizada, y da un ejemplo de la determinación de la línea de estado crítico para una de las muestras de las arenas calcáreas de Cabo Rojo.

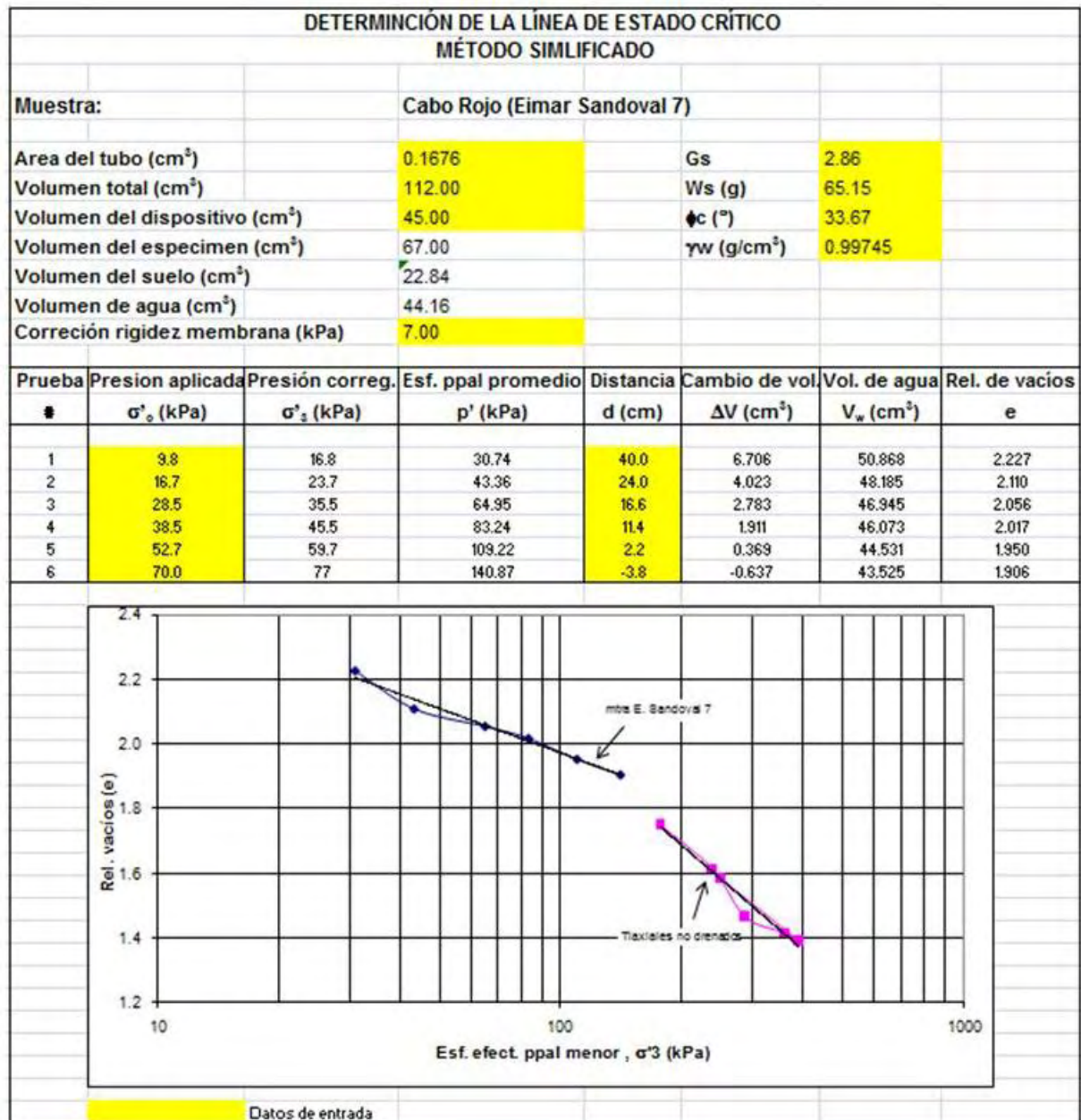


Figura A.3. 3 Hoja de cálculo, línea de estado crítico, método simplificado.

APÉNDICE 4

Método de preparación de muestras

Para preparar las muestras mediante el método de apisonamiento húmedo, el suelo se colocó en cinco capas usando el procedimiento de sub-compactación (“*undercompaction*”), sugerido por Ladd (1978). Este método recomienda que la densidad inicial de las capas inferiores sea menor, debido a que el peso de las capas superiores incrementará su densidad. La cantidad que debe reducirse la densidad es predeterminada y se define como porcentaje de sub-compactación (U_n), el cual varía linealmente desde la capa del fondo hasta la capa superior.

El porcentaje de sub-compactación para una capa cualquiera es:

$$U = U_{n1} - \left[\frac{(U_{n1} - U_{nf})}{n_t - 1} \times (n - 1) \right] \quad (A - 4 - 1)$$

El porcentaje de sub-compactación promedio para las capas compactadas es:

$$U_{nprom} = \frac{U_n}{n} \quad (A - 4 - 2)$$

La altura de cada capa en el espécimen es:

$$h_n = \frac{h_t}{n_t} \left[(n - 1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \quad (A - 4 - 2)$$

Siendo:

U_{n1} = % sub-compactación seleccionado para la primera capa (5% en este trabajo)

U_{nf} = % sub-compactación seleccionado para la capa final (generalmente = 0)

n = # capas consideradas o capa en consideración

n_t = # total de capas

h_n = altura hasta la capa en consideración

h_t = altura total del espécimen

De esta manera se puede conocer el peso que se utilizará para cada capa y la altura hasta donde ésta debe llegar. La Figura A.4. 1 ilustra la hoja de cálculos realizada para el control de

la preparación de las muestras mediante el método de sub-compactación, en una densidad relativa del 40%.

METODO DE SUB-COMPACTACION								
Humedad de compactación (%)			8		Volumen de suelo (cm3)		72.38	
Gs			2.84		Volumen de la muestra (cm3)		205.93	
Diametro del espécimen (mm)			50.8		Volumen de vacios		133.54	
Altura deseada de la muestra (mm)			101.6		Dens. relativa deseada (%)		40	
Número de capas			5		Densidad seca (gm/cm3)		0.998	
Relación de vacíos mínima			1.514					
Relación de vacíos máxima			2.07		Diámetro de la muestra (mm)		50.8	
Relación de vacíos deseada			1.85		Area de la muestra (mm2)		2026.83	
Sub-compactación			5					
Capa	Un	Unprom	hn (mm)	H capa (mm)	DR capa (%)	e deseada	Peso seco (mg)	H. medida (mm)
1	5.00	5.0	21.3	21.34	38.5	1.85594	43003.08	80.26
2	3.75	1.9	41.4	20.07	39.5	1.85038	40522.26	60.20
3	2.50	0.8	61.5	20.07	40.5	1.84482	40601.46	40.13
4	1.25	0.3	81.5	20.07	41.5	1.83926	40680.97	20.07
5	0.00	0.0	101.6	20.07	42.5	1.8337	40760.79	0.00
Datos de entrada								

Figura A.4. 1 Hoja de cálculo, método de sub-compactación.

APÉNDICE 5

Variación en la relación de vacíos

Durante los procesos de inicialización, saturación y consolidación, la muestra experimenta cambios en la relación de vacíos debido a variaciones en los esfuerzos efectivos.

Para la variación volumétrica en las fases de inicialización y saturación se obtuvo el cambio en altura de la muestra, a partir del programa, y se consideró que en estas etapas no hubo cambio en el diámetro del espécimen. El volumen final de la muestra se obtuvo de la siguiente manera:

$$V_f = V_i - \Delta V_{inic+sat} - \Delta V_{cons} \quad (A - 5 - 1)$$

$$\Delta V_{inic+sat} = \pi r^2 \times (\Delta h_{inic} + \Delta h_{sat}) \quad (A - 5 - 2)$$

Donde:

$\Delta V_{inic+sat}$ = Cambio de volumen durante la inicialización y la saturación

Δh_{inic} = Cambio de altura de la muestra durante la inicialización (+ para compres)

Δh_{sat} = Cambio de altura de la muestra durante la saturación (+ para compres)

V_f = Volumen final de la muestra

V_i = Volumen inicial de la muestra

ΔV_{cons} = Cambio de volumen de la muestra durante la consolidación

El cambio de volumen en la fase de consolidación (ΔV_{cons}) se obtuvo directamente del sistema. El sistema registra ese cambio de volumen como el volumen de agua que salga o entre de la muestra al FloodTrac II, según haya disminución o aumento en la relación de vacíos respectivamente. Debido a que en esta etapa, la muestra ya está saturada, el volumen de agua que entre o salga al FloodTrac II es igual al volumen que sale o entra a la muestra.

La Figura A.5. 1 ilustra la hoja de cálculo utilizada para corregir la densidad relativa durante el ensayo triaxial cíclico, en una de las muestras de la arena calcárea de Cabo Rojo.

CORRECCION DE LA RELACION DE VACIOS DURANTE EL ENSAYO TRIAXIAL CICLICO						
Muestra:	Arena calcárea de Cabo Rojo					
DR Inicial (%)		40.9		CSR	0.25	
H. Inicial (mm)		102.125		σ'_{3con}	100	
Diámetro Inicial (mm)		50.73				
Lect. del programa al inic. del ensayo		-29.738				
Volumen Inicial de la muestra (mm ³)		206419.9533				
Peso inicial de la muestra (gm)		206.38				
Fase	Lect. Del programa (mm)	Desplazamto (mm)	Altura (mm)	Volumen (mm ³)	Dens (gm/cm ³)	Peso Unit (KN/m ³)
Inicialización	-29.842	-0.104	102.23	206630.16	0.999	9.80
Saturación	-29.792	-0.054	102.18	206529.10	0.999	9.80
Consolidación	-29.691	0.047	102.08	205179.10	1.006	9.87
	Datos de entrada					
		vol final saturación:				212.93
		vol final consolidación:				211.58
		Δ volumen consolid.				1350
		Densidad relativa después de la consolidación (%)				44.0
		e despues de la saturación				1.84
		e despues de la consolidacion				1.82

Figura A.5. 1 Hoja de cálculo, corrección de densidad relativa durante el ensayo triaxial cíclico.

APÉNDICE 6

Resultados de ensayos triaxiales cíclicos

Este apéndice presenta la matriz de los ensayos triaxiales cíclicos realizados en esta investigación. Además, para algunas de las muestras ensayadas, se ilustra la variación de las presiones de poros y de las deformaciones axiales a lo largo de la prueba.

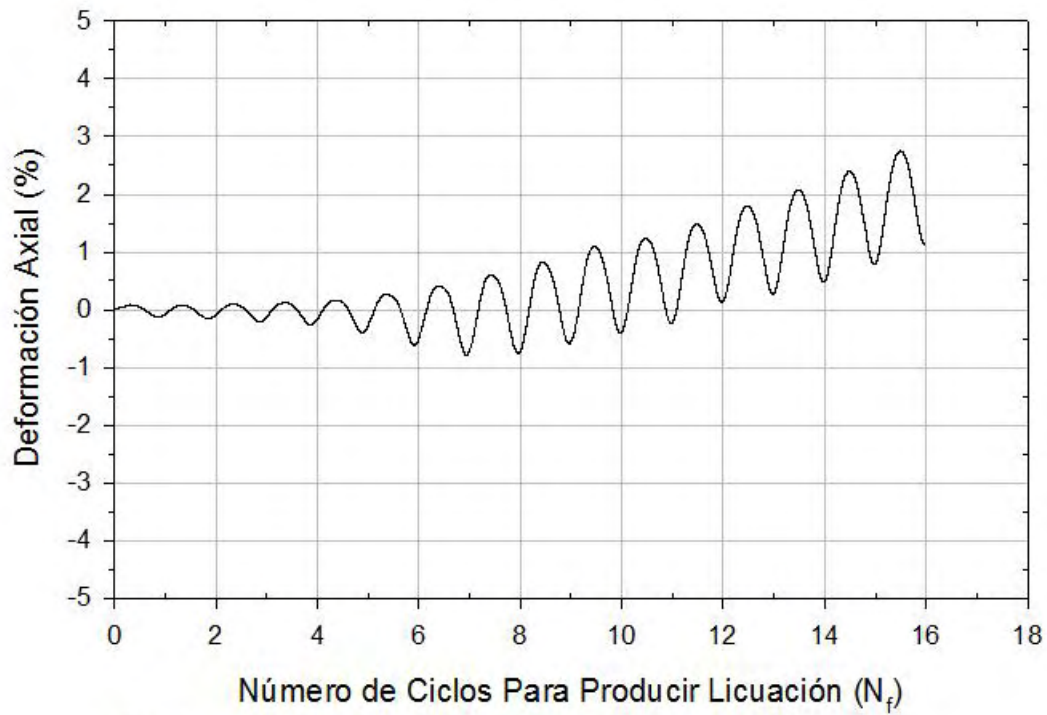
Resultados de todos los ensayos triaxiales cíclicos.

Arena	$\sigma'_{3\text{cons}}$ (kPa)	Prueba	$Dr_{\text{fin cons}}$ (%)	$e_{\text{fin.cons}}$	CSR	Ciclos para licuación (N_f)	Criterio de licuación
Cabo Rojo	50	A.5.1	29.1*	1.906	0.238	104	Licuación Inicial
		A.5.2	28.3*	1.910	0.260	4	Licuación Inicial
		A.5.3	26.7	1.920	0.245	123	Licuación Inicial
		A.5.4	26.0	1.924	0.260	10	Licuación Inicial
		A.5.5	26.1	1.923	0.2725	5	Licuación Inicial
Cabo Rojo	100	A.5.6	25.7	1.925	0.155	20	Licuación Inicial
		A.5.7	26.7	1.920	0.180	13	Licuación Inicial
		A.5.8	31.9	1.891	0.195	10	Licuación Inicial
		A.5.9	28.5	1.909	0.220	5	Licuación Inicial
		A.5.10	47.1	1.807	0.160	122	Licuación Inicial
		A.5.11	44.9	1.819	0.1925	20	Licuación Inicial
		A.5.12	44.5	1.821	0.205	15	Licuación Inicial
		A.5.13	45.9	1.813	0.240	7	Licuación Inicial
		A.5.14	44.0	1.823	0.250	8	Licuación Inicial
		A.5.15	64.4	1.711	0.225	536	Licuación Inicial
		A.5.16	63.5	1.716	0.250	153	Licuación Inicial
		A.5.17	64.5	1.710	0.350	20	Licuación Inicial
		A.5.18	62.2	1.723	0.415	10	Licuación Inicial
		A.5.19	81.3	1.617	0.300	507	Licuación Inicial
		A.5.20	79.4	1.627	0.325	327	Licuación Inicial
Cabo Rojo	200	A.5.21	78.5	1.633	0.440	35	Licuación Inicial
		A.5.22	50.1	1.79	0.065	5846	Licuación Inicial
		A.5.23	49.5	1.793	0.125	56	Licuación Inicial
		A.5.24	50.7	1.787	0.175	23	Licuación Inicial
		A.5.25	64.4	1.711	0.150	123	Licuación Inicial
		A.5.26	64.7	1.709	0.190	72	Licuación Inicial
		A.5.27	64.9	1.708	0.225	21	Licuación Inicial
		A.5.28	65.4	1.705	0.300	17	5% def DA
		A.5.29	82.0	1.613	0.220	345	Licuación Inicial
		A.5.30	82.8	1.609	0.300	30	5% def. DA
Ottawa	50	A.5.31	80.0	1.624	0.350	12	5% def DA
		A.5.32	25.6	0.070	0.070	142	Licuación Inicial
		A.5.33	25.6	0.088	0.0875	31	Licuación Inicial
		A.5.34	23.4	0.10	0.100	23	Licuación Inicial
Ottawa	100	A.5.35	24.5	0.125	0.125	6	Licuación Inicial
		A.5.36	66.8	0.125	0.125	1042	Licuación Inicial
		A.5.37	66.8	0.20	0.200	52	Licuación Inicial
		A.5.38	70.0	0.25	0.250	7	Licuación Inicial
		A.5.39	69.5	0.27	0.270	4	Licuación Inicial

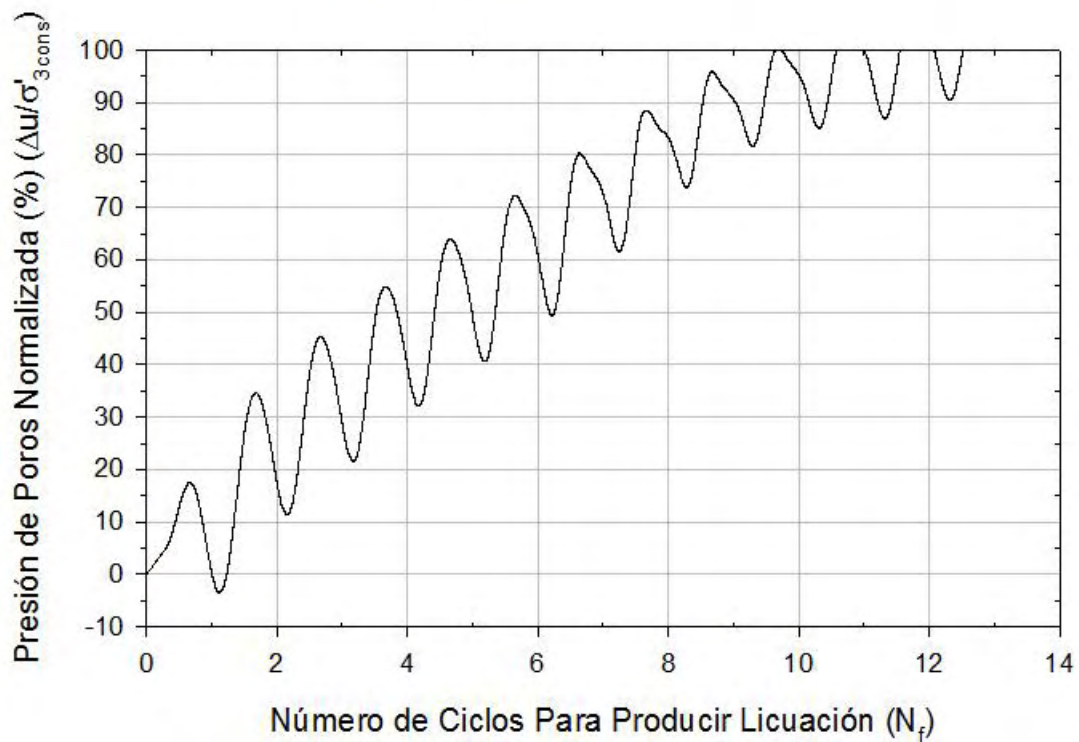
* Se refiere a muestras a las que no se les quitó la sal antes de ser preparadas

$e_{\text{fin cons}}$ = relación de vacíos al final de la consolidación

D.A.= Muestras que fallaron por el criterio de 5% de deformación axial en doble amplitud

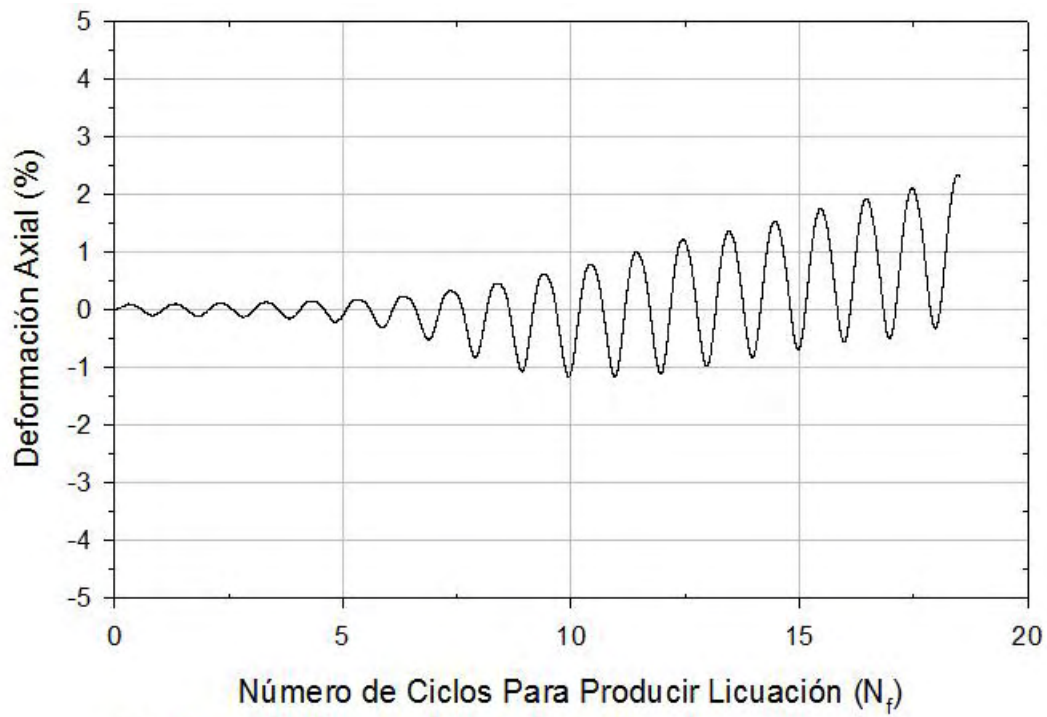


a) Deformación Axial vs Número de Ciclos

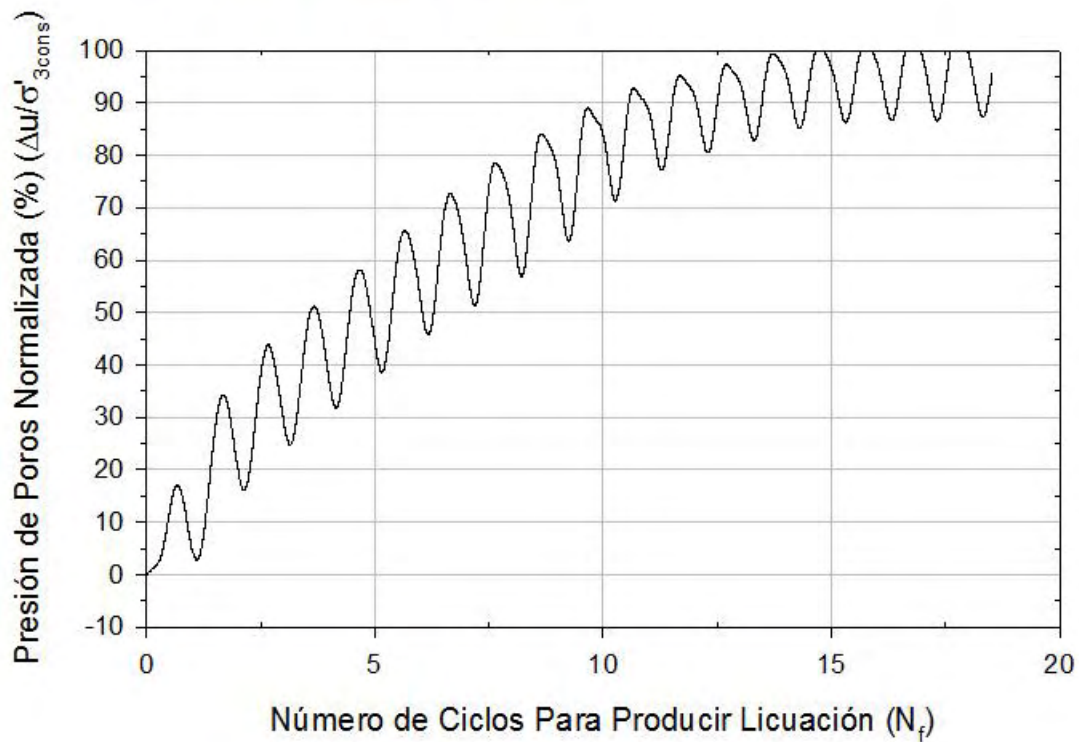


b) Presión de Poros Normalizada vs Número de Ciclos

Figura A.6. 1 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo, ($\sigma'_{3\text{cons}} = 50$ kPa, $D_r = 26.0\%$, $\text{CSR} = 0.26$).

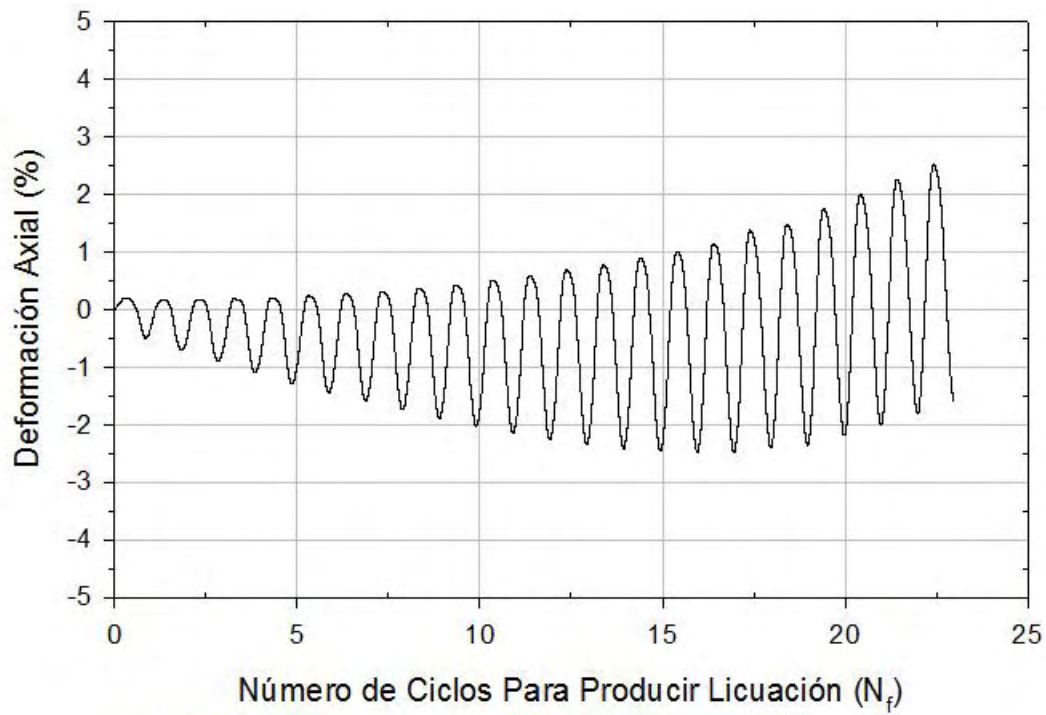


a) Deformación Axial vs Número de Ciclos

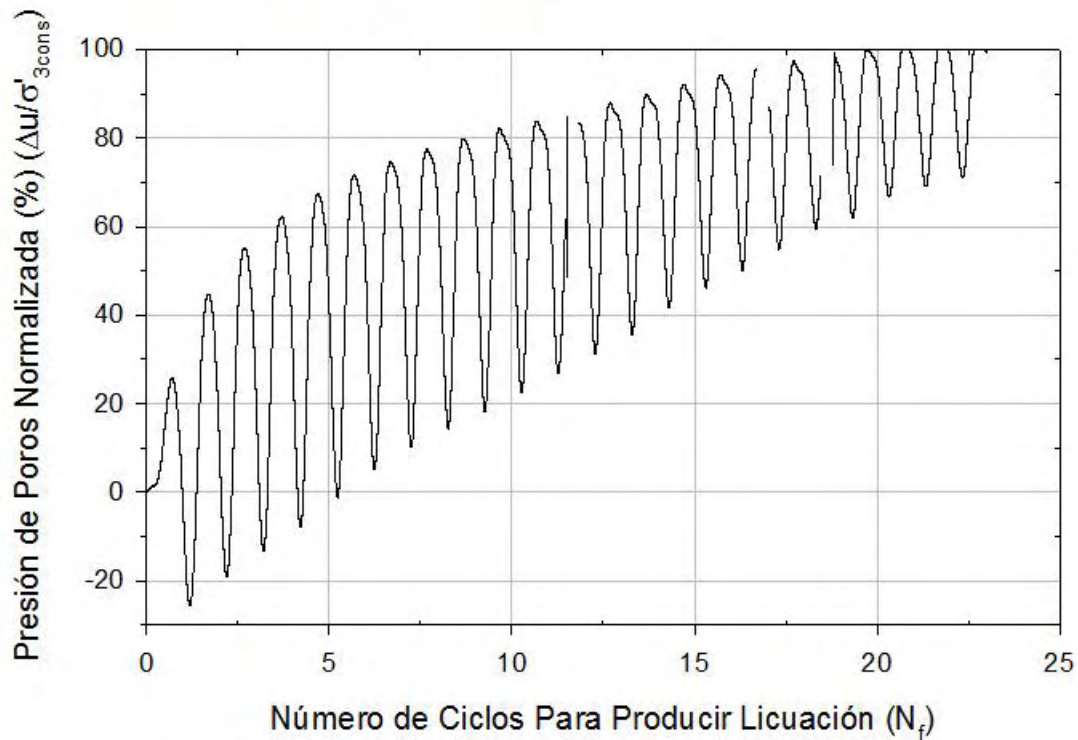


b) Presión de Poros Normalizada vs Número de Ciclos

Figura A.6. 2 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 44.5\%$, $CSR = 0.205$).

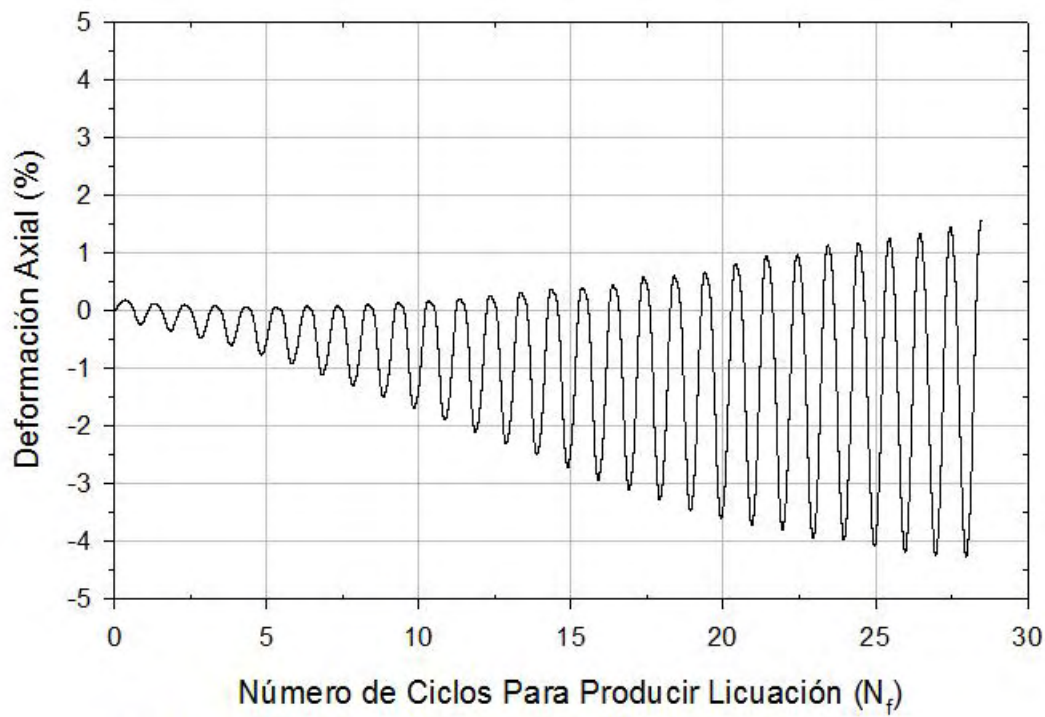


a) Deformación Axial vs Número de Ciclos

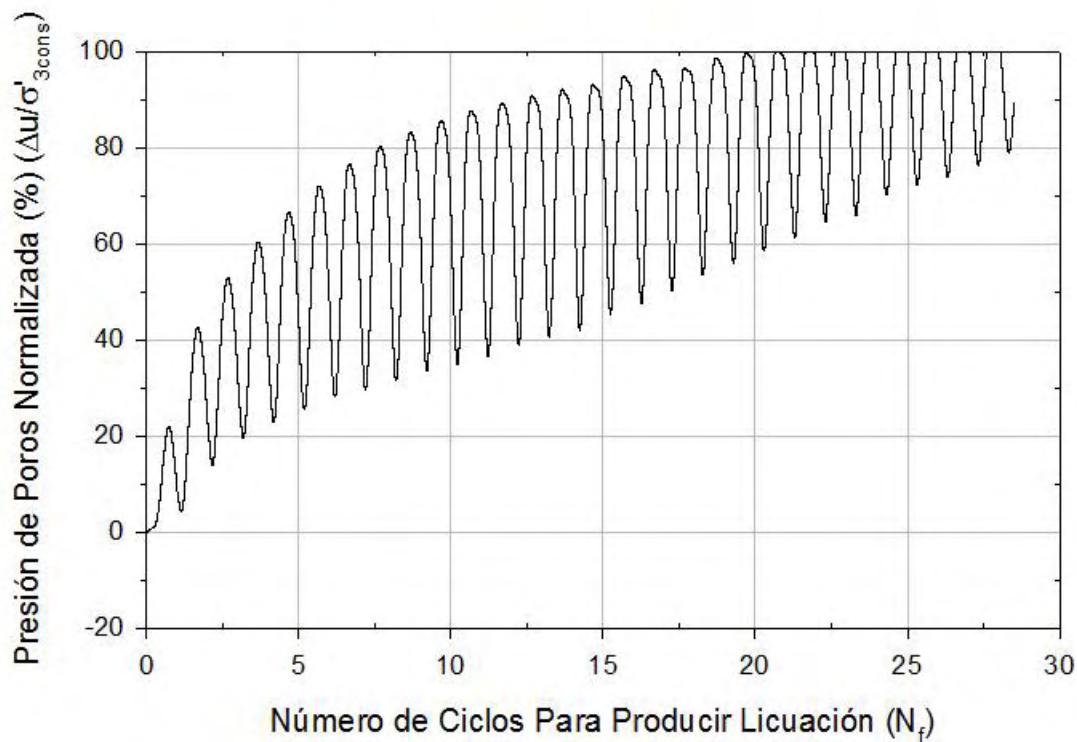


b) Presión de Poros Normalizada vs Número de Ciclos

Figura A.6. 3 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 64.5\%$, $CSR = 0.35$).

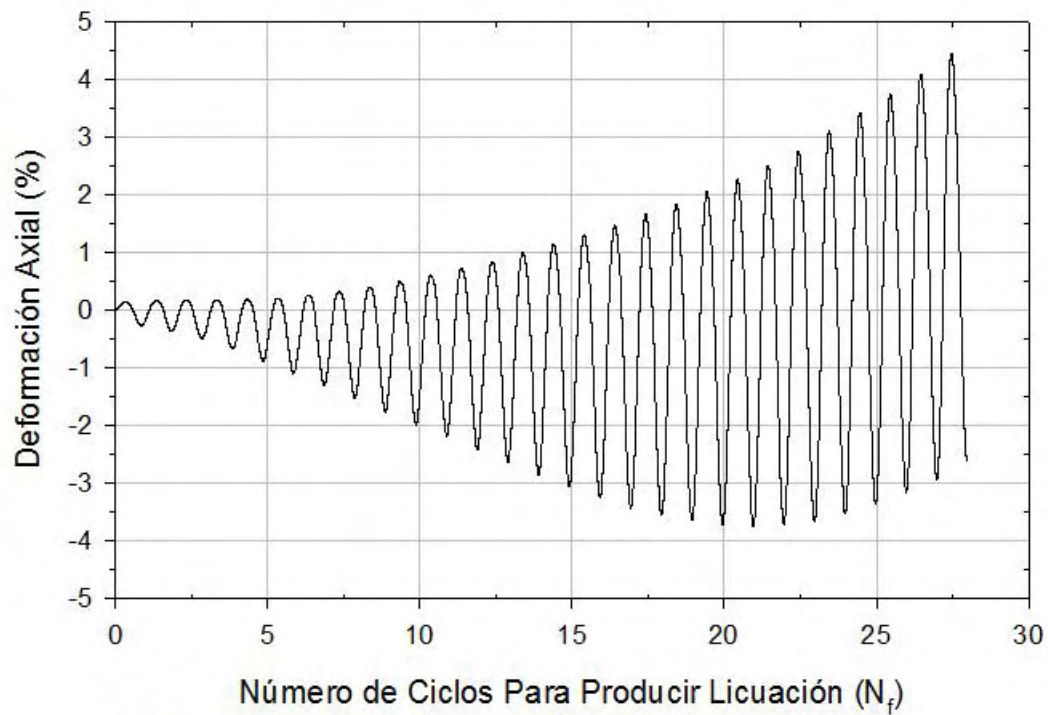


a) Deformación Axial vs Número de Ciclos

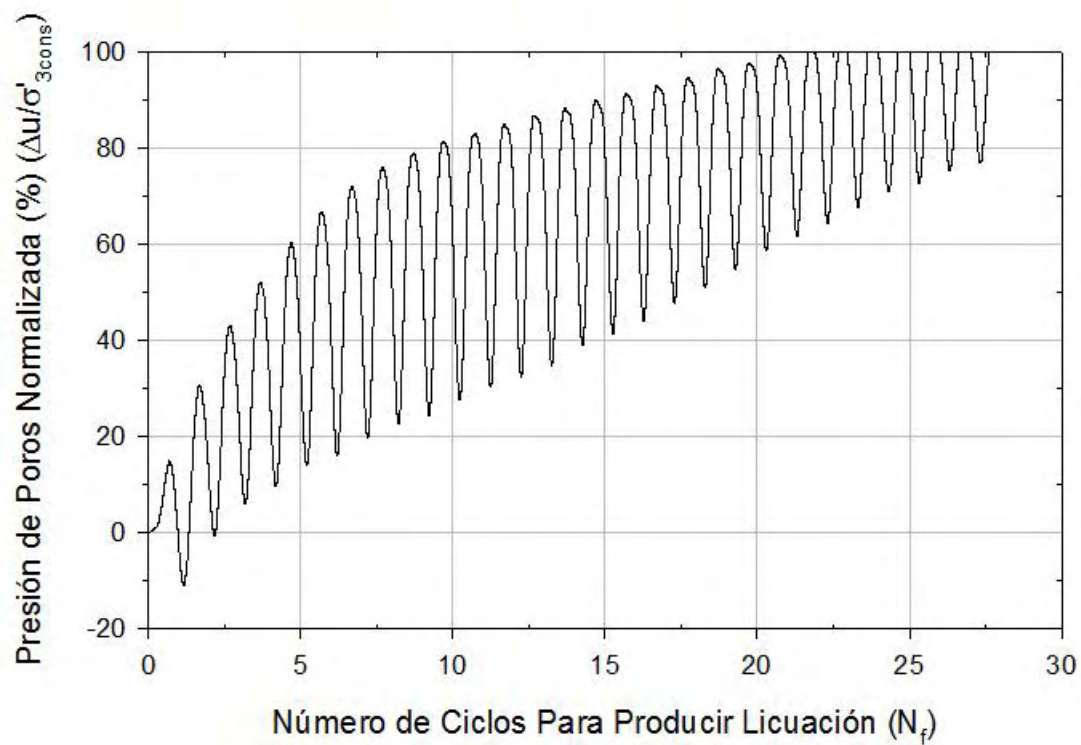


b) Presión de Poros Normalizada vs Número de Ciclos

Figura A.6. 4 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo ($\sigma'_{3cons} = 200$ kPa, $D_r = 64.9\%$, $CSR = 0.225$).

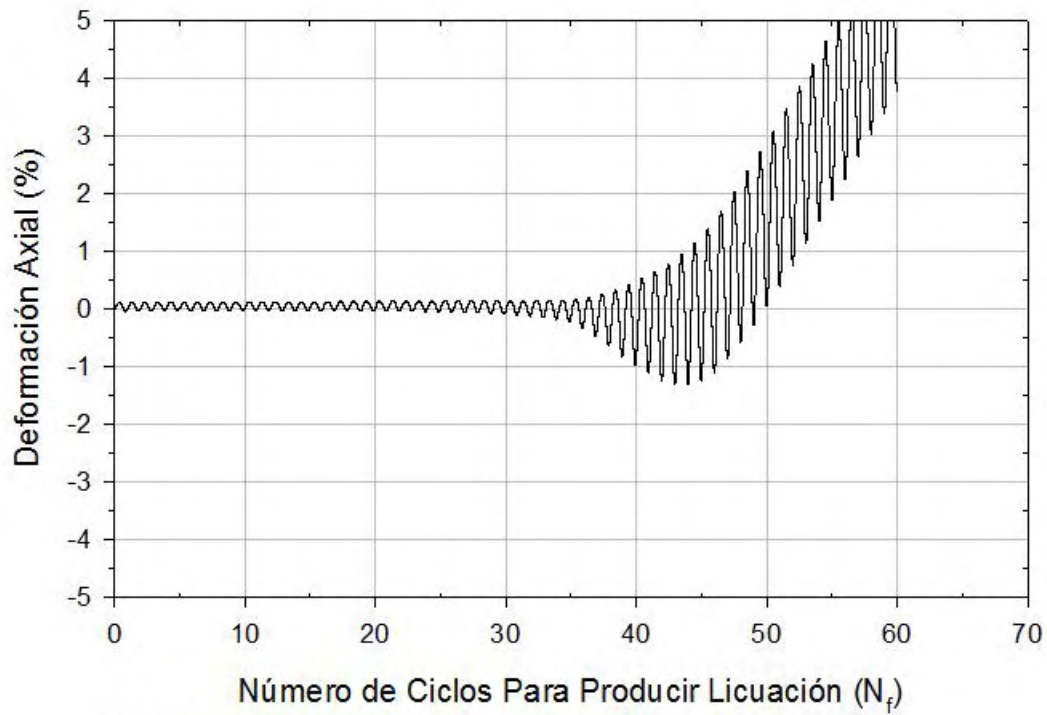


a) Deformación Axial vs Número de Ciclos

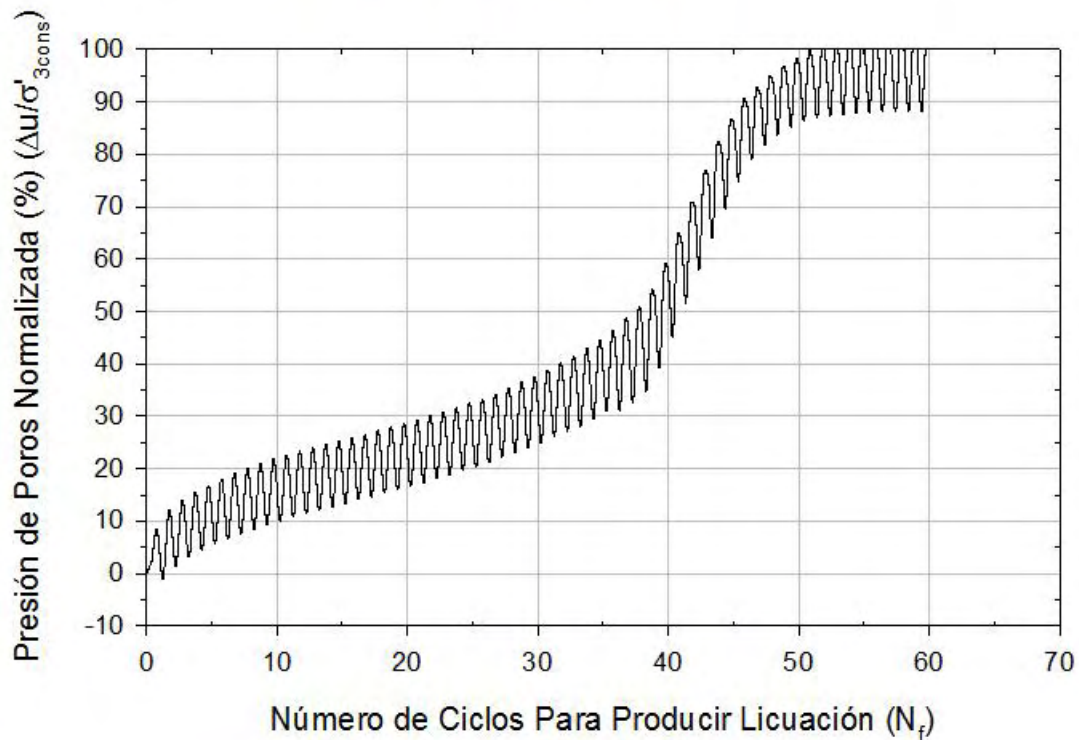


b) Presión de Poros Normalizada vs Número de Ciclos

Figura A.6. 5 Resultados, arena calcárea de Cabo Rojo ($\sigma'_{3\text{cons}} = 200$ kPa, $D_r = 65.4\%$, $\text{CSR} = 0.30$).

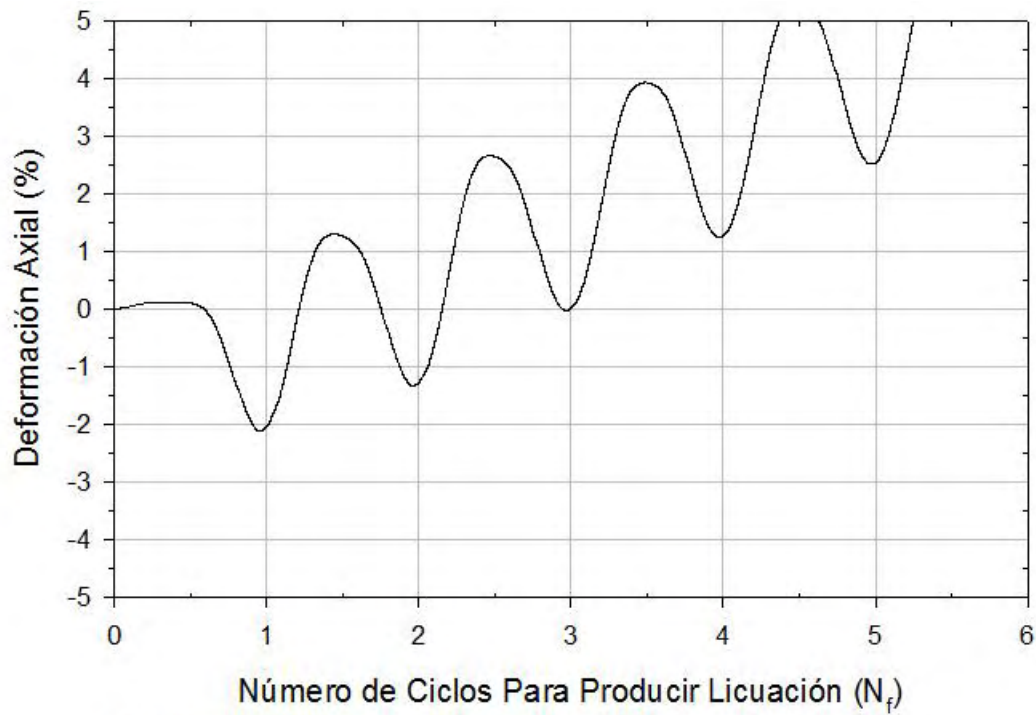


a) Deformación Axial vs Número de Ciclos

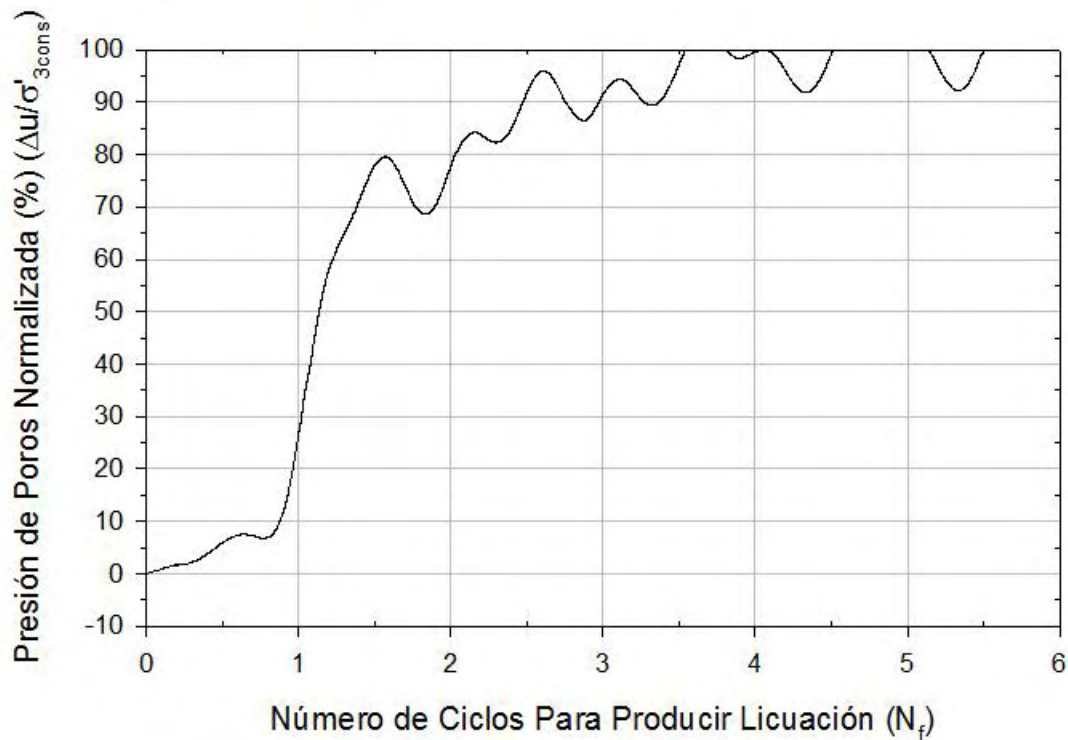


b) Presión de Poros Normalizada vs Número de Ciclos

Figura A.6. 6 Resultados, arena silíceea Ottawa #20-30 ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 66.8\%$, $CSR = 0.20$).



a) Deformación Axial vs Número de Ciclos



b) Presión de Poros Normalizada vs Número de Ciclos

Figura A.6. 7 Resultados, arena silíceá Ottawa #20-30 ($\sigma'_{3cons} = 100$ kPa, $D_r = 69.5\%$, $CSR = 0.27$).

APÉNDICE 7

Calibración de los transductores del equipo triaxial

El equipo triaxial cuenta con transductores para medir la carga, el desplazamiento, la presión de la celda y la presión de la muestra. Para el ensayo triaxial cíclico, además de estos transductores, debe usarse un transductor adicional por cada canal de medida (carga, desplazamiento, presión de celda y presión de muestra). Se calibraron los transductores estáticos y cíclicos con el fin de verificar las constantes de calibración suministrados por Geocomp y garantizar la confiabilidad de los resultados.

Transductores de carga:

Para calibrar el sistema de carga estático, se aplicaron una serie de fuerzas mediante el software triaxial cíclico “Cyclic Triaxial”, las cuales fueron verificadas usando un anillo de carga de constante conocida. El anillo de carga calibrado se colocó centrado entre el plato del sistema LoadTrac II y la celda de carga del equipo triaxial, a la cual se le adaptó previamente una barra de extensión, como se ilustra en la Figura A.7. 1. Se abrieron simultáneamente las ventanas de control de carga “Control - Load” y de calibración de carga estática “Calibrate – Load/II”, como se indica en la Figura A.7. 2. Se aplicaron una serie de cargas de tal manera que se cubriera la capacidad de la celda a calibrar (en este caso 2500 lb). Cada carga se asignó mediante la ventana de control de carga. En este instante, el plato empezó a moverse hacia arriba hasta que el sistema determinó que se había llegado a la carga asignada (según la constante de calibración suministrada por Geocomp). Cuando el plato se estabilizó, se tomó la lectura de carga medida en el anillo calibrado y se entró este valor en la columna de “Dial Reading” de la ventana de calibración. Se usó el botón “Read” y apareció un valor sobre la columna “Sensor Reading” de la misma ventana. Se repitió este procedimiento varias veces hasta cubrir la capacidad de la celda de carga. Cuando se tuvieron datos suficientes para realizar la calibración se presionó el botón “Calibrate”. De esta manera se obtuvieron pares de datos para conocer el factor de calibración, el cero de la carga y el factor de correlación. Terminado este proceso se guardaron los cambios efectuados, para que el programa cargara

automáticamente las constantes de calibración cada vez que se fuera a realizar una nueva prueba.

Para el sistema de carga cíclica se hizo el mismo procedimiento, pero se usó la ventana de calibración de la carga cíclica “Calibrate Load/CY” en reemplazo de la ventana de calibración de carga estática.

Las Figura A.7. 3 y A.7. 4 ilustran respectivamente las líneas de calibración para los sistemas de carga estático y cíclico, en función de la carga medida con el sistema calibrado y la carga medida con la celda de carga del equipo triaxial. En estas figuras se observan factores de correlación de 0.999991 y 0.99999, por lo cual se consideró que el sistema de carga estaba adecuadamente calibrado.

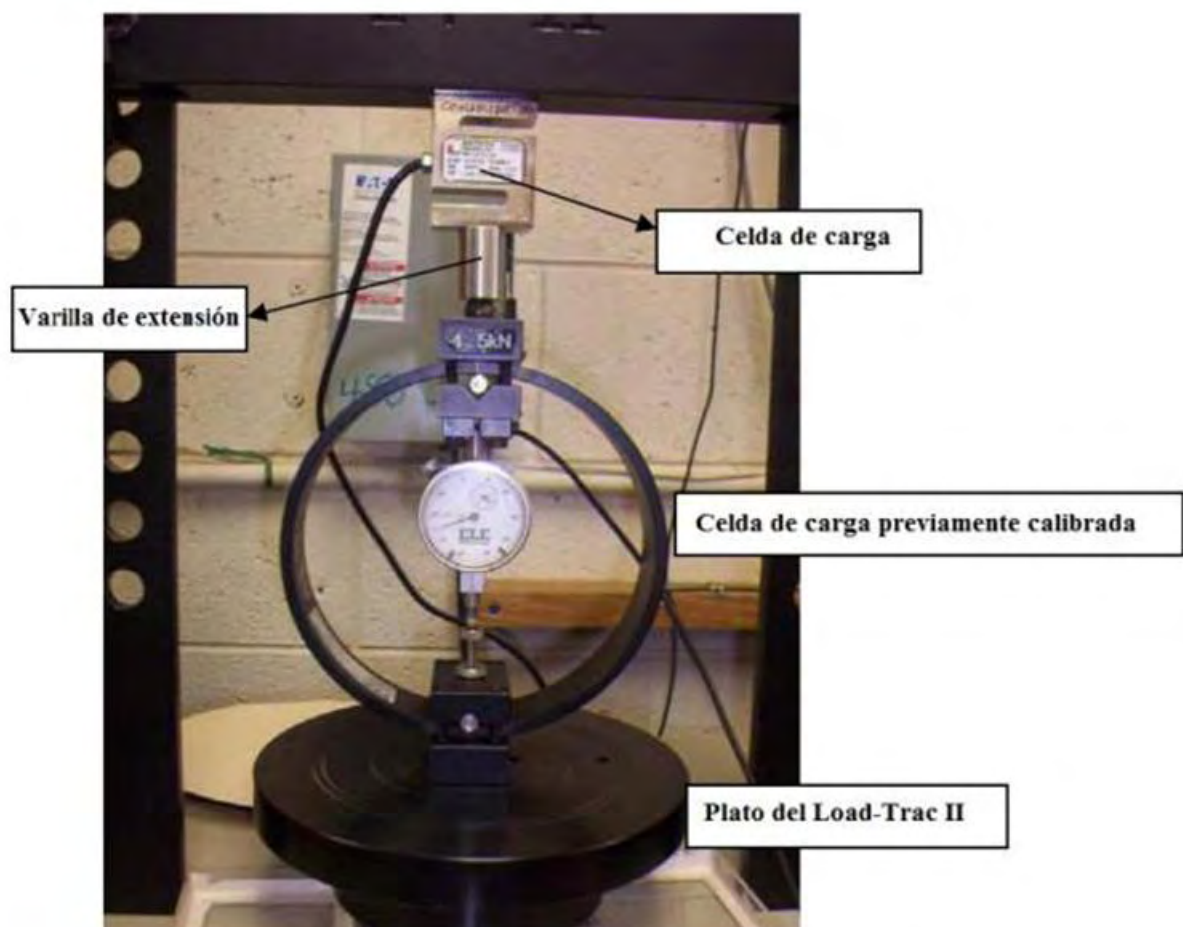


Figura A.7. 1 Configuración usada para la calibración del sistema de carga.
(Adaptada de Cataño, 2006).

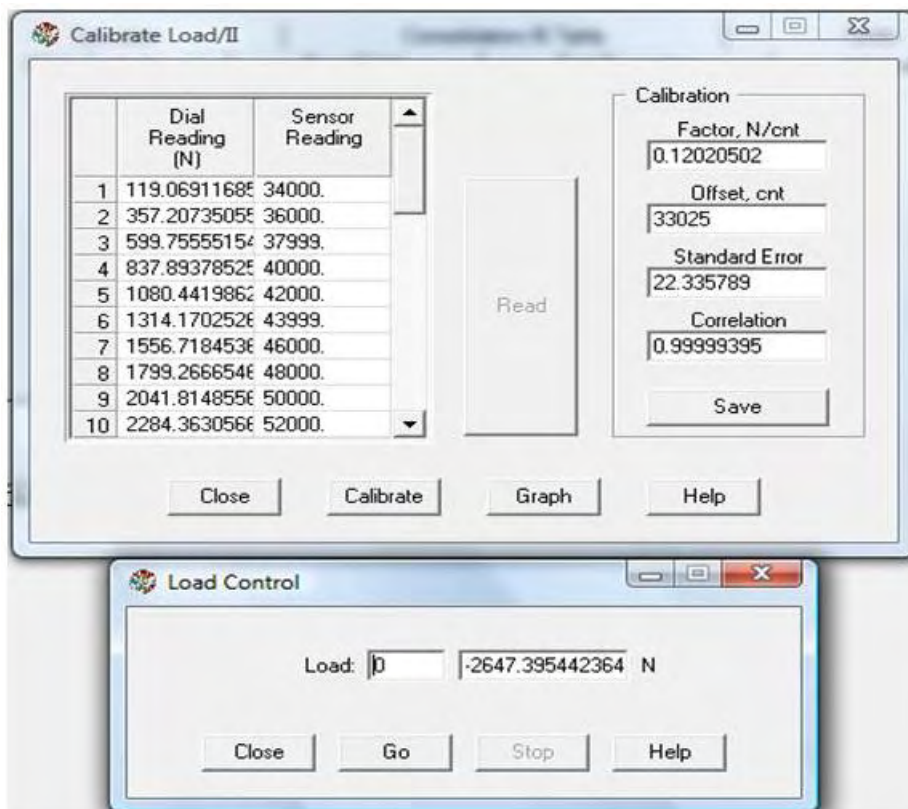


Figura A.7. 2 Ventanas de calibración de carga estática y de control de carga.

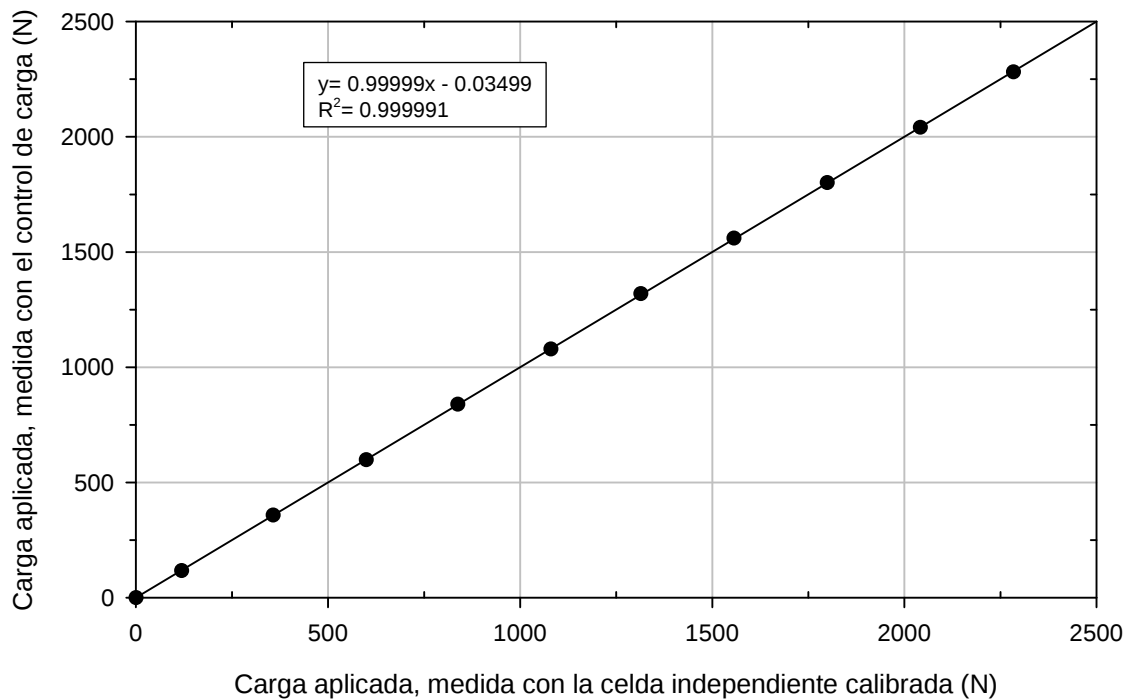


Figura A.7. 3 Línea de calibración para el sistema de carga estática.

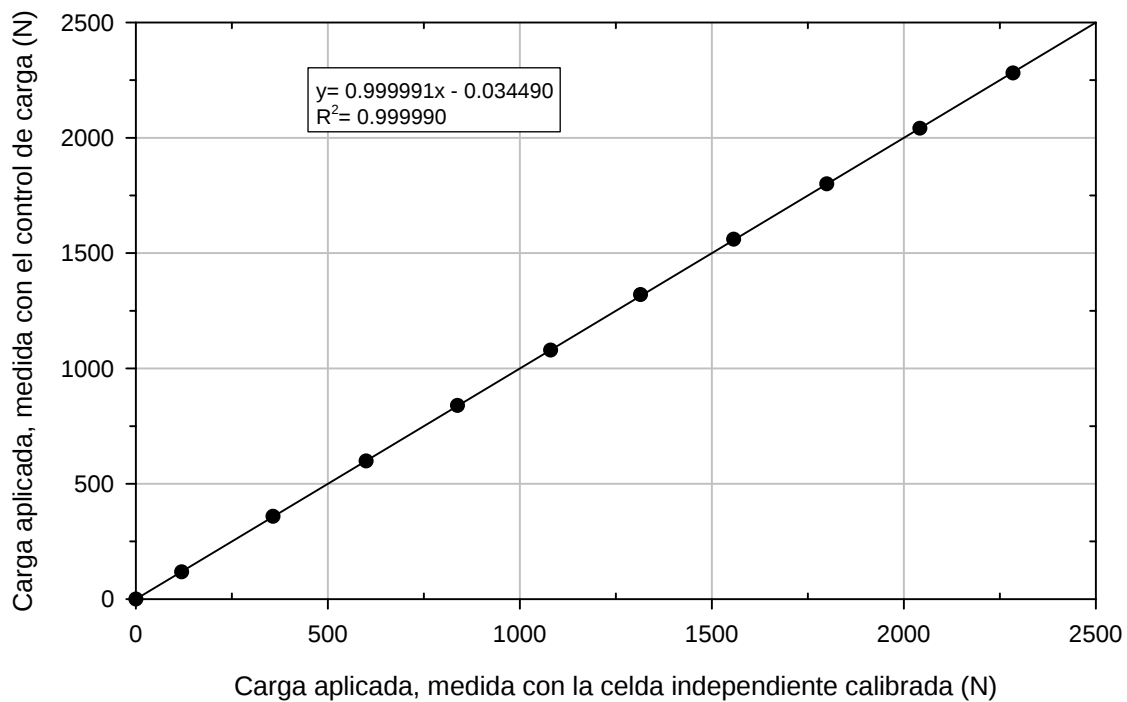


Figura A.7. 4 Línea de calibración para el sistema de carga cíclico.

Transductores de desplazamiento:

Para calibrar los sistemas de desplazamiento, se usaron unas placas metálicas con espesor conocido y previamente verificado. Las placas se pusieron entre el plato del LoadTrac II y los transductores de desplazamiento (LVDT's). El transductor de desplazamiento estático se encuentra por debajo del plato del LoadTrac II. El transductor de desplazamiento cíclico es independiente y para la calibración se colocó sobre la base del plato del LoadTracII.

Antes de empezar la calibración, se movió el plato del LoadTrac II hasta que estuviera en la mitad de su recorrido. Se abrieron simultáneamente las ventanas de vista del sistema "View - System" y de calibración de desplazamiento "Calibrate – Displacement" como se indica en la Figura A.7. 5. Inicialmente se colocó un valor de cero en la columna "Dial Reaing" y se presionó el botón "Read" para conocer el valor de "Sensor Reading" inicial. Luego se puso una placa de espesor determinado entre el plato del LoadTrac II y el extremo del vástago del transductor. Se asignó el valor del espesor en la columna "Dial Reading" de la ventana de calibración. En este instante se retiró la placa de calibración y nuevamente se presionó el botón "Read" para conocer la lectura del "Sensor Reading" equivalente a este

espesor. Se repitió el procedimiento para varias placas hasta completar una pulgada. La ventana de la vista del monitor sirvió para verificar los desplazamientos que estaban siendo leídos por el transductor en cada instante. Con los pares de datos de desplazamiento leído y espesor conocido se pudo verificar la calibración de los transductores.

Las Figuras A-7-6 y A-7-7 presentan las líneas de calibración de los transductores de desplazamiento estático y cíclico respectivamente, en función de los espesores de las placas y el desplazamiento medido por los transductores. En estas figuras se observan factores de correlación de 0.99998 y 0.9999999, lo cual permitió concluir que las constantes de calibración de los transductores suministradas por Geocomp son adecuadas.

En la calibración del transductor de desplazamiento estático, el espesor de las placas utilizadas fue precedido del signo menos, debido a que por encontrarse ubicado debajo del plato del LoadTrac II, cada compresión de este transductor, significará descenso del plato, y por consiguiente extensión en la muestra.

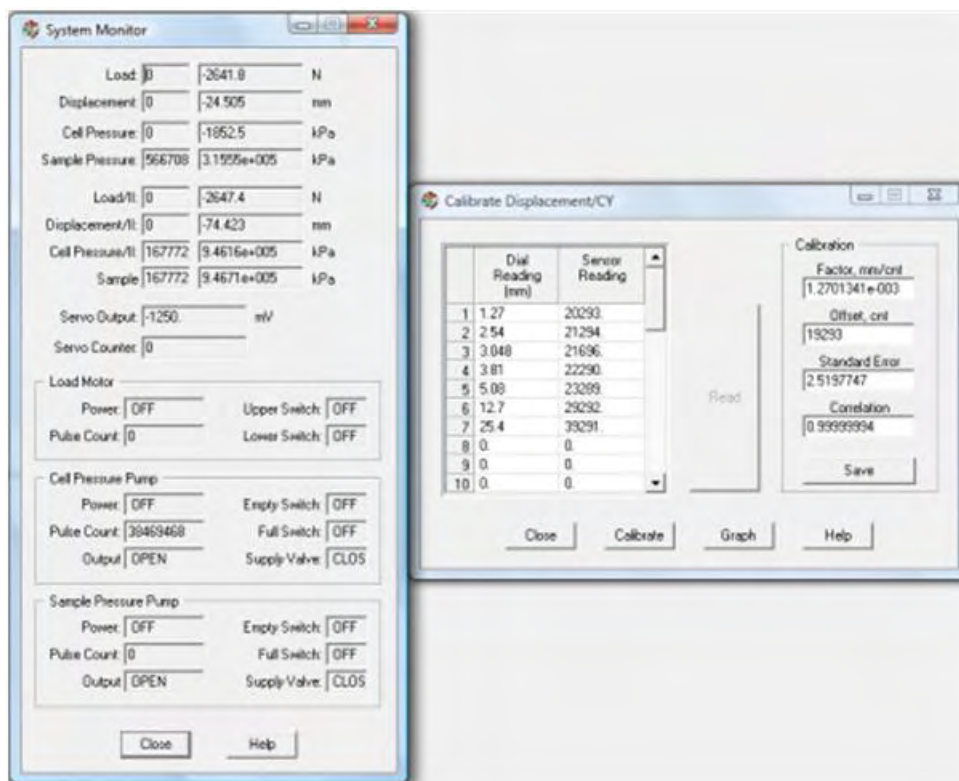


Figura A.7. 5 Ventanas de vista del sistema y calibración de desplazamiento estático.

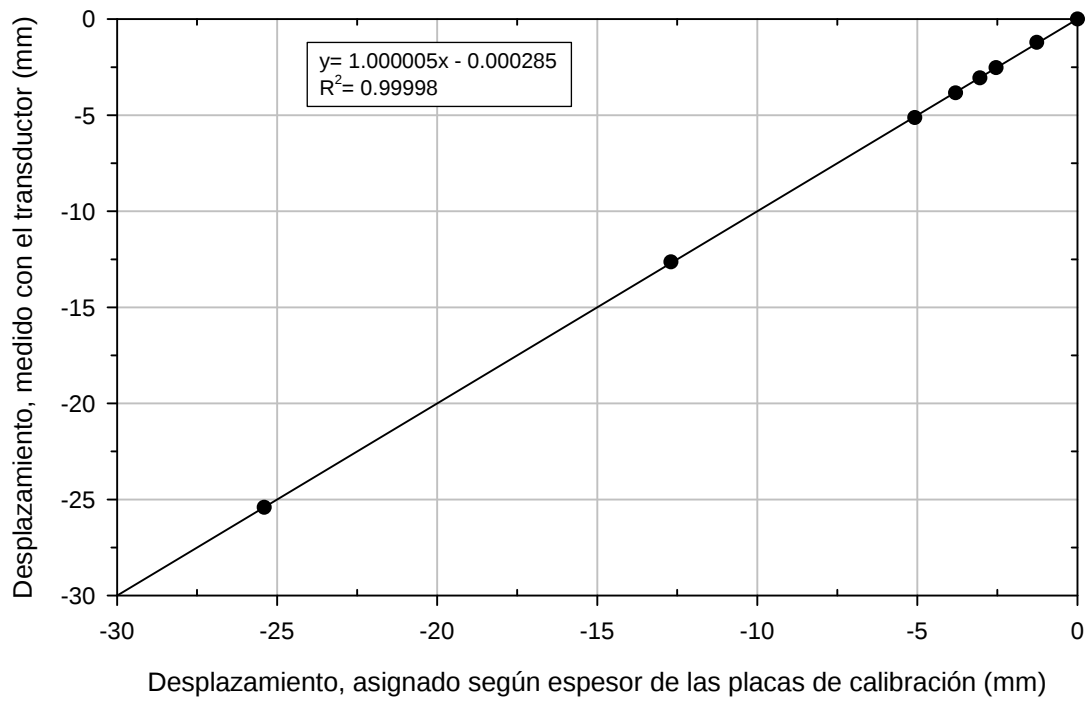


Figura A.7. 6 Línea de calibración para el transductor de desplazamiento estático.

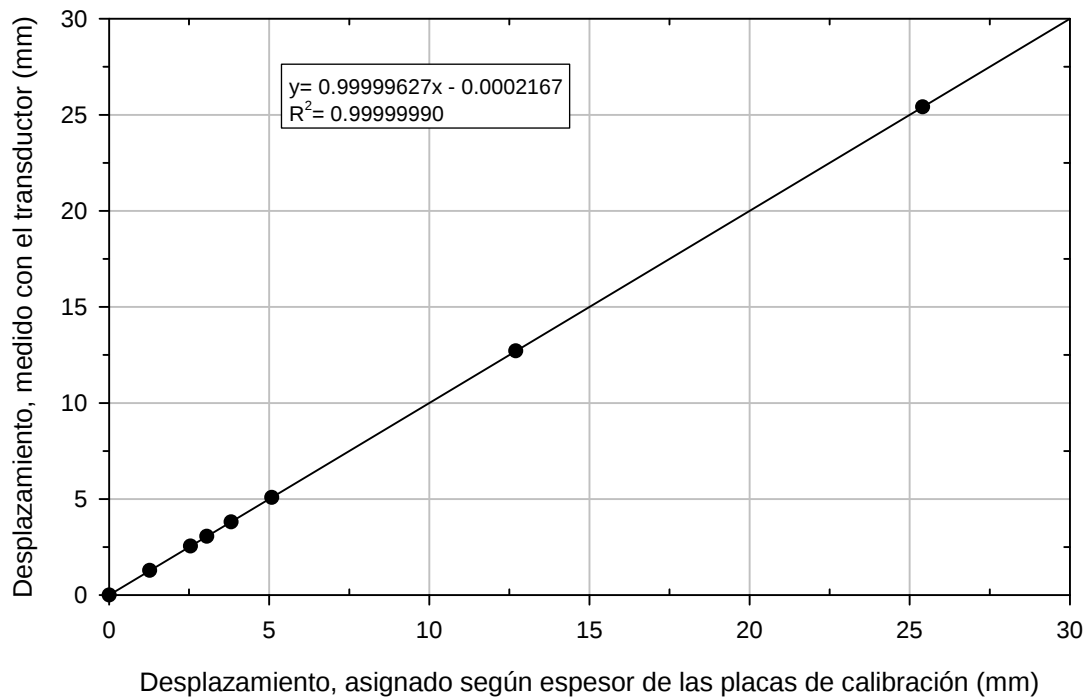


Figura A.7. 7 Línea de calibración para el transductor de desplazamiento cíclico.

Transductores de presión:

Para calibrar los sistemas de presión (FlowTrac II y cíclicos) se utilizó un manómetro previamente calibrado, conectado al sistema.

Para la presión en la celda, se conectó en un sistema cerrado el manómetro calibrado con la válvula de salida del FlowTrac II, y con el transductor de presión de celda cíclico. Se abrieron simultáneamente las ventanas de control de presión en la celda (Control – Cell Pressure) y de calibración de presión en la celda “Calibrate – Cell Pressure/II” como se ilustra en la Figura A.7. 8. Se asignaron diferentes valores de presión mediante la ventana de control “Control Cell Pressure”. Cada vez que se puso una presión, el flujo del FlowTrac II de la celda incrementó la presión en la línea de salida hasta que llegó al valor asignado (con base en la constante de calibración asignada por Geocomp). Cuando se estabilizó el flujo, se leyó la presión en el manómetro calibrado y se entró este valor en la columna de “Dial Reading” de la ventana de calibración. Se usó el botón “Read” y apareció un valor sobre la columna “Sensor Reading” de la misma ventana. Se repitió este procedimiento varias veces hasta cubrir el rango de presiones del FlowTrac II (en este caso cerca de 750 kPa), y se presionó el botón “Calibrate”. Así se obtuvo el factor de calibración, el cero de la carga y el factor de correlación. Al finalizar, se guardaron los cambios para almacenar las constantes en la memoria del programa. Para el sistema de presión de celda cíclico, se siguió el mismo procedimiento, pero se usó la ventana de calibración de presión de celda cíclica “Calibrate – Cell Pressure/CY” en reemplazo de la ventana de calibración de presión de celda estática.

Las calibraciones del sistema de presión en la muestra se hicieron siguiendo el mismo procedimiento descrito anteriormente, pero conectando el manómetro calibrado al FlowTrac II de la muestra, y al transductor cíclico de la muestra. Además se usaron las ventanas de control de presión en la muestra “Control – Sample Pressure” y de calibración de presión en la muestra “Calibrate – Sample Pressure II”, como se ilustra en la Figura A.7. 9.

Las Figuras A-7-10 y A-7-11 ilustran las líneas de calibración de los transductores de presión en la celda, para los sistemas estático y dinámico respectivamente, en función de la presión medida con el manómetro calibrado y con el sistema triaxial. Análogamente, las

Figuras A-7-12 y A-7-13 presentan las líneas de calibración de los transductores de presión en la muestra. En estas Figuras se observan factores de correlación mayores a 0.995, por lo que se considera que los factores de calibración de todos los transductores de presión funcionan adecuadamente.

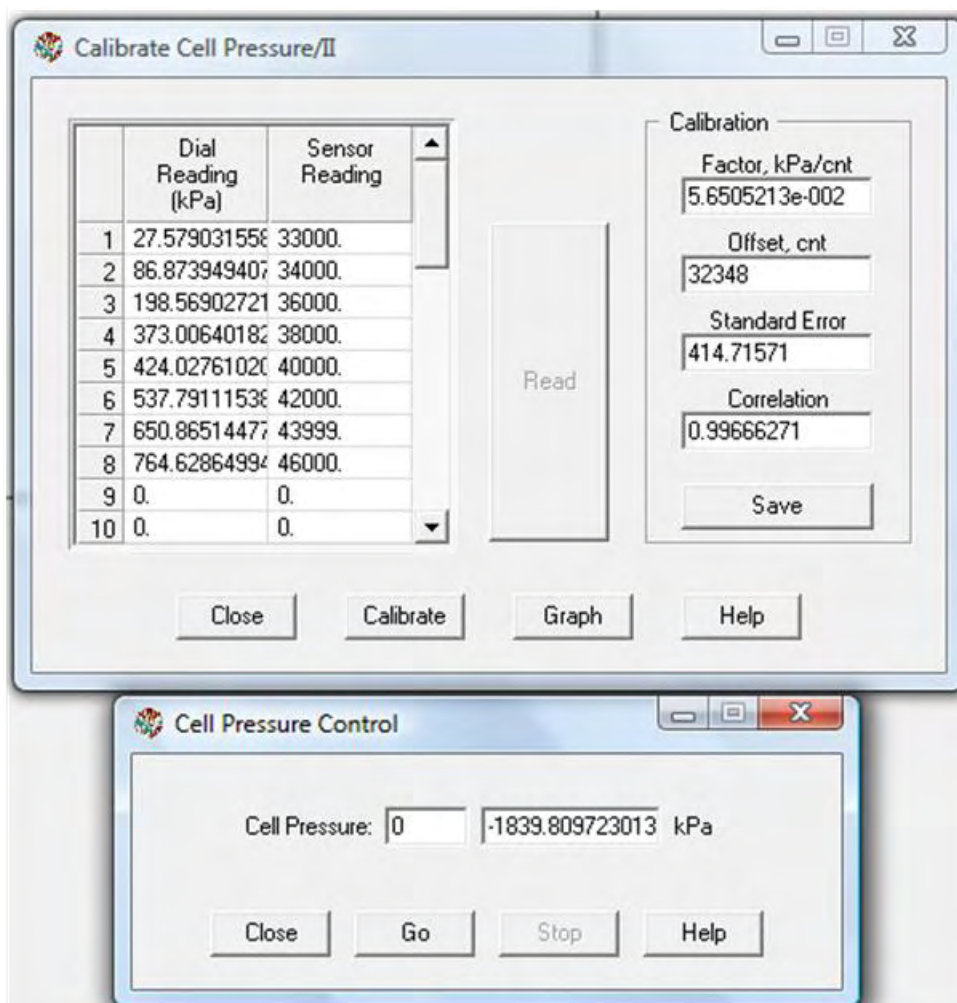


Figura A.7. 8 Ventanas de control en la presión de celda y calibración en la presión de celda.

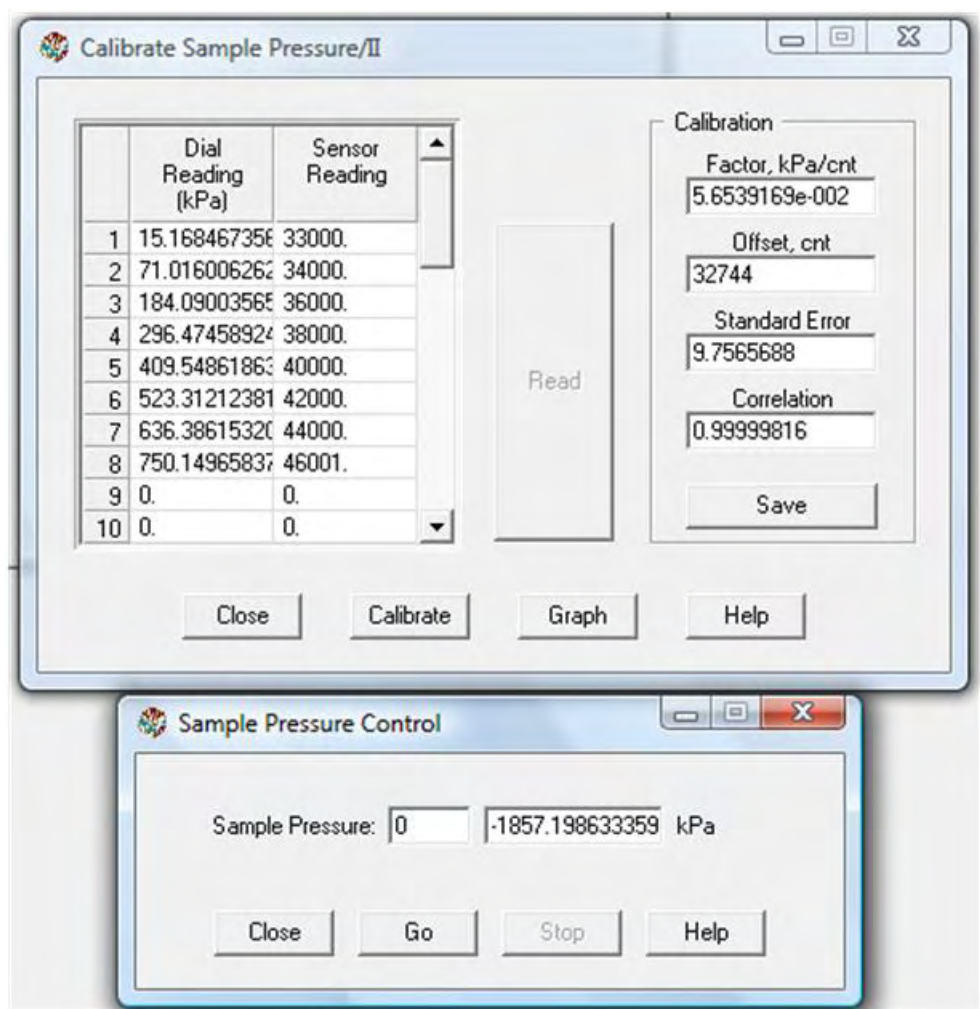


Figura A.7. 9 Ventanas de control en la presión de muestra y calibración en la presión de muestra.

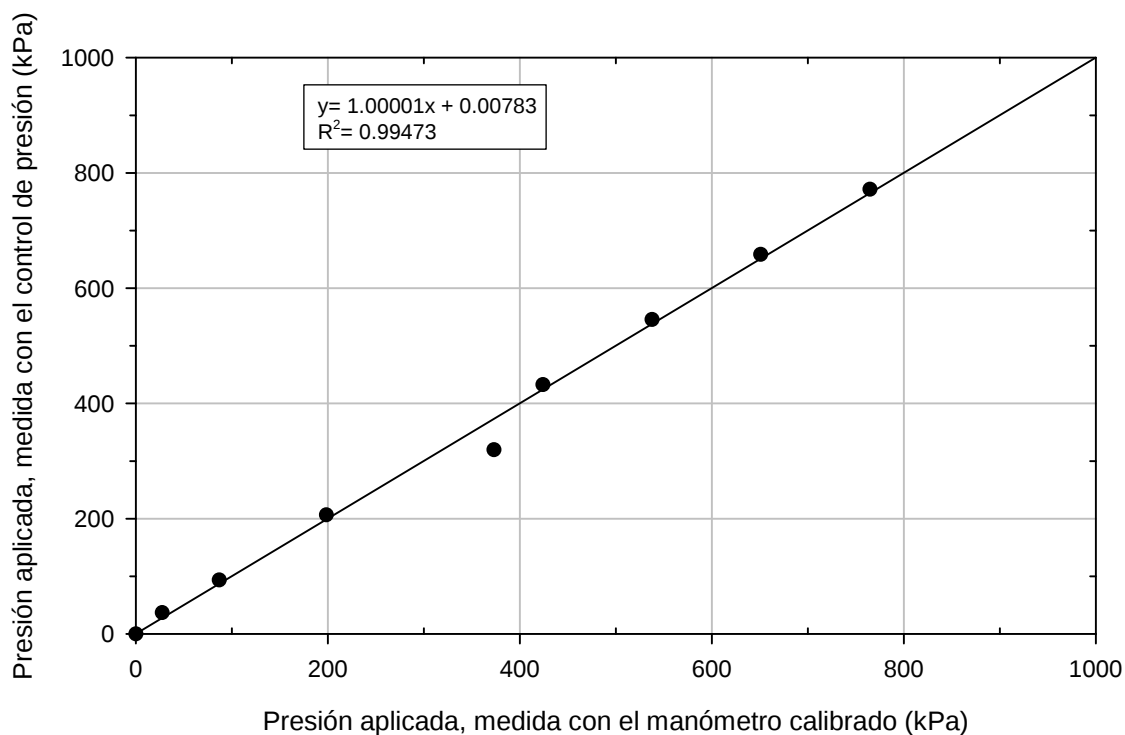


Figura A.7. 10 Línea de calibración para el transductor de presión en la celda estático.

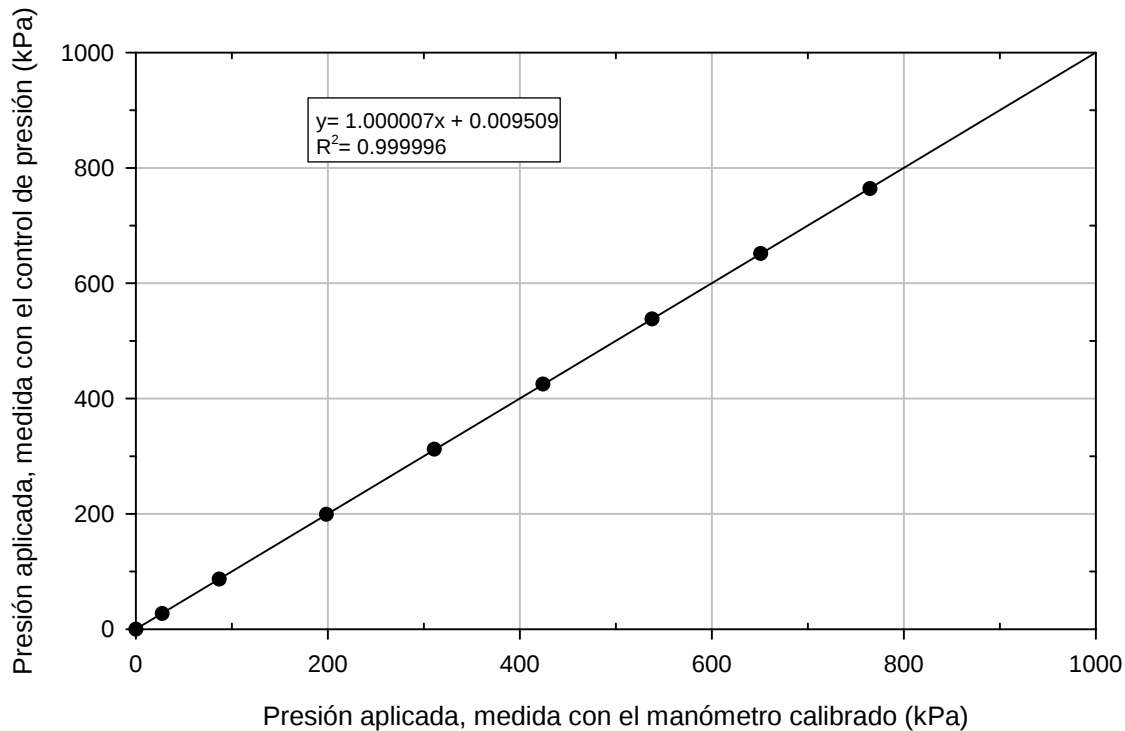


Figura A.7. 11 Línea de calibración para el transductor de presión en la celda cíclico.

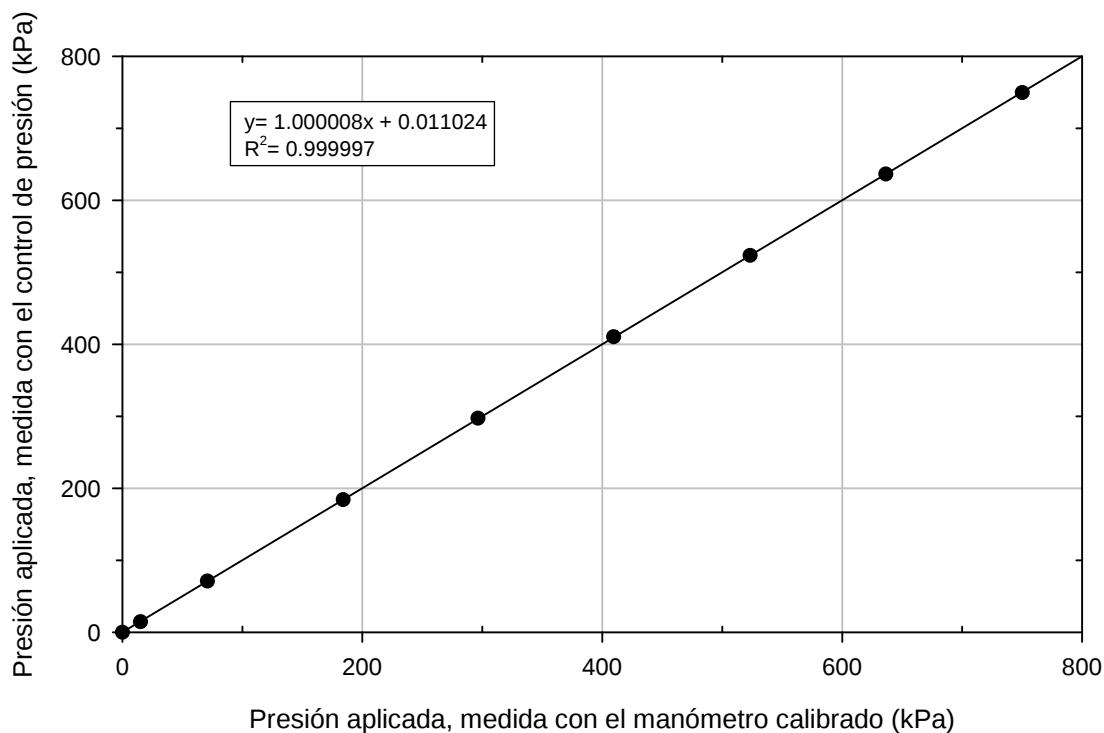


Figura A.7. 12 Línea de calibración para el transductor de presión en la muestra estático.

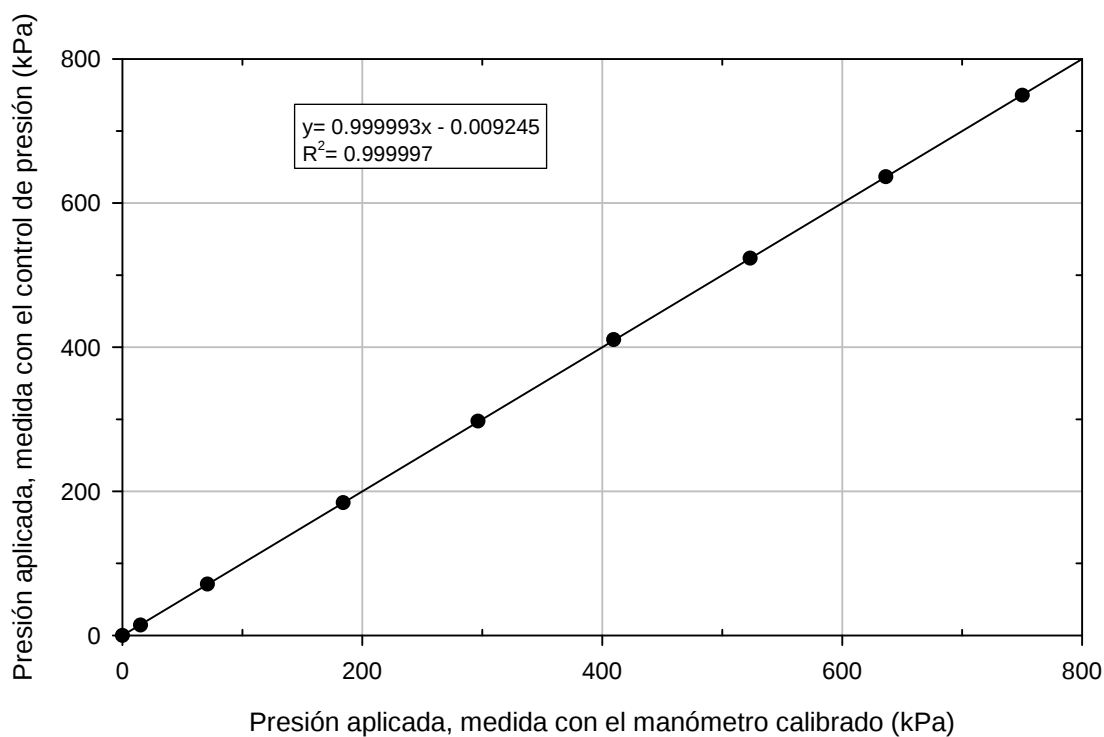


Figura A.7. 13 Línea de calibración para el transductor de presión en la muestra cíclico.