



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**EFFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA
RESISTENCIA CÍCLICA EN UNA ARENA DE RELAVES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RODRIGO HAROLDO ASENJO ARELLANO

PROFESOR GUÍA:
RAMÓN VERDUGO ALVARADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
LENART GONZALEZ LAGOS
PEDRO ACEVEDO MOYANO

SANTIAGO DE CHILE
JULIO 2010

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: RODRIGO ASENJO ARELLANO
FECHA: 08/09/2010
PROF. GUIA: Sr. RAMÓN VERDUGO ALVARADO

“EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA
CÍCLICA EN UNA ARENA DE RELAVES”

Los tranques de relaves convencionales poseen un muro resistente construido con la fracción arenosa de los relaves, la cual es obtenida por medio de un proceso de cicloneamiento. Por otra parte, la cubeta es llenada con la fracción más fina resultante del proceso anterior. La literatura registra numerosas fallas de tranques de relaves debido a la ocurrencia del fenómeno de licuefacción en las arenas del muro, generado por sollicitaciones sísmicas. Estas fallas han causado la pérdida de vidas humanas, sumando grandes costos económicos y ambientales. Consecuentemente, el estudio del fenómeno de licuefacción es de suma importancia para analizar la estabilidad sísmica de tranques.

Es común en Chile y en el mundo utilizar ensayos triaxiales cíclicos para estudiar la licuefacción, realizando la consolidación de las probetas en forma isótropa, sin embargo, en terreno los estados de consolidación son anisótropos, situación que se sabe puede influir de manera importante en la resistencia a la licuefacción de los materiales.

El presente trabajo se enmarca en el estudio del fenómeno de licuefacción de suelos, en particular se estudia el efecto del corte estático en la respuesta cíclica no-drenada de una arena de relaves, considerando distintos estados de consolidación anisótropa.

El material utilizado en este trabajo corresponde a una arena de relaves proveniente del muro de confinamiento del tranque de relaves *El Torito*, de la División El Soldado de Anglo American Chile. Las probetas fueron compactadas a una densidad relativa de 70%, valor que reproduce aproximadamente la densidad de los muros de tranques de relaves.

Los resultados obtenidos muestran que el aumento de corte estático inicial induce un aumento en la resistencia cíclica de la arena de relaves ensayada. Este resultado permite optimizar los diseños de presas de relaves, garantizando la estabilidad sísmica. Adicionalmente, los resultados experimentales obtenidos muestran que el aumento en la presión media de consolidación inicial disminuye la resistencia cíclica de la arena ensayada, confirmando resultados de otros investigadores. A la luz de los datos experimentales obtenidos es posible además, señalar que existiría un acoplamiento entre la presión media de consolidación y el corte estático inducido, de forma que en conjunto controlan la resistencia cíclica de un material arenoso.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mis sinceros agradecimientos a quienes me ayudaron y apoyaron en esta etapa de estudio:

Quiero partir por agradecer a mi profesor guía Ramón Verdugo, por su apoyo y ayuda constante en la elaboración de esta memoria, su eterna paciencia conmigo, sus siempre asertivos y sabios consejos, no sólo en el ámbito académico sino también, el ámbito personal y profesional.

A mi familia, mi madre Patricia y mis hermanos Andrés, Estefanía y Javier, por su apoyo, cariño y ayuda siempre cuando los necesité. En particular, quiero agradecer a Estefanía por toda su ayuda en la realización de mi memoria, con material bibliográfico, revisiones a la redacción y su siempre preocupación casi maternal por mí.

Al equipo encargado del Laboratorio Geotécnico del Departamento de Ingeniería Civil: Omar González y Mario Carrillo, por toda su ayuda en la elaboración del programa de ensayos, su alegre compañía hizo que las extensas jornadas de ensayos fueran muy entretenidas.

A Mirella Biancardi, bibliotecaria de Ingeniería Civil, por toda la gentil ayuda brindada en la obtención de material bibliográfico.

A Gonzalo Caro y Carlos Zúñiga, por sus observaciones a la estructura y redacción de esta memoria.

A mis compañeros geotécnicos, por su ayuda y por los muy buenos momentos que compartimos en la Escuela: Javier Sandoval, Ana Vásquez, Eloy Santos, David Solans, Emilio López, Abelardo Julio, Priscilla Torres, Benjamín Osorio, Carlos Ovalle, Fabián Leal, Marcelo Arriagada y Karen Bittner.

A los profesores geotécnicos: Ramón Verdugo, Claudio Fonca, Pedro Ortigosa, Edgar Bard, Pedro Acevedo, Lenart González y Ricardo Moffat, por abrirnos las puertas al mundo de la Ingeniería de Suelos.

A todos mis amigos quienes me han apoyado siempre, demasiados para nombrarlos.

A Lya por darme a mi hijo Rodrigo Benjamín, motivo más importante para dar siempre lo mejor de mí.

A todos uds. mi gratitud, gratitud, gratitud.

A la memoria de las víctimas del terremoto del 27 de febrero de 2010.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Generalidades	1
1.2	Objetivos	5
1.2.1	Objetivo General.....	5
1.2.2	Objetivos Específicos.....	5
1.3	Organización de la Memoria	5
2.	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	7
2.1	Introducción	7
2.2	Casos de Fallas por Licuefacción	8
2.3	Concepto de Licuefacción	9
2.4	Fundamentos del fenómeno de Licuefacción	11
2.4.1	Índice de Vacíos Crítico (Critical Void Ratio)	11
2.4.2	Estado Último o Steady State	13
2.4.3	Comportamiento No-Drenado.....	14
2.4.3.1	Efecto de la consolidación anisótropa en el comportamiento no-drenado.....	22
2.4.3.2	Efecto del historial de carga en el Estado Último.	23
2.5	Respuesta Cíclica No-Drenada de Suelos no-cohesivos	26
2.5.1	Condiciones de tensión en ensayos de carga cíclica.	26
2.5.1.1	Aparato de Corte Simple (Simple Shear Test).....	26
2.5.1.2	Aparato Triaxial Cíclico.....	27
2.5.2	Falla de Flujo y Movilidad Cíclica.....	32
2.5.3	Factores que afectan la Resistencia Cíclica de Arenas	33
2.5.3.1	Densidad.....	33
2.5.3.2	Presión de Confinamiento.....	35
2.5.3.3	Efecto de la fábrica.....	37
2.5.3.4	Contenido de Finos.....	38
2.5.3.5	Efecto de la Saturación.....	40
2.5.3.6	Efecto de la Frecuencia de la carga cíclica.....	40
2.5.3.7	Efecto de la rugosidad de los cabezales.....	41
2.5.4	Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica	42

3.	PROGRAMA DE ENSAYES EQUIPOS Y MATERIAL UTILIZADO	49
3.1	Introducción	49
3.2	Metodología de Ensaye.....	49
3.2.1	Confección de la probeta	49
3.2.2	Saturación de la probeta	49
3.2.3	Consolidación de la probeta.....	50
3.3	Equipo Triaxial Cíclico	50
3.4	Material utilizado	51
3.5	Programa de Ensayes.....	53
3.5.1	Definiciones	53
3.5.2	Programa de Ensayes.....	54
4.	RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS	57
4.1	Introducción	57
4.2	Resultados obtenidos	57
4.2.1	Resistencia cíclica y número de ciclos para alcanzar licuefacción.....	57
4.2.2	Deformación cíclica.....	62
5.	CONCLUSIONES.....	64
6.	RECOMENDACIONES PARA FUTUROS ESTUDIOS.....	64
7.	REFERENCIAS	65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Casos de fallas de Traques de Relave (Lottermoser, 2007).	1
Tabla 2.	Daños en recientes en grandes terremotos (*).	7
Tabla 3.	Caracterización arena <i>El Torito</i> , Viertel (2003).	52
Tabla 4.	Programa de Ensayes realizados.	56

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Condiciones idealizadas de tensiones en un sismo.	9
Figura 2.	Hipótesis Índice de Vacíos Crítico (Casagrande, 1975).	11

Figura 3. Resultados ensayos en aparato Corte Simple, Roscoe et al. (1958).....	12
Figura 4. Trayectorias tensión Deformación Ensayes no-drenados, (Castro, 1969).....	13
Figura 5. Comportamiento no-drenado muestras en estado suelto, DR=16%.	16
Figura 6. Comportamiento no-drenado muestras en estado suelto, DR=38%.	17
Figura 7. Comportamiento no-drenado muestras en estado denso, DR=64%.....	18
Figura 8. Phase Transformation y Quasy Steady State.	19
Figura 9. Steady State Line y Líneas de Phase Transformation.....	20
Figura 10. Ensayes de compresión y Extensión Triaxial (Yoshimine et al., 1998).....	20
Figura 11. <i>Phase Transformation</i> bajo diferentes condiciones de esfuerzos (Yoshimine et al., 1998).	21
Figura 12. Comportamiento no-drenado de arena en compresión triaxial, extensión y corte simple (Hosono & Yoshimine, 2003).	22
Figura 13. Trayectorias para muestras consolidadas isótropa y anisótropamente.	23
Figura 14. <i>Steady State</i> y <i>Quasi Steady State</i> para muestras consolidadas anisótropamente (Kato et al., 2001).	23
Figura 15. Comportamiento no-drenado bajo carga monótona y .monótona precedida de una carga cíclica (Ishihara et al., 1991).....	25
Figura 16. Comportamiento no-drenado bajo carga monótona y .monótona precedida de una carga cíclica (Ishihara et al., 1991).....	25
Figura 17. Estado tensional en Ensaye de Corte Simple (Seed & Peacock, 1971).....	27
Figura 18. Estado tensional en ensaye Triaxial consolidado isotrópicamente.	28
Figura 19. Registro ensaye cíclico no-drenado en arena suelta.	29
Figura 20. Registro ensaye cíclico no-drenado en arena densa.	30
Figura 21. Condiciones (a) Trayectorias de tensiones y (b) Curva tensión- deformación en arena suelta (Ishihara, 1985).	31
Figura 22. Condiciones (a) Trayectorias de tensiones y (b) Curva tensión- deformación en arena densa (Ishihara, 1985).	32
Figura 23. Esquema Falla de Flujo y Movilidad Cíclica.	33
Figura 24. Efecto de la Densidad en la Resistencia Cíclica (Lee & Seed, 1967).....	35
Figura 25. Efecto de la presión efectiva de confinamiento en la resistencia cíclica.....	36
Figura 26. Efecto de la presión efectiva de confinamiento en la razón de resistencia cíclica (Mulilis et al., 1975).	37
Figura 27. Efecto del método de preparación de las probetas en la resistencia cíclica (Mulilis et al., 1975).	38

Figura 28. Efecto del Índice de Plasticidad en la resistencia cíclica de arenas con finos (Ishihara, 1996).	38
Figura 29. Efecto del contenido de finos no-plásticos en la resistencia cíclica (Verdugo, 1983). ..	39
Figura 30. Efecto del contenido de finos no-plásticos en la resistencia cíclica (Viertel, 2003).	40
Figura 31. Efecto de la frecuencia de la carga cíclica, ensayos carga controlada (modificado de Riemer et al., 1994).	41
Figura 32. Efecto de la fricción de los cabezales en la resistencia cíclica (Mulilis, et al., 1975).	41
Figura 33. Estados tensionales antes de un terremoto (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).	42
Figura 34. Relación entre α y K_α (Rollins & Seed, 1988).	44
Figura 35. Relación entre α y K_α (Seed & Harder, 1990).	44
Figura 36. Trayectorias de tensiones ensayos triaxiales no-drenados en extensión y compresión (Yoshimine & Hosono, 2000; 2001).	45
Figura 37. Efecto corte estático en la resistencia cíclica arena suelta (Hosono & Yoshimine, 2003).	46
Figura 38. Efecto corte estático en la resistencia cíclica arena densa (Hosono & Yoshimine, 2003).	47
Figura 39. Efecto corte estático en la resistencia cíclica arena suelta, ensayos de corte simple (Hosono & Yoshimine, 2003).	47
Figura 40. K_α versus α , ensayos de corte simple y triaxiales (Hosono & Yoshimine, 2003).	48
Figura 41. Esquema sistema de carga cíclica en aparato triaxial MECESUP.	51
Figura 42. Curva de distribución granulométrica Arena de relave <i>El Torito</i> (Viertel, 2003).	52
Figura 43. Estado tensional triaxial cíclico CA.	53
Figura 44. Puntos iniciales de los ensayos triaxiales realizados.	55
Figura 45. Curvas de resistencia cíclica, ensayos a p constante, $p=1,0 \text{ kg/cm}^2$	57
Figura 46. Curvas de resistencia cíclica, ensayos a q constante.	58
Figura 47. Curvas de resistencia cíclica, ensayos en trayectoria triaxial.	59
Figura 48. Comparación curvas de resistencia cíclica $\eta=0,2$	59
Figura 49. Comparación curvas de resistencia cíclica $\eta=0,4$	60
Figura 50. Comparación curvas de resistencia cíclica $\eta=0,55$	60
Figura 51. Resistencia cíclica $q=0,4$ y $p'=1,711 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ ($\eta=0,234$).	61
Figura 52. Gráfico K_α versus α	62

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A – RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO B - GRÁFICOS DEFORMACIÓN AXIAL VS N° CICLOS

SIMBOLOGÍA

ϕ : ángulo de roce interno del suelo.

e_c : índice de vacíos crítico.

σ_1' : presión principal efectiva mayor.

σ_2' : presión principal efectiva intermedia.

σ_3' : presión principal efectiva menor.

σ'_o : presión media efectiva inicial.

q: desviador de tensiones

p: presión media total.

p' : presión media efectiva = p-u.

u: exceso de presión de poros.

K_α : Factor de corrección por pendiente α .

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

T_o : representa el corte estático inicial, en el plano de 45° con respecto a la horizontal.

T_{cyc} : representa el esfuerzo desviador de corte inducido cíclicamente, en el plano de corte máximo, o sea, el plano de 45°.

ϵ_{DA} : deformación axial en doble amplitud.

S_u : Resistencia última del suelo en condiciones no drenadas.

N_5 : Número de ciclos necesarios para alcanzar un 5% de deformación axial.

N_{pp} : Número de ciclos necesarios para alcanzar un incremento de un 100% de presión de poros ($\sigma'_o = 0$).

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

En los últimos 80 años se han reportado numerosos incidentes en la operación de tranques de relave en todo el mundo. Autores mencionan alrededor de 100 fallas significativas de tranques de relave, con serias consecuencias económicas y fatales (Davies & Martin, 2000). En la Tabla 1 se presenta un resumen de casos reportados de fallas en tranques de relaves.

Tabla 1. Casos de fallas de Traques de Relave (Lottermoser, 2007).

Fecha	Lugar	Incidente	Vol. Liberado	Muertes e Impacto Ambiental
30-04-2006	Miliang, China	Tranque falla durante el llenado	?	17 personas perdidas, Cianide liberado a un río local
30-11-2004	Pinchi Lake, Canada	Tranque colapsa	6000-8000 m ³ de roca y agua de desecho	
20-03-2004	Malvesi, Francia	Tranque falla después de una fuerte lluvia	30000 m ³ de líquido y pasta	Contaminación con nitrato de una riachuelo local
03-10-2004	Cerro Negro, Chile	Falla en el tranque	50000 ton de relave	Contaminación local
27-08-2002	San Marcelino, Filipinas	Derrame de relaves después de una fuerte lluvia	?	Villas inundadas con relave, contaminación de lagos y ríos
22-06-2001	Sebasteao das Aguas Claras, Brasil	Falla en el tranque	?	Al menos dos mineros mueren
18-10-2000	Nandan, China	Falla en el tranque	?	Al menos 15 fallecidos, 100 desaparecidos y más de 100 casas destruidas
11-10-2000	Inez, USA	Falla en el tranque	950000 m ³ de residuos de carbón liberados a ríos	Contaminación de 120 km de ríos, peces mueren
09-09-2000	Aitik, Suecia	Falla en el tranque	1 millón de m ³ de agua derramados desde la cubeta	?
04-05-2000	Grasberg, Irian Jaya	Falla del botadero de roca después de una fuerte lluvia	?	4 fallecidos y contaminación de ríos
10-03-2000	Borsa, Rumania	Tranque falla después de una fuerte lluvia	22000 ton relaves de metal pesado	Contaminación de arroyos

30-01-2000	Baia Mare, Rumania	Falla en el coronamiento del muro, después de lluvia y nieve	100000 m ³ de cyanide bearing contaminated liquid y relaves	Contaminación de ríos, masiva muerte de peces y contaminación de agua para abastecer a más de 2 millones de personas
26-04-1999	Suriga del Norte, Filipinas	relaves derramados de tuberías	700 ton de cyanide-bearing tailings	17 casas arrasadas, 51 ha cubiertas con relave
31-12-1998	Huelva, España	Tranque falla durante una tormenta	50000 m ³ de phosphogypsum tailings con pH 1,5	Derrame dentro de un río local
25-04-1998	Los Frailes, Aznacollar, España	Colapso del tranque por falla en la fundación	4,5 millón m ³ de relaves acidos ricos en pirita	2616 ha de granjas y ríos inundadas, 40 km de ríos contaminados con acido, metal y metaloides
22-10-1997	Pinto Valley, USA	Falla en el talud del muro	230000 m ³ de relaves y roca de desecho	16 ha cubiertas con relave
29-08-1996	El Porco, Bolivia	Falla en el tranque	400 ton	300 km de ríos contaminados
mar-96	Isla Marinduque, Filipinas	Pérdida de relaves a través del túnel de drenaje	1,5 millón ton	siltation de water courses
dic-95	Golden Cross, Nueve Zelandia	Movimiento del tranque	Nil	Nil
02-12-1995	Suriago del Norte, Filipinas	Falla en la fundación después de un terremoto	50000 m ³	12 fallecidos, contaminación en la costa
19-08-1995	Omai, Guyana	Falla en el tranque	4,2 millones de m ³ de cyanide-bearing tailings	80 km de ríos declarados desastre ambiental
22-02-1994	Merriespruit, Sudáfrica	Muro del tranque falló, después de una fuerte lluvia	600000 m ³	17 fallecidos, extenso daño a una ciudad
14-02-1994	Olympic Dam, Australia	Fuga de relaves de uranio dentro de un acuífero	5 millones de m ³	?
1993	Marsa, Perú	Falla del tranque por rebalse	?	6 fallecidos
ene-92	Luzon, Filipinas	Colapso del tranque por falla en la fundación	80000 ton	?
1989	Ok Tedi, Papua Nueva Guinea	Colapso de waste de rock dump y tranque de relaves	170000 ton de botadero de roca y 4000 ton de relaves	Relaves fluyen al río
30-04-1988	Jinduicheng, China	Falla en el muro	700000 m ³	20 fallecidos

19-01-1988	Grays Creek, USA	Tranque falla debido a erosión interna	250000 m ³	?
may-86	Itabirito, Brasil	Rotura en el muro del tranque	100000 m ³	Relaves fluyen 12 km aguas abajo
1986	Huangmeishan, China	Tranque falla por inestabilidad ocasionada por la presión de agua	?	19 fallecidos
19-07-1985	Stava, Italia	Falla de relaves de fluorita debido a una inadecuada construcción.	200000 m ³	269 fallecidos, dos vollos buried-wiped out
03-03-1985	Veta de Agua, Chile	Tranque falla debido a licuefacción por un terremoto	280000 m ³	Relaves fluyen 5 km aguas abajo
03-03-1985	Cerro Negro, Chile	Tranque falla debido a licuefacción por un terremoto	500000 m ³	Relaves fluyen 8 km aguas abajo
08-11-1982	Sipalay, Filipinas	Colapso del tranque por falla en la fundación	28000 ton	Extensa inundación de terrenos agrícolas
18-12-1981	Ages, USA	Tranque falla después de una fuerte lluvia	96000 m ³ de coal refuse slurry	Pasta fluye aguas abajo, 1 fallecido, peces mueren, casas destruidas
13-10-1980	Tyrone, USA	Falla en el muro debido a un rápido incremento en la altura del muro	2 millones de m ³	Relaves fluyen 8 km aguas abajo
16-07-1979	Church Rock, USA	Falla en el muro	360000 m ³ de agua de relaves radioactiva, 1000 ton de relave	Contaminación de ríos hasta 110 km
1978	Lincoln, Montana	Falla en el muro por flujo de agua siguiendo un deslizamiento	153000 m ³ de relaves	Relaves fluyen al río
31-01-1978	Arcturus, Zimbawe	Pasta rebalsó después de una fuerte lluvia	30000 ton	1 fallecido, extensiva siltation
14-01-1978	Mochikoshi, Japón	Muro falla por licuefacción durante un terremoto	80000 m ³	1 fallecido, relaves fluyen 7-8 km aguas abajo
01-02-1977	Milan, USA	Falla en el tranque	30000 m ³	Nil
01-03-1976	Zlevoto, Yugoslavia	Tranque falla debido a excesivo nivel de agua	300000 m ³	Relaves fluyen al río
1975	Mike Horse, USA	Tranque falla después de una fuerte lluvia	150000 m ³	?

11-11-1974	Bafokeng, Impala, Sudáfrica	Tranque falla debido al exceso de presión de agua	3 millones de m ³	15 fallecidos, relaves fluyen 45 km aguas abajo
01-06-1974	Deneen mica, USA	Tranque falla después de una fuerte lluvia	38000 m ³	Relaves fluyen al río
26-02-1972	Buffalo Creek, USA	Falla de residuos de carbón después de una fuerte lluvia	500000 m ³	150 fallecidos, 1500 casas destruidas
1971	Florida, USA	Tranque falla debido al exceso de presión de agua	800 ton	Peace River contaminado sobre 120 km
1970	Mufulira, Zambia	Relaves fluyen en trabajos subterráneos	1000 ton	89 mineros mueren
1967 y 1968	Blackpool and Cholwich, Gran Bretaña	Fallas de tranques de kaolinita	?	?
1966	East Texas, USA	Flujo de relaves por licuefacción causado por exceso de presión de agua	80000 - 130000 m ³ de gypsum	?
21-10-1966	Aberfan, Gran Bretaña	Licuefacción de tranque de residuos de carbón, después de una fuerte lluvia	?	144 fallecidos
1965	El Cobre, Chile	Licuefacción de 11 tranques de relave	2000 ton	250 fallecidos
25-02-1963	Louisville, USA	Falla por congelamiento aguas abajo del muro	?	?
1944	Aberfan, Gran Bretaña	Falla de tranque de residuos de carbón.	?	?
dic-39	Abercyan, Gran Bretaña	Licuefacción de tranque residuos de carbón.	?	?
1939	Cilfyndd Common, Gran Bretaña	Falla de tranque de residuos de carbón	180 ton	Relaves fluyen al río
15-12-1928	Barahona, Chile	Licuefacción de relaves durante un terremoto	4000 ton	54 fallecidos

De las posibles fallas en un tranque, la falla por licuefacción, por lo general suele ser la más catastrófica.

Al ocurrir la falla por licuefacción, los relaves comienzan a fluir por vías preferenciales (ríos, cuencas, etc.) hacia aguas abajo, dependiendo de la localización del depósito. Este tipo de falla en un tranque de relave, genera consecuencias catastróficas. Los ríos son contaminados considerablemente, extensas áreas llegan a ser cubiertas por relave, afectando la calidad de la tierra y de las aguas, junto con diversos ecosistemas. Además, estas fallas han causado la pérdida de vidas humanas, sumando grandes costos económicos y ambientales.

El estudio de la licuefacción en tranques de relave, se realiza mediante ensayos de laboratorio y de terreno en el material arenoso que conforma el muro del tranque. El comportamiento de las arenas de relave ante cargas cíclicas, es la base del estudio de estabilidad física de los depósitos de relave ante eventos sísmicos, por lo que adquiere gran relevancia en proyectos mineros desarrollados en Chile, en donde la minería es de gran escala a nivel mundial.

La geometría que presenta el muro o prisma resistente incide en que el material que lo conforma presente estados tensionales de diversas anisotropías, los que determinan la estabilidad global del tranque. Sin embargo, en general se utilizan muestras de suelo consolidadas isotrópamente para el estudio de la licuefacción, siendo que en terreno el caso de consolidación anisótropa es el más usual.

En el presente trabajo se estudia el comportamiento cíclico no-drenado de una arena, bajo estados de consolidación inicial isotrópico y anisótropo. De esta manera se pretende reconocer las diferencias y las consecuencias de considerar los efectos de la anisotropía en la consolidación, considerando datos y estudios generales disponibles en la literatura.

El material utilizado en este trabajo es arena de relaves proveniente del muro de confinamiento del tranque de relaves *El Torito*, de la División El Soldado de Anglo American Chile.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Estudiar el efecto de distintos estados de consolidación, en la resistencia cíclica de una arena de relave.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Obtener una curva de resistencia cíclica para un estado isotrópico.
- Obtener curvas de resistencia cíclica para diferentes estados anisótropos.
- Estudiar el efecto de la consolidación anisótropa, en la resistencia cíclica de una arena de relave.

1.3 Organización de la Memoria

Este trabajo de memoria de título se organiza de la siguiente manera:

- Revisión bibliográfica de los aspectos teóricos en que se basa el estudio del fenómeno de licuefacción de suelos; capítulo 2.
- Descripción de los aspectos técnicos de los ensayos realizados: programa, metodología, equipo de ensayo y material utilizado; capítulo 3.
- Presentación de los resultados obtenidos del programa de ensayos; capítulo 4.
- Se presentan las conclusiones obtenidas del estudio en el capítulo 5 y se dan recomendaciones para futuros estudios en el capítulo 6.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introducción

La principal causa del fenómeno de licuefacción son los sismos. El estudio de los terremotos data de muchos siglos; existen escritos de terremotos en China de 3000 años atrás, como también registros japoneses y Europeos desde hace 1600 años. En América, específicamente en Estados Unidos y Chile, hay registros históricos desde hace 400 años, (Kramer, 1996).

Las nefastas experiencias dejadas por terremotos, han puesto en evidencia que los eventos sísmicos están entre los más severos desastres naturales que pueden golpear áreas habitadas. Aún cuando se han realizado importantes esfuerzos en el campo de la ingeniería sísmica, desafortunadamente, las pérdidas de vidas humanas y los daños a la propiedad causados por grandes terremotos, todavía son significativos en todo el mundo. La Tabla 2 resume las pérdidas de vidas humanas y estimación de costos de los daños provocados por grandes terremotos en los últimos 10 años.

Tabla 2. Daños en recientes en grandes terremotos (*).

Fecha	Lugar	Pérdidas de vidas humanas (*)	Daños [US\$ billions] (*)
25-01-1999	Colombia	1.800	
17-08-1999	Turquía	17.118	6,5
21-09-1999	Taiwán	2400	
26-01-2001	India	20.085	
21-05-2003	Argelia	2.266	2,5
26-12-2003	Irán	31.000	
26-12-2004	Sumatra	227.898	
28-03-2005	Sumatra	1.313	
08-10-2005	Pakistán	86.000	
26-05-2006	Indonesia	5.749	3,1
12-05-2008	China	87.587	86
12-01-2010	Haití	200.000	
27-02-2010	Chile	521	

(*) U. S. Geological Survey Hazards Program <http://earthquake.usgs.gov/>

El actual conocimiento de la ingeniería antisísmica, no es suficiente para evitar las catástrofes ocasionadas por eventos sísmicos, esto puede ser explicado básicamente por dos motivos:

Colapso de estructuras: Se refiere principalmente a estructuras que no han sido diseñadas por especialistas o que su construcción no ha sido ejecutada con un adecuado control. También hay que considerar construcciones hechas por especialistas con errores de cálculo o malos diseños. Por último, este colapso puede producirse en estructuras modernas que aún siendo diseñadas por especialistas, no son capaces de soportar

esfuerzos inducidos por terremotos, por un conocimiento sólo parcial del fenómeno propiamente tal.

Fallas en Suelos: Las estructuras, al ser apoyadas en suelos, se ven inmediatamente afectadas ante problemas que en ellos ocurran. También grandes deslizamientos de masas de suelos, pueden ocasionar grandes catástrofes.

La respuesta de los suelos bajo sollicitaciones sísmicas es un problema muy complejo. Todavía falta mucho por comprender, especialmente en el caso de los suelos no cohesivos saturados, los cuales tienden a deformarse excesivamente ante cargas sísmicas. Por ello, se hace necesaria una mejor comprensión del comportamiento sísmico de suelos y su modelamiento.

2.2 Casos de Fallas por Licuefacción

Este fenómeno ha sido observado en presas construidas, usando métodos de depositación hidráulica. Es así, como se pueden mencionar los siguientes casos: la falla de la Presa Calaveras cerca de San Francisco (Hazen & Metcalf, 1918; Hazen, 1918; Hazen, 1920) ocurrida el 24 de marzo de 1918, donde 800.000 yardas cúbicas de material fluyeron cerca de 300 pies; la falla de la presa Fort Peck en Montana, ocurrida el 22 de septiembre de 1938 (Middlebrooks, 1942), donde un volumen de alrededor de 10 millones de yardas cúbicas fluyeron hasta una distancia de 1.500 pies. En Chile, las fallas de la presa La Marquesa y La Palma, en el terremoto de 1985 (Alba et al., 1988), son también ejemplos de falla por licuefacción en presas.

Los tranques de relave suelen ser construidos mediante métodos de depositación hidráulica y han mostrado ser muy sensibles a eventos sísmicos, probablemente el primer registro de falla de un tranque de relave corresponde al ocurrido en el Tranque Barahona de la mina El Teniente, en Chile, ocurrido el 1 de octubre de 1928, donde el volumen de material movilizado fue del orden de 4 millones de toneladas, las que fluyeron por el valle matando a 54 personas (Aguero, 1929). Posteriormente después del terremoto del 28 de marzo de 1965, el tranque de relaves El Cobre, ubicado en La Ligua, falló catastróficamente fluyendo más de 2 millones de toneladas hasta 12 Km, en pocos segundos, 200 personas murieron y la ciudad El Cobre fue destruida (Dobry, 1965; Dobry & Alvarez, 1967).

Otro famoso caso de falla de flujo en tranques de relaves, es la del dique N°2 de la mina Mochikoshi en Japón, ocurrida el 14 de enero de 1978, donde un total de de 3 mil metros cúbicos de material fluyeron una distancia de 240 m (Ishihara, 1984).

Durante el terremoto de Valparaíso del 3 de marzo de 1985, dos tranques de relaves presentaron fallas por licuefacción. Uno fue el tranque Cerro Negro, donde fluyeron 130 mil toneladas de material de relave en el valle hasta una distancia de 8 Km; el otro caso fue el del tranque Veta de Agua N°1, donde el flujo alcanzó cerca de 5 km. El reciente terremoto del 27 de febrero en la Región del Maule, produjo la falla del tranque Las Palmas, un 80% del volumen del depósito fluyó aguas abajo por 500 m arrasando con una casa y dejando un saldo de 4 víctimas fatales (Ramírez, 2010).

2.3 Concepto de Licuefacción.

El fenómeno denominado Licuefacción, es uno de los más importantes, interesantes y complejos tópicos en la Geotecnia. Existen evidencias de la presencia del fenómeno en casi todos los sismos importantes, Terremoto de San Francisco 1906 (Lawson, 1908), Terremoto de Valdivia 1960 (Luke, 1960; Luke & Leeds, 1963), Terremoto Alaska 1964 (Hansen, 1965), Terremoto de Niigata 1964 (Yamada, 1966; Kawakami, 1966; Kishida, 1966; Seed & Idriss, 1967), Terremoto de Kobe 1995 (EERC, 1995), etc.

Algunas de las principales evidencias de la presencia de Licuefacción, son: gigantescos y repentinos deslizamientos de masas de suelos, espectaculares fallas en puentes y edificios, grandes asentamientos de estructuras y aparición de cráteres de arena o *Sand Bowls*.

El estudio de la licuefacción, se basa principalmente en evaluar la susceptibilidad que tiene un suelo en particular en presentar el fenómeno, para lo cual se han desarrollado criterios y metodologías de análisis.

La causa principal que se presente el fenómeno de licuefacción en suelos saturados, durante sismos, es el aumento de la presión de poros debido a la aplicación de un conjunto complejo de tensiones y deformaciones cíclicas, inducidas por las ondas sísmicas y, principalmente, por la propagación de ondas de corte que suben por un depósito de suelo. Así, un elemento de suelo puede ser considerado estar sometido a una serie de tensiones de corte cíclicas, como se ilustra en la Figura 1.

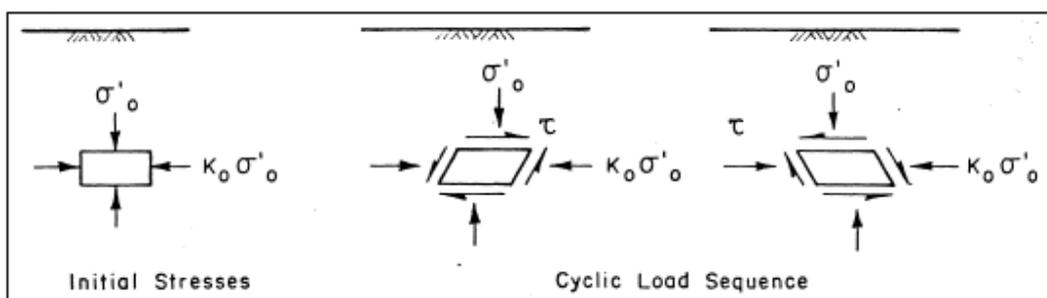


Figura 1. Condiciones idealizadas de tensiones en un sismo.

Existen varios tipos de aparatos de ensayos en laboratorio que permiten investigar las condiciones de tensiones cíclicas requeridas, para causar licuefacción o movilidad cíclica en arenas saturadas. El objetivo de estos aparatos es reproducir las tensiones actuando sobre un elemento de suelo, el que está sujeto a tensiones de corte horizontales, las cuales, revierten la dirección muchas veces durante un terremoto.

El equipo de ensaye más comúnmente utilizado, por facilidad y costo, es el aparato Triaxial. Mediante este equipo es posible simular el estado tensional de un elemento de suelo y se puede inducir un estado de carga monótona (carga en compresión o extensión) o carga cíclica (carga alternante entre compresión y extensión). El uso de equipos triaxiales para el estudio de licuefacción de suelos ha sido desarrollado principalmente en muestras de suelos consolidadas isotrópamente, es decir, bajo la misma tensión en las tres

direcciones principales. Sin embargo, las condiciones en que un elemento de suelo se encuentra en terreno, son generalmente bajo algún grado de anisotropía, además, diversos estudios muestran que los resultados obtenidos para muestras de suelo consolidadas isotrópamente, difieren a las consolidadas anisótricamente.

El término Licuefacción, ha sido históricamente utilizado para una serie de fenómenos, en los cuales, el factor común es la *repentina* pérdida de resistencia del suelo, que se traduce en deformaciones excesivas.

La literatura indica que el término *Liquefaction*, fue por primera vez utilizado en la literatura, por Hazen (1920), para explicar la falla de la presa Calaveras en 1918. El profesor Casagrande (1950) utiliza el término *Liquefaction* para referirse a la caída repentina en la resistencia al corte en suelos no cohesivos saturados, producida por la disminución en la presión efectiva del suelo, debida al aumento de la presión de poros. Además denomina *Flows Slides o Flow Failures* a los grandes deslizamientos de masas de suelo producidos por licuefacción.

Posteriormente Krynine (1947) denomina *Flow Failure* (Falla de Flujo) a la falla por resistencia al corte de arenas sueltas, por dos motivos: separación de partículas por vibración y por *Liquefaction* (cuando la presión de poros iguala a la tensión normal). Terzaghi y Peck (1948) señalan como *Spontaneous Liquefaction* a la repentina pérdida de resistencia al corte de una arena saturada, desde su valor normal hasta “casi cero”, ocasionada por el colapso de la estructura del suelo ante el aumento repentino de la presión de poros. Mogami y Kubo (1953) utilizan el término *Liquefaction*, para referirse a la pérdida de resistencia al corte en arenas secas y con humedad variable, obtenida en ensayos de laboratorio mediante esfuerzos dinámicos. Florin e Ivanov (1961), denominan *Liquefaction* al *quiebre del arreglo de partículas*, que se presenta en suelos arenosos saturados, ante cargas externas, acompañado de un incremento en la presión de poros.

Seed y colaboradores desarrollaron el equipo triaxial cíclico y realizaron ensayos cíclicos no drenados (Seed & Lee, 1966), denominando *Initial Liquefaction* al momento en que la presión de poros iguala a la presión total, haciendo cero la tensión efectiva y *Complete Liquefaction* al momento en que las deformaciones cíclicas alcanzan una amplitud de un 20%, además llaman *Partial Liquefaction* al estado intermedio en que se tiene un aumento progresivo en deformaciones cíclicas.

El profesor Casagrande y colaboradores (Casagrande, 1971; Casagrande 1975; Castro, 1975) con el objeto de diferenciar y aclarar el concepto, proponen denominar *Liquefaction* a la pérdida de resistencia que presentan arenas sueltas bajo condiciones no-drenadas, ocasionada por cargas rápidas. Por otra parte, proponen denominar *Cyclic Mobility* (Movilidad Cíclica) a la respuesta en ensayos triaxiales cíclicos cuando la presión de poros iguala la tensión total, acompañada de un incremento sustancial en las deformaciones cíclicas.

En el presente trabajo se considerará que se alcanza el estado de Licuefacción o Licuación, al momento en que la presión de poros iguala la tensión total, en un ensayo triaxial cíclico

no-drenado, o cuando la deformación axial de la probeta alcanza un 5% en una dirección o en doble amplitud (*peak to peak*).

2.4 Fundamentos del fenómeno de Licuefacción

2.4.1 Índice de Vacíos Crítico (Critical Void Ratio)

Reynolds (1885) demostró que la deformación al corte en arenas va acompañada por cambios de volumen, en particular, los suelos densos aumentan de volumen cuando son sometidos a corte, a esta propiedad la denominó *dilatancia*.

El profesor Casagrande (1936) concluyó que durante la deformación por corte el volumen de una arena suelta disminuye y en estado denso aumenta, tendiendo ambos estados al mismo índice de vacíos crítico e_c (Critical Void Ratio, CVR), en el cual el suelo puede ser sometido a deformación sin cambio volumétrico; ver Figura 2. Este CVR puede ser alcanzado para suelos en estado suelto y denso. Además concluyó, que si una arena saturada es impedida de cambiar de volumen, la tendencia al cambio de volumen se traducirá en variación en la presión de poros. De este modo, una arena en estado más suelto que el CVR, al ser sometida a corte incrementará la presión de poros, con la consecuente disminución en la tensión efectiva y dependiendo de la magnitud de esta disminución, podría producirse una Falla de Flujo (*Flow Failure*).

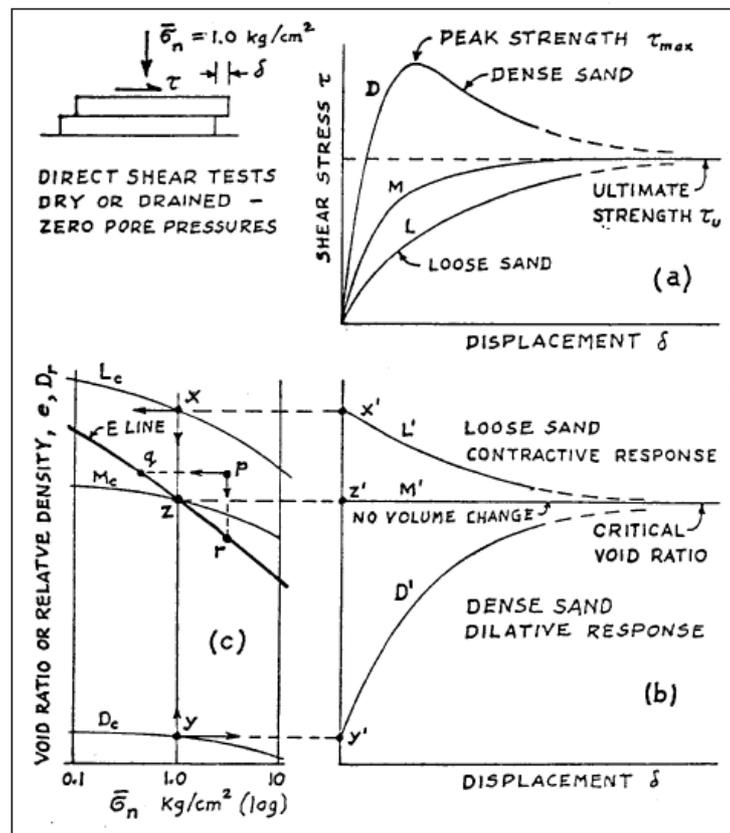


Figura 2. Hipótesis Índice de Vacíos Crítico (Casagrande, 1975).

Casagrande señala que si el esfuerzo de corte asociado a un talud es superior a la resistencia asociada al CVR, se podría ocasionar una Falla de Flujo. Posteriormente postuló que el Índice de Vacíos Crítico está únicamente relacionado con la presión efectiva de confinamiento, y denominó a la curva obtenida *Critical Void Ratio Line (CVR line)*. Se definió así el estado de un suelo en términos de índice de vacíos y presión de confinamiento, la *CVR line* podía ser usada para marcar el límite entre los estados que presenta comportamiento suelto y denso.

Como la *CVR line* marca el límite entre el comportamiento contractivo y dilatante, fue considerada como el límite entre los estados en que un suelo particular podía o no ser susceptible de presentar licuefacción. Los suelos saturados con altos índices de vacíos, suficientes para situarse arriba de la *CVR line*, fueron considerados susceptibles de presentar licuefacción, y los suelos situados bajo la *CVR line* fueron considerados no susceptibles de presentar licuefacción. Casagrande desarrolló la hipótesis que una arena fluyendo en estado de licuefacción, tiene una *Flow Structure* (estructura de flujo), en la cual los granos rotan continuamente para orientarse en una estructura de resistencia a la fricción mínima.

Roscoe y colaboradores (1958) reportaron una serie de ensayos drenados con bolitas de acero, ejecutados en un aparato que denominaron de *Corte Simple*. Con este aparato se pudo alcanzar el CVR, tanto para suelos sueltos, como densos; ver Figura 3. También concluyen que el CVR disminuye con la presión de confinamiento, de esta forma se prueba por primera vez la hipótesis de Casagrande.

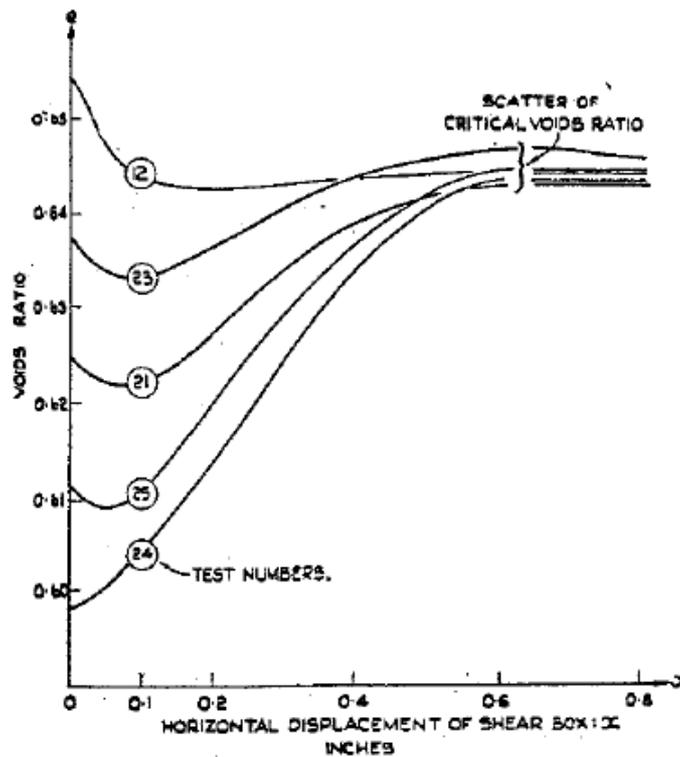


Figura 3. Resultados ensayos en aparato Corte Simple, Roscoe et al. (1958).

2.4.2 Estado Último o Steady State

Mediante ensayos en un equipo de corte simple, Roscoe y sus colaboradores extendieron el concepto de Critical Void Ratio a suelos arcillosos (Roscoe et al., 1958), denominando *Critical State* al estado final en que los materiales granulares se deforman a volumen constante, bajo condiciones constantes de tensión normal y de corte.

Castro (1969) alumno de Casagrande, desarrolló una importante serie de ensayos triaxiales no-drenados, bajo condiciones de carga controlada. Castro realizó ensayos estáticos y cíclicos en muestras isotrópicamente consolidadas y algunas anisotrópicamente consolidadas. Tres diferentes tipos de comportamiento tensión-deformación son observados en muestras consolidadas isotrópicamente, ver Figura 4. Muestras en estado muy suelto, muestra (a), presentan un *peak* de resistencia no-drenada con un poco de carga y deformación inducida, luego rápidamente la resistencia cae con una disminución significativa en la presión efectiva de confinamiento a grandes deformaciones. Este tipo de comportamiento fue denominado por *Liquefaction Failure*.

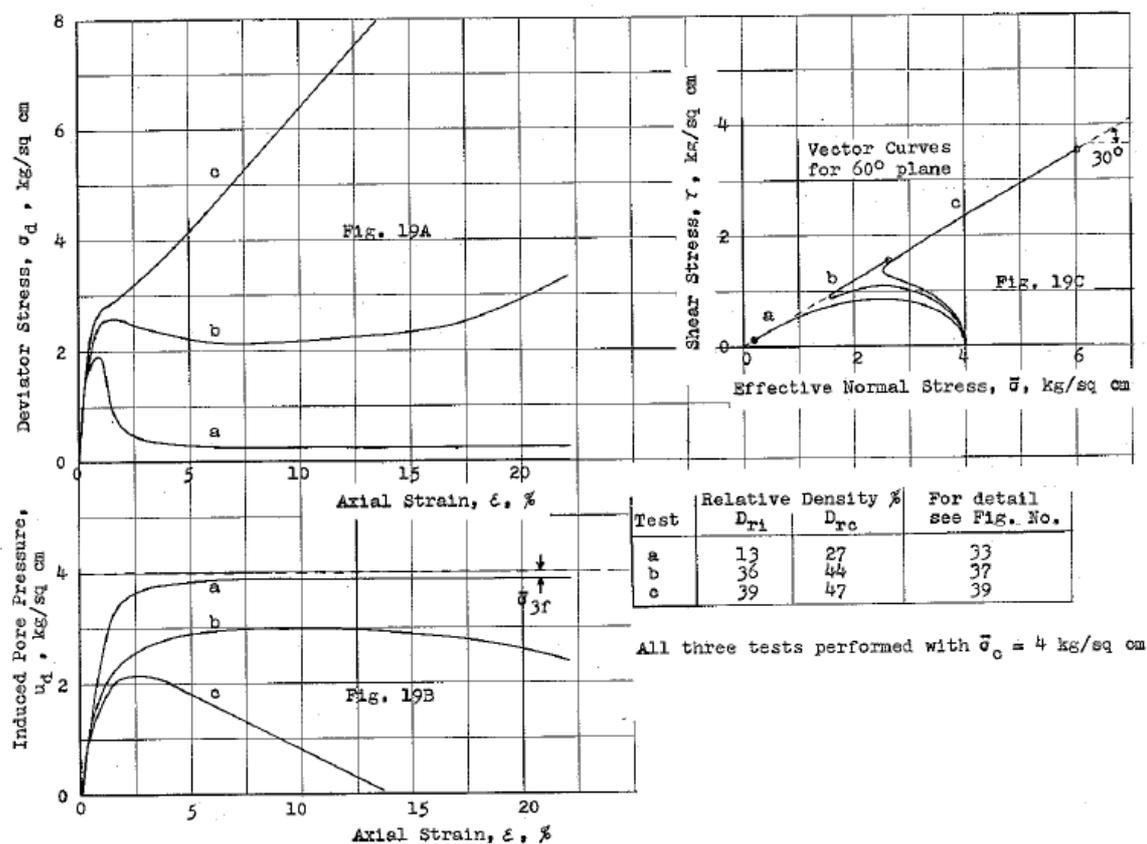


Figura 4. Trayectorias tensión Deformación Ensayes no-drenados, (Castro, 1969).

Las muestras en estado denso, muestra (c), inicialmente se contrajeron para luego dilatar, con un incremento sustancial en la presión de confinamiento efectiva, alcanzando una gran deformación y resistencia al corte (*Dilatative Response*).

Muestras con estados de densidad intermedios, muestra (b), presentan un peak de resistencia a baja deformación siguiendo un período limitado de caída en la resistencia al corte (*strain-softening behavior*), para luego comenzar a dilatar aumentando nuevamente la resistencia al corte, a gran deformación, con un aumento en la presión de confinamiento efectiva. Este comportamiento fue denominado *Limited Liquefaction*.

El punto en donde el comportamiento pasa de ser contractivo a dilatante fue denominado, posteriormente, *Phase Transformation Point* (Ishihara et al., 1975).

El programa de ensayos realizado por Castro, mostró una única relación entre el índice de vacíos y la presión de confinamiento efectiva cuando se presentaba licuefacción, en la cual se desarrollaba la *Estructura de Flujo*. Gráficamente esta relación se presenta como una curva paralela y bajo a la *CVR line* obtenida de ensayos drenados a deformación controlada; la diferencia fue atribuida a la gran velocidad en la tasa de deformación que se tiene en ensayos no-drenados de carga controlada (Casagrande, 1975).

El estado en el cual, el suelo fluye continuamente a volumen constante, bajo resistencia constante al corte, presión efectiva constante y a velocidad constante, fue denominado posteriormente como *Steady State of Deformation* (Castro, 1975; Castro & Poulos 1977; Poulos, 1981), que es equivalente al concepto de *Critical State*, con la condición adicional de velocidad constante. La curva de puntos que representan la razón de vacíos y la presión de confinamiento efectiva en *Steady State* es denominada *Steady State Line* (SSL). A la resistencia última que se alcanza en *Steady State* se le denomina S_u (Resistencia Última no-drenada).

2.4.3 Comportamiento No-Drenado

El comportamiento de una arena en condiciones no-drenadas, en un ensaye triaxial monótono, es clasificado en tres categorías (Castro, 1969; Casagrande, 1975; Castro y Poulos, 1977):

1. Completa pérdida de resistencia a gran deformación (*Liquefaction*).
2. Parcial pérdida de resistencia (debilitamiento) después de un *peak* y un posterior aumento en la resistencia (*hardening*) hasta la falla (*Limited Liquefaction*)
3. Comportamiento dilatante en el cual la resistencia al corte y la presión efectiva aumentan con la deformación, sin presentar debilitamiento.

La pérdida de resistencia está asociada con la naturaleza contractiva de la arena, la cual va acompañada del incremento en la presión de poros.

Vaid y Chern (1985), demuestran que la pérdida de resistencia es seguida de un aumento en la resistencia (*hardening*), cuando la arena no se encuentra en un estado muy suelto. Este comportamiento es denominado *Limited Liquefaction*, mientras que el comportamiento que presenta una fuerte pérdida de resistencia con una baja resistencia residual, para deformación continua es llamado *Static Liquefaction*. Se establece además, que el estado en que se tiene una mínima resistencia al corte después de un *peak*, pero en

que luego se incrementa la resistencia (*hardening*), es equivalente con el *Phase Transformation* propuesto por Ishihara et al., (1975).

El comportamiento no-drenado de arenas bajo condiciones de carga monótona, es ilustrado por los resultados obtenidos en un programa de ensayos triaxiales no-drenados en compresión, a deformación controlada, desarrollados en una arena saturada (arena Toyoura), por Verdugo (1992). A continuación se presentan los principales resultados obtenidos, en donde el desviador de tensiones q y la presión media total y efectiva p y p' son definidas como:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3'$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$$

$$p' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3 = p - u$$

En un ensaye de compresión triaxial, la presión efectiva intermedia y la menor presión de confinamiento son iguales. La menor presión efectiva de confinamiento en el tiempo de la consolidación (antes de la carga no-drenada) es identificada como σ_{3c}' , la presión efectiva mayor es σ_{1c}' y la presión efectiva media es denominada p_c' .

Las muestras a densidad DR = 16% en la Figura 5 fueron ensayadas con $\sigma_{3c}' = 0,1 - 1,0$ [kg/cm²]. Para $\sigma_{3c}' = 0,6$ [kg/cm²] y $\sigma_{3c}' = 1,0$ [kg/cm²] las muestras mostraron una caída en la resistencia después de haber alcanzado un *peak*, para luego incrementar la resistencia presentando dilatancia. El comportamiento de las muestras fue inicialmente contractivo, lo que se manifiesta por un aumento en las presiones de poros, con la correspondiente disminución en la presión efectiva de confinamiento p' , todo ello ocurrido durante el inicio de la carga y después del *peak* de resistencia. Cuando las muestras alcanzaron entre un 10 y 15% de deformación su comportamiento pasó a ser dilatante, disminuyendo las presiones de poros y aumentando la presión efectiva, presentando un aumento en la resistencia hasta alcanzar el *Steady State*. Las muestras ensayadas a $\sigma_{3c}' = 0,1 - 0,2$ [kg/cm²] mostraron un aumento en la resistencia en casi todo el rango de deformación impuesto. Este comportamiento es debido a la tendencia dilatante de las muestras, manifestada por el aumento de p' (disminución de presión de poros). Lo más importante, es que las cuatro muestras tendieron a la misma resistencia última S_u a grandes deformaciones, independiente del nivel de presión de confinamiento inicial.

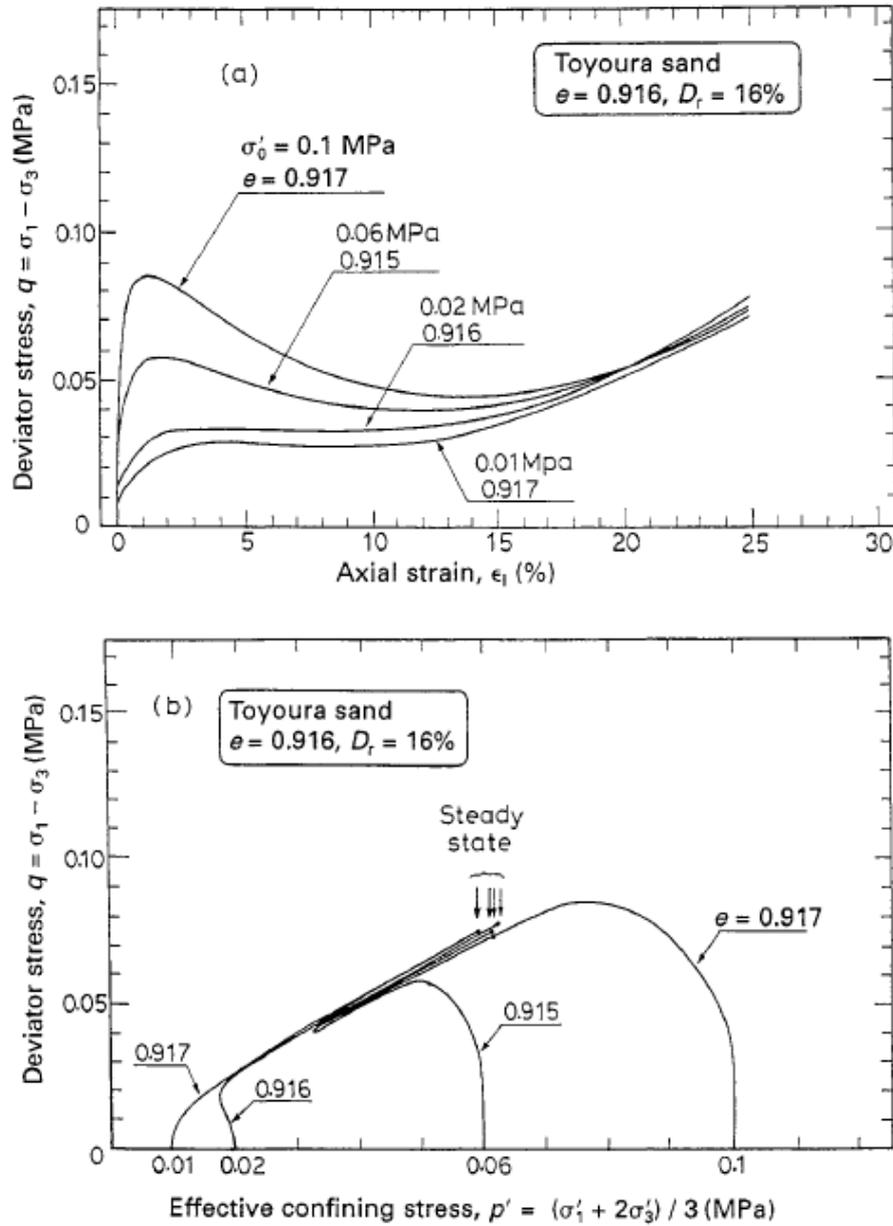


Figura 5. Comportamiento no-drenado muestras en estado suelto, DR=16%.

Las muestras a densidad DR = 38% en la Figura 6 fueron ensayadas con $\sigma'_{3c} = 1 - 30$ [kg/cm²]. Las muestras con más bajas presiones de consolidación mostraron un aumento de resistencia continuo (tendencia a la dilatancia) durante la carga no-drenada, mientras que las muestras consolidadas a mayores presiones exhibieron un comportamiento contractivo con una ligera caída en la resistencia *post-peak*, para luego aumentar la resistencia hasta alcanzar la resistencia última S_u . Las cuatro muestras alcanzaron la misma resistencia última no-drenada, la que fue 18 veces más grande que la alcanzada por las muestras con DR=16%.

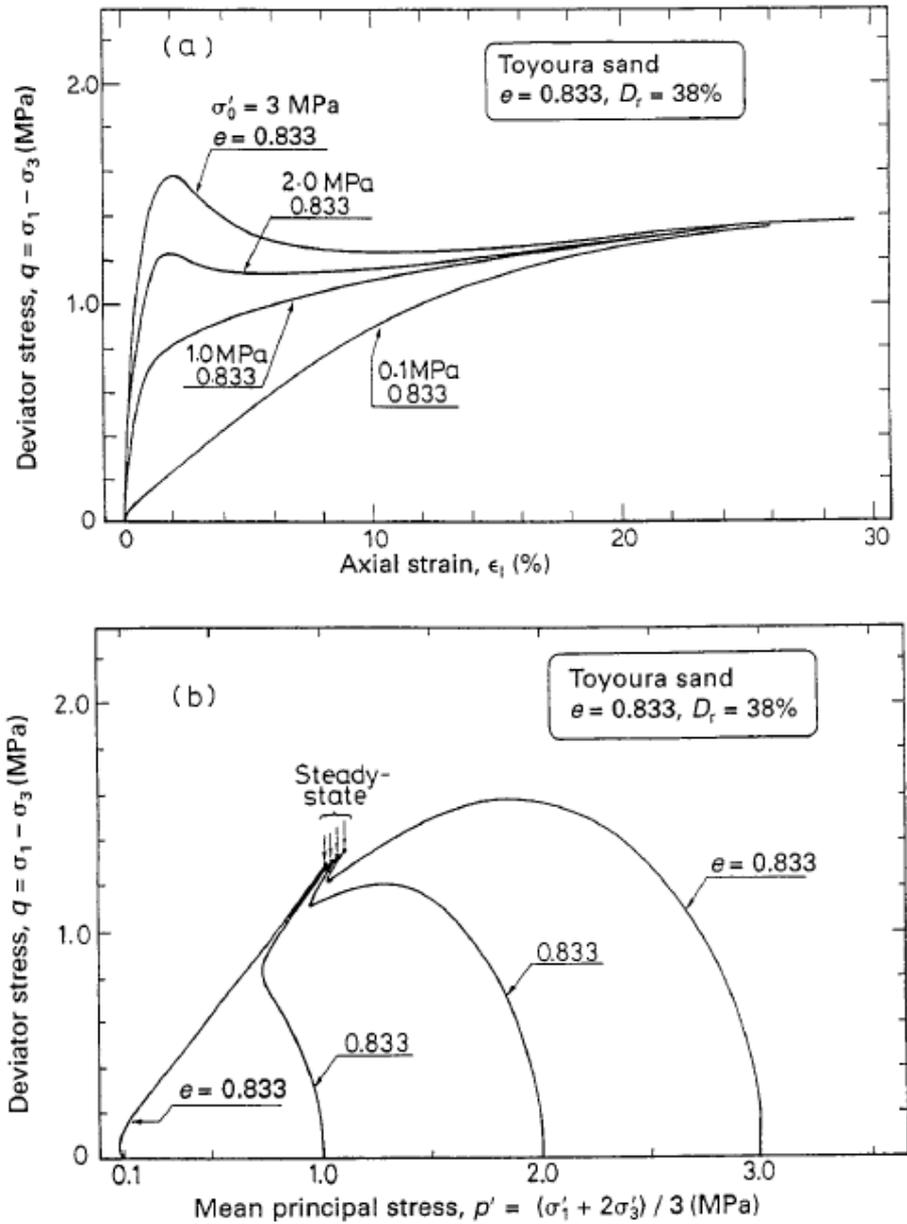


Figura 6. Comportamiento no-drenado muestras en estado suelto, DR=38%.

Las muestras a densidad DR = 64% en la Figura 7 fueron también ensayadas con $\sigma'_{3c} = 1 - 30$ [kg/cm²]. Las cuatro muestras presentaron un comportamiento de aumento continuo en la resistencia hasta alcanzar la misma resistencia última. Para las cuatro muestras la resistencia última no-drenada alcanzada S_u , fue casi 3 veces mayor a la alcanzada por las muestras con DR=38%.

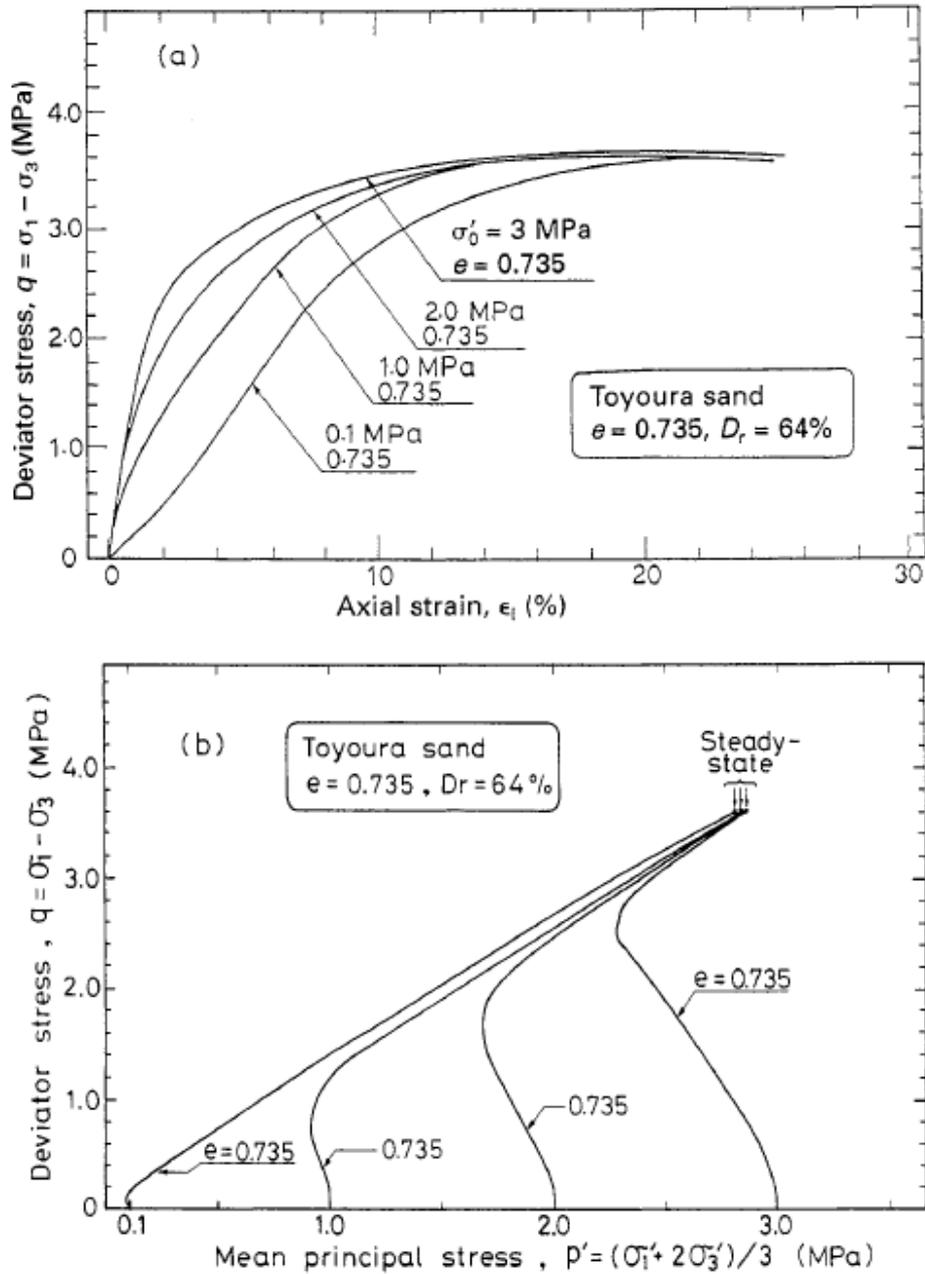


Figura 7. Comportamiento no-drenado muestras en estado denso, $DR=64\%$.

Luego, de los resultados obtenidos se concluye, que la resistencia última no-drenada depende *solamente* del índice de vacíos inicial de la muestra, independiente del nivel de confinamiento efectivo.

Se demuestra además, que el *Steady State* ocurre también después de un comportamiento dilatante.

En la Figura 8, la *Phase Transformation* se ve representada por los puntos P y Q, los cuales representan puntos de mínima resistencia. La curva que une los diversos estados de

tensión y razón de vacíos en la *Phase Transformation*, durante la carga monótona no-drenada es denominada *Quasi-Steady State Line* (QSSL), y la correspondiente resistencia es llamada *Quasi-Steady State Resistencia*. La *Quasi-Steady State Resistencia*, puede ser sustancialmente menor que la resistencia última no-drenada S_u y es usualmente alcanzada a niveles bajos de deformación.

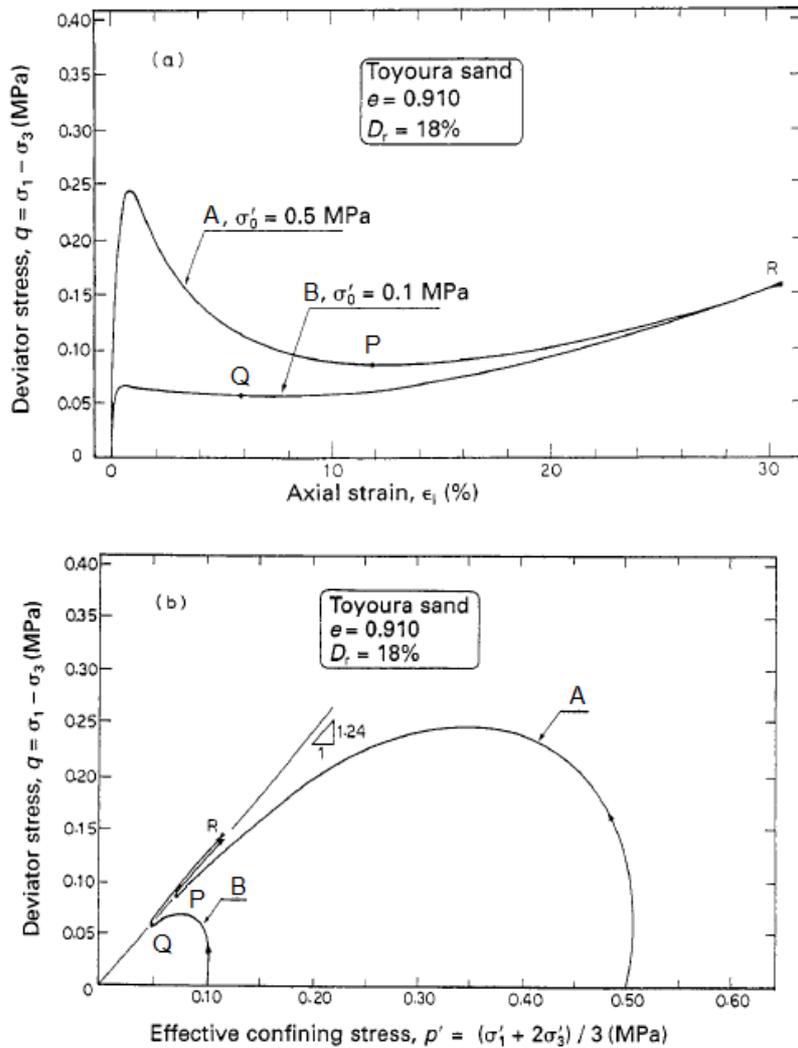


Figura 8. Phase Transformation y Quasy Steady State.

La Figura 9, presenta la curva de las resistencias últimas alcanzadas en los ensayos triaxiales no-drenados, en el espacio e vs p' , en donde se aprecia que es única, relacionada únicamente con la razón de vacíos e e independiente de la presión efectiva de confinamiento inicial. En la Figura 9, las líneas de *Phase Transformation*, representan la unión de los puntos de *phase transformation* para cada estado de consolidación inicial. Se observa que cuando la arena se encuentra más suelta o bajo un estado de consolidación mayor, las líneas de *phase transformation* tienden a converger hacia la línea de estado último.

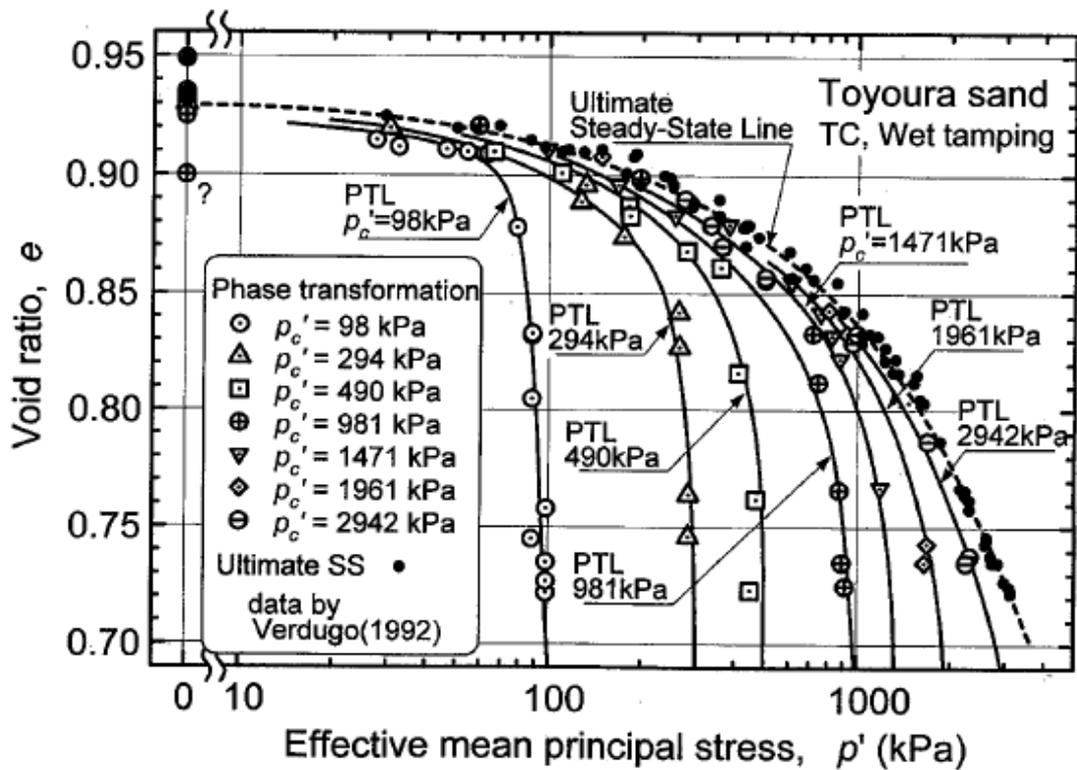


Figura 9. Steady State Line y Líneas de Phase Transformation.

Posteriormente Yoshimine et al., (1998) demuestran que el comportamiento monótono no-drenado depende de la trayectoria de carga impuesta, en particular, de la dirección de la tensión principal y de la magnitud de la tensión intermedia. La Figura 10 muestra las trayectorias no-drenadas de muestras de arena Toyoura, ensayadas en condiciones de compresión y extensión triaxial.

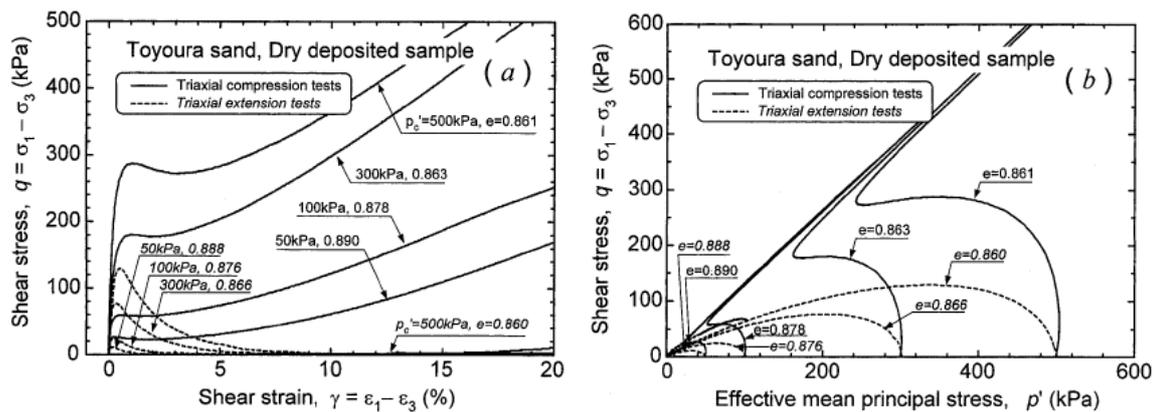


Figura 10. Ensayes de compresión y Extensión Triaxial (Yoshimine et al., 1998).

En la Figura 11 se aprecia la diferencia en el comportamiento en términos de la P. T., para arena Toyoura bajo condiciones no-drenadas de: compresión triaxial (TC), extensión triaxial (TE) y corte simple (SS).

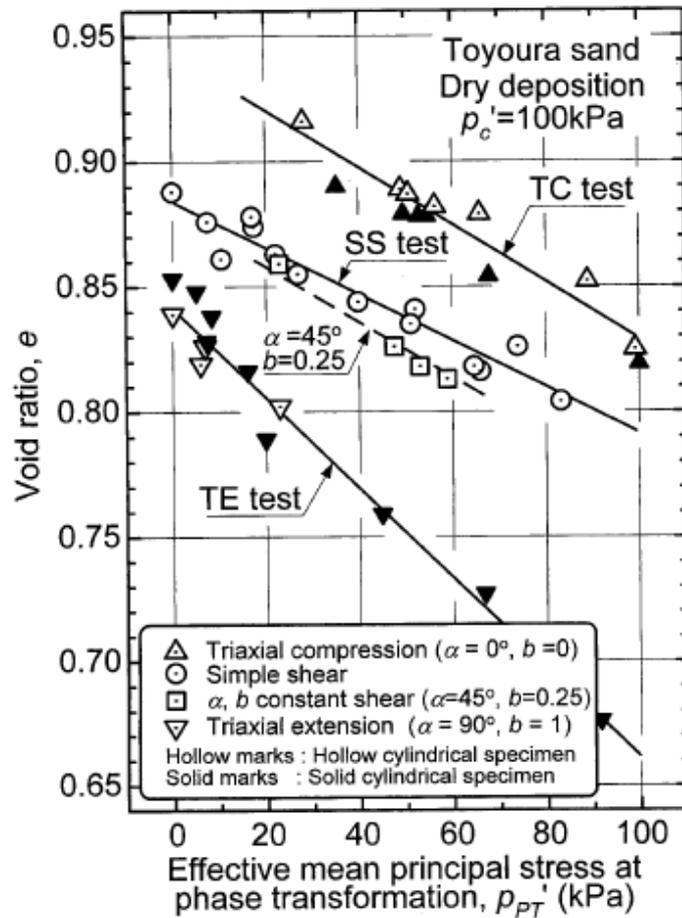


Figura 11. *Phase Transformation* bajo diferentes condiciones de esfuerzos (Yoshimine et al., 1998).

Las tensiones inducidas en un ensaye monótono no-drenado de corte simple representan la condición intermedia entre un ensaye de compresión triaxial y uno de extensión triaxial no-drenado, como se aprecia en la Figura 12.

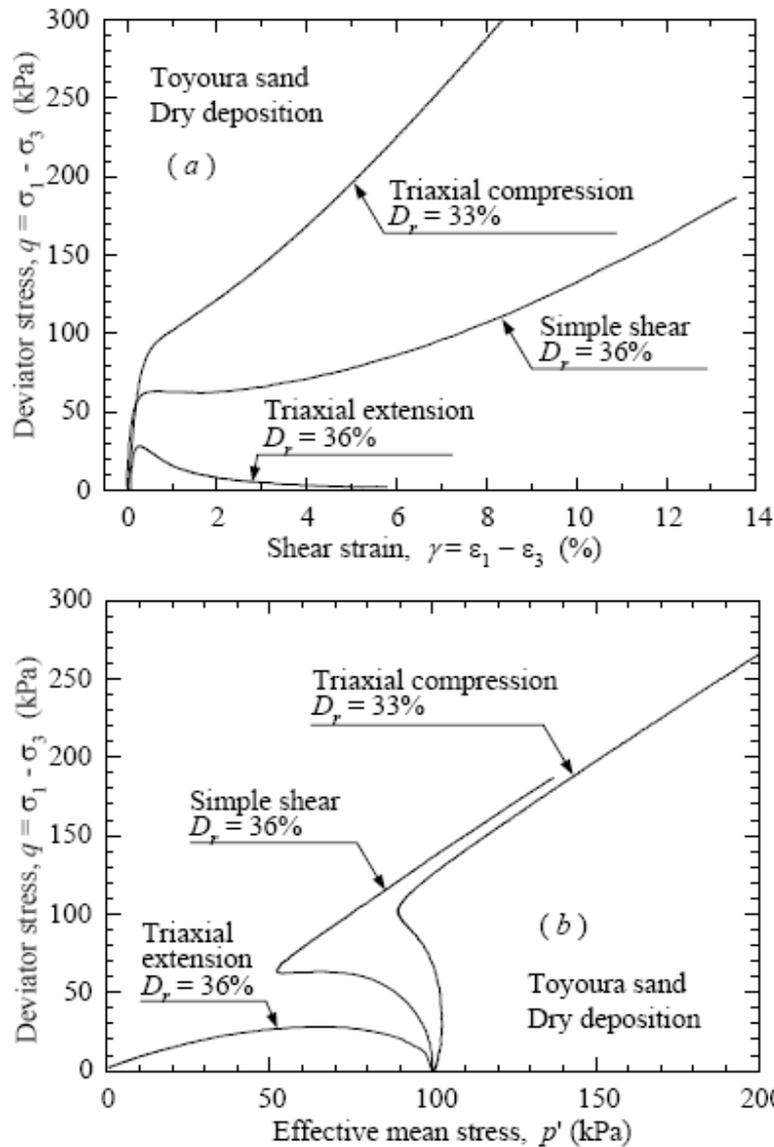


Figura 12. Comportamiento no-drenado de arena en compresión triaxial, extensión y corte simple (Hosono & Yoshimine, 2003).

2.4.3.1 Efecto de la consolidación anisótropa en el comportamiento no-drenado.

El efecto de la consolidación anisótropa en el comportamiento no-drenado se ilustra en la Figura 13 (Kato et al., 2001), en donde se presentan los resultados obtenidos al realizar ensayos no-drenados con distintas razones de consolidación. Como se puede ver un aumento en el K_c se traduce en un aumento en el *peak* alcanzado por la muestra (lo que también fue notado por Lee y Seed (1970), diferenciando las trayectorias, sin embargo, esta diferencia se mantiene hasta que la muestra alcanza una deformación del orden de un 10-15%, de ahí en adelante las curvas son similares; ver Figura 13.

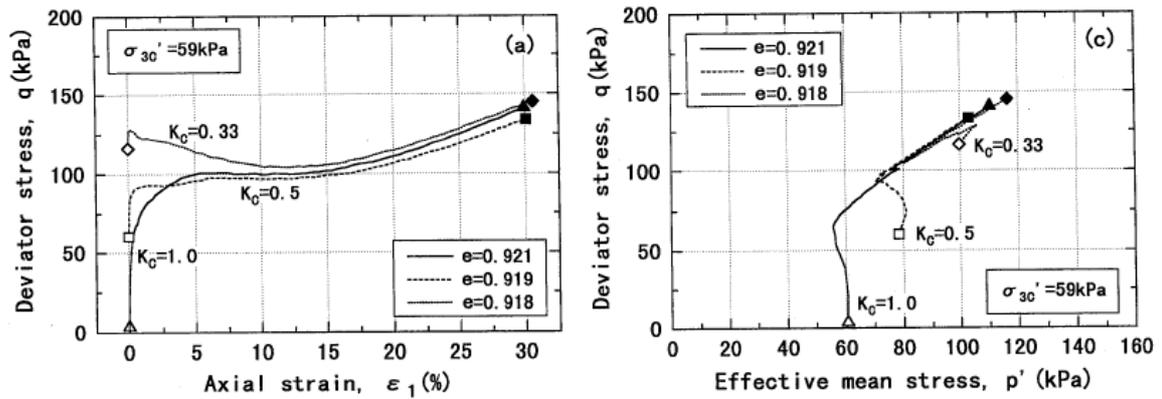


Figura 13. Trayectorias para muestras consolidadas isotrópica y anisótricamente.

La Figura 14 presenta los resultados obtenidos para la línea QSS y la línea SS, en distintos estados de consolidación isotrópica inicial.

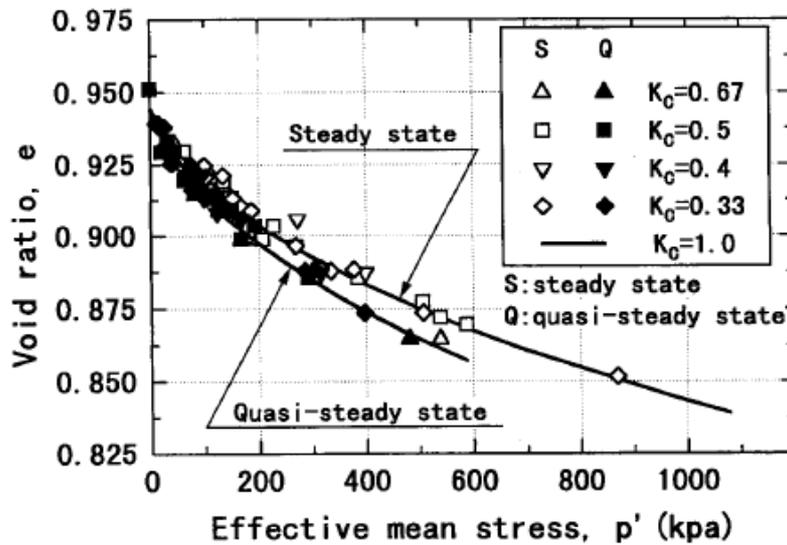


Figura 14. *Steady State* y *Quasi Steady State* para muestras consolidadas anisótricamente (Kato et al., 2001).

En la Figura 14, se puede apreciar que la línea de *Steady State* y la línea de *Quasi-Steady State* son únicas independientes de la anisotropía de la consolidación. Estos resultados muestran, que la consolidación anisótropa influye solamente, en la primera etapa de deformación de un suelo, a grandes deformaciones (mayores a 10%), el comportamiento no drenado es independiente de la anisotropía del estado de consolidación inicial.

2.4.3.2 Efecto del historial de carga en el Estado Último.

Experiencias demuestran que el Estado Último de suelos arenosos no es influenciado por el historial de carga. La Figura 15, presenta dos ensayos realizados en una muestra suelta de arena Toyoura (Ishihara et al., 1991). La primera muestra fue sometida a una tensión

de corte inicial, mediante una carga drenada, luego fue cargada cíclicamente en condiciones no-drenadas, para luego ser cargada monotónicamente hasta una deformación axial de un 20%. La segunda muestra fue sometida hasta la misma tensión de corte inicial, en forma drenada, para luego ser sometida a corte de forma monótona no-drenada, bajo condiciones de deformación controlada. Ambas muestras fueron consolidadas a una presión de confinamiento inicial de $\sigma'_o = 0,1$ [MPa] y una densidad relativa $DR = 16\%$. Como se puede apreciar en la figura, en el rango de moderada a gran deformación, la curva tensión-deformación y la trayectoria de tensiones para la carga monótona, son casi coincidentes con las obtenidas para la carga monótona precedida de carga cíclica. La Figura 16, presenta los resultados de otro par de ensayos realizados a muestras consolidadas a una presión más baja $\sigma'_o = 0,02$ [MPa] y una densidad relativa $DR = 18\%$, donde se puede apreciar la misma coincidencia. La trayectoria monótona resulta ser una frontera del comportamiento.

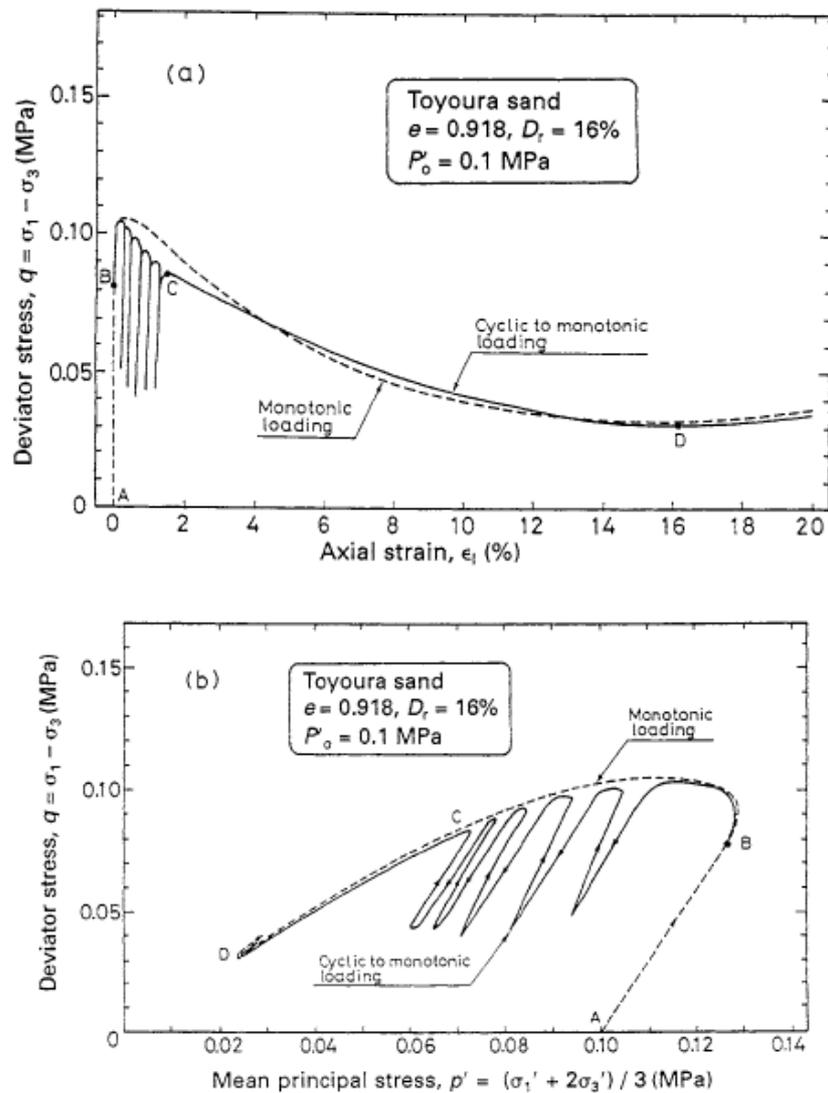


Figura 15. Comportamiento no-drenado bajo carga monótona y .monótona precedida de una carga cíclica (Ishihara et al., 1991).

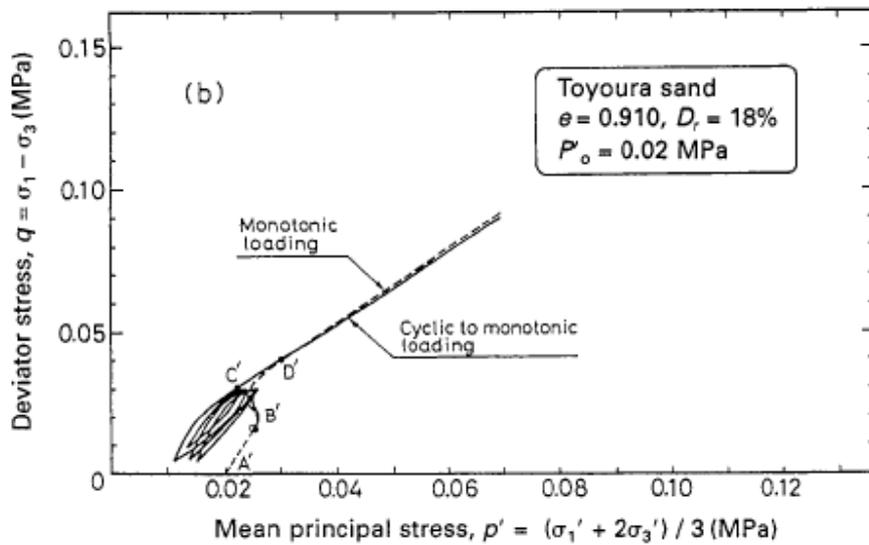
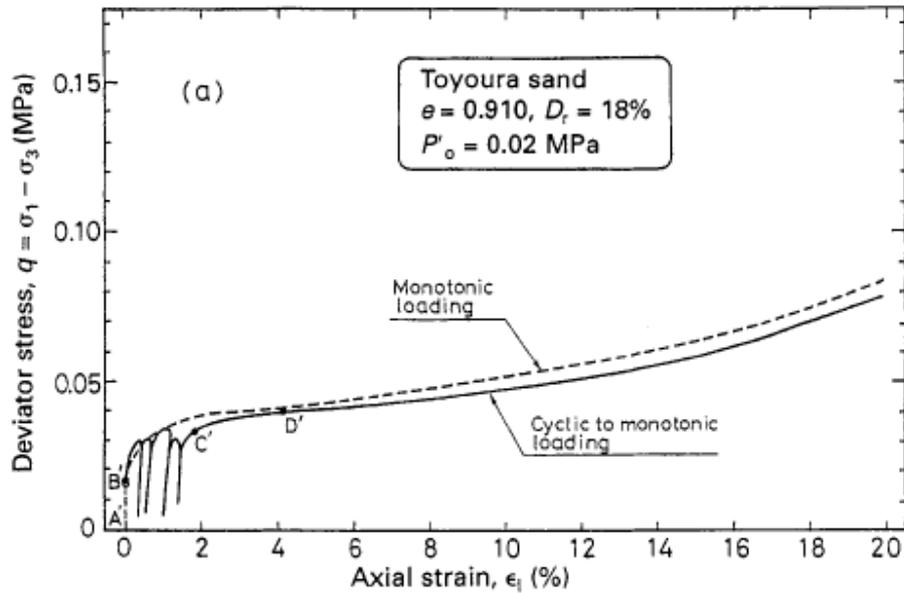


Figura 16. Comportamiento no-drenado bajo carga monótona y .monótona precedida de una carga cíclica (Ishihara et al., 1991).

Según estos resultados, es posible asumir que el comportamiento del suelo después de una carga sísmica, puede ser comprendido, investigando las características de deformación manifestadas bajo condiciones de carga monótona.

2.5 Respuesta Cíclica No-Drenada de Suelos no-cohesivos

El esqueleto granular de un suelo tiende a contraer bajo las cargas cíclicas, pero al ser impedido el cambio volumétrico (un sismo es lo suficientemente rápido para impedir un rápido drenaje en suelos saturados) dicha tendencia se traduce en aumento de la presión de poros u , por lo tanto, u incrementa y la tensión efectiva σ' disminuye.

La ecuación de Coulomb representa la resistencia al corte del suelo:

$$\tau = \sigma' \cdot \text{tg } \phi \quad (1)$$

Donde:

τ : resistencia máxima del suelo al corte, en el plano de falla.

σ' : tensión efectiva, tensión total menos presión de poros ($\sigma' = \sigma - u$).

ϕ : Angulo de roce interno del suelo.

La ecuación (1) indica que el cambio en la tensión efectiva producida por la variación de la presión de poros ante cargas cíclicas, tiene una consecuencia directa en la resistencia del suelo, es decir, la resistencia del suelo es controlada por la tensión efectiva del suelo.

2.5.1 Condiciones de tensión en ensayos de carga cíclica.

Aparatos de ensaye con este propósito incluyen; Ensayes de Corte Simple Cíclicos (Peacock & Seed, 1968; Finn et al., 1970, 1971; Seed & Peacock, 1971), Ensayes de Corte Cíclicos Torsional (Ishihara & Li, 1972; Yoshimi & Oh-Oka, 1975) y Ensayes en Mesas de Corte (Yoshimi, 1967; Whitman, 1971). Sin embargo, el aparato de ensaye más utilizado, por facilidad de procedimiento y costo, es el Aparato Triaxial Cíclico, desarrollado por Seed y Lee, (1966).

2.5.1.1 Aparato de Corte Simple (Simple Shear Test).

El aparato de corte simple (*Simple Shear Test*) es el que mejor representa las condiciones reales en terreno. La Figura 17 presenta un esquema de las tensiones desarrolladas en un elemento de suelo, en un aparato de corte simple.

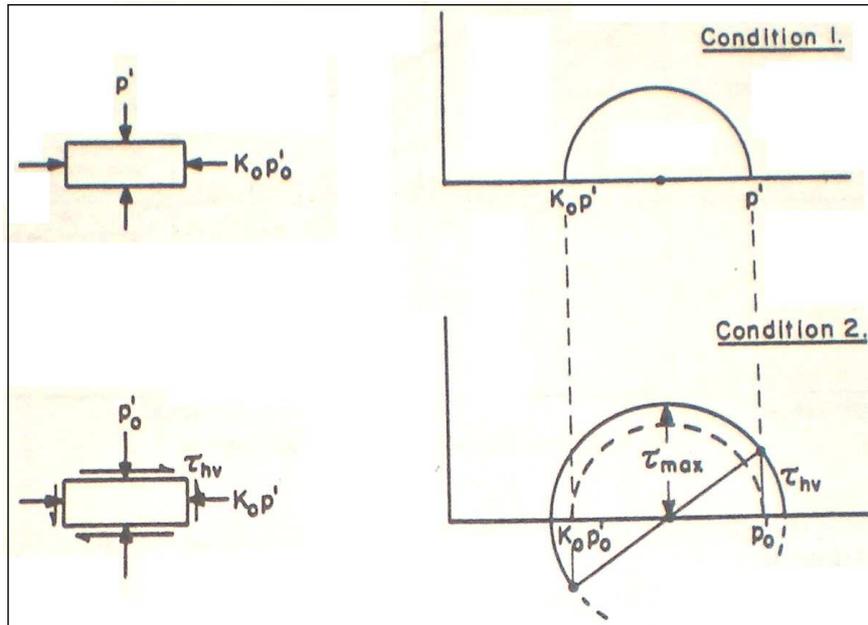


Figura 17. Estado tensional en Ensaye de Corte Simple (Seed & Peacock, 1971).

2.5.1.2 Aparato Triaxial Cíclico.

En un ensaye Triaxial Cíclico, el plano inclinado 45° con la vertical, es el plano de corte máximo y representa el plano horizontal en terreno, el desviador cíclico inducido en el plano inclinado en 45° simula la carga cíclica inducida por el sismo, como se aprecia en el esquema de tensiones que se presenta en la Figura 18.

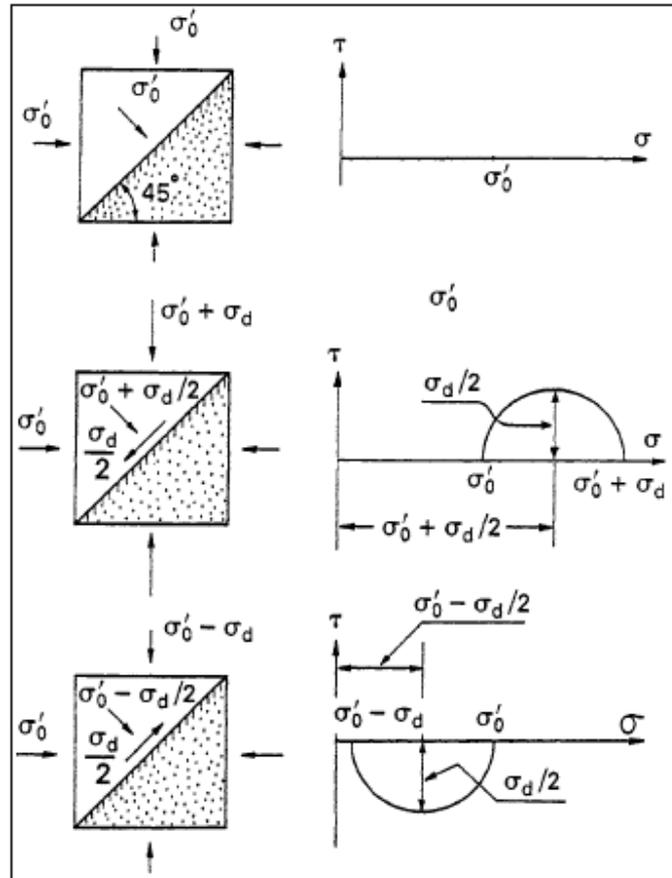


Figura 18. Estado tensional en ensaye Triaxial consolidado isotrópicamente.

Debido a los diferentes estados de tensiones inducidos por los distintos ensayos, los resultados obtenidos al estudiar el fenómeno de licuefacción en Aparatos de Corte Cíclico Simple y en Triaxiales Cíclicos, difieren y son relacionados mediante la siguiente expresión (Seed & Peacock, 1971):

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_o} \right)_{\text{field}} = \alpha \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_3} \right)_{\text{triaxial}}$$

En donde α toma los siguientes valores:

Peacock y Seed, (1968) $\alpha = 0,55$, para $K_o = 0,4$

Seed y Peacock, (1971) $\alpha = [0,55 - 0,70]$, para $K_o = 0,4$

Castro (1975) $\alpha = \frac{2(1+K_o)}{3\sqrt{3}}$, para $K_o = 0,4$

En la Figura 19 se presentan los registros típicos de un ensaye no-drenado en arena suelta, realizado en un aparato *Torsion Shear*. El registro muestra que la presión de poros u , crece sostenidamente cuando la carga cíclica es aplicada hasta aproximarse a un valor igual a la presión efectiva de confinamiento inicial σ'_o , produciendo grandes

deformaciones cíclicas. Sin embargo, la forma en que se desarrollan las grandes deformaciones, difiere dependiendo si la arena se encuentra en estado suelto o denso. Si la arena se encuentra en estado suelto, cuando la presión de poros alcanza el valor de la presión efectiva, las grandes deformaciones por corte ocurren rápidamente.

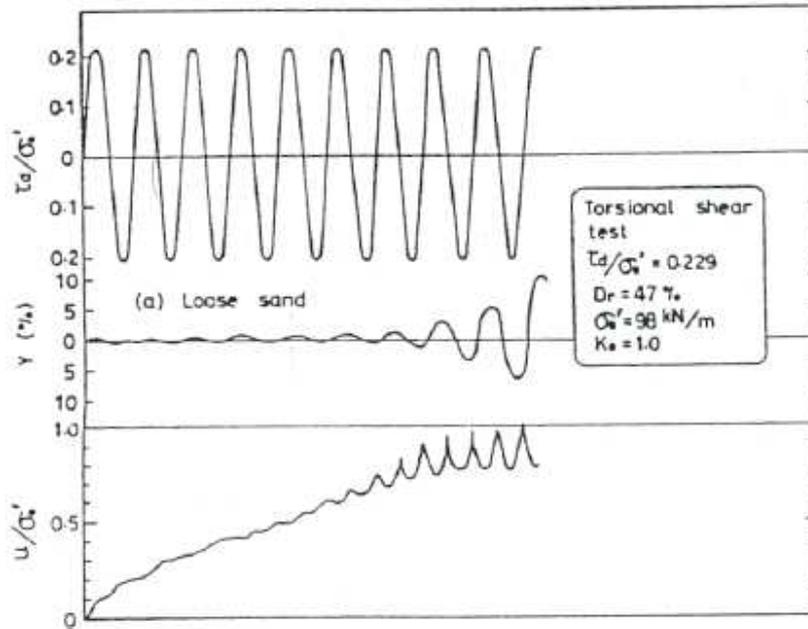


Figura 19. Registro ensaye cíclico no-drenado en arena suelta.

Por el contrario, si la arena se encuentra en estado denso, la presión de poros aumenta más suavemente con la carga cíclica y después que alcanza a la presión efectiva de confinamiento, se mantiene oscilando con *peaks* en que iguala sucesivamente a la presión efectiva de confinamiento, como se aprecia en la Figura 20. Las deformaciones de corte siguen aumentando progresivamente.

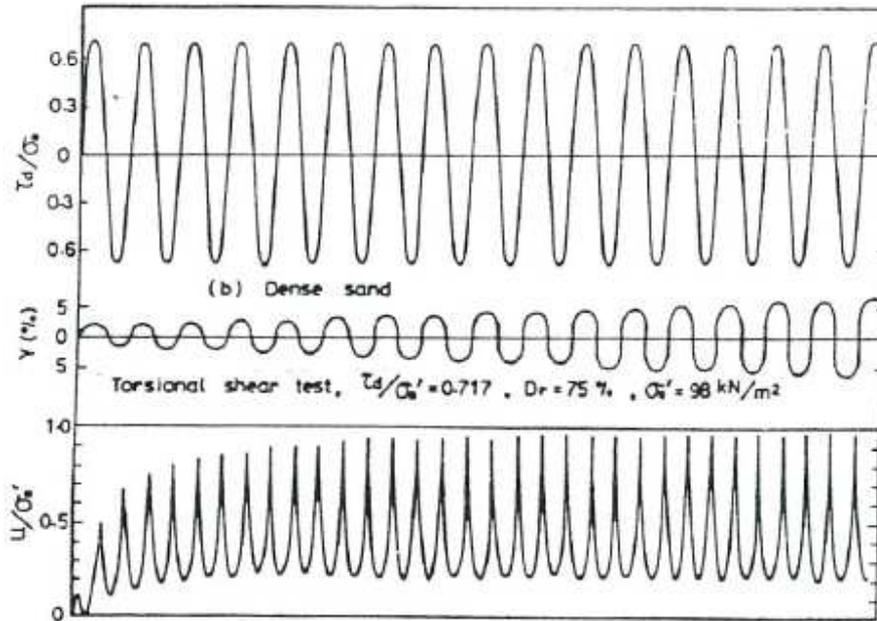


Figura 20. Registro ensaye cíclico no-drenado en arena densa.

Las características del comportamiento que presenta la arena, son más claramente comprendidas si son expresadas en términos de tensión-deformación y de trayectorias de tensiones en el espacio tensional. El resultado graficado en la Figura 21 para la arena suelta, indica que la presión efectiva de confinamiento decrece sostenidamente cuando la carga cíclica es aplicada y después del punto en que la trayectoria de tensiones toca la línea *Phase Transformation Line* (PTL) (Ishihara et al., 1975), la trayectoria de tensiones gira hacia la derecha (dilatancia) hasta llegar al *peak*, para luego volver hacia la izquierda (contracción) aumentando nuevamente la presión de poros. Así continua oscilando. Puede observarse, que en el momento en que la presión de poros iguala a la tensión efectiva inicial, la tensión efectiva se hace cero (no hay resistencia), pero en ese instante el corte también es nulo, una vez que continúa la carga o descarga, el suelo vuelve a tomar carga aumentando la presión efectiva de confinamiento. La curva tensión-deformación durante la aplicación de la carga cíclica para la arena suelta es representada en la Figura 21, donde se muestra el repentino aumento de grandes deformaciones.

Los resultados para la arena densa son presentados en la Figura 22, en términos de trayectoria de tensiones y tensión-deformación, respectivamente. El gráfico de trayectoria de tensiones es similar al de la arena suelta, en el sentido que una vez que la trayectoria de tensiones pasa por la PTL, comienza a oscilar entre dilatancia y contracción, haciendo nula la tensión efectiva en el instante en que no hay corte. El grafico de tensión deformación difiere al del caso suelto, claramente se observa que el aumento de deformación (degradación de la rigidez) es más suave y progresivo.

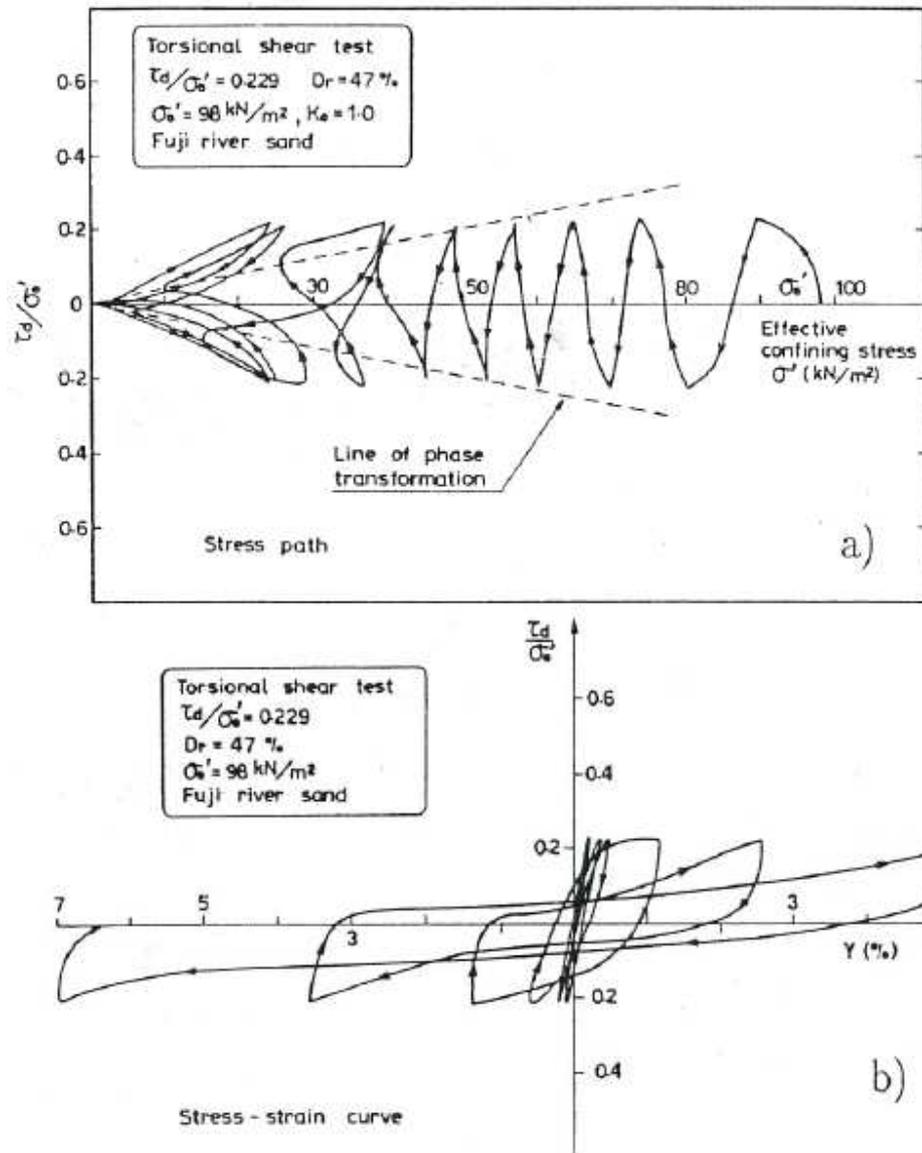


Figura 21. Condiciones (a) Trayectorias de tensiones y (b) Curva tensión- deformación en arena suelta (Ishihara, 1985).

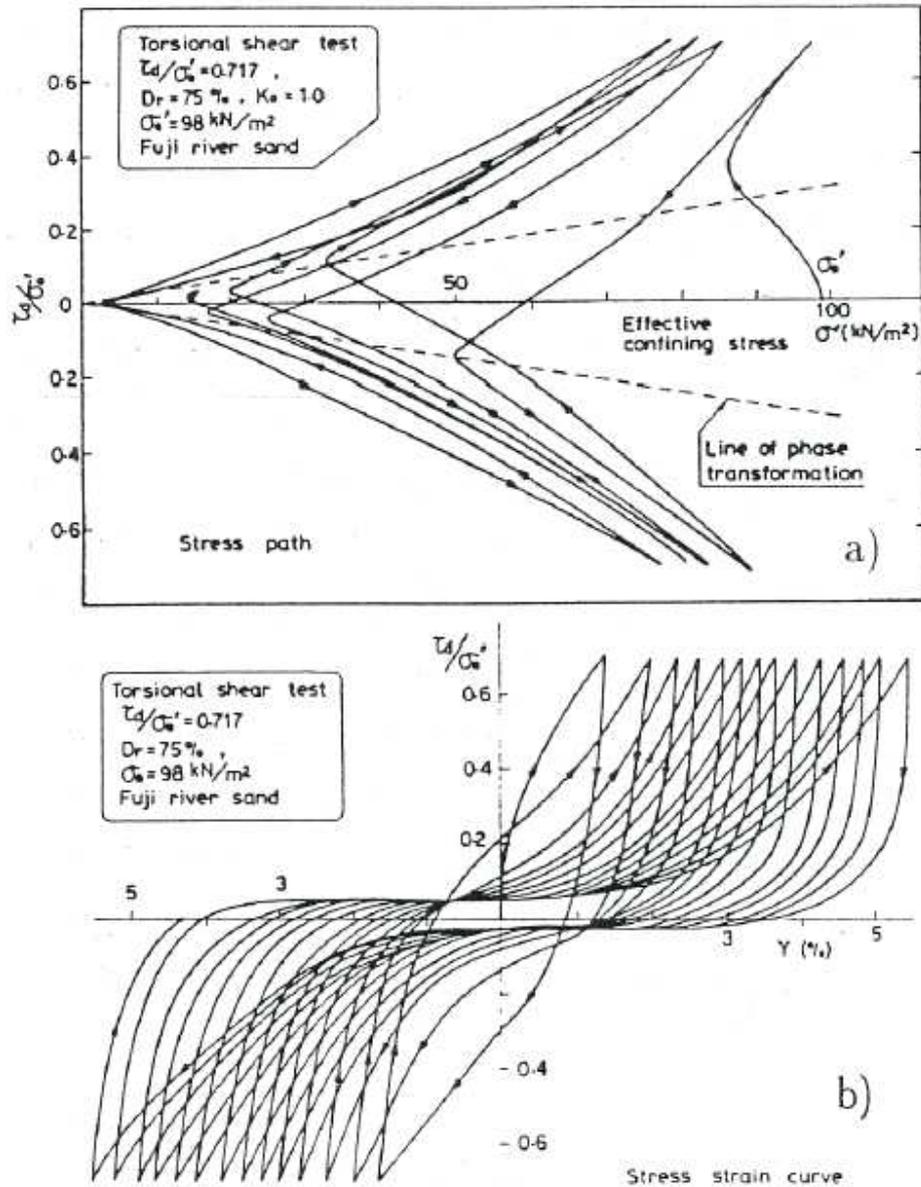


Figura 22. Condiciones (a) Trayectorias de tensiones y (b) Curva tensión- deformación en arena densa (Ishihara, 1985).

2.5.2 Falla de Flujo y Movilidad Cíclica.

La generación de exceso de presión de poros, es la clave del desarrollo de licuefacción, sin aumento en la presión de poros, ni falla de flujo ni movilidad cíclica pueden ocurrir.

La mejor forma de visualizar cuando podría ocasionarse licuefacción por falla de flujo o por movilidad cíclica es en un grafico p' vs q' ; ver, Figura 23.

Los puntos A y B de la Figura 23, representan estados tensionales iniciales, de una arena saturada. S_u representa la resistencia última no drenada del suelo.

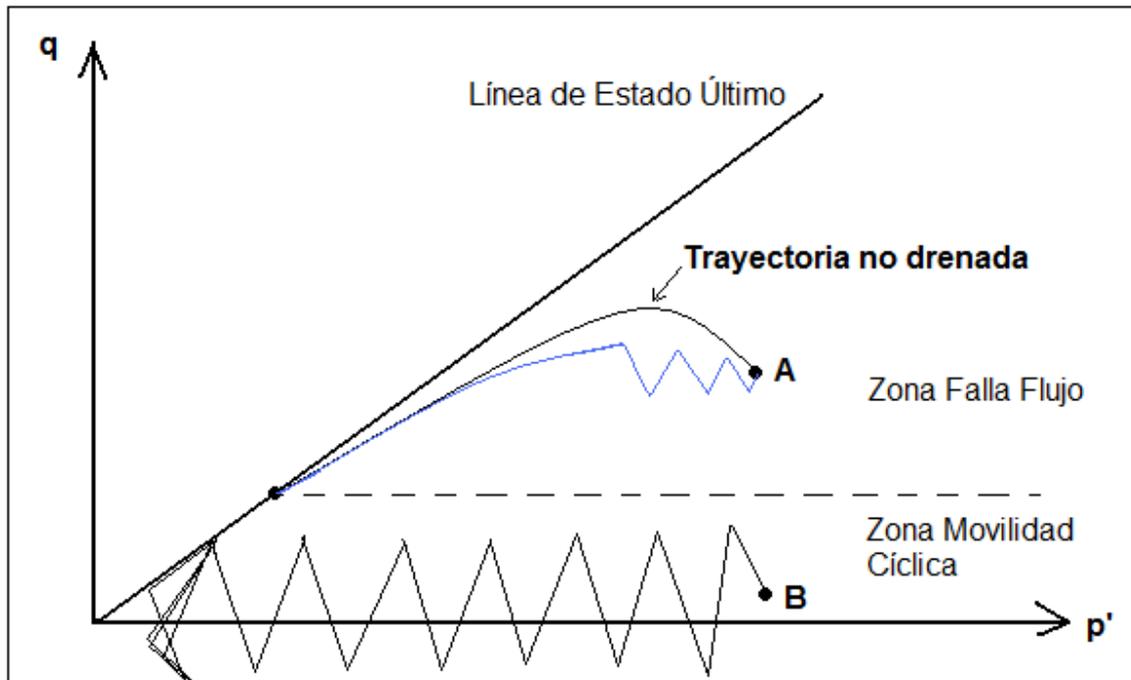


Figura 23. Esquema Falla de Flujo y Movilidad Cíclica.

El punto A por situarse arriba de S_u es susceptible a desarrollar una falla de flujo, debido a que si una carga o deformación impuesta gatilla la respuesta no drenada, como existe un corte estático inicial mayor a la resistencia última, el suelo no es capaz de resistir esta carga y fluye.

Por otra parte, el punto B representa un estado con corte estático inicial bajo la resistencia última no drenada, es solamente susceptible a movilidad cíclica. Para que esto suceda, es necesario imponer una carga cíclica no drenada, la cual va generando a cada ciclo de carga, un pequeño aumento de la presión de poros (acompañada de una pequeña disminución en la presión de confinamiento). Si se asume un nivel de carga cíclica fijo, a cada ciclo de disminución de la presión efectiva, la rigidez se irá degradando (debido a que la resistencia al corte del suelo, depende de la presión efectiva), lo que se traducirá en un aumento continuo de la deformación cíclica. Cuando la presión efectiva disminuye hasta acercarse a cero, las trayectorias de tensiones seguidas, llegan hasta la línea *Phase Transformation*, y el comportamiento comienza a alternar entre contractivo y dilatante, en este estado las deformaciones aumentan drásticamente.

2.5.3 Factores que afectan la Resistencia Cíclica de Arenas.

2.5.3.1 Densidad.

El efecto de la densidad de los materiales granulares en la resistencia cíclica de una arena, es señalado por Seed y Lee (1966), donde se demuestra que una arena en estado suelto, requiere de un menor número de ciclos que una arena densa, para alcanzar el estado de licuefacción, a un mismo nivel de corte cíclico solicitante. Además, se muestra que el

suelo denso puede alcanzar el estado de presión efectiva igual a cero, sin presentar deformaciones excesivas y seguir aumentando la deformación continuamente; en cambio la arena en estado suelto, en el instante en que presenta el estado de presión efectiva cero, alcanza deformaciones excesivas.

La Figura 24 presenta el efecto de la densidad en curvas de resistencia cíclica obtenidas en probetas de arena para distintas densidades, confinadas a 1 kg/cm^2 , se puede observar, que a mayor densidad, mayor es el número de ciclos necesarios para licuar la probeta, para un mismo desviador de tensiones, tanto para la condición de *Initial Liquefaction*, como para *Complete Liquefaction* (20% deformación axial). También se puede apreciar, que para el caso del estado más suelto, las curvas de *Initial Liquefaction* con la curva de *Complete Liquefaction*, casi son coincidentes y a medida que la densidad aumenta tienden a alejarse, como ya se había señalado (Seed & Lee, 1966).

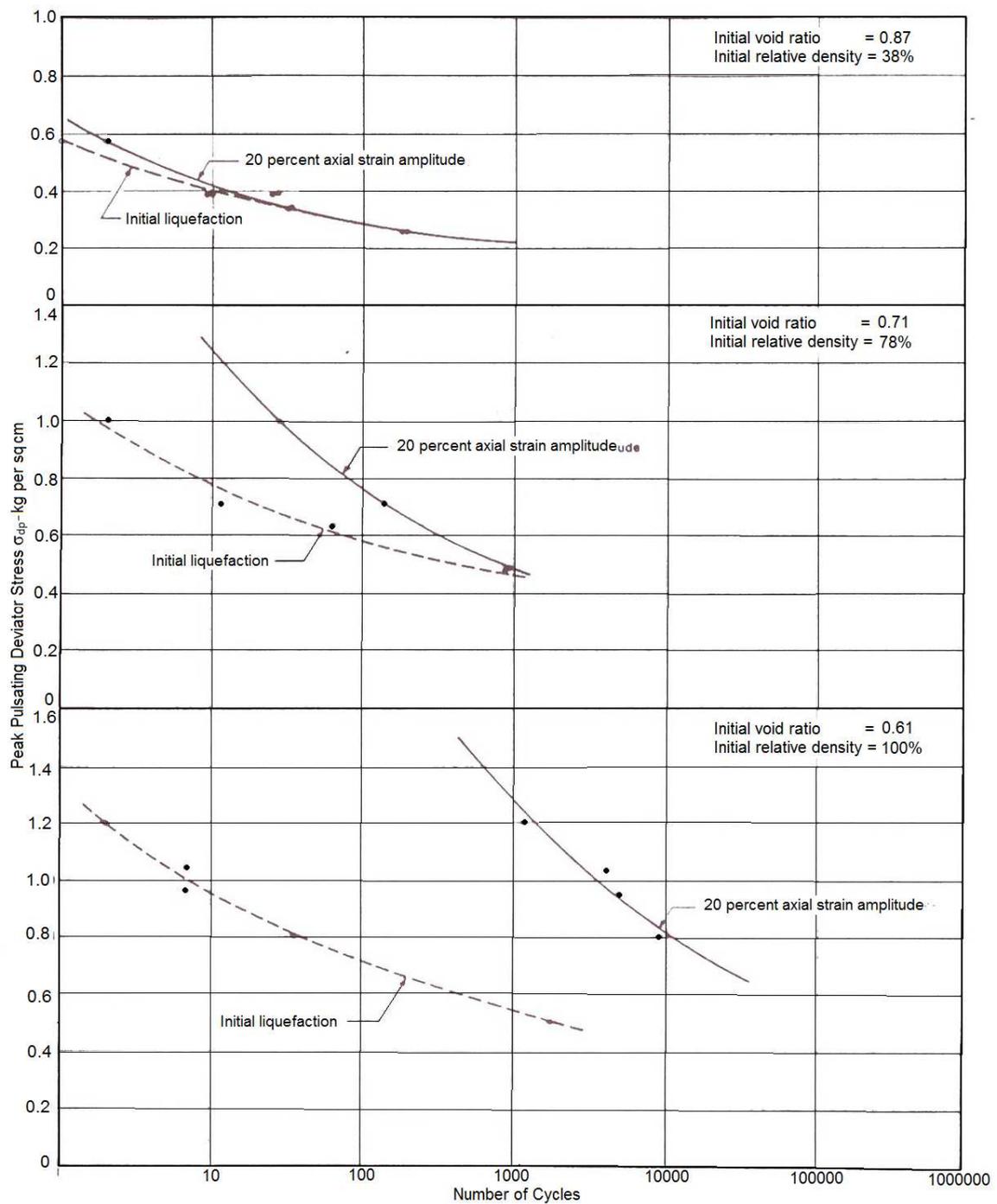


Figura 24. Efecto de la Densidad en la Resistencia Cíclica (Lee & Seed, 1967).

2.5.3.2 *Presión de Confinamiento.*

El efecto de la presión efectiva de confinamiento también es estudiado por Seed y Lee (1966), la Figura 25 muestra en un gráfico, razón de vacíos vs presión efectiva de consolidación, la curva CVR line y dos puntos: A y B, que representan los estados

iniciales en donde se realizan ensayos cíclicos y estáticos no-drenados. Como se puede apreciar, después de la consolidación alcanzan la misma densidad ($e_c \approx 0,74$), alcanzando resistencias no drenadas similares (A alcanza $S_u = 20,4$ y B, $S_u = 20,8$ [kg/cm²]). El ensaye B, realizado a una presión de consolidación ($\sigma_c = 12$ kg/cm²), requiere del orden de 10.000 ciclos para licuar, en cambio el ensaye A, ejecutado a $\sigma_c = 2$ [kg/cm²], requiere de sólo 57 ciclos para licuar, para un mismo esfuerzo desviador solicitante de $\sigma_{dp} = \pm 1,2$ [kg/cm²]. Por lo tanto, para un mismo nivel de corte cíclico solicitante, la resistencia a las tensiones cíclicas asciende al aumentar la presión efectiva de confinamiento.

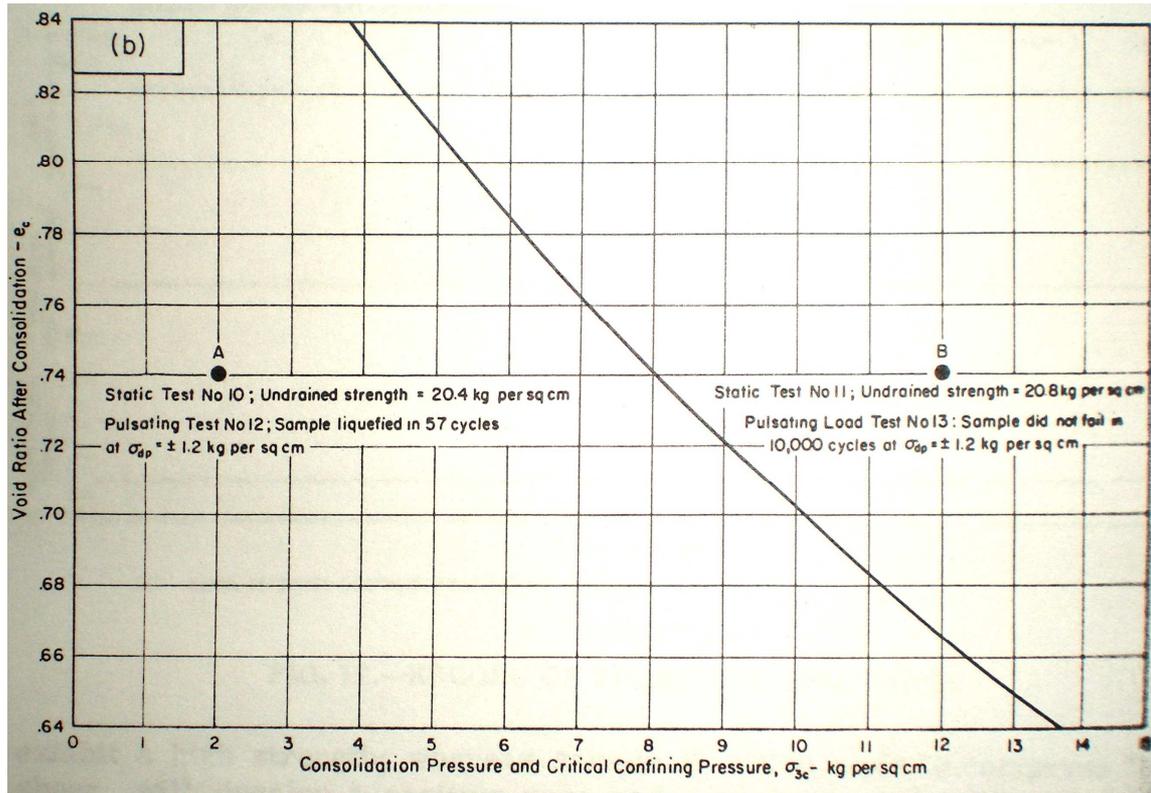


Figura 25. Efecto de la presión efectiva de confinamiento en la resistencia cíclica.

Si analizamos la resistencia del suelo en términos de Razón de Resistencia Cíclica ($CSR = \tau/\sigma'$), normalizando el desviador cíclico por la presión media efectiva, se tiene que la CSR disminuye con el aumento de presión de confinamiento. En la Figura 26 se presentan los resultados de ensayos triaxiales cíclicos realizados para una misma densidad relativa ($DR = 50\%$), en probetas compactadas en tres diferentes métodos de compactación (*Vibrated, Tamped y Pluviated*), a diferentes presiones de confinamiento inicial. En la figura se puede apreciar, que al graficar la resistencia a la licuefacción en función de la resistencia cíclica, esta disminuye con el aumento de presión efectiva de confinamiento inicial.

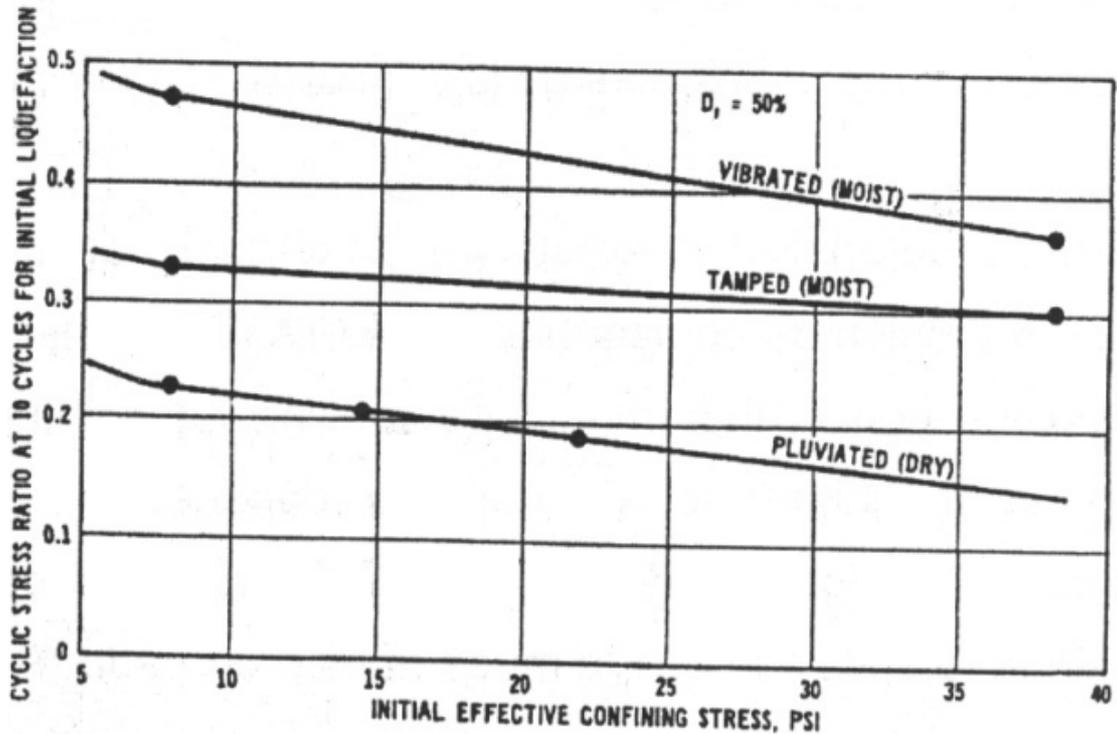


Figura 26. Efecto de la presión efectiva de confinamiento en la razón de resistencia cíclica (Mulilis et al., 1975).

2.5.3.3 Efecto de la fábrica.

El efecto de la fábrica en la resistencia cíclica de un suelo en particular, ha sido ampliamente estudiado (Ladd, 1974; 1977; Mulilis et al., 1975; 1977) mediante la preparación de probetas por diferentes métodos que inducen diferente fábrica. Diferencias de hasta un 100% en la resistencia cíclica obtenida con diferentes métodos de compactación, para una misma densidad de compactación, en arena Monterey No. 0, reportan Mulilis et al. (1977). Sin embargo, según experiencias realizadas en otras arenas, se indica que la magnitud del efecto el método de preparación es función del tipo de arena (Mulilis et al., 1975).

La Figura 27 presenta las curvas de resistencia cíclica obtenidas para diferentes métodos de compactación de probetas, en donde se aprecian significativas diferencias en la resistencia cíclica para diferentes métodos de compactación, lo que significa una fuerte influencia de la fábrica en la licuefacción de suelos.

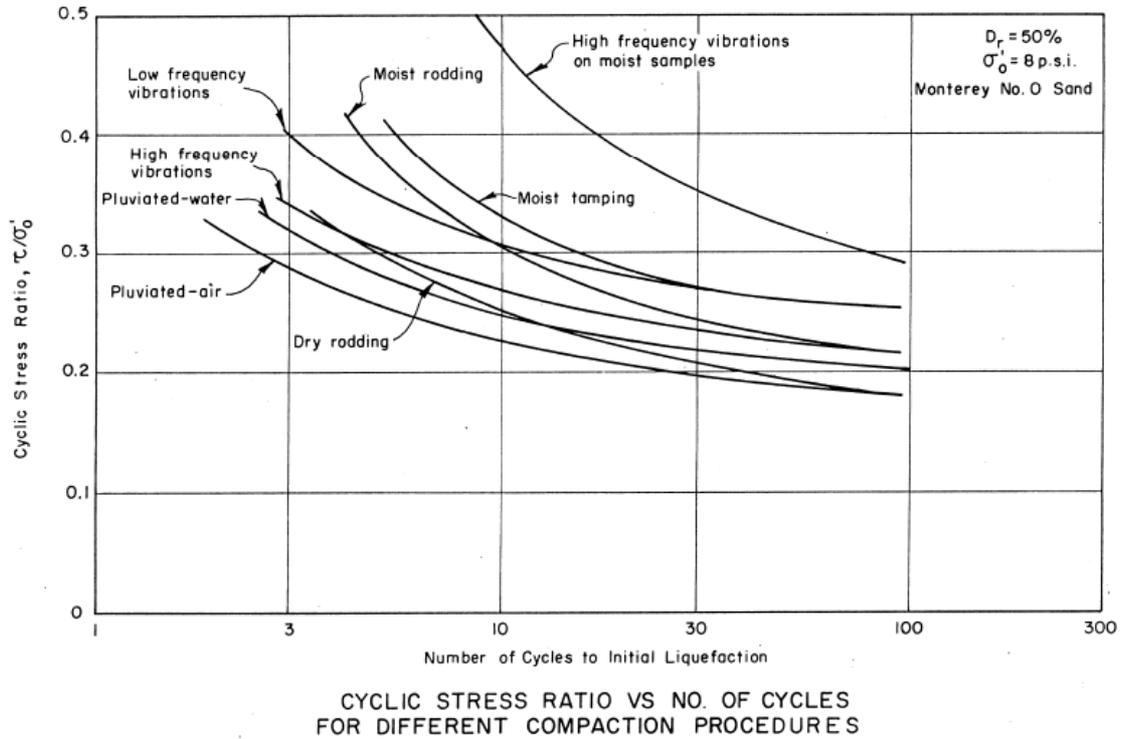


Figura 27. Efecto del método de preparación de las probetas en la resistencia cíclica (Mulilis et al., 1975).

2.5.3.4 Contenido de Finos.

El contenido de finos en un suelo arenoso influye en la resistencia cíclica de los suelos, en el caso de finos con plasticidad, la cohesión propia de estos hace más difícil la separación de los granos del suelo, lo que aumenta la resistencia a la licuefacción. La Figura 28 presenta el efecto de índice de plasticidad en la resistencia cíclica de arenas.

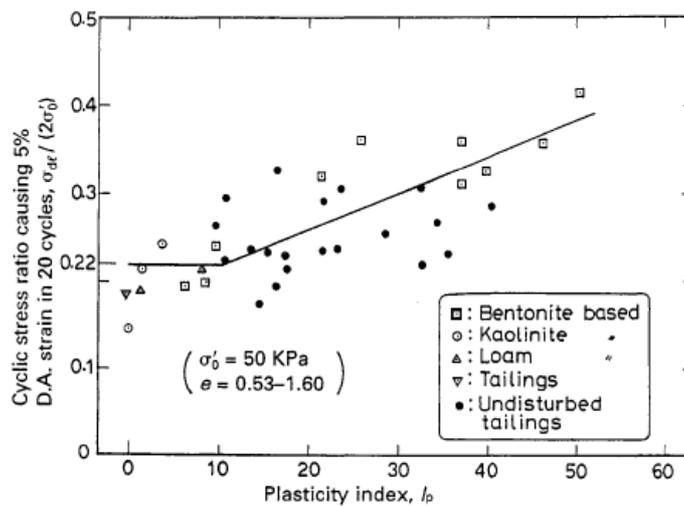


Figura 28. Efecto del Índice de Plasticidad en la resistencia cíclica de arenas con finos (Ishihara, 1996).

Por otra parte, en el caso de finos no plásticos con partículas minerales con superficie seca libre de adhesión, la separación de las partículas es más fácil lo que aumentará el potencial de licuefacción del suelo. Los materiales granulares provenientes de los relaves son un ejemplo de esto, Ishihara y colaboradores (Ishihara et al., 1980) muestran que la resistencia a la licuefacción de una arena de relave, con contenido de finos (no plásticos), es menor que la de la arena limpia y menor también que arenas con finos plásticos.

En la Figura 29 se presentan resultados obtenidos en ensayos triaxiales cíclicos no-drenados en arena de relave, con diferentes contenidos de finos (0 – 30%F) y compactados a densidades medias, DR entre 51 y 70%, los resultados muestran que el aumento de finos no-plásticos, disminuye el número de ciclos necesarios para alcanzar licuefacción, para una razón de resistencia cíclica dada, en el rango de densidad ocupado.

Viertel (2003) realiza ensayos triaxiales cíclicos no-drenados en arena de relave, variando el contenido de finos no-plásticos (2 – 28%F) y variando la densidad relativa entre 8 y 94%. Los resultados se presentan en la Figura 30, y muestran la variación de la resistencia cíclica R_{20} (razón de resistencia cíclica para alcanzar la licuefacción en 20 ciclos), en función del contenido de finos y de la densidad relativa. Las conclusiones también son las mismas, el aumento del contenido de finos no-plásticos disminuye la resistencia cíclica, en todo el amplio rango de densidad relativa ensayado.

Los resultados obtenidos confirman, que el aumento del contenido de finos no-plásticos, incrementa la contractividad del material granular, por lo tanto, lo hace más susceptible a la licuefacción.

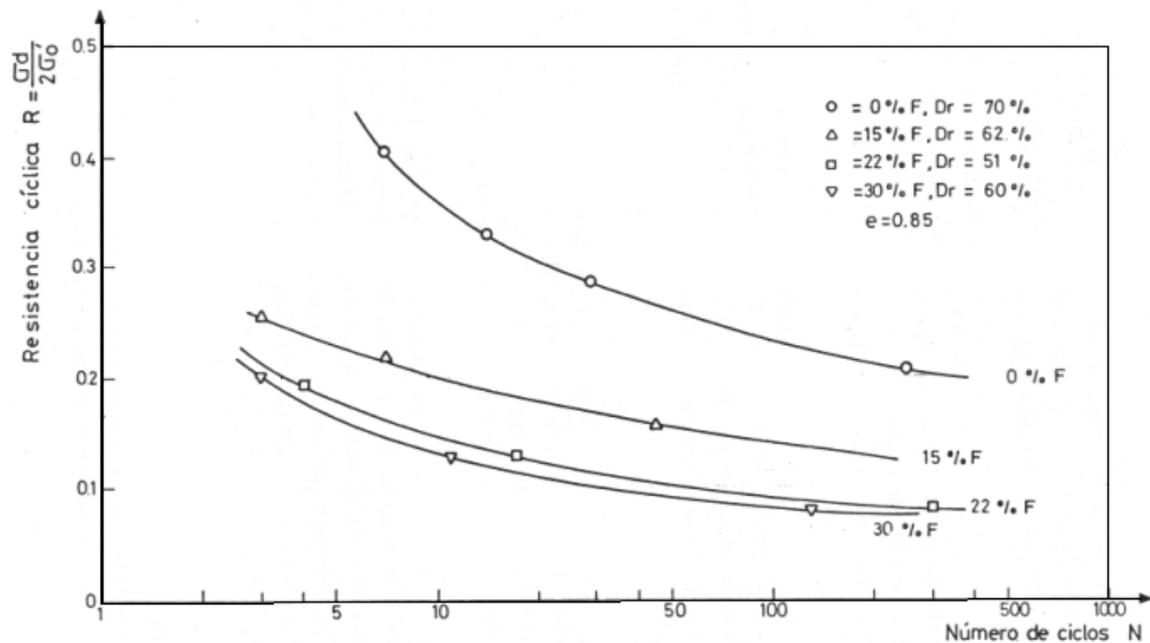


Figura 29. Efecto del contenido de finos no-plásticos en la resistencia cíclica (Verdugo, 1983).

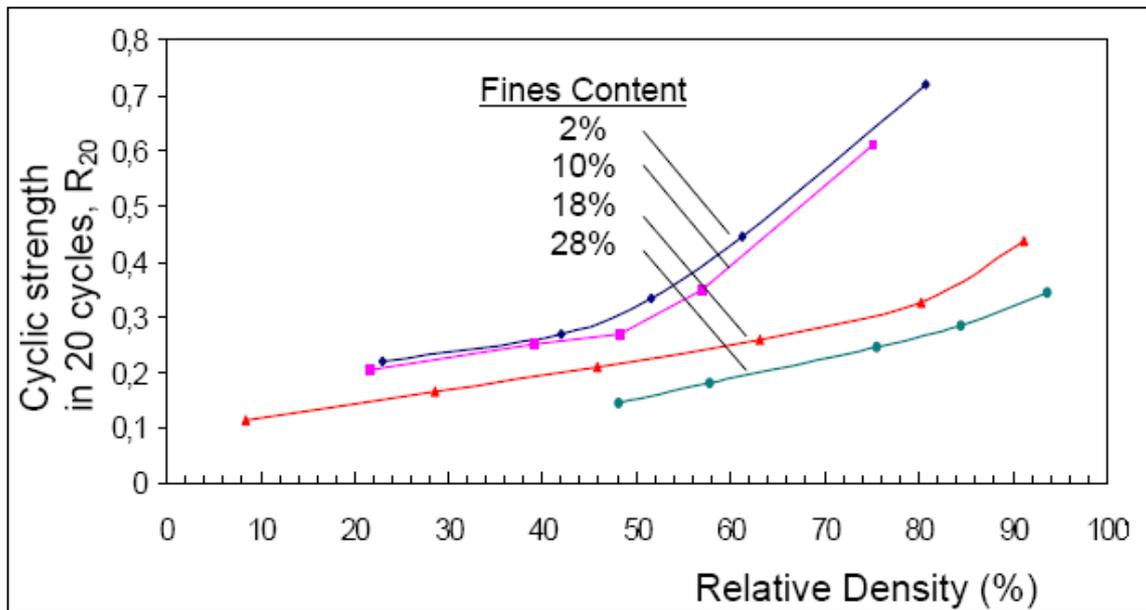


Figura 30. Efecto del contenido de finos no-plásticos en la resistencia cíclica (Viertel, 2003).

2.5.3.5 Efecto de la Saturación.

Suelos parcialmente saturados presentan una mayor resistencia a la licuefacción. Rocker (1968), reporta que una arena parcialmente saturada, con un $B \approx 0,85$, requiere de un esfuerzo desviador cíclico, casi tres veces al necesario para licuar una probeta saturada ($B \approx 1,0$), en el mismo número de ciclos. Por lo tanto, el grado de saturación de un suelo tiene gran influencia en la susceptibilidad de licuar del mismo. Para ensayos de laboratorio, se ha recomendado utilizar un B mayor a 0,95 (Silver et al., 1976).

2.5.3.6 Efecto de la Frecuencia de la carga cíclica.

La frecuencia de la carga cíclica, es un tema muy importante, debido a que los sismos presentan una gran variabilidad en el rango de frecuencias de la carga cíclica que imponen en un suelo.

En el estudio realizado por Yoshimi y Oh-Oka (1975), en un aparato *Ring torsión*, se concluye que la resistencia a la licuefacción es independiente de la frecuencia de la carga cíclica, en el rango ensayado (1-12 [Hz]). Riemer et al. (1994), llegan a la misma conclusión al realizar una serie de ensayos triaxiales cíclicos de carga controlada, en arena limpia, en un rango de frecuencia de 0,1 a 20 [Hz]. Estos estudios demuestran, que la resistencia a la licuefacción de un suelo, no es influenciada por la frecuencia de la carga cíclica impuesta, al menos en el rango de 0,1 – 20 [Hz].

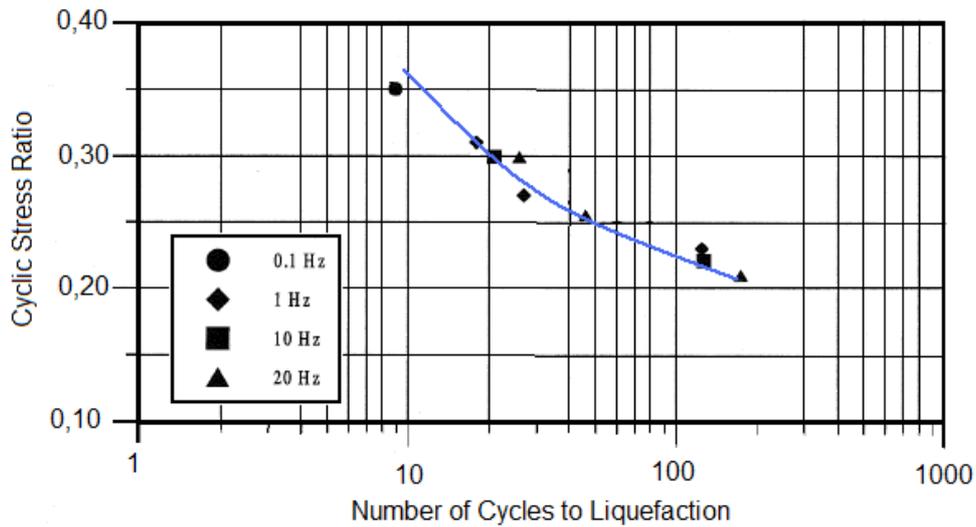


Figura 31. Efecto de la frecuencia de la carga cíclica, ensayos carga controlada (modificado de Riemer et al., 1994).

2.5.3.7 Efecto de la rugosidad de los cabezales.

Mulilis et al. (1975), muestran que las condiciones de rugosidad de los cabezales en un ensayo triaxial cíclico, no tiene mayor influencia en la resistencia a la licuefacción del suelo, como se puede ver en la Figura 32. Por lo tanto, no tendría gran relevancia el uso de cabezales rugosos o membranas geotextiles para probetas de ensayos cíclicos, en el estudio de licuefacción de suelos.

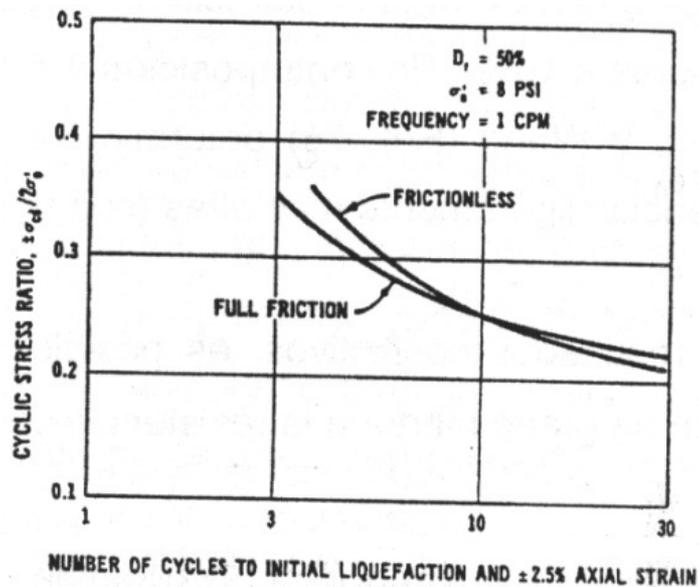


Figura 32. Efecto de la fricción de los cabezales en la resistencia cíclica (Mulilis, et al., 1975).

2.5.4 Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica

Ensayes Triaxiales de carga cíclica sobre muestras isotrópicamente consolidadas o ensayes de corte simple cíclico en muestras consolidadas con carga vertical y sin corte estático, son los que comúnmente se realizan para estudiar la licuefacción de suelos no cohesivos. Estos ensayes son diseñados para simular la condición de terreno, antes de un terremoto, en la cual no existe corte estático inicial actuando en el plano que será sujeto a tensiones cíclicas, por la carga inducida por el terremoto. Esta condición, es la que se da en los depósitos de suelo con una superficie horizontal, la que es sometida a una propagación de ondas de corte verticales (ver elemento (a) en Figura 33). Sin embargo, hay muchas otras situaciones, en que si existe un corte estático inicial en el plano de interés, por ejemplo, en los planos horizontales bajo la superficie de un talud natural. También, en el caso de una superficie horizontal de suelo, la presencia de una estructura induce corte estático en el plano horizontal, elemento (c) Figura 33.

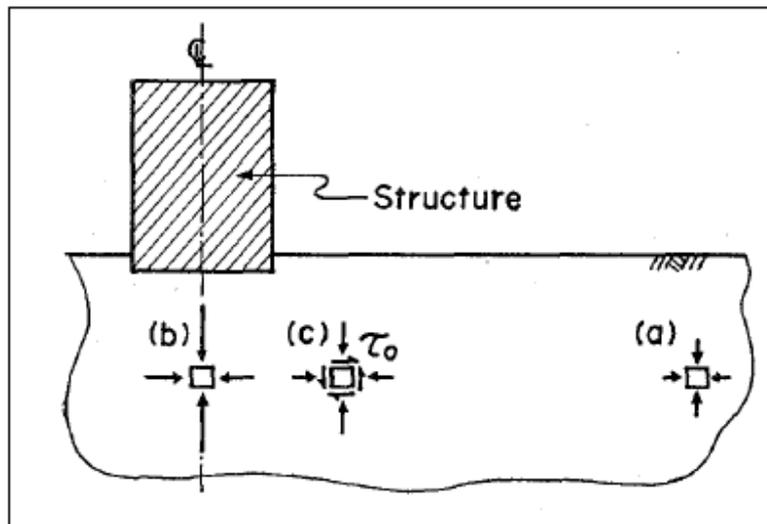


Figura 33. Estados tensionales antes de un terremoto (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).

El efecto del corte estático en la resistencia cíclica de suelos no cohesivos ha sido ampliamente estudiado, sin embargo, en algunos casos se ha llegado incluso a resultados que podrían ser contradictorios, a continuación se resumen los principales estudios realizados.

De modo de estudiar la condición en terreno, en la cual existe corte estático inicial en los planos horizontales, Seed y Lee (1967) realizaron ensayes triaxiales cíclicos en muestras consolidadas anisótricamente con razón de tensión efectiva $K_c = \sigma_1' / \sigma_3'$ mayor que la unidad. Se ensayaron muestras en estado suelto y denso, concluyendo que un aumento en el corte estático inicial aumenta la resistencia a la licuefacción (movilidad cíclica) del suelo.

En las experiencias realizadas para estudiar licuefacción por falla de flujo (Castro, 1969; Casagrande, 1975; Castro, 1975) concluyeron que un aumento en el corte estático inicial,

disminuye la resistencia del suelo a presentar licuefacción, porque es necesario un menor esfuerzo de corte extra para inducir la falla de flujo, en muestras de suelo suelto.

La forma en que el ensaye triaxial cíclico induce la carga cíclica, produce una rotación de tensiones principales, lo que implica una alternancia en compresión y extensión axial de la probeta, lo cual se denomina *reversibilidad* (en probetas consolidadas anisótricamente, cuando el corte estático inicial es mayor que el desviador cíclico inducido no se produce reversibilidad). Casagrande (1975) y Castro (1975), indican que este efecto de extensión en las probetas produce deformaciones excesivas, al compararlas con las que se tienen realmente en terreno.

Yoshimi y Oh-Oka (1975), estudiaron el efecto del corte estático inicial en el plano horizontal, mediante un aparato de anillo de corte torsional (*Ring Shear Test*). Las conclusiones obtenidas son esencialmente opuestas a las alcanzadas por Seed y colaboradores en ensayos triaxiales. Concluyeron que la resistencia a la licuefacción, medida por la amplitud de la tensión de corte cíclica, disminuye o se mantiene invariable con el incremento en el corte estático inicial. Además, indicaron que las muestras ensayadas en condiciones de carga no-reversible, son más resistentes que las ensayadas bajo algún grado de reversibilidad.

Vaid y Finn (1979) estudiaron este efecto mediante un aparato de corte simple cíclico, en muestras de arena consolidadas con carga vertical y con corte estático inicial en el plano horizontal. El estudio concluye que la resistencia a la licuefacción puede aumentar o disminuir, con la presencia de corte estático inicial, dependiendo de la densidad relativa, magnitud del corte estático inicial y la definición de licuefacción. Posteriormente Vaid y Chern (1983) obtienen similares resultados usando un equipo triaxial cíclico.

Posteriormente, se incluyó la influencia del comportamiento del suelo (contractivo o dilatante), en el efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica. Experiencias realizadas en ensayos triaxiales cíclicos Mohamad y Dobry (1986), indican que en muestras con características contractivas (estado suelto), adquiere gran relevancia la distancia del corte estático inicial con la resistencia última no-drenada S_u , se concluye que mientras el corte estático más el desviador cíclico no superen S_u , se tendrá un aumento en la resistencia cíclica al aumentar el corte estático inicial, debido a la disminución de la reversibilidad, en caso contrario se tendrá una disminución en la resistencia cíclica. Se concluye también, que en muestras en estado denso, el aumento del corte estático inicial aumenta la resistencia cíclica, debido también a la disminución de la reversibilidad. Sin embargo, para altos niveles de presiones de confinamiento se produce el efecto contrario, Vaid y Chern (1985).

Según el método propuesto por Seed (1983), para incluir el efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica, se definen los siguientes coeficientes.

$$CSR_{(\alpha=\alpha)} = CSR_{(\alpha=0)} * K_{\alpha}$$

Donde:

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

K_α : Factor de corrección por pendiente α .

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

$$\alpha = \tau_s / p_o'$$

Rollins y Seed (1988), y Seed y Harder (1990), recopilaron resultados de ensayos triaxiales cíclicos no-drenados, con corte estático inicial y proponen los gráficos (K_α versus α) presentados en la Figura 34 y Figura 35. En ambos gráficos se observa que para arenas densas un aumento en el corte estático inicial (aumento de α), aumenta la resistencia a la licuefacción (aumento de K_α).

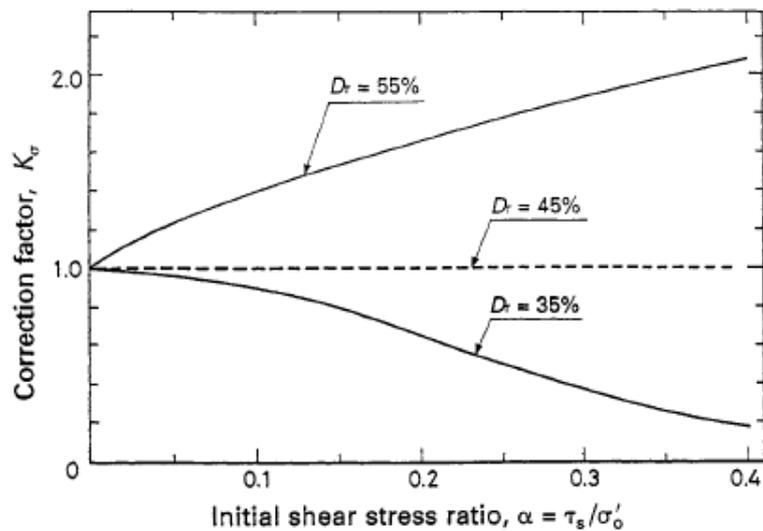


Figura 34. Relación entre α y K_α (Rollins & Seed, 1988).

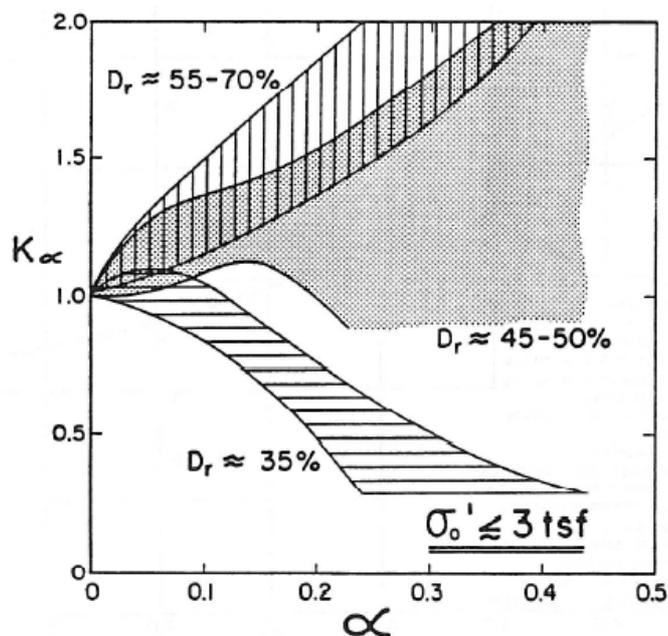


Figura 35. Relación entre α y K_α (Seed & Harder, 1990).

Pillai (1991) indica que el facto K_a puede variar profundamente dependiendo del estado inicial del suelo en el espacio q-p-e, y de la ubicación de las trayectorias de tensiones en el dominio contractivo o dilatante.

El efecto de la reversibilidad en la resistencia al corte del suelo, se debe a que los suelos no son isótropos en términos de comportamiento mecánico. Se ha reportado que suelos arenosos presentan una fuerte anisotropía en cuanto a deformación al corte no-drenada (Yoshimine et al., 1998). La Figura 36 presenta los resultados de ensayos triaxiales monótonos no-drenados, en compresión y extensión. Como se aprecia en la figura, las trayectorias de tensiones indican que la carga en extensión muestra un comportamiento mucho más contractivo, presentando resistencias mucho más bajas que las obtenidas en la carga en compresión. Esta predominante naturaleza anisotrópica, puede también afectar el comportamiento no-drenado de los suelos durante un ensaye triaxial cíclico, especialmente cuando un corte inicial es inducido en la muestra antes de comenzar la carga cíclica no-drenada. Tatsuoka (1983), señala que también es necesario considerar el efecto de un corte estático inicial en la dirección de extensión triaxial, para entender el efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica de la muestra en un ensaye triaxial.

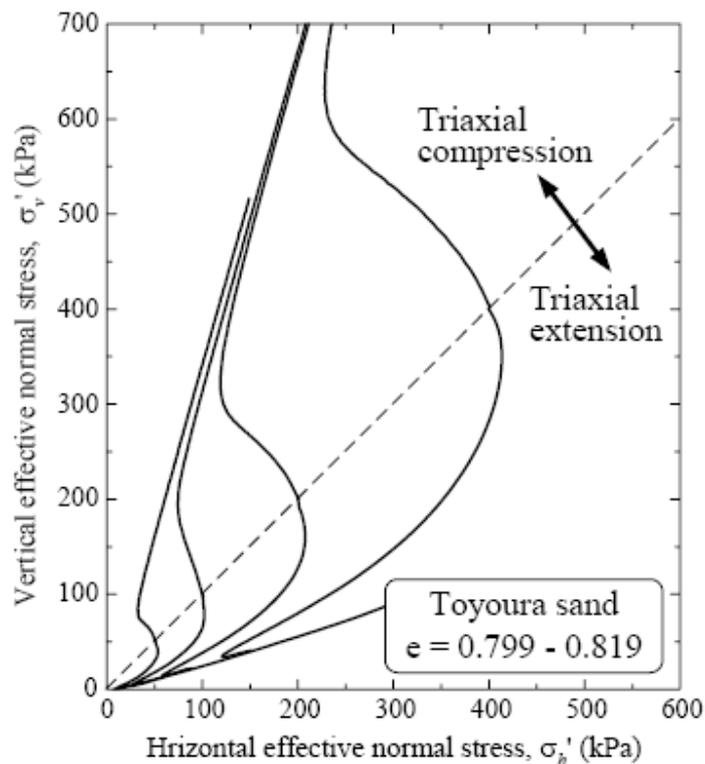


Figura 36. Trayectorias de tensiones ensayos triaxiales no-drenados en extensión y compresión (Yoshimine & Hosono, 2000; 2001).

Hosono y Yoshimine (2003) estudiaron el efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica, para condiciones de corte estático inicial en compresión y extensión, en ensayos

triaxiales cíclicos y en ensayos de corte simple cíclico en el aparato torsional de cilindro hueco (*Torsiona Hollow Cylindrical Test*).

Para ensayos triaxiales cíclicos, la Figura 37 presenta los resultados obtenidos para muestras en estado suelto y la Figura 38 presenta los resultados para muestras en estado denso.

Como se aprecia en la Figura 37, la resistencia cíclica del suelo suelto se incrementa considerablemente con el aumento de corte estático inicial cuando es aplicado en la dirección de compresión, pero disminuye cuando es aplicado en la dirección de extensión triaxial.

Para el suelo e estado denso (Figura 38), cuando el corte estático inicial es inducido en compresión, la resistencia cíclica aumenta de similar manera que el suelo en estado suelto. Cuando el corte estático es inducido en extensión la resistencia disminuye hasta cierto valor de α , después comienza a aumentar a medida que se incrementa el corte estático inicial en la dirección de extensión triaxial.

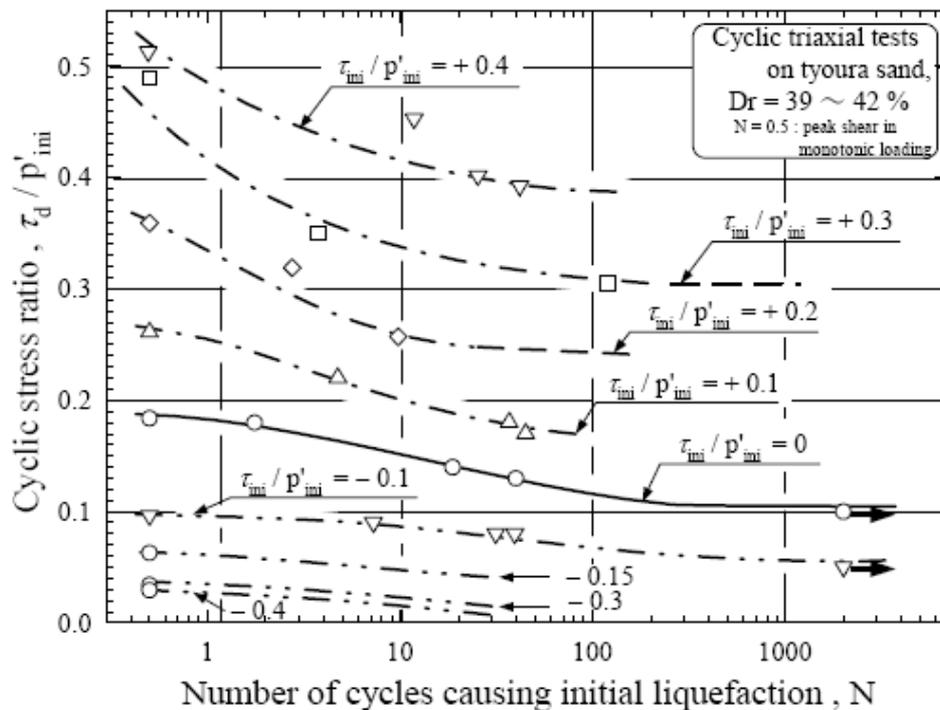


Figura 37. Efecto corte estático en al resistencia cíclica arena suelta (Hosono & Yoshimine, 2003).

La Figura 39, presenta los resultados obtenidos para ensayos cíclicos de corte simple, en muestras consolidadas con corte estático inicial variable. También se incluye la curva obtenida para ensayos triaxiales consolidados isotrópamente, sin corte estático inicial ($K_0 = 1,0 \alpha=0$).

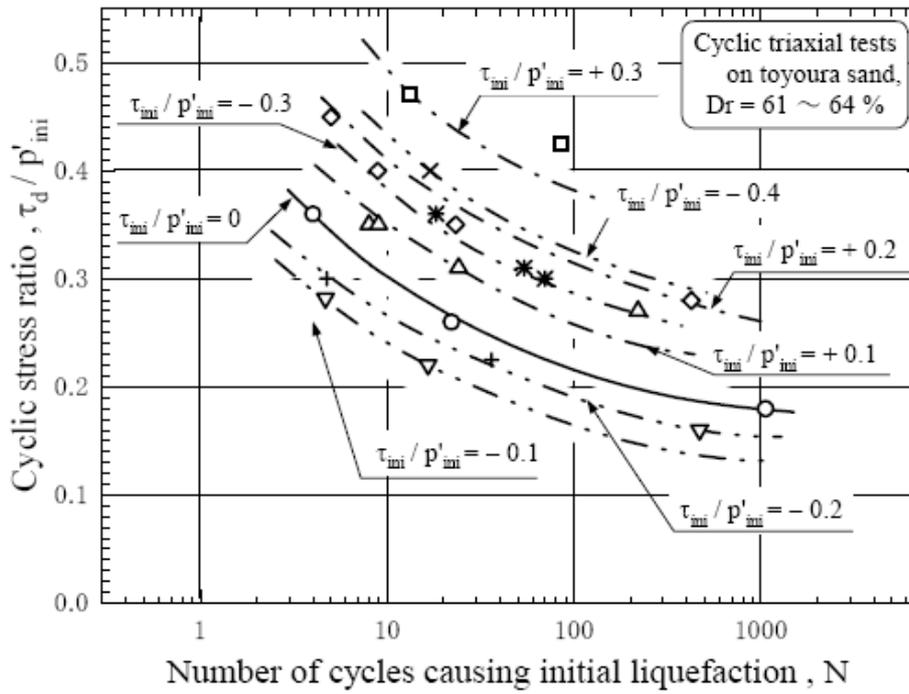


Figura 38. Efecto corte estático en la resistencia cíclica arena densa (Hosono & Yoshimine, 2003).

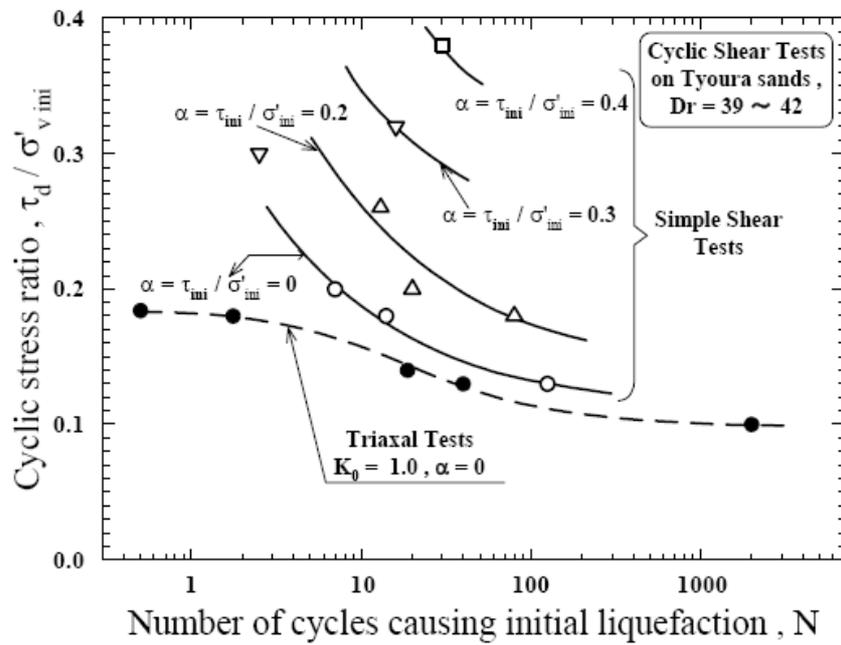


Figura 39. Efecto corte estático en la resistencia cíclica arena suelta, ensayos de corte simple (Hosono & Yoshimine, 2003).

La Figura 40 presenta la variación del factor de corrección $K\alpha$, con la razón de corte estático inicial α , para los ensayos triaxiales en compresión y extensión y para los ensayos de corte simple. En esta figura, se puede observar que el ensayo triaxial cíclico en compresión, sobreestima la resistencia cíclica del suelo ya que es mayor que la obtenida en los ensayos de corte simple (asumiendo que los ensayos de corte simple, son los que mejor representan el comportamiento del suelo in situ). Además, se observa que el corte inicial en extensión cambia radicalmente la resistencia cíclica, siendo significativamente menor a la obtenida con corte en compresión.

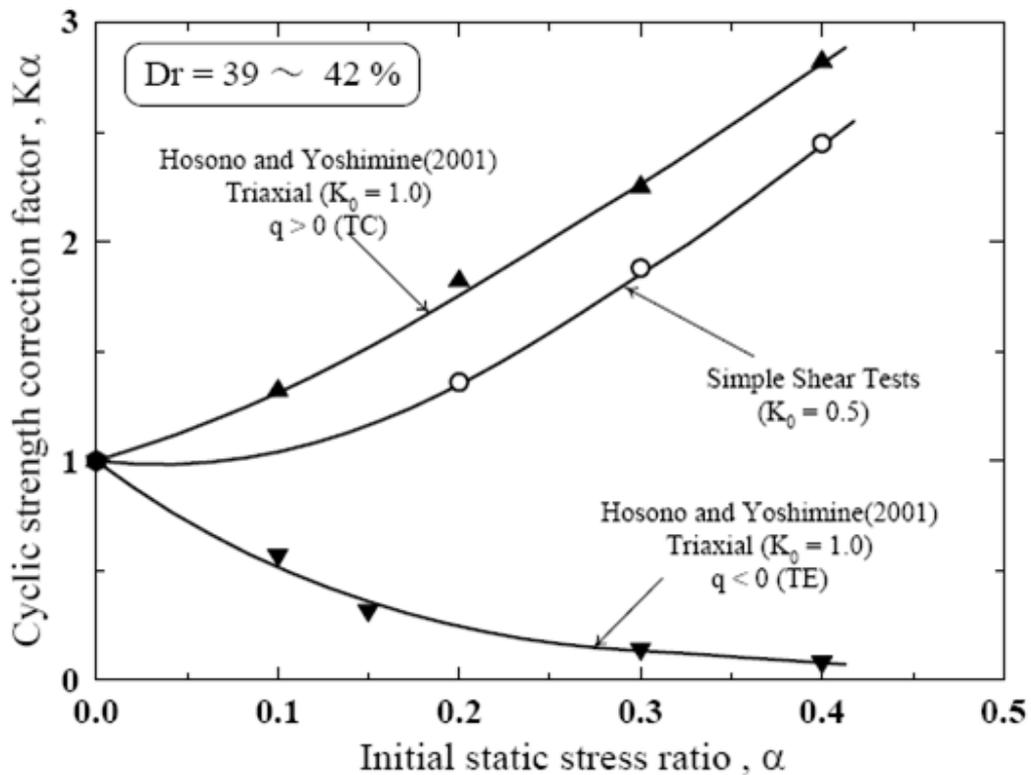


Figura 40. $K\alpha$ versus α , ensayos de corte simple y triaxiales (Hosono & Yoshimine, 2003).

3. PROGRAMA DE ENSAYES EQUIPOS Y MATERIAL UTILIZADO

3.1 Introducción

Este capítulo presenta una descripción de los aspectos técnicos propios de la ejecución de los ensayos, estos son:

- Metodología de Ensaye.
- Equipo de Ensaye.
- Material utilizado.
- Programa de Ensayes.

3.2 Metodología de Ensaye

3.2.1 *Confección de la probeta*

Las probetas ensayadas fueron remoldeadas utilizando el método de compactación húmeda (*Wet tamping*). El molde para la probeta se monta en la base de la celda triaxial, se utiliza un geotextil en los cabezales, para evitar lavado de finos. El suelo seco se mezcla con un 5% de su peso de agua destilada. El suelo húmedo es depositado y compactado en diez capas de igual peso (para obtener una densidad más uniforme en toda la probeta), de modo de alcanzar la densidad relativa deseada ($DR = 70\%$).

Una vez finalizada la compactación de la probeta se le coloca una membrana de látex y se monta en la cámara triaxial con geotextiles arriba y abajo. La membrana es ajustada por medio de anillos de goma al cabezal superior e inferior de la celda. Posteriormente se coloca el cilindro acrílico de la celda, ajustando el pistón que induce el esfuerzo cíclico al cabezal superior. La celda es llenada con agua y sometida a una presión de confinamiento de $0,13 \text{ kg/cm}^2$, de modo de permitir la estabilidad de la probeta durante el proceso de saturación con CO_2 .

3.2.2 *Saturación de la probeta*

El proceso de saturación consta de una primera etapa de saturación con CO_2 , que tiene por objeto sacar el aire presente en los intersticios del material granular, este proceso se realiza por un mínimo de 30 minutos.

La siguiente etapa consiste en la saturación con agua destilada y desaireada, que se realiza mediante el flujo del agua desde abajo hacia arriba de la probeta, este flujo es obtenido gravitacionalmente mediante la realización de un gradiente hidráulico.

El proceso de saturación culmina una vez que han pasado por la probeta, un mínimo de 200 ml.

Una vez terminado el proceso de saturación la celda triaxial es montada en el equipo triaxial cíclico, para comenzar el proceso de consolidación.

3.2.3 Consolidación de la probeta

Se realizan dos tipos de ensaye triaxiales cíclicos, consolidados isotrópamente (CI) y consolidados anisótróticamente (CA).

Los ensayes CI son consolidados a una presión efectiva de 1 kg/cm², mediante el incremento de la presión de cámara y la contrapresión (*backpressure*). Antes de iniciar el proceso de consolidación, se verifica el grado de saturación de la probeta mediante la obtención del parámetro B de Skempton, (todos los ensayes se realizan para un $B \geq 0.95$). La consolidación termina una vez que se estabiliza la variación de volumen de la probeta al inducir la presión efectiva, aproximadamente 20 minutos.

Los ensayes CA son consolidados en dos etapas, una primera en que la probeta se consolida isotrópamente a una presión efectiva de 1 kg/cm² (descrita en el párrafo anterior) y una segunda etapa en que se induce el estado tensional con corte estático requerido, esto se realiza mediante el incremento de carga estática vertical en el equipo triaxial cíclico y el aumento o disminución, según sea el caso, de la presión de cámara. La consolidación se da por finalizada una vez que se estabiliza la variación de volumen de la probeta, al inducir el nuevo estado tensional anisótropo, aproximadamente 20 minutos.

3.3 Equipo Triaxial Cíclico

Los ensayes son realizados mediante el equipo triaxial cíclico (ETC) del Laboratorio MECESUP (Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile).

El equipo permite la saturación, consolidación y aplicación de cargas estáticas y cíclicas a probetas de material granular.

Los principales componentes del ETC son los siguientes:

- Marco, mesa y riel.
- Unidad eléctrica de medición.
- Panel de saturación y presión de cámara.

El grado de confinamiento isotrópico se realiza mediante un sistema de aire presurizado, generado por un compresor eléctrico, controlado manualmente.

La carga cíclica aplicada, se realiza mediante el movimiento de un carro móvil a lo largo del riel, de derecha a izquierda, que mediante una cuerda induce un movimiento cíclico vertical en el pistón (ver Figura 41).

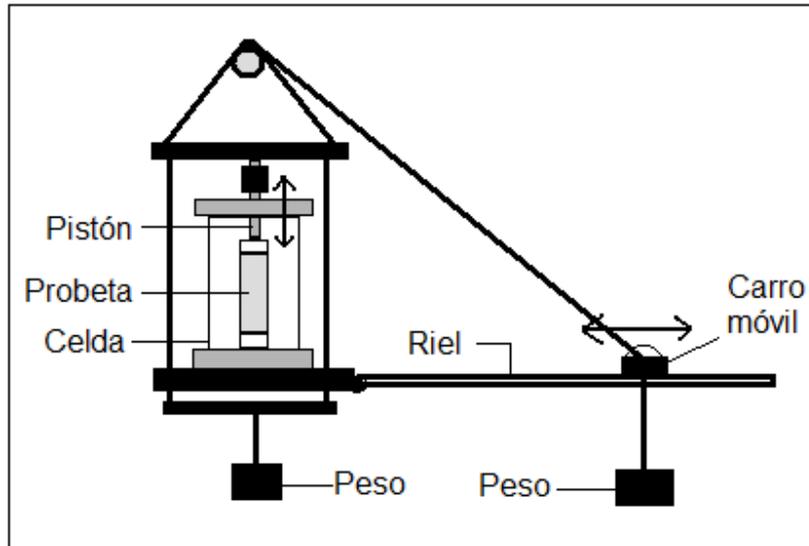


Figura 41. Esquema sistema de carga cíclica en aparato triaxial MECESUP.

El sistema de medición de datos consta de una celda de carga, un transductor de desplazamiento y un transductor de presión de poros, los cuales se conectan a un computador donde se procesan los datos.

Una descripción en detalle del equipo y su funcionamiento es presentada por Mora (2001).

3.4 Material utilizado

El material utilizado en la ejecución de los ensayos es una arena de relaves, proveniente del muro del tranque El Torito, de la mina El Soldado, perteneciente a la compañía Angloamerican ubicada en la V Región.

Viertel (2003), realizó una serie de ensayos para caracterizar la arena *El Torito*, a continuación se presentan los resultados obtenidos. En la Figura 42 se presenta la curva de distribución granulométrica y en la Tabla 3 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos realizados.

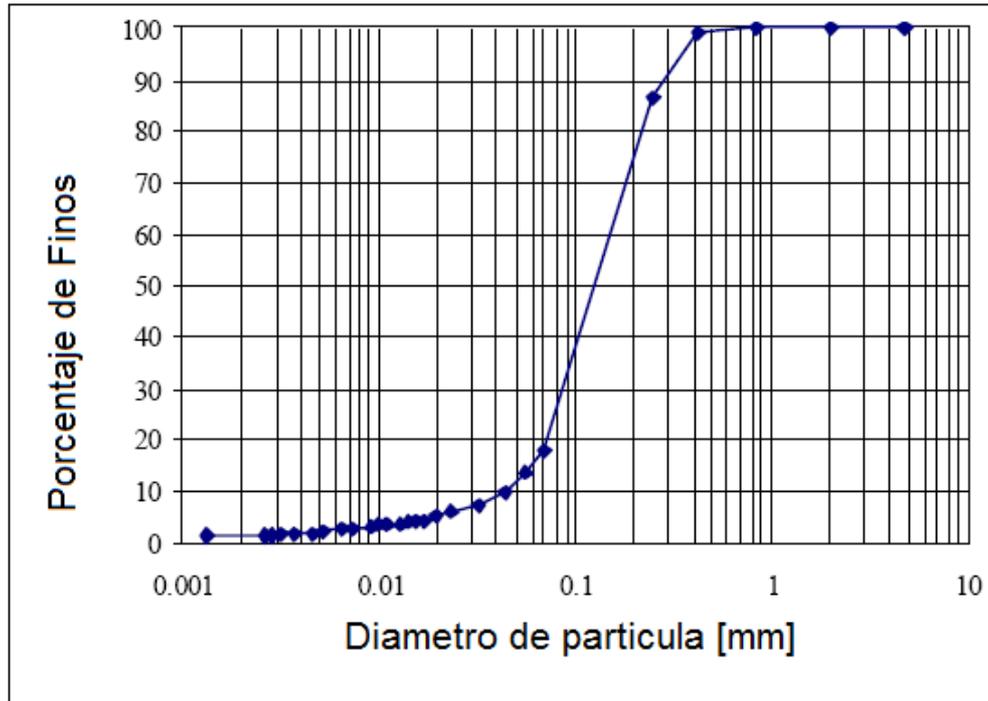


Figura 42. Curva de distribución granulométrica Arena de relave *El Torito* (Viertel, 2003).

Tabla 3. Caracterización arena *El Torito*, Viertel (2003).

Textura de los granos		Angulosa
Porcentaje de Finos (bajo #200)	[%]	18
Límite Líquido	[%]	-
Límite Plástico	[%]	-
Índice de Plasticidad		NP
Gs		2,71
D ₁₀	[mm]	0,06
D ₃₀	[mm]	0,087
D ₅₀	[mm]	0,127
D ₆₀	[mm]	0,153
Cu		2,55
Cc		0,82
Clasificación USCS		SP-SM

Se realizó el ensaye de densidad máxima y mínima para caracterizar el estado de compactación del material por su densidad relativa. La densidad máxima fue obtenida mediante el método japonés, que consiste en golpear lateralmente un molde cilíndrico de volumen conocido, el material es colocado en 10 capas (100 golpes por capa). Se realizan tres mediciones de densidad máxima y se escoge la mayor.

La densidad mínima fue realizada mediante la cuidadosa despositación del suelo en un molde de volumen conocido, de forma que quede lo más suelto posible. Se realizan tres mediciones de densidad mínima y se escoge la menor.

Para la densidad máxima se obtuvo $1,764 \text{ gr/cm}^3$ y para la mínima $1,231 \text{ gr/cm}^3$, lo cual implica índices de vacíos máximo y mínimo de 1,201 y 0,536, respectivamente.

3.5 Programa de Ensayes

3.5.1 Definiciones

Como se mencionó anteriormente, el equipo triaxial cíclico induce un estado tensional particular en una muestra de suelo, por esto se realiza a continuación una revisión de los conceptos y términos a utilizar.

Al consolidar anisótricamente una muestra de suelo en un aparato triaxial, su estado tensional se puede graficar en el círculo de Mohr, como se muestra en la Figura 43 (a).

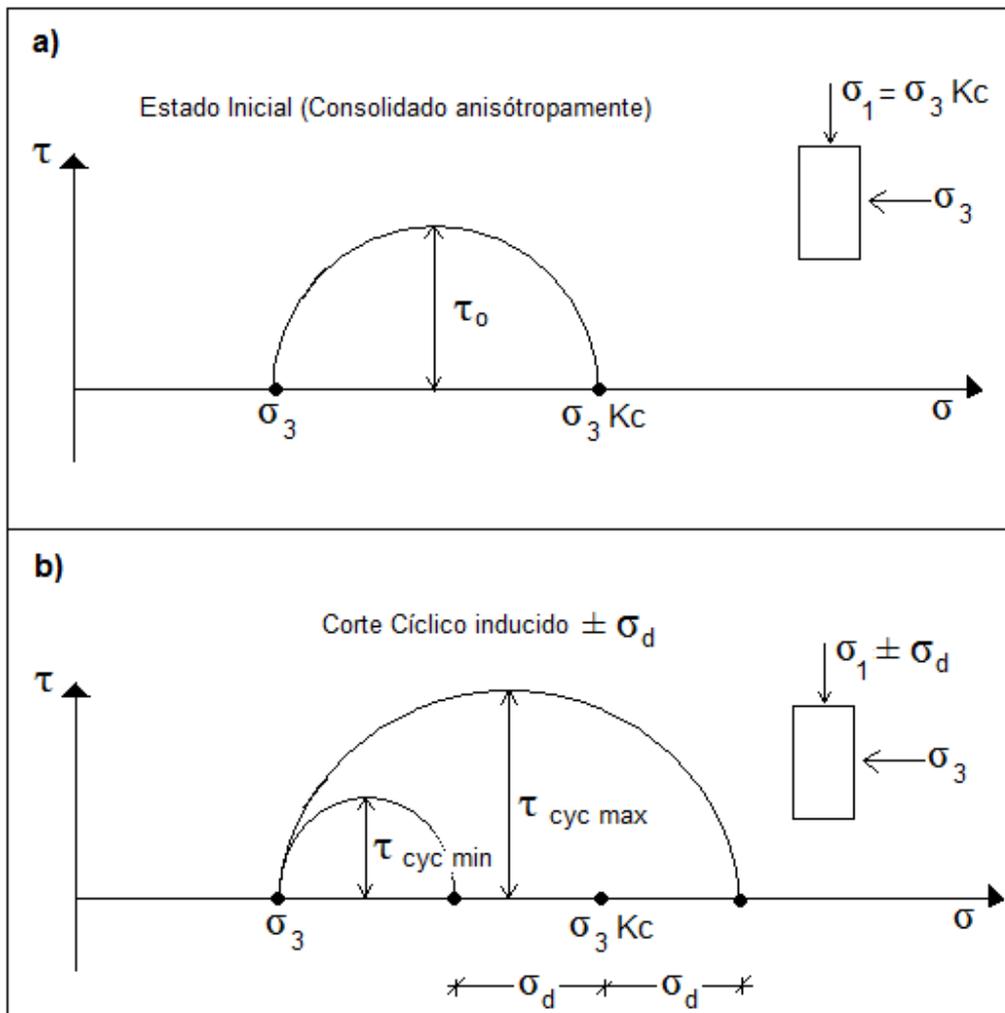


Figura 43. Estado tensional triaxial cíclico CA.

En donde, en un plano a 45° se tiene que:

$$\tau_0 = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_3'(Kc - 1)}{2}$$

$$\sigma_0' = p'_0 = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3} = \frac{\sigma_3'(Kc + 2)}{3}$$

$$\tau_{cyc \max} = \frac{\sigma_3'Kc + \sigma_d - \sigma_3'}{2} = \tau_0 + \frac{\sigma_d}{2}$$

$$\tau_{cyc \min} = \frac{\sigma_3'Kc - \sigma_d - \sigma_3'}{2} = \tau_0 - \frac{\sigma_d}{2}$$

$$\tau_{cyc} = \tau_{cyc \max} - \tau_0 = \tau_0 - \tau_{cyc \min} = \frac{\sigma_d}{2}$$

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_0'} = \frac{3}{2} \frac{\sigma_d}{\sigma_3'(Kc + 2)}$$

τ_0 : representa el corte estático inicial, en el plano de 45° con respecto a la horizontal.

σ_0' : tensión media efectiva.

τ_{cyc} : representa el esfuerzo desviador de corte inducido cíclicamente, en el plano de corte máximo, o sea, el plano de 45°.

CSR: Razón de Resistencia Cíclica (*Cyclic Strength Ratio*), razón entre el esfuerzo desviador de corte cíclico inducido en el plano de 45° y la tensión media efectiva.

Notar que para el caso particular en que la muestra es consolidada isótopamente ($Kc= 1$), la CSR queda definida de la siguiente forma:

$$CSR(Kc = 1) = \frac{3}{2} \frac{\sigma_d}{\sigma_3'(1 + 2)} = \frac{\sigma_d}{2\sigma_3'} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_3'}$$

3.5.2 Programa de Ensayes

El programa de ensayos consta de un total de 28 ensayos triaxiales cíclicos no drenados, consolidados isótopa y anisótopamente. Todos los ensayos fueron compactados a densidad relativa inicial, DR=70%.

El objetivo principal, es estudiar el efecto del corte estático inicial, por lo cual se han realizado ensayos con distintas trayectorias de tensiones para desarrollar el corte estático inicial; con una trayectoria a p' constante y con trayectoria triaxial en compresión.

La Figura 44 presenta los estados iniciales donde se ejecutaron los ensayos triaxiales cíclicos no-drenados, en donde:

$$\eta = \frac{q_0}{p_0'} = \frac{\tau_0}{p_0'} = \frac{3(Kc - 1)}{2(Kc + 2)} = \alpha$$

Como se aprecia en la figura, los tres cuadrados rojos representan estados iniciales de consolidación obtenidas en trayectoria drenada a p' constante, para cortes estáticos iniciales $q = 0,2, 0,4$ y $0,55$ [kg/cm²].

Los cuatro círculos azules representan estados de consolidación inicial obtenidos con trayectoria drenada triaxial (TX) en compresión;

- para cortes estáticos iniciales $q = 0,2$, y $0,55$ [kg/cm²], de modo de compararlos con los obtenidos en trayectoria a p' constante para el mismo corte estático inicial,
- y los otros dos representan estados de consolidación para el mismo η movilizado en los obtenidos a p' constante, esto es, $\eta = 0,2$, $\eta = 0,4$ y $\eta = 0,55$.

El triángulo verde representa un estado de consolidación obtenido en trayectoria drenada, hasta alcanzar un corte estático inicial $q = 0,4$ [kg/cm²].

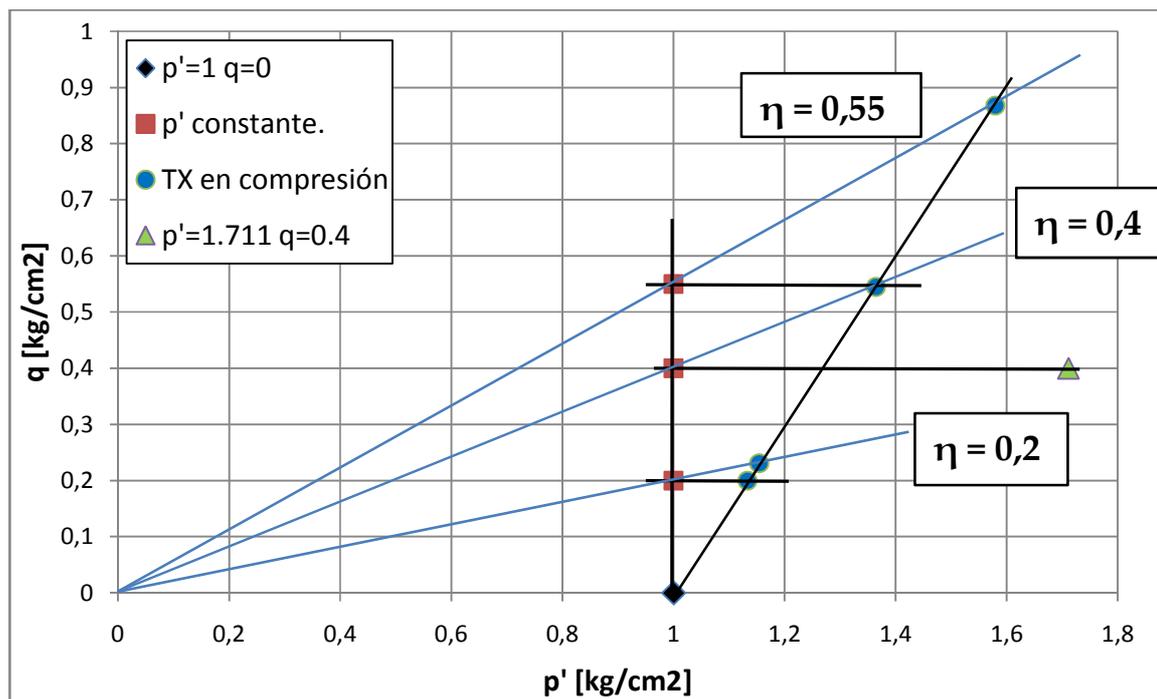


Figura 44. Puntos iniciales de los ensayos triaxiales realizados.

En la Tabla 4 se presenta el resumen de ensayos realizados.

N_5 : Número de ciclos necesarios para alcanzar un 5% de deformación axial.

N_{pp} : Número de ciclos necesarios para alcanzar un incremento de un 100% de presión de poros ($\sigma'_0 = 0$).

Tabla 4. Programa de Ensayes realizados.

Nº	$p'_{o'}$ [kg/cm ²]	τ_o [kg/cm ²]	σ'_1 [kg/cm ²]	σ'_3 [kg/cm ²]	Kc	η	CSR	N5	Npp
1	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.57	8.75	7
2	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.48	12.75	11
3	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.44	16.75	15
4	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.40	29.75	26
5	1.133	0.2	1.4	1.0	1.4	0.1765	0.64	10.75	
6	1.133	0.2	1.4	1.0	1.4	0.1765	0.56	19.75	
7	1.133	0.2	1.4	1.0	1.4	0.1765	0.50	35.75	
8	1.154	0.231	1.4615	1.0	1.4615	0.2	0.68	9.25	
9	1.154	0.231	1.4615	1.0	1.4615	0.2	0.61	18.75	
10	1.154	0.231	1.4615	1.0	1.4615	0.2	0.56	20.25	
11	1.0	0.2	1.2670	0.867	1.4615	0.2	0.78	4.75	
12	1.0	0.2	1.2670	0.867	1.4615	0.2	0.67	13.75	
13	1.0	0.2	1.2670	0.867	1.4615	0.2	0.63	28.75	
14	1.0	0.4	1.533	0.733	2.0909	0.4	1.14	2.75	
15	1.0	0.4	1.533	0.733	2.0909	0.4	0.98	8.75	
16	1.0	0.4	1.533	0.733	2.0909	0.4	0.81	10.25	
17	1.364	0.545	2.0909	1.0	2.0909	0.4	0.83	5.25	
18	1.364	0.545	2.0909	1.0	2.0909	0.4	0.72	13.25	
19	1.364	0.545	2.0909	1.0	2.0909	0.4	0.70	40.75	
20	1.0	0.55	1.733	0.633	2.7368	0.55	1.05	6.75	
21	1.0	0.55	1.733	0.633	2.7368	0.55	0.97	10.25	
22	1.0	0.55	1.733	0.633	2.7368	0.55	0.85	84.25	
23	1.579	0.868	2.7368	1.0	2.7368	0.55	0.86	10.75	
24	1.579	0.868	2.7368	1.0	2.7368	0.55	0.81	11.75	
25	1.579	0.868	2.7368	1.0	2.7368	0.55	0.78	23.25	
26	1.711	0.4	2.244	1.444	1.554	0.2338	0.61	9.25	
27	1.711	0.4	2.244	1.444	1.554	0.2338	0.52	14.75	
28	1.711	0.4	2.244	1.444	1.554	0.2338	0.44	49.75	

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS

4.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en la serie de ensayos de laboratorio ejecutados, con el fin de estudiar el efecto de la consolidación anisótropa en la resistencia a la licuefacción de arenas. En el Anexo A se presentan gráficos y datos con mayor detalle de los ensayos realizados.

4.2 Resultados obtenidos

4.2.1 Resistencia cíclica y número de ciclos para alcanzar licuefacción.

En los resultados obtenidos, se denomina que una muestra alcanza el estado de licuefacción, cuando la deformación axial en doble amplitud (ϵ_{DA}) de la probeta alcanza un 5% o cuando la presión de poros iguala la presión inicial de consolidación ($\Delta u/\sigma' = 1,0$, para el caso de las muestras consolidadas sin corte estático inicial). Se escogió el menor número de ciclos para los dos criterios, en los casos de las probetas consolidadas sin corte estático inicial.

En la Figura 45 se presentan las curvas de resistencia cíclica obtenidas, para muestras obtenidas en trayectoria a $p' \text{ cte.} = 1,0 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$, a diferentes η iniciales ($\eta = 0, 0,2, 0,4, 0,55$).

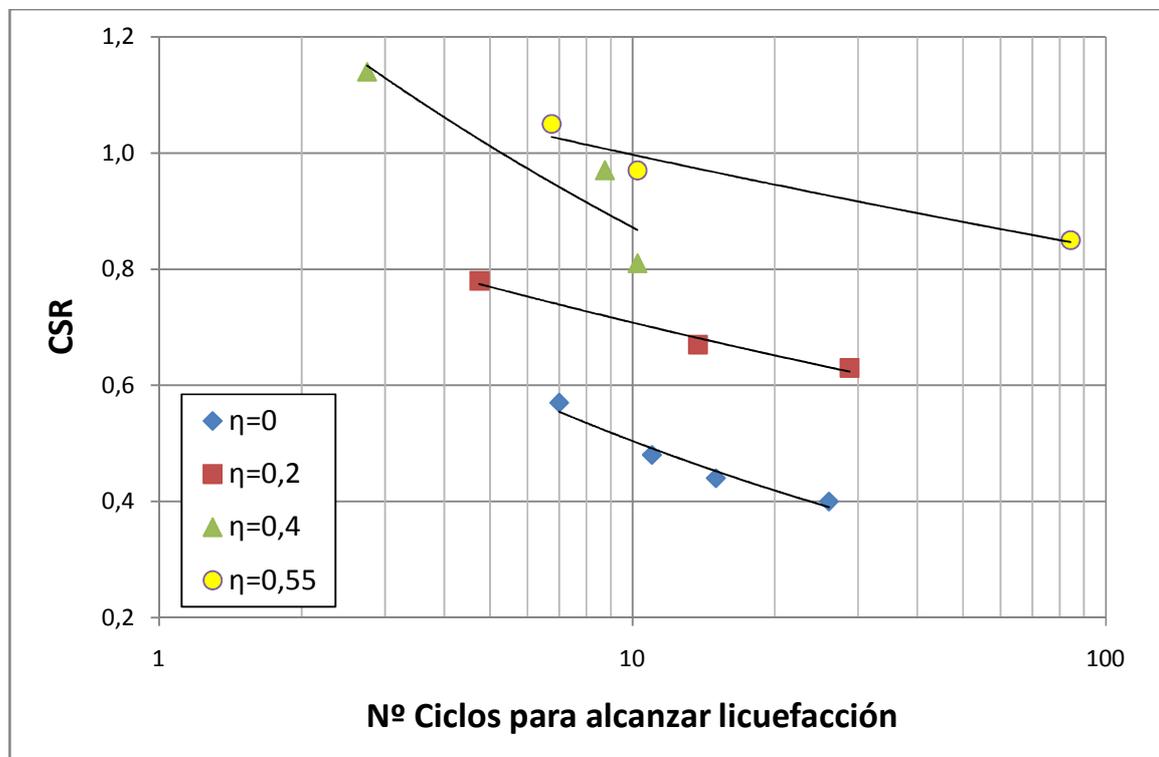


Figura 45. Curvas de resistencia cíclica, ensayos a p constante, $p=1,0 \text{ kg/cm}^2$.

En la Figura 45 se observa un incremento sostenido en la resistencia cíclica, al aumentar el corte estático. Por lo tanto, los resultados indican que a una misma presión media de consolidación, el aumento de corte estático inicial, produce un aumento en la resistencia cíclica.

La Figura 46 presenta las curvas de resistencia cíclica obtenidas para estados de consolidación a un mismo corte estático inicial, pero a diferente presión media de consolidación. Estos estados fueron obtenidos avanzando por la trayectoria drenada, hasta alcanzar el mismo corte estático.

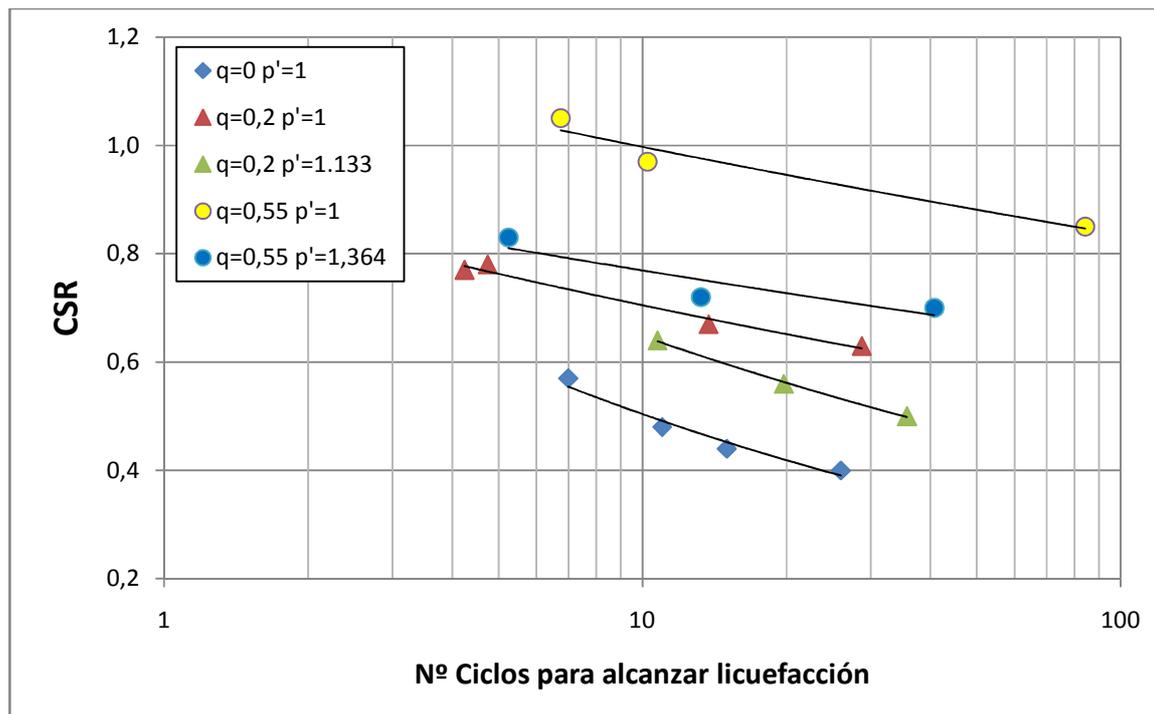


Figura 46. Curvas de resistencia cíclica, ensayos a q constante.

Como se observa en la Figura 46, las muestras ensayadas a $p' = 1,0$ y $q=0,2$ [kg/cm²], tienen una mayor resistencia cíclica a las ensayadas a $p=1,133$ y $q=0,2$ [kg/cm²], lo mismo sucede con las realizadas a diferentes presiones medias y $q=0,55$ [kg/cm²]. Por lo tanto, los resultados indican que la resistencia cíclica disminuye, al aumentar la presión media de consolidación, para igual corte estático inicial.

Los resultados anteriores indican, que las trayectorias drenadas con aumento de corte estático q (dirección hacia arriba en gráfico q vs p'), aumentan la resistencia cíclica y las trayectorias drenadas con aumento de presión media (dirección hacia la derecha en gráfico q vs p'), la disminuyen. Por lo tanto, debe existir una trayectoria de tensiones en la que se obtenga la misma curva de resistencia cíclica. Esta trayectoria podría ser la que moviliza la misma anisotropía, o sea, el mismo Kc (o el mismo η), sin embargo, como se observa en la Figura 47, las curvas obtenidas en trayectoria drenada, en puntos con distintas anisotropías (distintos η), presentan una menor resistencia que las obtenidas en trayectoria a p' constante para las mismas anisotropías (Figura 45).

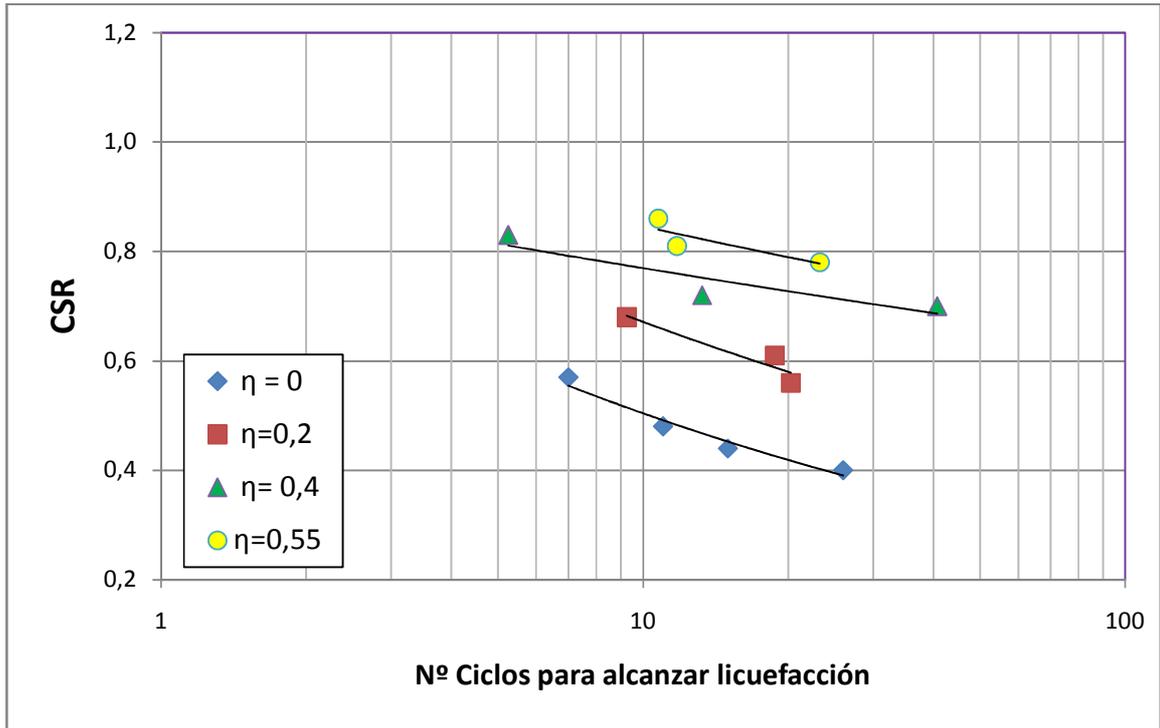


Figura 47. Curvas de resistencia cíclica, ensayos en trayectoria triaxial.

Esto se aprecia con mayor detalle de la Figura 48 a la Figura 50, en donde se observa que para todos los η ensayados, las muestras consolidadas a $p = 1,0$ [kg/cm²], resisten más que las consolidadas con el mismo η con un p' mayor.

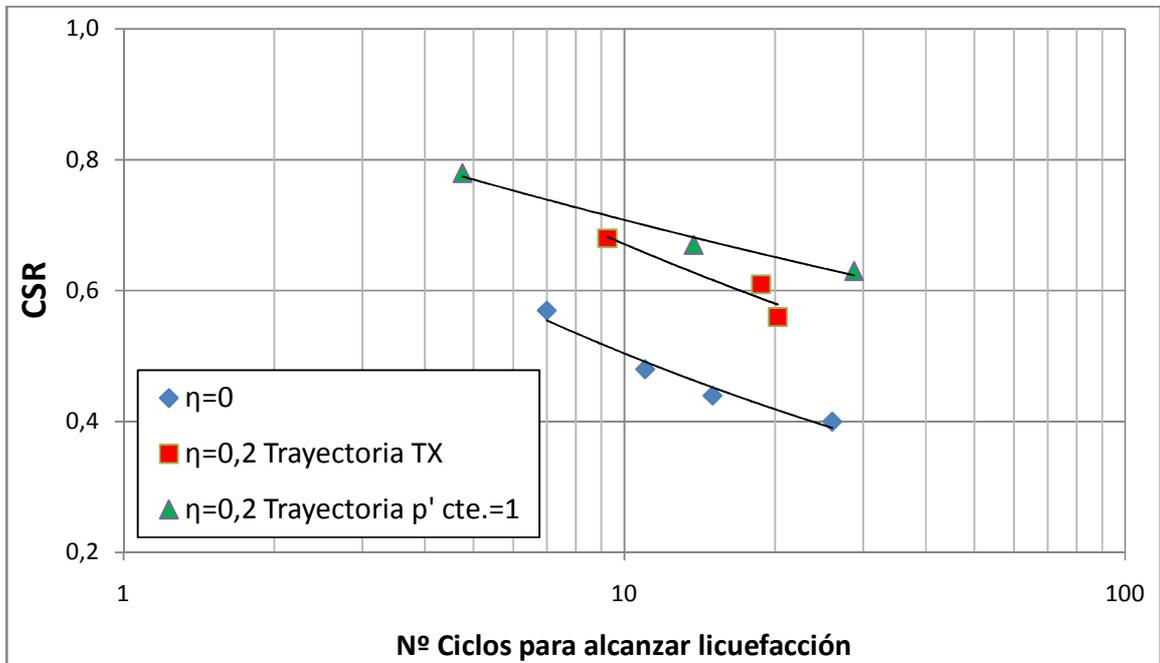


Figura 48. Comparación curvas de resistencia cíclica $\eta=0,2$.

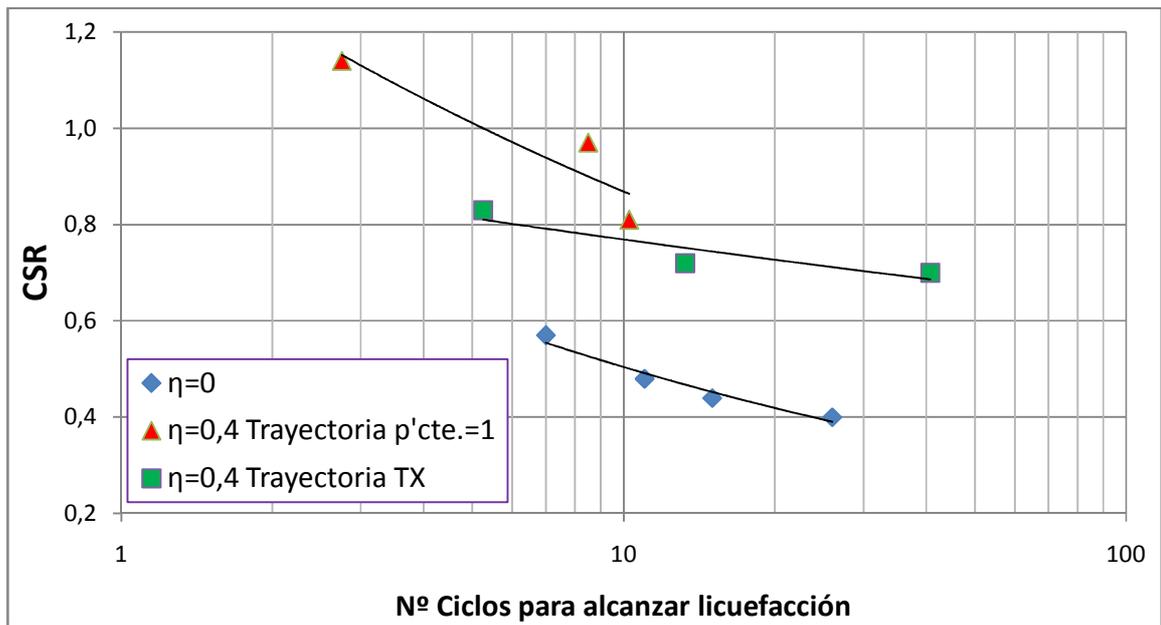


Figura 49. Comparación curvas de resistencia cíclica $\eta=0,4$.

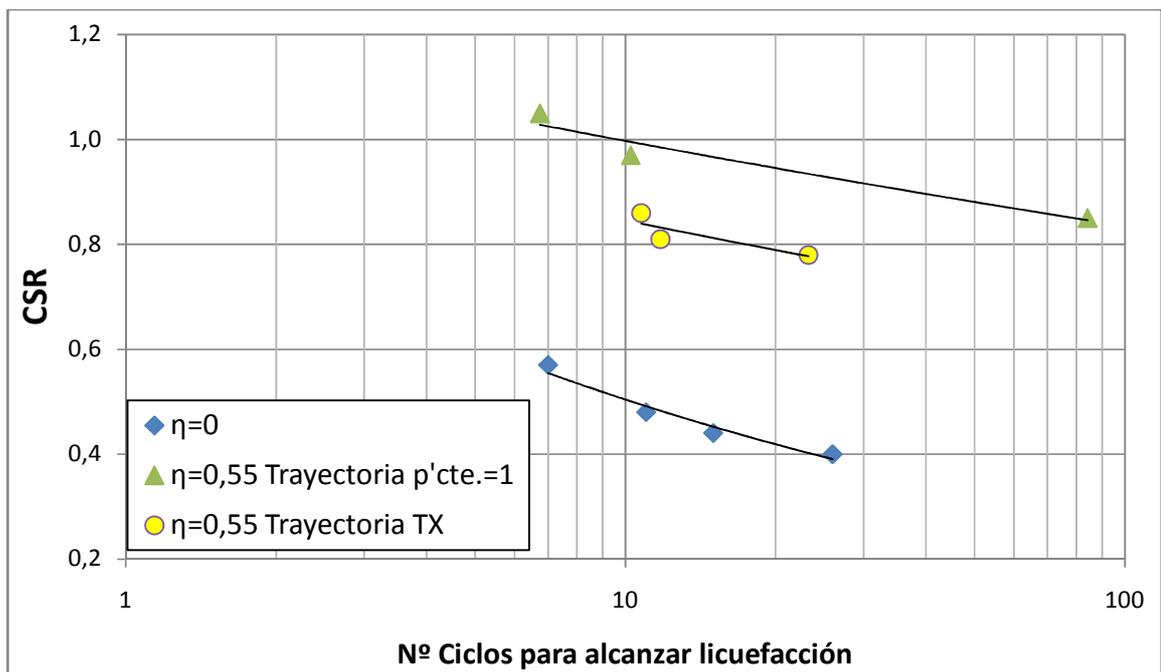


Figura 50. Comparación curvas de resistencia cíclica $\eta=0,55$.

Para demostrar que existe una trayectoria de tensiones que hace que la resistencia cíclica no varíe, es escogió un punto en el espacio q vs p' , con corte estático inicial $q=0,4$ [kg/cm²] y a una presión media $p' = 1,711$ [kg/cm²] ($\eta = 0,234$), en la Figura 44 aparece como un triángulo verde.

La Figura 51 presenta las siguientes curvas de resistencia cíclica; situación sin corte estático, para corte estático $q = 0,4$ y $p' = 1,0$ [kg/cm²] y para el punto escogido ($q=0,4$ y $p'=1,711$ [kg/cm²]). Como se puede ver no se consiguió la misma curva, pero sí se acerca mucho.

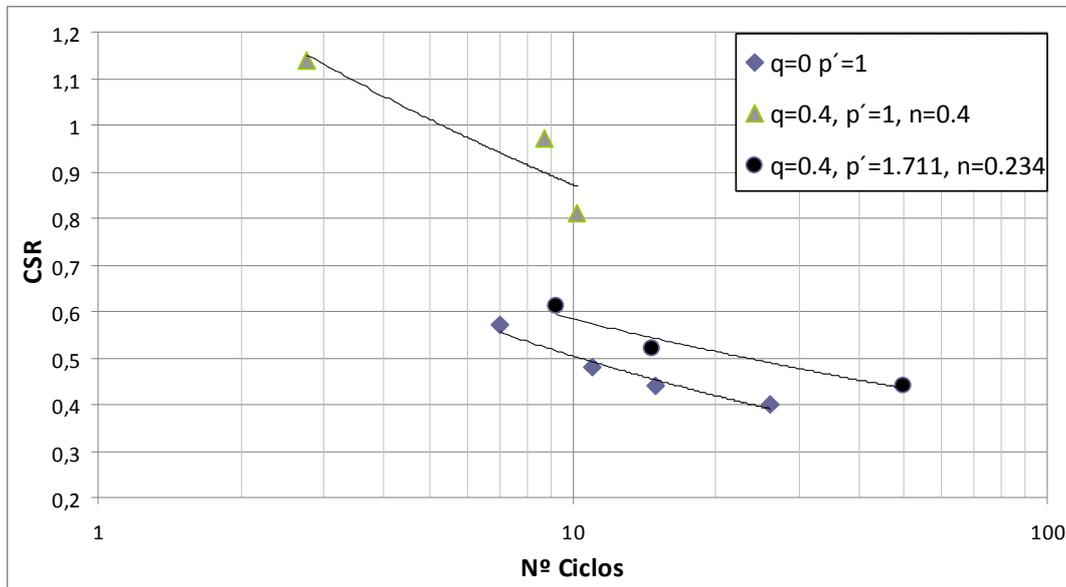


Figura 51. Resistencia cíclica $q=0,4$ y $p'=1,711$ [kg/cm²] ($\eta=0,234$).

En la Figura 52, se presenta el gráfico $K\alpha$ versus α obtenido de los ensayos realizados. Se incluyen además resultados obtenidos por investigadores, para Se observa que el valor de $K\alpha$, no sólo depende de la anisotropía de la consolidación representada por α , sino también, de la trayectoria seguida hasta alcanzar dicha anisotropía.

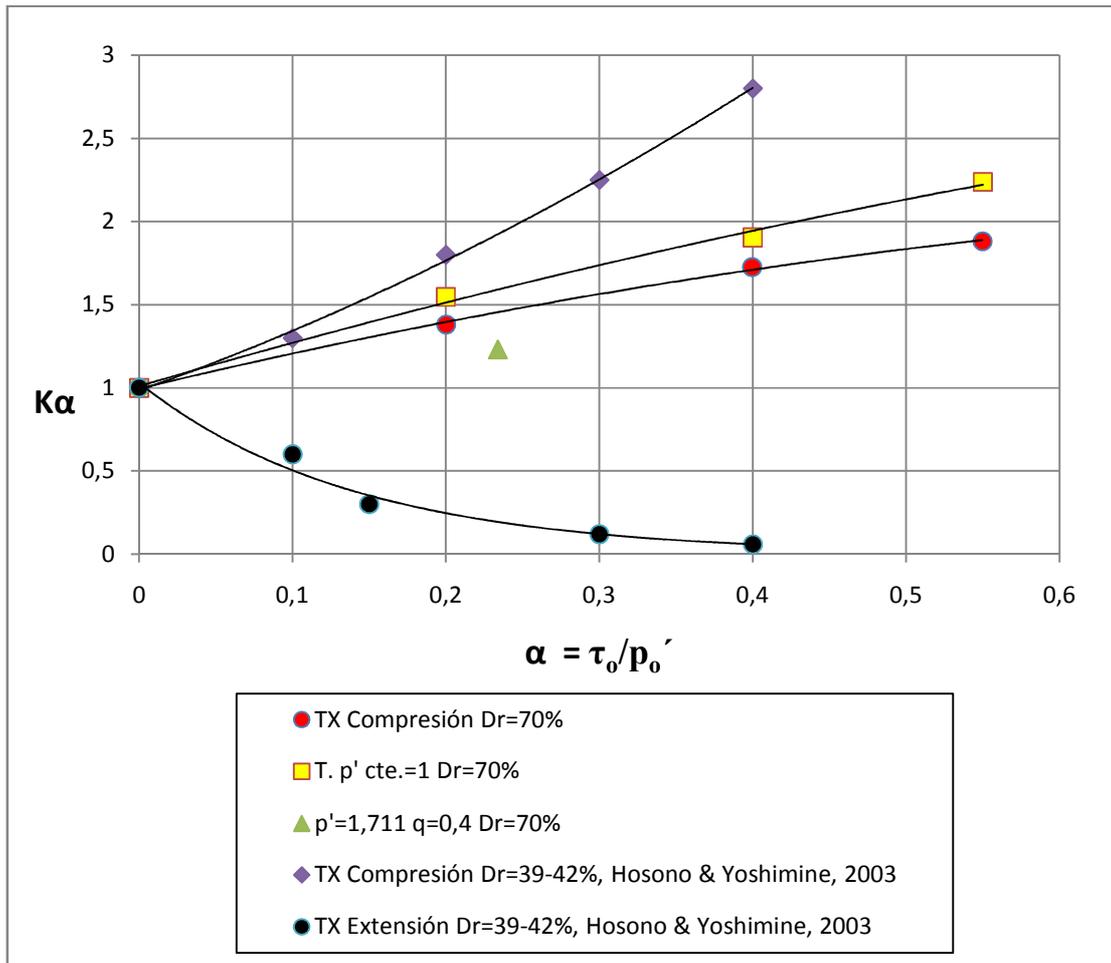


Figura 52. Gráfico Kα versus α.

4.2.2 Deformación cíclica

En el Anexo B, se presentan gráficos obtenidos de los ensayos ejecutados, que muestran la deformación acumulada, máxima y mínima (los *peaks*), en función del número de ciclos. En los gráficos se observa lo siguiente:

- La muestra consolidada isotrópamente a $p' = 1,0$ [kg/cm²], presenta una clara tendencia a la deformación en sentido de la extensión, esto indica que la resistencia a la extensión del material es menor que en compresión, lo cual es posible explicar porque la trayectoria monótona en extensión es menos resistente y mucho más contractiva que la trayectoria en compresión, ver Figura 10 y Figura 12.
- Cuando se induce corte estático, se aprecia que la deformación tiende en sentido de la dirección del corte estático impuesto (en compresión). Sin embargo, cuando se tienen esfuerzos de corte cíclicos altos y la probeta entra en movilidad cíclica ($\epsilon=5\%$), los *peaks* de deformación también pueden incursionar en el sentido negativo, alternando entre las dos direcciones del corte cíclico impuesto, aunque siempre es mayor en el sentido del corte impuesto.

- Las muestras consolidadas con un alto corte estático, que se les induce cortes cíclicos bajos, presentan una tendencia a deformarse siempre en la dirección del corte estático (dirección positiva), no presentando nunca deformaciones negativas.

5. CONCLUSIONES

En el marco de una arena de relaves con 18% de finos, compactada a una DR=70%, del estudio realizado se obtienen las siguientes conclusiones:

- Las trayectorias de consolidación que aumentan corte estático, aumentan la resistencia cíclica. Por otra parte, las trayectorias de consolidación que aumentan la presión media de confinamiento efectiva, disminuyen la resistencia cíclica.
- Muestras de suelo consolidadas al mismo nivel de corte estático inicial, no presentan las mismas curvas de resistencia cíclica, resultando más resistentes las consolidadas con menor presión media efectiva p' .
- En muestras de suelo consolidadas movilizándolo el mismo η , resultan ser más resistentes a la licuefacción las consolidadas con menor presión media efectiva p' .
- El gráfico de $K\alpha$ versus α obtenido de los ensayos ejecutados (ver Figura 52), muestra que el valor de $K\alpha$ no sólo depende de la anisotropía de la consolidación y de la densidad del material, sino también, de la trayectoria de tensiones seguida hasta alcanzar dicha consolidación anisótropa.
- El uso del coeficiente $K\alpha$, para incorporar una situación real de corte estático presente en terreno, debe seguir siendo investigado, los resultados obtenidos en este estudio indican que un $K\alpha$ determinado para un nivel de corte estático inicial y densidad particular, no sería el mismo para otro nivel de presión de confinamiento, en el peor de los casos podría sobrestimarse la resistencia real del suelo si se usa, por ejemplo, un $K\alpha$ para presiones medias en terreno p' mucho mayores con las que se obtuvo la curva de resistencia cíclica isotropa.
- Los resultados indicarían que es recomendable obtener una curva $K\alpha$ versus α , para muestras consolidadas a una misma presión media p' ($p'=1,0$ [kg/cm²], por lo general) e incorporar el efecto de la presión media mediante el coeficiente $K\sigma$.
- La deformación cíclica tiende al sentido del corte estático impuesto, siendo mayor el efecto al aumentar dicho corte, lo que tiene una implicancia directa en taludes. Particularmente, el talud de un muro de un tranque de relaves, en caso de ser sometido a una carga sísmica (en condiciones no drenadas, como suele ser), se deformará, prácticamente en una sola dirección (aguas abajo).

6. RECOMENDACIONES PARA FUTUROS ESTUDIOS

A continuación se realizan recomendaciones para posteriores estudios:

- Obtener curvas de resistencia cíclica para estados de consolidación con igual anisotropía η , pero diferentes pares p' y q , y compararlas con puntos base consolidados isotrópamente.
- Obtener gráficos $K\alpha$ versus α para distintas trayectorias de tensiones impuestas y para distintas densidades de compactación.

7. REFERENCIAS

- [1]. Agüero, G. (1929): "Formación de Depósitos de Relaves en la Mina de El Teniente," Anales del Instituto de Ingenieros de Chile, No. 5, pp. 164-187.
- [2]. Casagrande, A. (1936). *Characteristic of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills*. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Jan. In Contributions to Soil Mechanics 1925-1940. Boston Society of Civil Engineers. , pp. 257-276.
- [3]. Casagrande, A. (1950). *Notes on the design of Earth Dams*. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Oct. In Contributions of Soil Mechanics 1940-1960. Boston Society of Civil Engineers, 231-255.
- [4]. Casagrande, A. (1971). *On Liquefaction Phenomena*. Geotechnique , 21 (3), 197-202.
- [5]. Casagrande, A. (1975). *Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands – a critical review*. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 81-133. Buenos Aires, Argentina.
- [6]. Castro, G. (1969). *Liquefaction of Sands*. Doctoral Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA.
- [7]. Castro, G. (1975). *Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 101 (GT6), 551-569.
- [8]. Castro, G & Poulos, S. (1977). *Factors affecting Liquefaction and Cyclic Mobility*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 106 (GT6), 501-506.
- [9]. Davies, M. P., & Martin, T. E. (2000). *Upstream constructed tailings dams – a review of the basics*. In: Tailings and mine waste'00. Balkena , Rotterdam, 3-15.
- [10]. De Alba, P, Seed, H., Retamal, E. & Seed, R. (1988). *Analysis of dam failures in 1985 Chilean Earthquake* . Journal of the Geotechnical Engineering, 114 (12), 1414-1434.
- [11]. Dobry, R. (1965). *Efectos del sismo de Marzo de 1965 en los Tranques de Relaves de El Cobre*. Revista IDIEM , 4, pp. 85-107.
- [12]. Dobry, R., & Alvarez, L. (1967). *Seismic Failures of Chilean Tailings Dams*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 93 (SM6), 237-260.
- [13]. Duke, C. M. (1960). *The Chilean Earthquakes of May 1960*. Science , 132 (3442), 1797-1802.
- [14]. Duke, C. M. & Leeds, D. J. (1963). *Response of Soils, Foundations, and Earth Structures to the Chilean Earthquakes of 1960*. Bulletin of the Seismological Society of America, 53 (2), 309-357.

- [15]. EERC (1995). *Geotechnical Reconnaissance of the Effects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, Japan*. EERC-95-01, University of California, Berkeley, California.
- [16]. Florin, V. A., & Ivanov, P. L. (1961). *Liquefaction of Saturated Sandy Soils*. Proceedings Fifth International Conference of Soil Mechanics, 107-111.
- [17]. Hansen, W., (1965). *Effects of the Earthquake Of March 27, 1964 At Anchorage, Alaska*. Geological Survey Professional Paper 542-A.
- [18]. Hazen, A. & Metcalf, L., (1918). *Middle Section of Upstream Side of Calaveras Dam Slips Into Reservoir*. Engineering News-Record, 80 (14), 679-681.
- [19]. Hazen, A., (1918). *A Study of the Calaveras Dam*. Engineering News-Record, 81 (26), 1158-1164.
- [20]. Hazen, A., (1920). *Hydraulic-Fill Dams*. American Society of Civil Engineers, Transactions, 83, 1713-1745.
- [21]. Hosono, Y., & Yoshimine, M. (2003). *Liquefaction of sand in simple shear condition*. Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, 129-136. Bochum, Germany.
- [22]. Ishihara, K. (1984). *Post-Earthquake Failure of a tailings Dam Due to Liquefaction of the Pond Deposit*. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, USA, 1129-1143.
- [23]. Ishihara, K. (1985). *Stability of natural deposits during earthquakes*. Theme Lecture. Proc. 11th International Conference Soil Mechanics and Foundation , vol II, 1311-1314, San Francisco, USA.
- [24]. Ishihara, K. (1996). *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics* (First Ed.). Oxford University Press.
- [25]. Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S., (1975). *Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses*. Soils and Foundations, 15 (1), 29-44.
- [26]. Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., & Takahashi, Y. (1980). *Cyclic strength characteristics of tailings materials*. Soils and Foundations, 20 (4), 127-142.
- [27]. Ishihara, K., Verdugo, R. & Acacio, A. (1991). *Characterization of cyclic behavior of sand and post-seismic stability analyses*. Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Bangkok, Thailand, 45-70.
- [28]. Kato, S., Ishihara, K. & Towhata, I. (2001). *Undrained Shear Characteristics of Saturated Sand Under Anisotropic Consolidation*. Soils and Foundations, 41(1), 1-11.
- [29]. Kawakami, F. & Asada, A. (1966). *Damage to the Ground and Earth Structures by the Niigata Earthquake of June 16, 1964*. Soils and Foundations, VII (1), 14-30.

- [30]. Kishida, H. (1966). *Damage to Reinforced concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering*. Soils and Foundations, VII (1), 71-88.
- [31]. Kramer, S., (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering (First Ed)*. Prentice Hall.
- [32]. Krynine, D. (1947). *Soil Mechanics (Second Ed.)*. McGraw-Hill Book Company, Inc.
- [33]. Lawson, A. (1908). *The California Earthquake of April 18, 1906: Report of the State Earthquake Investigation Commission*. Carnegie Institution of Washington.
- [34]. Lee, K. L., & Seed, H. B. (1966). *Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 92 (SM6), 105-134.
- [35]. Lee, K. L., & Seed, H. B. (1967). *Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 92 (SM5), 169-190.
- [36]. Lee, K. L., & Seed, H. B. (1970). *Undrained Strength of Anisotropically Consolidated Sand*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96 (SM2), 411-428.
- [37]. Liam Finn, W. D., Bransby, P. L., & Pickering, D. J. (1970). *Effect of Strain History on Liquefaction of Sand*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 96 (SM6), 1917-1934.
- [38]. Liam Finn, W. D., Pickering, D. J., & Bransby, P. L. (1971). *Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 97 (SM4), pp. 639-659.
- [39]. Lottermoser, B., (2007). *Mine Wastes Characterization, Treatment, Environmental Impacts (Second Ed)*. Springer.
- [40]. Middlebrooks, T. A. (1942). *Fort Peck Slide*. American Society of Civil Engineers, Transactions, 107, pp. 723-742.
- [41]. Mulilis, J. P., Chan, C. & Seed, H. B. (1975). *The effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of sands*. EERC-75-18, University of California, Berkeley, California.
- [42]. Mulilis, J. P., Seed, H. B., Chan, C., Mitchell, J. K. & Arulanandan, K. (1977). *Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103 (GT2), 91-108.
- [43]. Peacock, W. H., & Seed, H. B. (1968). *Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 94 (SM3), 689-708.

- [44]. Poulos, S. (1981). *The steady state of deformation*. Journal of Geotechnical Engineering , 107 (GT5), 553-562.
- [45]. Ramírez, N., (2010). *Consecuencias del Terremoto en depósitos de Relaves de la Zona Central – Sur de Chile y su relación con el Decreto 248*. Seminario: Propuestas para la operación de depósitos de relaves a partir de experiencias recientes. SERNAGEOMIN.
- [46]. Reynolds, O., (1885). *The Dilating of Media Composed of Rigid Particles in Contact*. Philosophical Magazine, S. 5, Vol. 20 (127), 469-481.
- [47]. Riemer, M., Gookin, W., Bray, J. & Arango, I. (1994). *Effects of loading frequency and control on the liquefaction behavior of clean sands*. UCB/GT-94-07, University of California, Berkeley, California.
- [48]. Rocker, K., (1968). *The Liquefaction Behavior of Sands Subjected to Cyclic Loading*. Research Report R68-36, Soils Publication No. 221. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- [49]. Roscoe, K. H., Schofield, A. N., Wroth, C. P., (1958). *On the Yielding of Soils*. Geotechnique, (7), 22-53.
- [50]. Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1967). *Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 93 (SM3), 83-108.
- [51]. Silver, M., Chan, C., Ladd, R, Lee, K., Tiedmann, D., Townsend, F., Valera, J. & Wilson, J. (1976). *Cyclic Strength of Standard Test Sand*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102 (GT5), 511-524.
- [52]. Tatsuoka, F. (1983). *Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction (Discussion)*. Soils and Foundations, 23 (3), 130-133.
- [53]. Terzaghi, K., & Peck, R. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc.
- [54]. Trocoso, J. H., Avendaño, A., Vergara, A. (1993). *The Seismic Failure of Barahona Tailings Dam*. Proceedings: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, June 1-4, Paper No. 2.56, 1473-1479.
- [55]. Vaid, Y. P., & Chern, J. (1983). *Effect of static shear on resistance to liquefaction*. Soils and Foundations , 23 (1), 47-60.
- [56]. Vaid, Y. P., & Chern, J. (1985). *Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands*. Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, 120-147.
- [57]. Vaid, Y. P., & Finn, W. D. (1979). *Static Shear and Liquefaction Potential*. Journal of the Geotechnical Engineering Division , 105 (GT10), 1233-1246.

- [58]. Verdugo, R. (1983). *Influencia del Porcentaje de Finos en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relave*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- [59]. Verdugo, R. (1992). *Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation*. Presented in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Engineering. University of Tokyo, Tokyo, Japan.
- [60]. Viertel, P. (2003). *Efecto del Contenido de Finos y de la Densidad Relativa en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relave*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [61]. Whitman, R. V. (1970). *Summary of Shaking Table Tests at University of Chile using a Medium Sand*. M. I. T. Dept. of Civil Engineering, Report R70-25.
- [62]. Yamada, G. (1966). *Damage to Earth Structures and Foundations by the Niigata Earthquake June 16, 1964, IN JNR*. Soils and Foundations, VII (1), 1-13.
- [63]. Yoshimi, Y. (1967). *An Experimental Study of Liquefaction of Saturated Sand*. Soils and Foundations, 7 (2), 20-32.
- [64]. Yoshimi, Y., & Oh-oka, H. (1975). *Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand*. Soils and Foundations, 15 (3), 27-40.
- [65]. Yoshimine, M., Ishihara, K. & Vargas, W. (1998). *Effects of Principal Stress Direction and Intermediate Principal Stress on Undrained Shear Behavior of Sand*. Soils and Foundations , 38 (3), 179-188.
- [66]. Yoshimine, M., & Hosono, Y. (2000). *Effects of Anisotropy of Sand on Results of Undrained Triaxial Tests*. Memoirs of Graduate School of Eng. Tokyo Metropolitan University , No. 50, 158-169.
- [67]. Yoshimine, M., & Hosono, Y. (2001). *Effects of Anisotropy of Sand on the Liquefaction Resistance Evaluated by Triaxial Tests*. The Second Japan-Philippine Workshop on Safety and Stability of Infrastructure against Environmental Impacts , Diliman, Manila, Philippines, 133-142.

ANEXO A – RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO B - GRÁFICOS DEFORMACIÓN AXIAL VS N° CICLOS