



**UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**EQUIPO TRIAXIAL MONÓTONO Y CÍCLICO DE ALTAS PRESIONES  
Y SU APLICACIÓN EN ARENAS DE RELAVES**

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

**MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**DAVID RODRIGO SOLANS ROA**

**PROFESOR GUÍA:  
RAMON VERDUGO ALVARADO**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
CLAUDIO FONCEA NAVARRO  
PEDRO ACEVEDO MOYANO  
KAREM DE LA HOZ ALVAREZ**

**SANTIAGO DE CHILE  
SEPTIEMBRE, 2010**

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR  
AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE  
LA INGENIERIA, MENCIÓN INGENIERÍA  
GEOTÉCNICA Y AL TITULO DE INGENIERO  
CIVIL

POR: DAVID SOLANS R.

FECHA: 14/09/2010

PROF. GUÍA: SR. RAMÓN VERDUGO A.

## **EQUIPO TRIAXIAL MONÓTONO Y CÍCLICO DE ALTAS PRESIONES Y SU APLICACIÓN EN ARENAS DE RELAVES**

Los grandes niveles de producción de la minería nacional del cobre junto con la baja ley de los minerales tratados, ha tenido como consecuencia un significativo aumento de los relaves a depositar. Esto sumado a las restricciones de espacio han hecho que en la actualidad se proyecten muros de tranques de relaves con dimensiones que superan los 250 metros de altura. Esta nueva condición implica presiones verticales que superan los  $40 \text{ kg/cm}^2$ , lo que hace necesario determinar la estabilidad estática y sísmica bajo niveles de presiones muy superiores a las que usualmente se estudian en ingeniería.

En consecuencia, en el presente estudio se diseñó y construyó exitosamente un equipo triaxial monótono y cíclico que trabaja hasta presiones confinantes de  $50 \text{ kg/cm}^2$ . Adicionalmente, se realizó una serie de ensayos en una arena de relaves compactada a una densidad relativa inicial de 60% y presiones de confinamiento que variaron de 1 a  $50 \text{ kg/cm}^2$ .

Se estableció que la arena de relaves presenta una compresibilidad significativamente mayor que arenas naturales, así como una alta susceptibilidad intrínseca a desarrollar el fenómeno de Falla de Flujo o Licuación Verdadera respecto a arenas naturales. Por otro lado, la respuesta estática mostró una pérdida de dilatancia y reducción del ángulo de fricción a medida que aumenta la presión de confinamiento. En lo que se refiere a respuesta cíclica, el parámetro  $K_{\sigma}$  presentó una disminución inicial alcanzando un valor de 0.67 a presiones bajas,  $5 \text{ kg/cm}^2$ , para estabilizarse con un valor de 0.75 a mayores presiones de confinamiento. Esta tendencia difiere considerablemente de lo observado sobre arenas naturales. Este resultado es fundamental en el diseño sísmico de grandes muros de relaves, pues claramente permite optimizar el diseño.

*A la más grande de mis alegrías...*  
*mi hija Victoria*

## AGRADECIMIENTOS

A mis padres Inés y Claudio, por su incondicional amor, cariño y apoyo que me han entregado a lo largo de estos años. Por todas las facilidades y herramientas entregadas para poder desenvolverme en todo lo que he querido de la mejor manera.

A mis hermanos Marcelo y Valentina, por los lindos momentos que hemos vivido juntos, por su cariño y admiración recíproca entre nosotros.

A mis abuelos, tíos y amigos, en especial a los que partieron, por su permanente apoyo y cariño.

A mi hija Victoria, por ser una fuente inagotable de inspiración en mi vida, por su cariño y el incondicional amor que nos tenemos a pesar de las distancias y dificultades.

A mi polola Ángela y su familia, por su amor, comprensión e incondicional apoyo; gracias por tu eterna paciencia y gran ayuda en esta tesis.

Quiero agradecer a todo el cuerpo docente del programa de Magister en Ingeniería Geotécnica, por la confianza depositada para desarrollar esta investigación, comentarios, sugerencias y todas las facilidades proporcionadas para la construcción del equipo triaxial de altas presiones.

Gracias a mi profesor guía Don Ramón Verdugo, por la confianza que tuvo en mí para desarrollar el equipo triaxial de altas presiones y el tiempo dedicado a esta investigación. También agradezco la posibilidad que me entregó al ser profesor auxiliar en sus cursos y transmitirme, como a todos sus alumnos, la pasión por la geotecnia. Aprovecho de agradecer las largas conversaciones y consejos de vida que me ha entregado. Gracias por enseñarme a sacar lo mejor mis capacidades y siempre creer en mí.

A Don Claudio Fonca, que con su gran vocación formativa de profesionales íntegros, nos ha enseñado a sacar lo mejor de cada uno de sus alumnos moviendo esquemas generalmente preestablecidos. Agradezco las conversaciones que tuvimos, los grandes consejos que me ha dado y los valiosos aportes a esta investigación.

Al Profesor Pedro Acevedo y Karem De La Hoz, por aceptar gustosamente participar en esta tesis y su gran aporte en comentarios.

A mi gran amigo Omar González, agradezco las horas que me dedicaste, tu paciencia al enseñarme y plena confianza que has tenido en mí. Gracias por los lindos momentos que pasamos en el laboratorio y todos los valores que me has transmitido durante estos años de amistad.

A mis amigos de IDIEM, Mario Vásquez y Ariel Villagra, por su excelente disponibilidad y ayuda en el desarrollo del equipo triaxial. A mis grandes amigos de la escuela: Jaime, Christian, Esteban y Jorge; los del Magister: Leo, Abelardo, Emilio, Eloy, Max, Christian, Javier y Seba y los todos muchachos que han pasado por el Mecesup.

# INDICE DE CONTENIDO

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1.- GENERALIDADES .....	1
1.2.- OBJETIVOS.....	2
1.3.- ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	3
2.- REVISIÓN BIBLIOGRAFICA .....	5
2.1.- INTRODUCCIÓN.....	5
2.2.- COMPORTAMIENTO MONÓTONO A ALTAS PRESIONES .....	6
2.2.1.- <i>Comportamiento Monótono Drenado</i> .....	7
2.2.2.- <i>Comportamiento Monótono No-Drenado</i> .....	20
2.2.2.1.- Inestabilidad .....	28
2.3.- ROTURA DE PARTÍCULAS .....	30
2.3.1.- <i>Parámetros para evaluar Rotura de Partículas</i> .....	30
2.3.2.- <i>Factores que condicionan la rotura de partículas</i> .....	34
2.3.1.1.- Características Material granular .....	34
2.3.1.2.- Distribución granulométrica inicial .....	37
2.3.1.3.- Efecto del Agua.....	38
2.3.1.4.- Densidad material .....	38
2.3.1.5.- Deformación.....	44
2.3.1.6.- Efecto variable tiempo .....	44
2.3.1.7.- Trayectoria de tensiones .....	46
2.4.- COMPORTAMIENTO CÍCLICO A ALTAS PRESIONES .....	50
2.4.1.- <i>Ensayo Triaxial Cíclico</i> .....	50
2.4.2.1.- Teoría Básica de ensayo triaxial cíclico.....	50
2.4.2.2.- Estado Tensional General .....	51
2.4.2.3.- Estado Tensional Triaxial .....	52
2.4.2.4.- Diferencias entre triaxial cíclico y sollicitaciones sísmicas.....	54
2.4.2.- <i>Comportamiento Cíclico No Drenado</i> .....	61
2.4.1.1.- Falla de Flujo y Movilidad Cíclica.....	64
2.4.1.2.- Resistencia Cíclica.....	68
2.4.3.- <i>Efecto de las Altas Presiones de Confinamiento sobre Comportamiento Cíclico</i> .....	71
3.- DESCRIPCIÓN DE EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES .....	76
3.1.- INTRODUCCIÓN.....	76
3.2.- DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO .....	77
3.2.1.- <i>Cámara Triaxial</i> .....	80
3.2.2.- <i>Marco de Carga</i> .....	81
3.2.3.- <i>Sistema de Carga</i> .....	82
3.2.4.- <i>Aplicación de Contrapresión y Medición de Cambio Volumétrico</i> .....	83
3.2.5.- <i>Aplicación de Presión de Cámara</i> .....	83

3.2.6.- <i>Panel de Control</i> .....	84
3.3.- SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS.....	85
3.3.1.- <i>Transductores</i> .....	85
3.3.2.- <i>Acondicionador de Señal, Tarjeta de Conversión Análoga Digital y Programa Adquisición Datos</i> .....	86
4.- SUELO ENSAYADO Y METODOLOGÍA .....	87
4.1.-CARACTERÍSTICAS DEL SUELO ENSAYADO .....	87
4.2.- PROCEDIMIENTO DE ENSAYOS .....	88
4.2.1.- <i>Preparación de probetas</i> .....	88
4.2.2.- <i>Saturación y Consolidación</i> .....	89
4.2.3.- <i>Ejecución de Ensayos</i> .....	90
4.2.3.1.- <i>Ensayo triaxial estático CIU</i> .....	90
4.2.3.2.- <i>Ensayo triaxial cíclico</i> .....	90
4.2.4.- <i>Evaluación de Índice de Vacíos</i> .....	91
4.3.- ANÁLISIS POSTERIOR A ENSAYOS .....	92
4.3.1.- <i>Análisis Granulométrico Post-Ensayos</i> .....	92
4.3.2.- <i>Análisis de partículas</i> .....	94
5.- PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	95
5.1.-CONSOLIDACIONES ISÓTROPAS Y CURVAS CARACTERÍSTICAS PLANO E- P' .....	95
5.2.- ENSAYOS TRIAXIALES .....	106
5.2.1.- <i>Ensayos Triaxiales Estáticos CIU</i> .....	106
5.2.2.- <i>Ensayos Triaxiales Cíclicos</i> .....	112
5.3.- EVALUACIÓN ROTURA DE PARTÍCULAS.....	119
5.3.1.- <i>Rotura de Partículas Consolidaciones Isótropas</i> .....	119
5.3.2.- <i>Rotura de Partículas Ensayos Triaxiales Estáticos</i> .....	120
5.3.3.- <i>Rotura de Partículas Ensayos Triaxiales Cíclicos</i> .....	122
6.- DISCUSIONES.....	132
6.1.- CONSOLIDACIONES ISÓTROPAS Y CURVAS CARACTERÍSTICAS PLANO E-P' .....	132
6.2.- ENSAYOS TRIAXIALES .....	133
6.3.- EVALUACIÓN ROTURA DE PARTÍCULAS.....	133
7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	135
7.1.- CONCLUSIONES.....	135
7.2.- RECOMENDACIONES .....	136
8.- BIBLIOGRAFIA.....	137
ANEXO A: EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES .....	146
ANEXO A.1: BASES DE DISEÑO EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES.....	147
ANEXO A.2: MEMORIA DE CALCULO EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES .....	193
ANEXO A.3: PLANOS DE CONSTRUCCIÓN EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES.....	214
ANEXO A.4: CONSTRUCCIÓN EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES.....	241

ANEXO B: RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO .....	255
ANEXO B.1.: RESULTADOS ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN ISOTROPA Y LINEAS CARACTERISTICAS PLANO E- P' .....	256
ANEXO B.2.: RESULTADOS ENSAYOS TRIAXIALES ESTATICOS CIU .....	264
ANEXO B.3.: RESULTADOS ENSAYOS TRIAXIALES CICLICOS .....	278
ANEXO B.4.: RESULTADOS ANALISIS GRANULOMETRICO Y AREA SUPERFICIAL .....	344
ANEXO B.5.: ANÁLISIS DE PARTICULAS .....	350

## INDICE DE FIGURAS

FIG. 2.1.- TRAYECTORIAS DE TENSIONES CARGAS MONÓTONAS, CONDICIÓN DRENADA Y NO DRENADA. (IDRISS & BOULANGER, 2008) .....	6
FIG. 2.2.- RESPUESTA MONÓTONA DRENADA PARA ARENA Densa ( $D_R= 100\%$ ) Y ARENA SUELTA ( $D_R= 38\%$ ). (LEE & SEED, 1967. MODIFICADO POR IDRISS & BOULANGER, 2008) .....	7
FIG. 2.3.- RESPUESTA MONÓTONA COMPRESIÓN TRIAXIAL DRENADA ALTAS PRESIONES ARENA CAMBRIA $DR=89.5\%$ . $\sigma'_0$ ENTRE 2.1 Y 11.5 MPA. (YAMAMURO & LADE, 1996) .....	9
FIG. 2.4.- RESPUESTA MONÓTONA COMPRESIÓN TRIAXIAL DRENADA ALTAS PRESIONES ARENA CAMBRIA $DR=89.5\%$ . $\sigma'_0$ ENTRE 15. Y 52.0 MPA. (YAMAMURO & LADE, 1996) .....	10
FIG. 2.5.- RESPUESTA MONÓTONA EXTENSIÓN TRIAXIAL DRENADA ALTAS PRESIONES ARENA CAMBRIA $DR=89.5\%$ . $\sigma'_0$ ENTRE 0.25. Y 12.0 MPA (YAMAMURO & LADE, 1996) .....	12
FIG. 2.6.- RESPUESTA MONÓTONA EXTENSIÓN TRIAXIAL DRENADA ALTAS PRESIONES ARENA CAMBRIA $DR=89.5\%$ . $\sigma'_0$ ENTRE 14.5. Y 52.0 MPA (YAMAMURO & LADE, 1996) .....	13
FIG. 2.7.- A) DEFORMACIÓN PRINCIPAL EN LA FALLA Y B) DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA EN LA FALLA EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA. (YAMAMURO & LADE, 1996) .....	14
FIG. 2.8.- A) ROTURA RELATIVA $B_r$ DE HARDIN Y B) ÍNDICE DE VACIOS EN LA FALLA EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA. (YAMAMURO & LADE, 1996) .....	15
FIG. 2.9.- A) TASA DE CAMBIO VOLUMÉTRICO EN LA FALLA Y B) ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA. (YAMAMURO & LADE, 1996) .....	17
FIG. 2.10.- DEFORMACIÓN PRINCIPAL EN LA FALLA EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA, SEGÚN RESULTADOS DE YAMAMURO & LADE (1996) .....	18
FIG. 2.11.- DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA EN LA FALLA EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA, SEGÚN RESULTADOS DE YAMAMURO & LADE (1996) .....	18
FIG. 2.12.- ROTURA RELATIVA $B_r$ DE HARDIN EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA, SEGÚN RESULTADOS DE YAMAMURO & LADE (1996) .....	19
FIG. 2.13.- ENSAYOS COMPRESIÓN TRIAXIAL NO DRENADO 1) $e=0.833$ 2) $\sigma'_0=490$ kPa. (VERDUGO, 1992. MODIFICADO POR YOSHIMINE & ISHIHARA, 1998) .....	21
FIG. 2.14.- COMPORTAMIENTO NO DRENADO DE ARENAS BAJO GRANDES DEFORMACIONES. (YOSHIMINE & ISHIHARA, 1998) .....	22
FIG. 2.15.- RESPUESTA MONÓTONA NO DRENADA ALTAS PRESIONES ARENA CAMBRIA $DR =89.5\%$ . COMPRESIÓN TRIAXIAL. (LADE & YAMAMURO, 1996) .....	24
FIG. 2.16.- RESPUESTA MONÓTONA NO DRENADA ALTAS PRESIONES ARENA CAMBRIA $DR =89.5\%$ . EXTENSIÓN TRIAXIAL. (LADE & YAMAMURO, 1996) .....	25
FIG. 2.17.- ROTURA RELATIVA $B_r$ DE HARDIN EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA, ENSAYOS DRENADOS Y NO DRENADOS. (LADE & YAMAMURO, 1996) .....	26
FIG. 2.18.- EFECTO DE DIFERENTES TRAYECTORIAS DE TENSIONES A ALTAS PRESIONES SOBRE ENSAYOS DRENADOS Y NO DRENADOS PARA IGUAL PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA. (LADE & YAMAMURO, 1996) .....	26
FIG. 2.19.- ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA. ENSAYOS CONDICIÓN NO DRENADA. (LADE & YAMAMURO, 1996) .....	27
FIG. 2.20.- ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE EN FUNCIÓN DE PRESIÓN MEDIA EN LA FALLA. DIFERENTES TRAYECTORIAS DE TENSIONES. (LADE & YAMAMURO, 1996) .....	28



FIG. 2.21.- UBICACIÓN ZONA DE INESTABILIDAD. (LADE & YAMAMURO, 1997) .....	29
FIG. 2.22.- DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE ROTURA DE PARTÍCULAS. (LADE, YAMAMURO & BOPP, 1996. MODIFICADO POR DE LA HOZ, 2007) .....	30
FIG. 2.23.- COMPARACIÓN DE ROTURA DE PARTÍCULAS CON DIFERENTE TAMAÑO MÁXIMO. (LEE & FARHOOMAND, 1967) .....	34
FIG. 2.24.- COMPARACIÓN ROTURA DE PARTÍCULAS PARA ARENA ANGULA Y SUB-REDONDEADA. A) $\sigma_0' = 40 \text{ KG/CM}^2$ Y $K_C = 2.0$ . B) $\sigma_0' = 80 \text{ KG/CM}^2$ Y $K_C = 2.8$ . (LEE & FARHOOMAND, 1967).....	35
FIG. 2.25.- GRANULOMETRÍA ARENAS DISTINTOS MINERALES OXIDO DE ALUMINIO, CUARZO Y PIEDRA CALIZA. (LO & ROY, 1973). .....	36
FIG. 2.26.- COMPARACIÓN ROTURA Y COMPRESIBILIDAD DIFERENTE GRADUACIÓN INICIAL. 1) ROTURA. 2) COMPRESIBILIDAD. (LEE & FARHOOMAND, 1967).....	37
FIG. 2.27.- COMPARACIÓN DEL GRADO DE ROTURA DE PARTÍCULAS ( $\% < 74 \mu\text{M}$ ) EN FUNCIÓN PRESIÓN ISOTRÓPICA. ARENA TOYOURA. (MIURA & YAMANOUCHI, 1975) .....	38
FIG. 2.28.- COMPARACIÓN COMPRESIÓN TRIAXIAL DRENADA PARA $D_R = 30\%$ Y $D_R = 60\%$ . $\sigma_0' = 2 \text{ MPA}$ . (LADE & BOPP, 2005) .....	39
FIG. 2.29.- COMPARACIÓN COMPRESIÓN TRIAXIAL DRENADA PARA $D_R = 30\%$ Y $D_R = 60\%$ . $\sigma_0' = 45 \text{ MPA}$ . (LADE & BOPP, 2005) .....	40
FIG. 2.30.- COMPARACIÓN EXTENSIÓN TRIAXIAL DRENADA PARA $D_R = 30\%$ Y $D_R = 60\%$ . $\sigma_0' = 2 \text{ MPA}$ . (LADE & BOPP, 2005) .....	40
FIG. 2.31.- COMPARACIÓN EXTENSIÓN TRIAXIAL DRENADA PARA $D_R = 30\%$ Y $D_R = 60\%$ . $\sigma_0' = 45 \text{ MPA}$ . (LADE & BOPP, 2005) .....	41
FIG. 2.32.- ÍNDICE DE VACIOS ASOCIADO A CONSOLIDACIÓN ISÓTROPICA PARA DISTINTAS DENSIDADES RELATIVAS INICIALES. (LADE & BOPP, 2005) .....	41
FIG. 2.33 COMPARACIÓN SOLICITACIÓN COMPRESIÓN TRIAXIAL NO DRENADA PARA $D_R = 30\%$ Y $D_R = 60\%$ A $\sigma_0' = 30 \text{ MPA}$ . (BOPP & LADE, 2005) .....	43
FIG. 2.34 COMPARACIÓN SOLICITACIÓN EXTENSIÓN TRIAXIAL NO DRENADA PARA $D_R = 30\%$ Y $D_R = 60\%$ A $\sigma_0' = 30 \text{ MPA}$ . (BOPP & LADE, 2005) .....	43
FIG. 2.35.- DESARROLLO ROTURA DE PARTÍCULAS EN FUNCIÓN DE DEFORMACIÓN AXIAL. (HYODO ET AL., 2002) .....	44
FIG. 2.36.- PROGRESO DE DEFORMACIONES VOLUMÉTRICAS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO PARA CONSOLIDACIÓN ISÓTROPICA. (VESIC & CLOUGH, 1968) .....	45
FIG. 2.37.- CURVAS DEFORMACIÓN-TIEMPO DISTINTAS SOLICITACIONES AXIALES SOBRE PARTÍCULAS CUARZO. (TAKEI ET AL., 2001) .....	45
FIG. 2.38.- COMPARACIÓN CONSOLIDACIÓN ISÓTROPICA Y ANISÓTROPICA EN MAGNITUD ROTURA DE PARTÍCULAS. (LEE & FARHOOMAND, 1967).....	46
FIG. 2.39.- COMPARACIÓN CONSOLIDACIÓN ISÓTROPICA Y COMPRESIÓN TRIAXIAL EN MAGNITUD ROTURA DE PARTÍCULAS. (VESIC & CLOUGH, 1968) .....	47
FIG. 2.40.- COMPARACIÓN MAGNITUD ROTURA DE PARTÍCULAS COMPRESIÓN UNIDIMENSIONAL A DISTINTAS PRESIONES VERTICALES ( $1000 \text{ PSI} = 70 \text{ KG/CM}^2$ ). (ROBERTS & SOUZA, 1958. MODIFICADO POR FUKUMOTO, 1992).....	48
FIG. 2.41.- COMPARACIÓN ROTURA DE PARTÍCULAS COMPACTACIÓN A DISTINTOS NÚMERO DE GOLPES. (FUKUMOTO, 1973. MODIFICADO POR FUKUMOTO, 1992) .....	48
FIG. 2.42.- VARIACIÓN ÁREA SUPERFICIAL CON RAZÓN DE TENSIONES CÍCLICAS ( $R_C$ ) A DISTINTAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO. (HYODO ET AL., 2002) .....	49

FIG. 2.43.- IDEALIZACIÓN ESTADO TENSIONAL PARA UN ELEMENTO DE SUELO SOMETIDO A SOLICITACIÓN SÍSMICA. (SEED & LEE, 1966).....	51
FIG. 2.44.- ESTADO TENSIONAL PARA ENSAYOS TRIAXIAL CÍCLICO SIMULANDO CONDICIONES DE SOLICITACIÓN SÍSMICA. (SEED & LEE, 1966) .....	53
FIG. 2.45.- ESTADO TENSIONAL Y TRAYECTORIA DE TENSIONES ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO. ....	54
FIG. 2.46.- ESTADO TENSIONAL Y TRAYECTORIA DE TENSIONES APLICADAS EN TERRENO. ....	55
FIG. 2.47.- NÚMERO DE CICLOS EQUIVALENTES $N_{EQ}$ EN FUNCIÓN DE MAGNITUD SOLICITACIÓN SÍSMICA $M$ . (BOULANGER & IDRIS, 2004) .....	57
FIG. 2.48.- FACTOR ESCALADOR DE MAGNITUD (MSF) EN FUNCIÓN DE MAGNITUD SOLICITACIÓN SÍSMICA PARA ARENAS. (BOULANGER & IDRIS, 2004) .....	58
FIG. 2.49.- COMPARACIÓN ENTRE RESISTENCIA CÍCLICA BAJO SOLICITACIONES CÍCLICAS DE 1 Y 2 COMPONENTES DIRECCIONALES. (SEED & PIKE ET AL., 1975) .....	59
FIG. 2.50.- COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO ARENA TOYOURA. 1) $D_R=47\%$ 2) $D_R=75\%$ (ISHIHARA, 1985) ...	61
FIG. 2.51.- COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO ARENA TOYOURA. 1) $D_R=30\%$ 2) $D_R=50\%$ 3) $D_R=70\%$ . (YAMAMOTO, 1998. MODIFICADO MITCHELL, 2005) .....	62
FIG. 2.52.- PRESIÓN DE POROS EN FUNCIÓN DE DEFORMACIONES DE CORTE CÍCLICO DESPUÉS DE 10 CICLOS DE CARGA. (DOBRY ET AL., 1981).....	63
FIG. 2.53.- MECANISMO DE GENERACIÓN DE ASENTAMIENTOS POST SOLICITACIÓN SÍSMICA. (KRAMER, 1996) .....	63
FIG. 2.54.- FALLA DE FLUJO Y MOVILIDAD CÍCLICA. (YOSHIMINE & ISHIHARA, 2004) .....	64
FIG. 2.55.- CONDICIÓN GATILLANTE FALLA DE FLUJO POR SOLICITACIÓN ESTÁTICA Y CÍCLICA. (KRAMER, 1996) .....	65
FIG. 2.56.- ZONA DE SUSCEPTIBILIDAD PARA FALLA DE FLUJO. (KRAMER, 1996).....	65
FIG. 2.57.- ZONA DE SUSCEPTIBILIDAD PARA MOVILIDAD CÍCLICA. (KRAMER, 1996) .....	66
FIG. 2.58.- SAND BOILS ORIGINADOS POR LICUACIÓN DURANTE EL TERREMOTO DE NIIGATA, 1964. (DAY, 2002) .....	66
FIG. 2.59.- RESISTENCIA CÍCLICA PARA ALCANZAR LICUACIÓN EN MUESTRAS CON $\sigma'_0 = 100$ KPA. ARENA DE SACRAMENTO. (SEED & LEE, 1965. MODIFICADO POR KRAMER, 1996) .....	68
FIG. 2.60.- RESISTENCIA CÍCLICA PARA ALCANZAR LICUACIÓN EN MUESTRAS CON $D_R=80\%$ . AIO SAND. (HYODO ET AL., 2002) .....	69
FIG. 2.61.- PARÁMETRO $K_G$ EN FUNCIÓN DE PRESIÓN DE CONFINAMIENTO. (SEED, 1981) .....	71
FIG. 2.62.- PARÁMETRO $K_G$ EN FUNCIÓN DE PRESIÓN DE CONFINAMIENTO. (SEED & HARDER, 1990) .....	72
FIG. 2.63.- PARÁMETRO $K_G$ EN FUNCIÓN DE PRESIÓN DE CONFINAMIENTO. (DESPUÉS DE MARCUSON ET AL., 1990) .....	72
FIG. 2.64.- PARÁMETRO $K_G$ EN FUNCIÓN DE PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA. (HYNES & OLSEN, 1999) .....	73
FIG. 2.65.- PARÁMETRO $K_G$ EN FUNCIÓN DE PRESIÓN DE CONFINAMIENTO. (VAID ET AL, 2001) .....	74
FIG. 2.66.- PARÁMETRO $K_G$ EN FUNCIÓN DE PRESIÓN DE CONFINAMIENTO PARA ARENAS DE RELAVES. ....	75
FIG. 3.1.- ESQUEMA GENERAL EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES. ....	78
FIG. 3.2.- DISPOSICIÓN GENERAL EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES. ....	79
FIG. 3.3.- BOSQUEJO Y PRINCIPALES COMPONENTES DE CÁMARA TRIAXIAL.....	80
FIG. 3.4.- ESQUEMA MARCO DE CARGA. ....	81
FIG. 3.5.-ESQUEMA GENERAL DE SISTEMA DE CARGA. ....	82
FIG. 3.6.- ESQUEMA APLICACIÓN PRESIÓN DE CÁMARA. ....	83
FIG. 3.7.- DIAGRAMA PANEL DE CONTROL DE EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES. ....	84

FIG. 4.1.- DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA ARENA DE RELAVES, TRANQUE EL TORITO.....	87
FIG. 4.2 CABEZALES LUBRICADOS ENSAYOS TRIAXIALES. (RETAMAL, 2005).....	88
FIG. 4.3.- EQUIPO MASTERSIZER 2000. ....	92
FIG. 4.4.- MICROSCOPIO ESTEREOSCÓPICO OLYMPUS ZS61.....	94
FIG. 5.1.- LÍNEAS DE CONSOLIDACIÓN ISÓTROPA ESTADO MÁS DENSO Y ESTADO MÁS SUELTO, ESCALA ARITMÉTICA. ....	95
FIG. 5.2.- LÍNEAS DE CONSOLIDACIÓN ISÓTROPA ESTADO MÁS DENSO Y ESTADO MÁS SUELTO, ESCALA LOGARÍTMICA.....	96
FIG. 5.3.- LÍNEA DE CONSOLIDACIÓN ISÓTROPA $D_R=60\%$ Y LÍNEA DE ESTADO ÚLTIMO PLANO E-P', ESCALA ARITMÉTICA. ..	97
FIG. 5.4.- LÍNEA DE CONSOLIDACIÓN ISÓTROPA $D_R=60\%$ Y LÍNEA DE ESTADO ÚLTIMO PLANO E-P', ESCALA LOGARÍTMICA.	97
FIG. 5.5.- UBICACIÓN LÍNEA DE CONSOLIDACIÓN ISÓTROPA Y LÍNEA DE ESTADO ÚLTIMO PLANO E-P' RESPECTO ESTADOS MÁS SUELTO Y MÁS DENSO, ESCALA ARITMÉTICA. ....	98
FIG. 5.6.- UBICACIÓN LÍNEA DE CONSOLIDACIÓN ISÓTROPA Y LÍNEA DE ESTADO ÚLTIMO PLANO E-P' RESPECTO ESTADOS MÁS SUELTO Y MÁS DENSO, ESCALA LOGARÍTMICA.....	98
FIG. 5.7.- COMPARACIÓN ESTADOS LIMITES ARENA DE RELAVES Y ARENA TOYOURA. ....	99
FIG. 5.8.- COMPARACIÓN ESTADOS LIMITES ARENA DE RELAVES Y ARENA SENGANYAMA. ....	100
FIG. 5.9.- COMPARACIÓN CONSOLIDACIÓN ISÓTROPA ARENA DE RELAVES Y RELAVES CERRO VERDE, ESCALA ARITMÉTICA. ....	101
FIG. 5.10.- COMPARACIÓN CONSOLIDACIÓN ISÓTROPA ARENA DE RELAVES Y RELAVES CERRO VERDE, ESCALA LOGARÍTMICA. ....	101
FIG. 5.11.- ÍNDICE DE VACIOS NORMALIZADO EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO, ESTADOS MÁS SUELTOS.	102
FIG. 5.12.- ÍNDICE DE VACIOS NORMALIZADO EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO, ESTADOS MÁS DENSOS. .	102
FIG. 5.13.- LÍNEAS DE CONSOLIDACIÓN ISÓTROPAS ESTADO MÁS SUELTO Y MÁS DENSO Y LÍNEA DE ESTADO ÚLTIMO ARENA DE RELAVES.....	103
FIG. 5.14.- LÍNEAS DE CONSOLIDACIÓN ISÓTROPAS ESTADO MÁS SUELTO Y MÁS DENSO Y LÍNEA DE ESTADO ÚLTIMO ARENA TOYOURA.....	104
FIG. 5.15.- RESPUESTA TENSIÓN – DEFORMACIÓN ENSAYOS TRIAXIALES CIU.....	107
FIG. 5.16.- RESPUESTA VARIACIÓN DE PRESIÓN DE POROS – DEFORMACIÓN ENSAYOS TRIAXIALES CIU.....	107
FIG. 5.17.- RESPUESTA ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE MOVILIZADO – DEFORMACIÓN ENSAYOS TRIAXIALES CIU. ....	108
FIG. 5.18.- ÁNGULO DE FRICCIÓN PEAK EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO. ....	108
FIG. 5.19.- TRAYECTORIA DE TENSIONES EFECTIVAS ENSAYOS TRIAXIALES CIU. ....	109
FIG. 5.20.- VARIACIÓN DE RESISTENCIA NO DRENADA EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO.....	110
FIG. 5.21.- IMÁGENES ENSAYOS ESTÁTICOS: A) SIN ENSAYAR, B) 5 KG/CM <sup>2</sup> , C) 20 KG/CM <sup>2</sup> , D) 50 KG/CM <sup>2</sup> .....	111
FIG. 5.22.- CURVAS DE RESISTENCIA CÍCLICA PARA CRITERIO 100% DE PRESIÓN DE POROS. ....	113
FIG. 5.23.- CURVAS DE RESISTENCIA CÍCLICA PARA CRITERIO 5% DE DEFORMACIÓN EN D.A.....	113
FIG. 5.24.- CURVAS DE RESISTENCIA CÍCLICA PARA CRITERIO 10% DE DEFORMACIÓN EN D.A.....	113
FIG. 5.25 IMÁGENES ENSAYOS CÍCLICOS: A) SIN ENSAYAR, B) 20 KG/CM <sup>2</sup> Rc=0.25 C) 35 KG/CM <sup>2</sup> Rc=0.26 D) 50 KG/CM <sup>2</sup> Rc=0.22.....	114
FIG. 5.26.- $K_\sigma$ PARA 10, 20 Y 30 CICLOS EQUIVALENTES SEGÚN CRITERIO 100% DE PRESIÓN DE POROS.....	115
FIG. 5.27.- $K_\sigma$ PARA 10, 20 Y 30 CICLOS EQUIVALENTES SEGÚN CRITERIO 5% DE DEFORMACIÓN EN D.A. ....	116
FIG. 5.28.- $K_\sigma$ PARA 10, 20 Y 30 CICLOS EQUIVALENTES SEGÚN CRITERIO 10% DE DEFORMACIÓN EN D.A. ....	116
FIG. 5.29.- COMPARACIÓN PARÁMETRO $K_\sigma$ CON ARENAS NATURALES.....	117
FIG. 5.30.- COMPARACIÓN PARÁMETRO $K_\sigma$ CON ARENAS DE RELAVES.....	117

FIG. 5.31.-DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POSTERIOR ENSAYOS CONSOLIDACIÓN ISÓTROP A ESTADOS MÁS SUELTOS Y MÁS DENSOS. ....	119
FIG. 5.32.- DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POSTERIOR ENSAYOS TRIAXIALES CIU. ....	120
FIG. 5.33.- ÁREA SUPERFICIAL ESPECÍFICA EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO ENSAYOS TRIAXIALES CIU Y CONSOLIDACIONES ISÓTROPAS. ....	121
FIG. 5.34.- DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POSTERIOR ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS 1 KG/CM <sup>2</sup> . ....	122
FIG. 5.35.- DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POSTERIOR ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS 20 KG/CM <sup>2</sup> . ....	123
FIG. 5.36.- DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POSTERIOR ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS 35 KG/CM <sup>2</sup> . ....	123
FIG. 5.37.- DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POSTERIOR ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS 50 KG/CM <sup>2</sup> . ....	124
FIG. 5.38.- ÁREA SUPERFICIAL ESPECÍFICA EN FUNCIÓN DE RAZÓN DE TENSIONES CÍCLICAS PARA DISTINTAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO. ....	125
FIG. 5.39.- ENSAYOS ESTÁTICOS. A) SIN ENSAYAR, B) 1 [KG/CM <sup>2</sup> ], C) 5 [KG/CM <sup>2</sup> ], D) 20 [KG/CM <sup>2</sup> ], E) 35 [KG/CM <sup>2</sup> ] Y F) 50 [KG/CM <sup>2</sup> ]. ....	127
FIG. 5.40.- ENSAYOS CÍCLICOS. A) SIN ENSAYAR, B) 1 [KG/CM <sup>2</sup> ] RC=0.26, C) 5 [KG/CM <sup>2</sup> ] RC=0.25, D) 20 [KG/CM <sup>2</sup> ] RC=0.25, E) 35 [KG/CM <sup>2</sup> ] RC=0.25 Y F) 50 [KG/CM <sup>2</sup> ] RC=0.25. ....	128
FIG. 5.41.- ENSAYOS ESTÁTICOS ARENA LIMPIA. A) SIN ENSAYAR, B) 1 [KG/CM <sup>2</sup> ], C) 20 [KG/CM <sup>2</sup> ], D) 35 [KG/CM <sup>2</sup> ] Y E) 50 [KG/CM <sup>2</sup> ]. ....	129
FIG. 5.42.- ENSAYOS CÍCLICOS ARENA LIMPIA. A) SIN ENSAYAR, B) 20 [KG/CM <sup>2</sup> ] RC=0.25, C) 35 [KG/CM <sup>2</sup> ] RC=0.25 Y D) 50 [KG/CM <sup>2</sup> ] RC=0.25. ....	130

## INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1.- CORRECCIÓN RESISTENCIA CÍCLICA MEDIDA EN TRIAXIAL CÍCLICO A RESISTENCIA EN TERRENO. (TOWHATA, 2008) .....	60
TABLA 2.2.- COMPARACIÓN FALLA DE FLUJO Y MOVILIDAD CÍCLICA. (VERDUGO, 1992) .....	67
TABLA 3.1.- CARACTERÍSTICAS EQUIPO.....	77
TABLA 4.1.- CARACTERÍSTICAS EQUIPO MASTERSIZER 2000.....	93
TABLA 4.2.- CARACTERÍSTICAS MICROSCOPIO ESTEREOSCÓPICO OLYMPUS ZS61. ....	94
TABLA 5.1.- PROPIEDADES FÍSICAS ARENAS TOYOURA Y SENGANYAMA.....	99
TABLA 5.2.- PROPIEDADES FÍSICAS ARENA DE RELAVES CERRO VERDE. ....	100
TABLA 5.3.- RESUMEN ENSAYOS TRIAXIALES CIU.....	106
TABLA 5.4.- RESUMEN ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS. ....	112

# 1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

## 1.1.- Generalidades

Las investigaciones en el campo de la Mecánica de Suelos se han concentrado principalmente en el comportamiento y respuesta de los suelos sometidos a presiones bajas y medias, respondiendo al rango de presiones usualmente presente en los problemas de Ingeniería Geotécnica.

Sin embargo, cada vez es más frecuente enfrentar problemas de ingeniería práctica que involucran altas presiones. Presas de tierras y grandes depósitos de arenas de relaves, constituyen hoy en día ejemplos característicos en los que las presiones confinantes en el terreno de fundación superan los  $30 \text{ kg/cm}^2$ .

En la actualidad es común que los equipos triaxiales disponibles no superen los  $8 \text{ kg/cm}^2$  de presión de confinamiento, haciendo que todo el tema de comportamiento monótono y cíclico a altas presiones se encuentre poco estudiado. Desde un punto de vista de ingeniería práctica, esta situación lleva a optar o por criterios de diseño conservadores o por extrapolaciones que pueden resultar incorrectas.

Se ha observado que a altas presiones de confinamientos, los materiales granulares sufren modificaciones en su comportamiento que se asocian principalmente al fenómeno de rotura de partículas indicado por diversos autores, entre los que destacan Bishop (1966), Vesic & Clough (1968), Lade & Yamamuro (1996) y Yamamuro & Lade (1996).

Además, desde un punto de vista sísmico, se ha observado que suelos densos sometidos a altas presiones de confinamiento se comportarían como suelos sueltos, aumentando la susceptibilidad a problemas de licuación y falla de flujo.

## 1.2.- Objetivos

Dado que existe limitada información sobre el comportamiento a altas presiones y se carece de equipos adecuados para investigación, el primer objetivo de este trabajo fue diseñar y construir un equipo triaxial monótono y cíclico para trabajar en un amplio rango de presiones.

El equipo tiene las siguientes características principales:

- Tamaño de muestras, [cm x cm]: 5 x 10 y 10 x 20
- Tamaño Máximo de Partículas,  $D_{MÁX}$ : 16 mm.
- Tipos de Ensayos: CID (compresión y extensión).  
CIU (compresión y extensión).  
Cíclico (Drenado y No Drenado).
- Modo de Carga: Deformación Controlada en ensayos monótonos.  
Carga Controlada en ensayos cíclicos.
- Rango de Presiones de Confinamiento: 0 a 50 kg/cm<sup>2</sup>.
- Carga Axial Máxima, Sistema de Carga: 20 ton.
- Rango de Razón de Tensiones Cíclicas: 0.1 a 0.6.

El segundo objetivo de esta investigación fue obtener y analizar resultados experimentales del comportamiento monótono y cíclico de arenas de relaves sometidas a altas presiones de confinamiento.

Adicionalmente, los objetivos específicos de la presente investigación sobre arenas de relaves son los siguientes:

- Determinar cambios en el comportamiento y propiedades mecánicas de las arenas de relaves bajo sollicitación monótona a altas presiones de confinamiento.
- Estudiar el comportamiento cíclico de arenas de relaves a altas presiones de confinamiento, en especial el parámetro  $K_S$ .
- Cuantificar el fenómeno de rotura de partículas para los ensayos triaxiales monótonos y cíclicos.

### 1.3.- Organización de la tesis

Esta tesis está compuesta por ocho capítulos y dos anexos. El presente capítulo corresponde a una introducción al tema, señalando los objetivos del estudio.

El Capítulo 2 corresponde a la Revisión Bibliográfica, donde se presenta una recopilación de antecedentes del comportamiento estático a altas presiones de confinamiento, en condición drenada y no drenada. También se presentan el fenómeno de rotura de partículas y sus variables que condicionan la respuesta. Finalmente, se presenta el comportamiento cíclico no drenado a altas presiones de confinamiento, en particular el fenómeno de falla de flujo y movilidad cíclica, así como las características del ensayo triaxial cíclico y el efecto de las altas presiones sobre la respuesta cíclica.

En el Capítulo 3 se entrega una descripción general del Equipo Triaxial de Altas Presiones, en donde se destacan las principales componentes de éste.

En el Capítulo 4 se presentan las características geotécnicas del material utilizado así como las metodologías de ensayos y análisis posteriores a estos.

En el Capítulo 5 se exponen los resultados y análisis de la investigación sobre arenas de relaves sometidas a altas presiones de confinamiento que incluyen:

- Consolidaciones isotrópicas y curvas características en el plano  $e-p'$ .
- Ensayos triaxiales monótonos y cíclicos.
- Evaluación de rotura de partículas.

A partir de estos resultados, se analiza el comportamiento estático y cíclico en un amplio rango de presiones de confinamiento. También se estudia el fenómeno de rotura de partículas a través de análisis granulométricos posterior a los ensayos y análisis al microscopio a fin de observar cambios en la forma de las partículas. Los resultados se comparan con otros estudios sobre arenas naturales y de relaves.

En el Capítulo 6 se presentan las discusiones de los resultados obtenidos.

En el Capítulo 7 se presentan las principales conclusiones del estudio y se incluyen algunas recomendaciones para optimizar el uso del nuevo Equipo Triaxial de Altas Presiones y para orientar futuras investigaciones sobre arenas de relaves sometidas a altas presiones de confinamiento.

En el Capítulo 8 se indican las referencias bibliográficas utilizadas en esta investigación.



Esta investigación cuenta con dos anexos. En el Anexo A se presenta el detalle del Equipo Triaxial de Altas Presiones, que incluye criterios y limitantes de diseño, además de detalles del sistema de adquisición de datos y ensayos de validación del equipo. Adicionalmente, se presentan las memorias de cálculo de las principales componentes, planos de construcción y secuencia fotográfica de la construcción del equipo triaxial desarrollado. El Anexo B muestra el detalle de los resultados de ensayos de laboratorio realizados, que corresponden a:

- Consolidaciones isotropa y curvas características plano  $e - p'$ .
- Ensayos triaxiales estáticos CIU.
- Ensayos triaxiales cíclicos.
- Análisis granulométrico y área superficial específica.
- Resultados análisis de partículas.

## 2.- REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

### 2.1.- Introducción

Los tranques de relaves son estructuras que contienen los residuos finos (lomas) derivados del proceso de extracción minero. El diseño y construcción de tranques de relaves ha evolucionado de la mano de la industria minera, permitiendo la económica extracción de minerales de baja ley y por ende la cantidad de relaves a depositar ha aumentado considerablemente. Se ha estimado que cerca de cinco billones de toneladas de residuos mineros son depositados cada año en todo el mundo (International Committee on Large Dams, 1996). Por otro lado, las restricciones ambientales, junto con los niveles de producción, han hecho que las dimensiones de estos tranques de relaves se vean incrementadas en comparación con lo proyectado inicialmente.

En Chile los tranques de relaves han ido sistemáticamente aumentando en altura, llegando en el último tiempo a muros de hasta 250 metros y de acuerdo a la tendencia, es posible que se sigan aumentando en altura. Con lo cual en la base de los muros, las presiones verticales superarán los  $50 \text{ kg/cm}^2$ .

De acuerdo a lo mencionado anteriormente y dada la intensa actividad sísmica de la zona, es necesario poder determinar correctamente la estabilidad estática y sísmica bajo los nuevos niveles de presiones que se verán sometidas las arenas de relaves.

En la siguiente revisión bibliográfica se presenta el efecto de las altas presiones sobre el comportamiento estático y cíclico de materiales granulares, así como el fenómeno de rotura de partículas que está asociado al comportamiento de un medio granular sometido a altas presiones.

## 2.2.- Comportamiento Monótono a Altas Presiones

El comportamiento de un material granular está determinado por el modo y magnitud de la sollicitación y ubicación con respecto a la *Línea de Estado Último* o *Steady State Line*. (Castro & Poulos, 1977 y Poulos, 1981)

Dependiendo del tipo de sollicitación impuesta, para el caso de suelos saturados, es posible definir condiciones del tipo Drenado y No Drenado. La condición del tipo Drenado corresponde a una sollicitación en donde se producen variaciones volumétricas, lo cual se refleja en la nula variación de presión de poros en la muestra de suelo ensayada. Por otra parte, la condición del tipo No Drenado es donde no varía el volumen, y por ende se presentan cambios en presión de poros, lo cual se traduce en variaciones en la tensión efectiva.

De acuerdo a la ubicación con respecto a la línea de estado último, es posible definir dos estados característicos: Suelto o Denso, los que se reflejan en un comportamiento contractivo o dilatante, respectivamente.

Para graficar lo anterior, se presenta la Fig. 2.1.

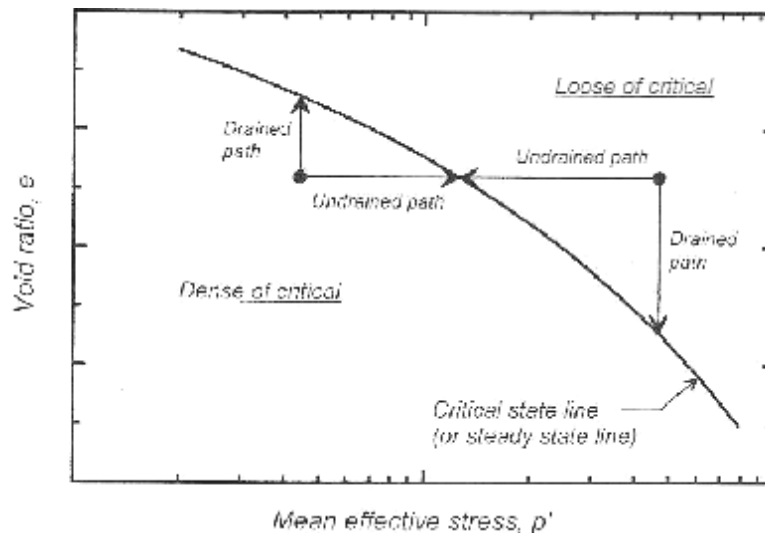


Fig. 2.1.- Trayectorias de tensiones cargas monótonas, condición drenada y no drenada. (Idriss & Boulanger, 2008)

## 2.2.1.- Comportamiento Monótono Drenado

En la Fig. 2.2. se presentan los resultados de una serie de ensayos triaxiales CID sobre la Arena de Sacramento realizados por Lee & Seed (1967), en un amplio rango de presiones de confinamiento, 1 a 116 atm ( $1 \text{ atm} = 1.03 \text{ kg/cm}^2$ ), y densidades relativas de 100% y 38%. En el grafico para  $D_R = 100\%$  se observa que a medida que aumenta la presión de confinamiento, el comportamiento cambia de dilatante a contractivo, esto es en torno a presiones de confinamiento de 10 a 19 atm; lo anterior se refleja en la caída del peak en el grafico de razón de tensiones principales y el gradual aumento de contractividad en el grafico de cambio volumétrico. En el grafico para  $D_R = 38\%$  se observa un comportamiento dilatante para presiones de confinamiento de 1 atm, para luego presentar una marcada tendencia contractiva al aumentar la presión confinante.

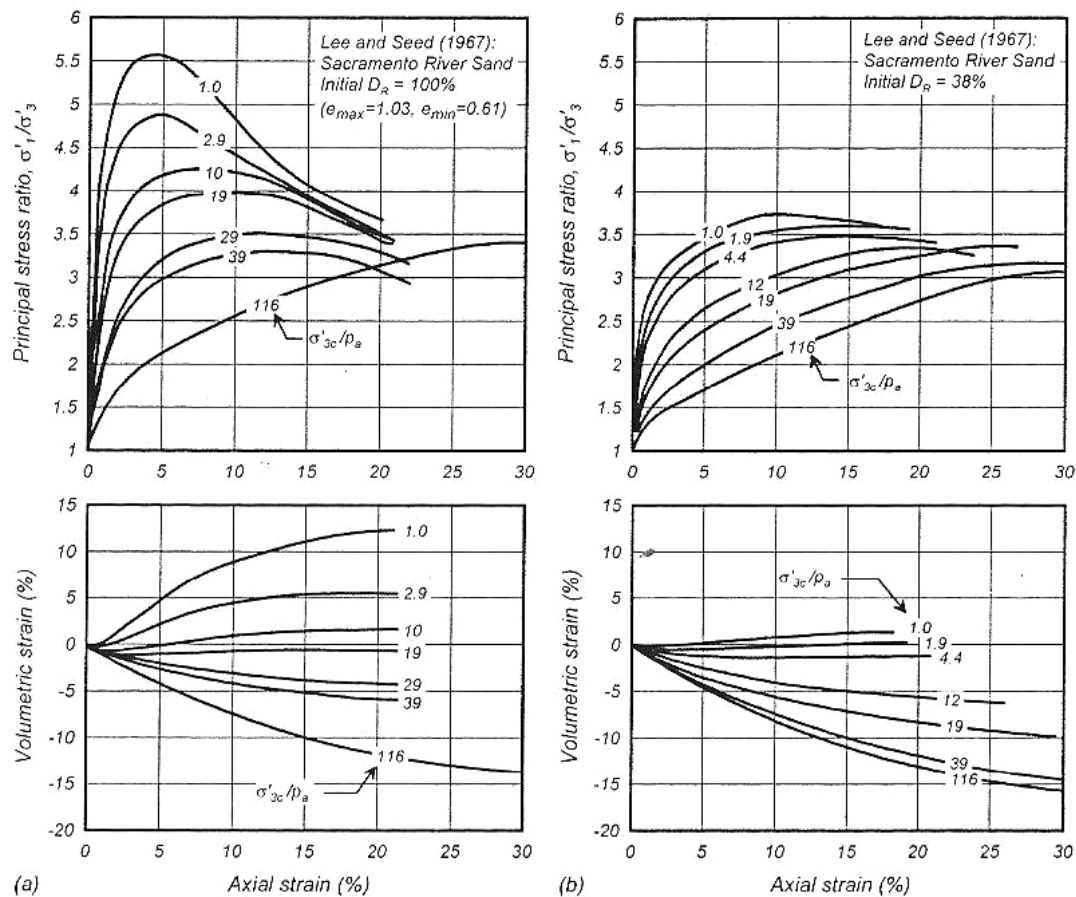


Fig. 2.2.- Respuesta monótona drenada para arena densa ( $D_R = 100\%$ ) y arena suelta ( $D_R = 38\%$ ). (Lee & Seed, 1967. Modificado por Idriss & Boulanger, 2008)

Yamamuro & Lade (1996) realizaron un estudio experimental sobre material granular sometidos a altas presiones de confinamiento. El material estudiado fue Arena Cambria y corresponde a arena uniforme con diámetros entre 0.83 y 2.00 mm,  $D_{50}$  de 1.66 mm,  $C_u= 1.30$  e índices de vacíos máximo y mínimo de 0.792 y 0.503, respectivamente. Los ensayos fueron realizados a una densidad relativa de 89.5% y el rango de presiones de confinamiento varió entre 2.1 y 52.0 MPa (1 MPa = 10.2 kg/cm<sup>2</sup>).

En las Fig. 2.3. y Fig. 2.4. se presenta el comportamiento razón de tensiones principales – deformación y cambio volumétrico para ensayos triaxiales en compresión, en donde se observa inicialmente un comportamiento similar al estudio de Lee and Seed (1967). Sin embargo, para este rango de presiones y características del material, Yamamuro & Lade (1996) mencionan las siguientes singularidades asociadas al fenómeno de rotura de partículas:

- A medida que aumenta la presión de confinamiento, la rotura de partículas se manifiesta en la forma en las curvas razón de tensiones principales – deformación presentando un comportamiento similar y alcanzando un único valor en términos de razón de tensiones principales a grandes deformaciones. Esto último se asocia que para este rango de presiones y trayectoria de tensiones impuesta, la rotura de partículas ha alcanzado un valor máximo.
- También se observa que a presiones sobre 17.2 MPa, Fig. 2.4.b), el cambio volumétrico disminuye cruzando las curvas obtenidas a menores presiones, esto se asocia a que gran parte de la rotura de partículas se alcanza en la etapa de consolidación isotropa, por lo que al aplicar un esfuerzo desviador, el arreglo de suelo se densifica y estabiliza rápidamente.

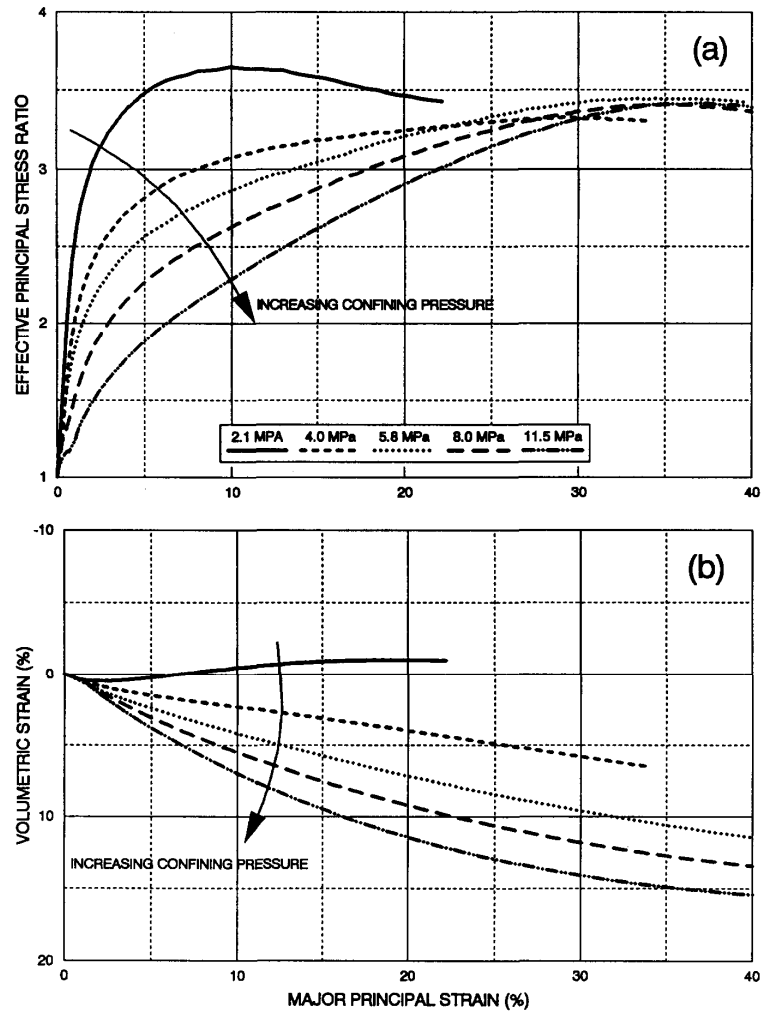


Fig. 2.3.- Respuesta monótona compresión triaxial drenada altas presiones arena Cambria DR=89.5%.  $s_0'$  entre 2.1 y 11.5 MPa. (Yamamuro & Lade, 1996)

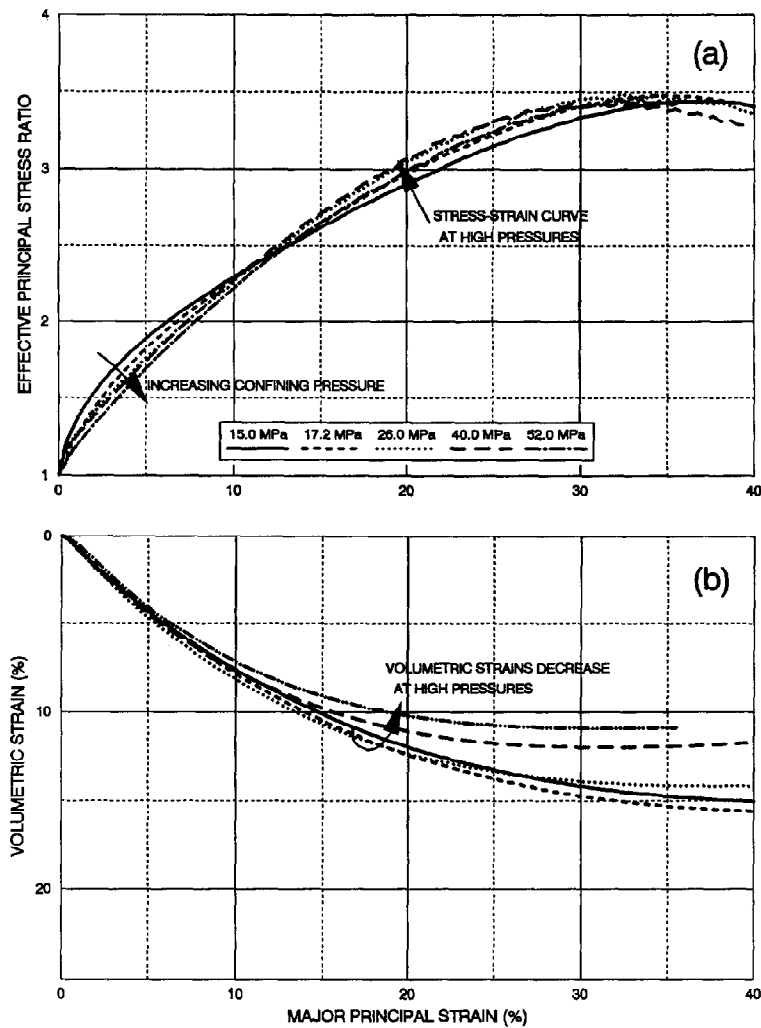


Fig. 2.4.- Respuesta monótona compresión triaxial drenada altas presiones arena Cambria DR=89.5%.  $s_0'$  entre 15. y 52.0 MPa. (Yamamuro & Lade, 1996)

Para estudiar el comportamiento en extensión, Yamamuro & Lade (1996) realizaron una serie de ensayos triaxiales en extensión para la misma arena densa y el rango de presiones varió desde 0.25 a 52.0 MPa.

En la Fig. 2.5. y Fig. 2.6. se presenta el comportamiento razón de tensiones principales – deformación y cambio volumétrico en extensión triaxial. Se debe destacar que el comportamiento en extensión aumenta el problema de localización de deformaciones. En extensión triaxial, las deformaciones se concentran en las no homogeneidades, ya sea de material o geométricas, causando una eventual localización de deformaciones y una prematura falla en la muestra de suelo la que se expresa en forma de estrangulamiento o plano de corte desarrollado. Para disminuir esto, Yamamuro & Lade (1995) proponen el uso pequeñas planchas

de acero inoxidable ubicadas en el contorno de la muestra y cubiertas por dos membranas de látex.

Los resultados, en general, muestran una tendencia similar a los presentados anteriormente en compresión drenada. En extensión, la tensión principal mayor corresponde a la presión de confinamiento y de acuerdo los resultados de los ensayos, cuando la presión de confinamiento aumenta, la pendiente de las curvas razón de tensiones principales – deformación disminuyen y la deformación máxima en la falla aumenta. El comportamiento anterior se estabiliza con los ensayos sobre 14.5 MPa, alcanzando un valor máximo en la razón de tensiones principales, que se encuentra algo por debajo del alcanzado para los ensayos en compresión.

En lo que se refiere al cambio volumétrico, los resultados reflejan una fuerte dilatancia a bajas presiones de confinamiento y a medida que aumenta la presión de confinamiento, contrae altamente hasta estabilizarse.



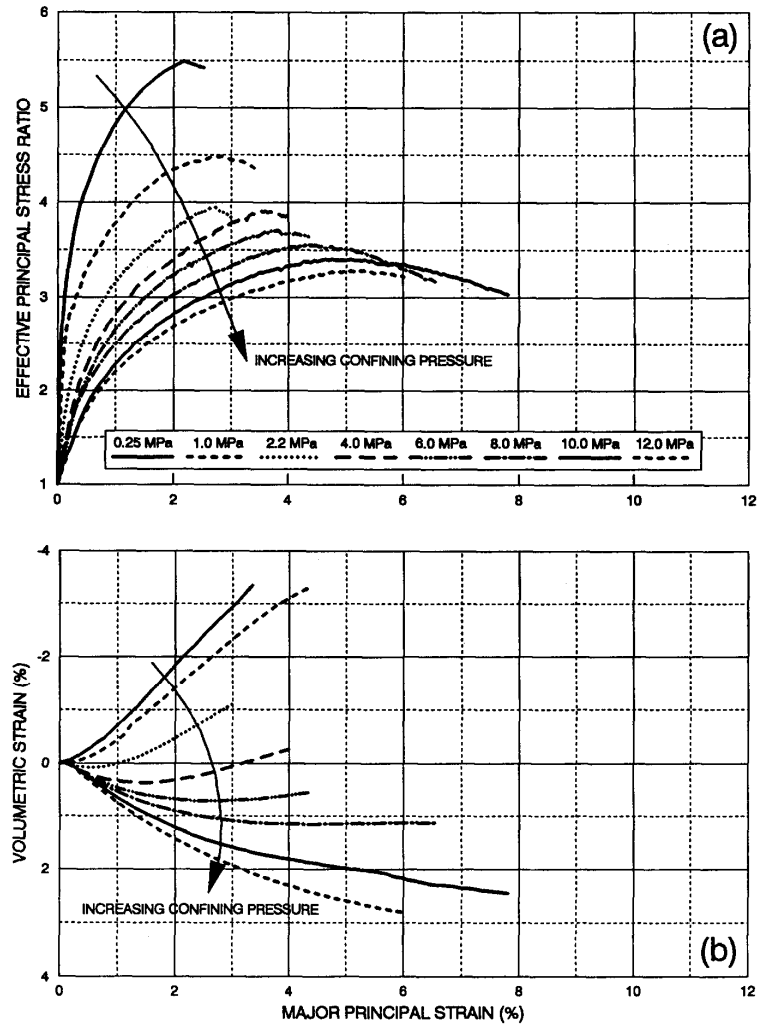


Fig. 2.5.- Respuesta monótona extensión triaxial drenada altas presiones arena Cambria DR=89.5%.  $s_0'$  entre 0.25. y 12.0 MPa (Yamamuro & Lade, 1996)

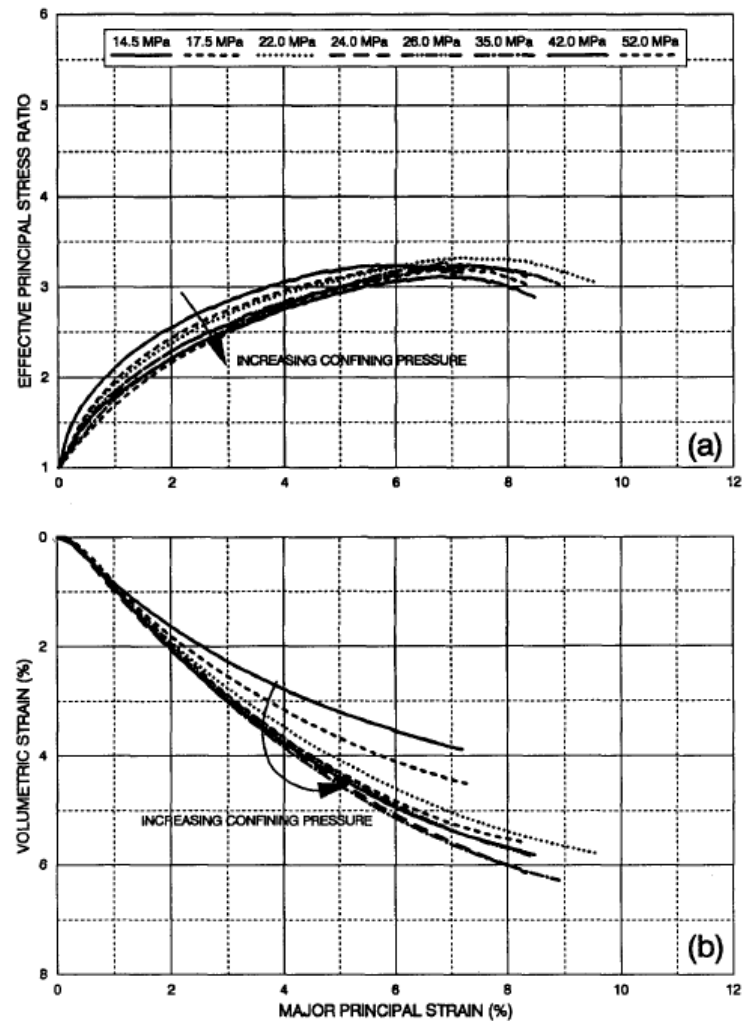


Fig. 2.6.- Respuesta monótona extensión triaxial drenada altas presiones arena Cambria DR=89.5%.  $s_0'$  entre 14.5. y 52.0 MPa (Yamamuro & Lade, 1996)

En las Fig. 2.7.a) y Fig. 2.7.b), se presentan deformación principal en la falla y deformación volumétrica en la falla en función de la presión media en la falla en escala logarítmica, respectivamente.

De acuerdo a esto, Yamamuro & Lade (1996) infieren que para la deformación principal en la falla, las curvas de ambos ensayos drenados, compresión y extensión, presentan un incremento gradual de ésta con el aumento en presión media en la falla. Sin embargo, a partir de los 4 MPa, la deformación principal en la falla aumenta drásticamente. Por otro lado, se observa que la deformación principal en extensión es siempre mucho menor que en compresión, y a medida que aumenta la presión media, esta diferencia se incrementa considerablemente. Una de las razones de este comportamiento está asociado al hecho que la superficie de falla en

compresión, es mucho mayor desde el eje hidrostático (presión efectiva media) en el plano octaédrico en comparación con la superficie de falla en extensión.

Con respecto a las deformaciones volumétricas en la falla a bajos niveles de presión media, se observa una respuesta similar para compresión y extensión hasta 4 MPa, donde la curva de compresión se separa de la de extensión para incrementar rápidamente sus deformaciones volumétricas. A altos niveles de presión media, se observa un descenso en las deformaciones volumétricas en compresión y una estabilización para extensión. Esto último concuerda con lo observado en las Fig. 2.3., Fig. 2.4., Fig. 2.5. y Fig. 2.6.

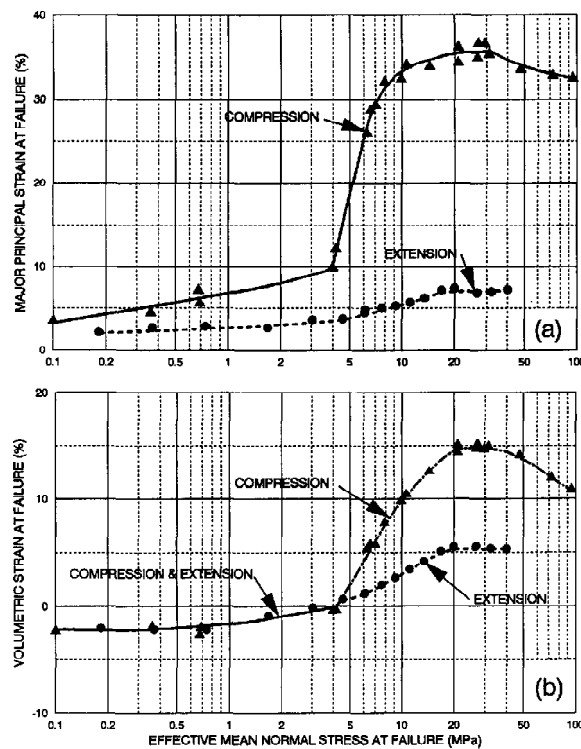


Fig. 2.7.- a) Deformación principal en la falla y b) Deformación volumétrica en la falla en función de presión media en la falla. (Yamamuro & Lade, 1996)

En las Fig. 2.8.a) y Fig. 2.8.b) se presenta un parámetro cuantificador de rotura de partículas, Parámetro de Rotura Relativa  $B_r$  de Hardin (1985) y el índice de vacíos en la falla en función de la presión media en la falla en escala logarítmica, respectivamente.

En lo que se refiere a Rotura Relativa  $B_r$ , Yamamuro & Lade (1996) mencionan que ésta se incrementa rápidamente a partir de los 4 MPa, para ambos ensayos, siendo en compresión en donde la tasa es más significativa. El incremento en la rotura de partículas continúa hasta

niveles de presión de 20 a 30 MPa, en donde se estabiliza para compresión y sigue incrementándose para extensión. Lo anterior se relaciona directamente con las curvas de deformación principal y deformación volumétrica en la falla, Fig. 2.7.a) y Fig. 2.7.b), en donde se presenta una caída para compresión y una estabilización para extensión en el nivel de tensiones indicado.

Las tasas de rotura de partículas son mayores en compresión que en extensión. Esto se asocia directamente a que las magnitudes de tensión y deformación observadas en compresión son siempre mayores que las observadas en extensión, para la misma presión de confinamiento. La trayectoria de tensiones en compresión, con presión de confinamiento constante produce un incremento en la presión efectiva media, mientras en extensión a un confinamiento constante se produce un descenso en la tensión efectiva promedio.

En la Fig. 2.8.b) se observa a bajas presiones un comportamiento dilatante (comparación con línea consolidación isotrópica) y a altas presiones se tiene un comportamiento contractivo, la que es mayor en compresión que en extensión. Esto último se asocia a la mayor cantidad de rotura de partículas desarrollada. Se observa a altas presiones que parte importante del cambio volumétrico ocurre durante la consolidación isotrópica.

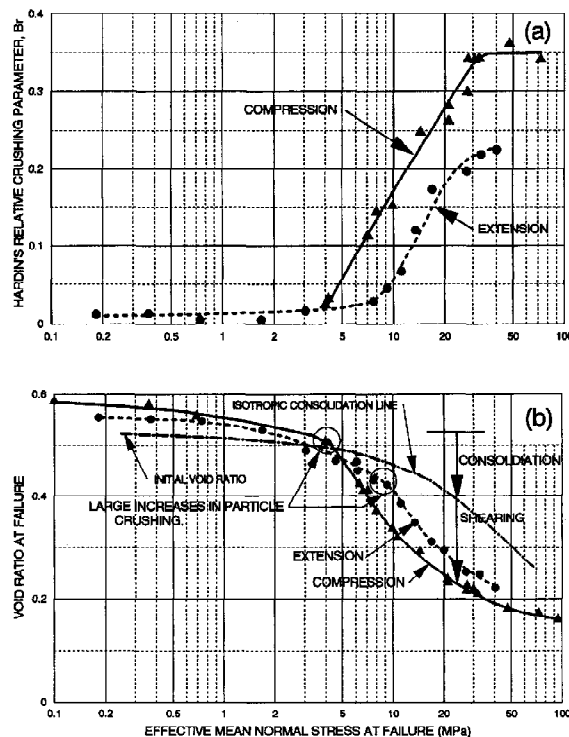


Fig. 2.8.- a) Rotura relativa  $B_r$  de Hardin y b) Índice de vacíos en la falla en función de presión media en la falla. (Yamamuro & Lade, 1996)

En las Fig. 2.9.a) y Fig. 2.9.b) se presenta la tasa de cambio volumétrico y ángulo de fricción secante en la falla en función de la presión media en la falla.

En el caso de la tasa de cambio volumétrico, al ser negativa se tiene dilatación y en caso contrario se tiene contracción.

Se observa que a bajas presiones la tasa de cambio volumétrico en extensión es bastante superior en comparación con compresión. Al aumentar la presión media, las tasas de cambio volumétrico en compresión y extensión disminuyen sustancialmente, siguiendo la tendencia indicada en la figura. Cuando se alcanzan las mayores presiones medias en compresión, la rotura de partículas se manifiesta con el máximo nivel de densificación, lo cual refleja un cambio volumétrico nulo. Sin embargo, para extensión se sigue desarrollando cambio volumétrico.

En lo que se refiere al ángulo de fricción, se observa que a bajas presiones el ángulo medido en extensión es mayor que el medido en compresión. A medida que se aumenta en el rango de presiones se tiene una disminución del ángulo de fricción en ambos casos. En compresión, se alcanza un valor mínimo del ángulo de fricción, y luego un incremento, el cual es aparentemente debido a los altos niveles de densificación generados bajo grandes cantidades de rotura de partículas, pues se tiene un arreglo de suelo más compacto. Finalmente, se observa que la variación del ángulo de fricción está fuertemente ligada a la variación en la tasa de cambio volumétrico.

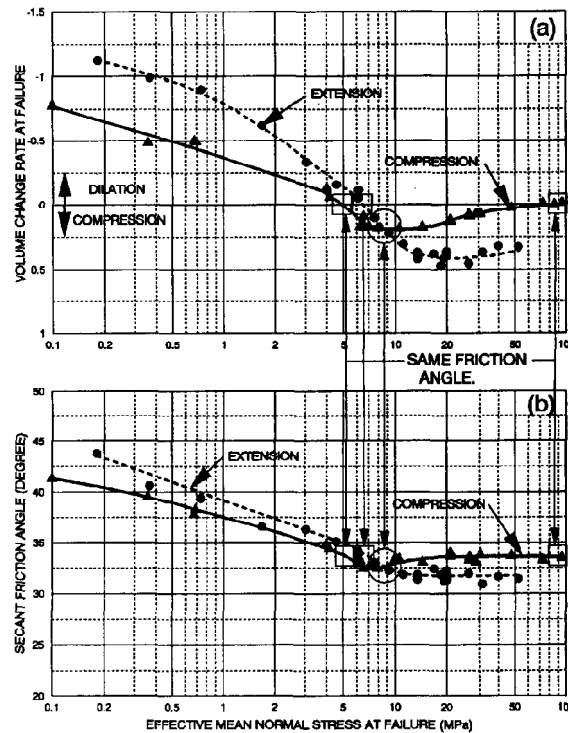


Fig. 2.9.- a) Tasa de cambio volumétrico en la falla y b) Angulo de fricción interna en función de presión media en la falla. (Yamamuro & Lade, 1996)

De acuerdo al estudio realizado por Yamamuro & Lade (1996), se puede inferir que existe una presión umbral, 4 MPa, sobre la que el mecanismo de corte se ve modificado produciendo mayor rotura de partículas y condicionando un cambio en la respuesta en términos de deformación principal en la falla, deformación volumétrica en la falla e indicador de rotura relativa  $B_r$  de Hardin.

Sin embargo, estos resultados se grafican en escala logarítmica por lo que es posible algún efecto de escala en la interpretación de resultados. Con esto, en las Fig. 2.10., Fig. 2.11. y Fig. 2.12. se grafican los datos de deformación principal en la falla, deformación volumétrica en la falla y rotura relativa  $B_r$  de Hardin en función de la presión media en la falla en escala aritmética, respectivamente.

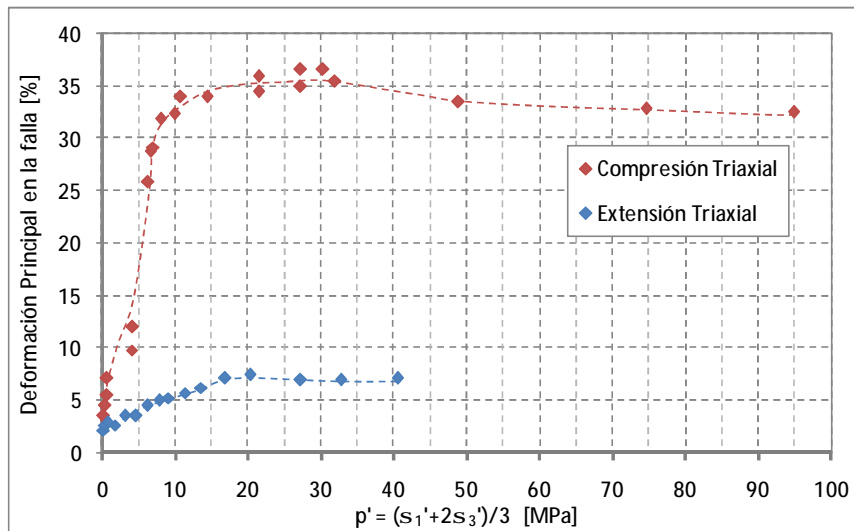


Fig. 2.10.- Deformación principal en la falla en función de presión media en la falla, según resultados de Yamamuro & Lade (1996)

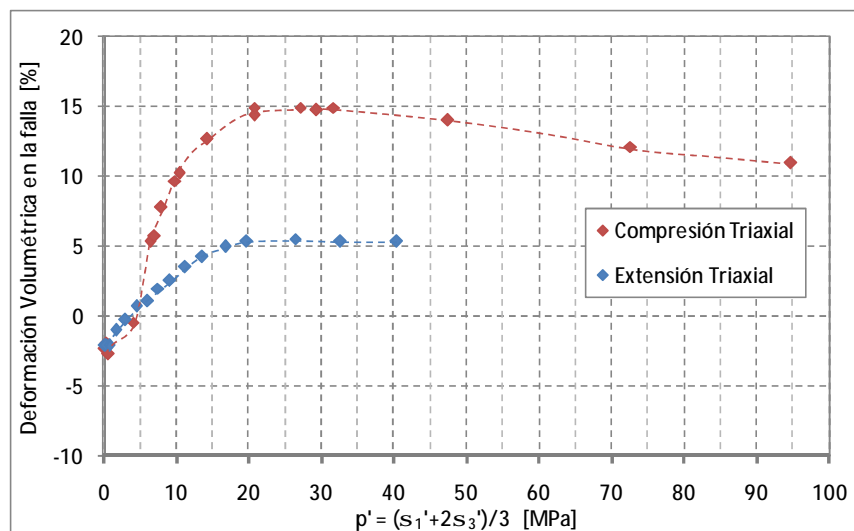


Fig. 2.11.- Deformación volumétrica en la falla en función de presión media en la falla, según resultados de Yamamuro & Lade (1996)

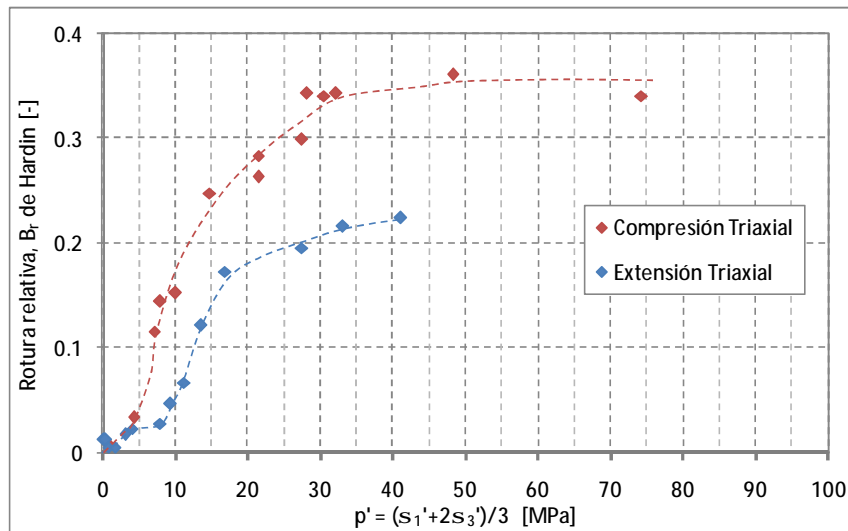


Fig. 2.12.- Rotura relativa  $B_r$  de Hardin en función de presión media en la falla, según resultados de Yamamuro & Lade (1996)

Para la deformación principal en la falla se observa un comportamiento creciente a medida que aumenta la presión media en la falla con una estabilización a partir de los 10 MPa para compresión y 15 MPa para extensión triaxial, desarrollando deformaciones principales de 33% y 7.5% respectivamente. Comportamiento similar se observa para la deformación volumétrica en la falla, en donde se alcanzan niveles de estabilización de 10% y 5% para compresión y extensión triaxial respectivamente. En el caso de rotura relativa  $B_r$  de Hardin se observa una respuesta creciente que luego se estabiliza a medida que aumenta la presión media en la falla para compresión y extensión triaxial.

Con lo anterior, se observa que en los 4 MPa no se tiene una “presión umbral” a la que el mecanismo de corte se ve modificado, pues solo es efecto de la escala logarítmica a la que se graficaron los resultados. En caso de existir una presión en donde cambia el mecanismo de corte, esta será asociada a las presiones de estabilización mencionadas.



### 2.2.2.- Comportamiento Monótono No-Drenado

El comportamiento monótono no drenado queda determinado por la ubicación del estado inicial con respecto a la Línea de Estado Último, esto es en términos de índice de vacíos y presión efectiva iniciales.

En la Fig. 2.13. se presentan los resultados de una serie de ensayos de compresión triaxial no drenada sobre arena Toyoura realizados por Verdugo (1992). Este material corresponde a una arena uniforme con diámetro medio de partículas,  $D_{50}$ , de 0.17 mm e índices de vacíos máximo y mínimo de 0.977 y 0.597, respectivamente.

En la Fig. 2.13.1 se observan los resultados de ensayos a diversas presiones de confinamiento inicial e igual índice de vacíos, en donde se observa una transición de comportamiento dilatante a contractivo al aumentar la presión de confinamiento. También se observa la independencia en la resistencia última no drenada de la presión de confinamiento a un índice de vacíos constante.

En la Fig. 2.13.2 se observan los resultados de ensayos a diversos índices de vacíos e igual presión de confinamiento inicial, observándose una transición de comportamiento contractivo a dilatante a medida que disminuye el índice de vacíos (incremento de densidad). También se observa una clara dependencia de la densidad en la resistencia última no drenada al tener la presión de confinamiento inicial constante.

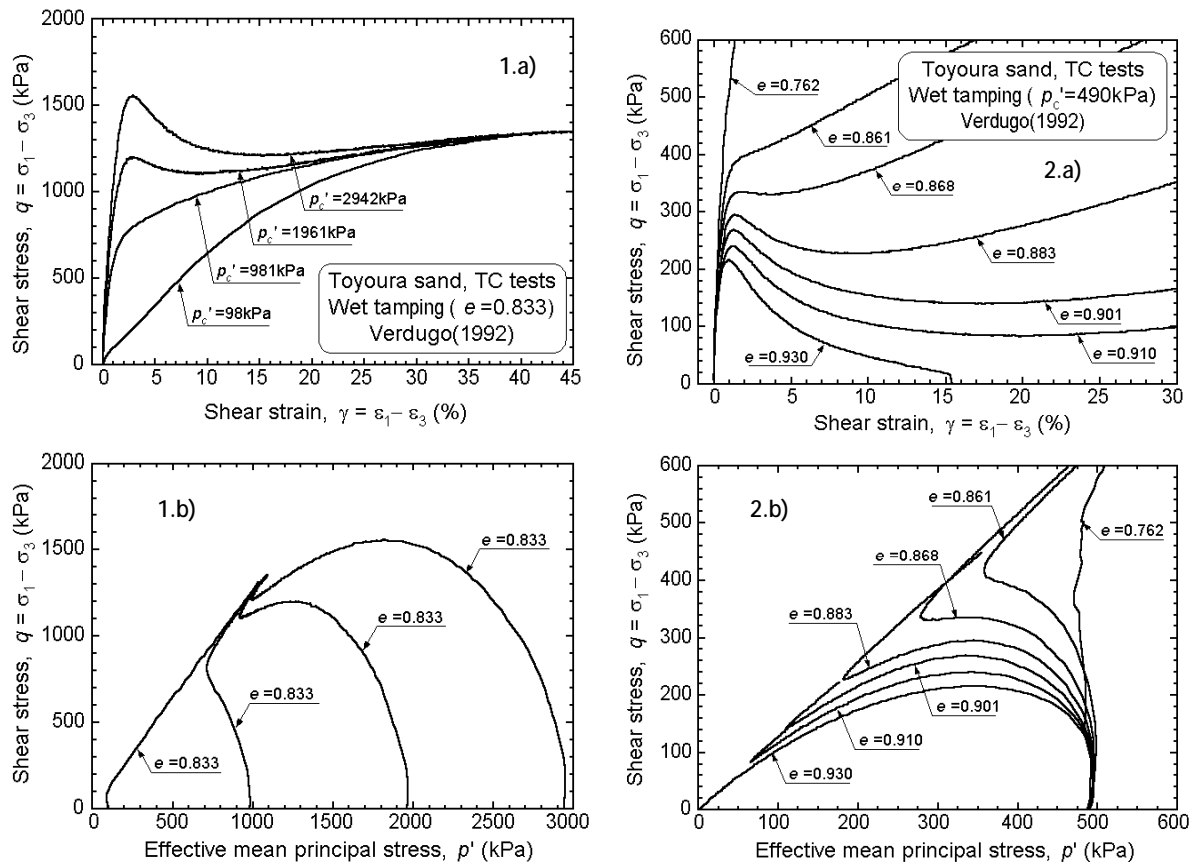


Fig. 2.13.- Ensayos compresión triaxial no drenado 1)  $e=0.833$  2)  $s_0'=490 \text{ kPa}$ . (Verdugo, 1992. Modificado por Yoshimine & Ishihara, 1998)

Las características de la respuesta no drenada en arenas, clasificadas en *Phase Transformation*, *Quasi Steady State* y *Critical Steady State* son esquematizados en la Fig. 2.14.

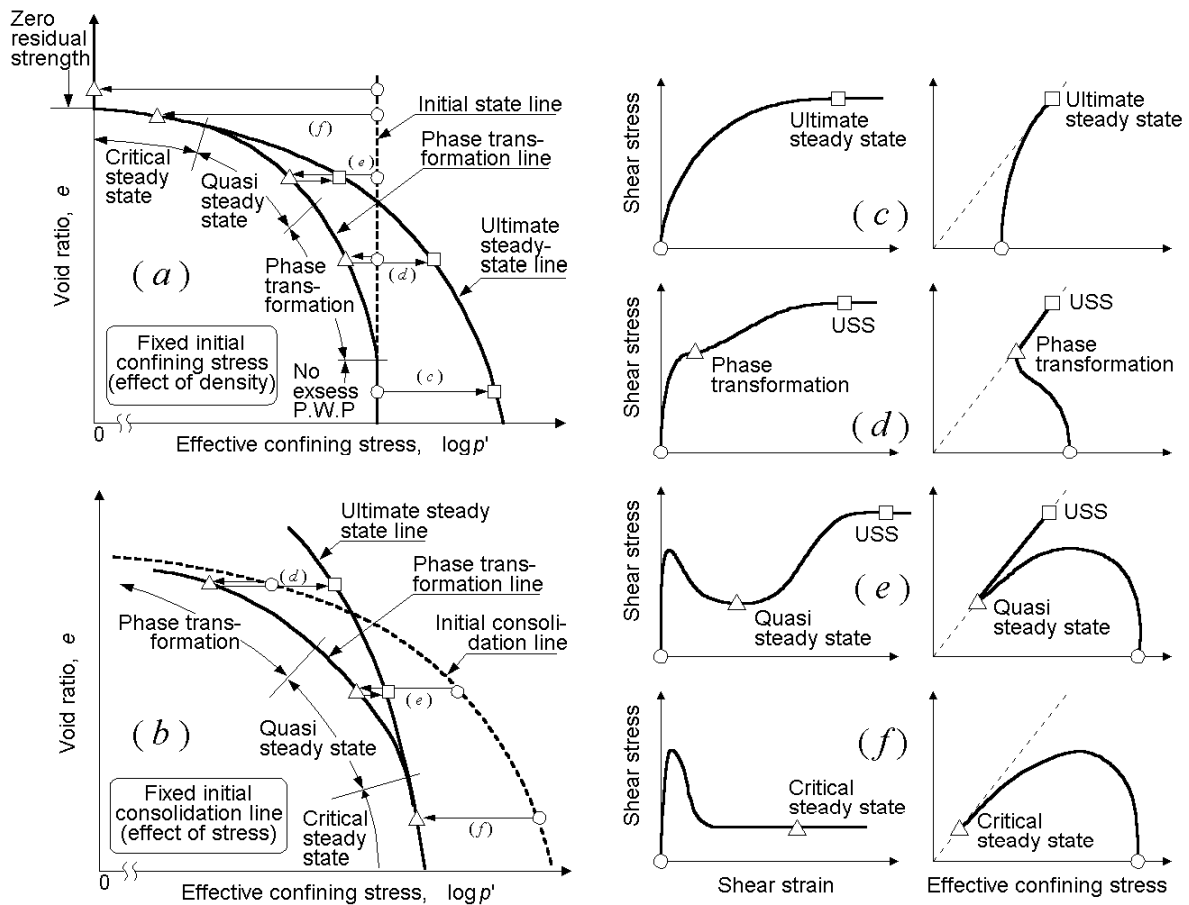


Fig. 2.14.- Comportamiento no drenado de arenas bajo grandes deformaciones. (Yoshimine & Ishihara, 1998)

En la Fig. 2.14 (a) se observa el efecto de la densidad en la respuesta no drenada, manteniendo fijo el estado tensional inicial. En la Fig. 2.14 (b) se observa el efecto del estado tensional, conservando fija la línea de consolidación inicial.

Las Líneas *Ultimate Steady State Line* (USSL) y *Quasi Steady State Line* (QSSL) o *Phase Transformation Line* (PTL), corresponden a líneas características en el comportamiento no drenado de una arena.

*Phase Transformation* o *Transformación de Fase*, definida por Ishihara (1975), corresponde al instante en que la respuesta del suelo cambia de contractivo a dilatante. Este estado solo se experimenta en estados densos o medianamente densos y a presiones de confinamiento bajas, ver Fig. 2.14 (d).

El *Quasi Steady State*, definido por Alarcón-Guzmán (1988), corresponde a un estado de resistencia mínima que ocurre en arenas sueltas una vez superada la resistencia peak. En este mismo instante el suelo se encuentra en un estado de *Phase Transformation*, ver Fig. 2.14 (e).

A fin de complementar el estudio realizado en condición drenada a altas presiones, discutido anteriormente, Lade & Yamamuro (1996) realizaron ensayos triaxiales no drenados sobre Arena Cambria para presiones de confinamiento iniciales de 6.4 MPa a 68.9 MPa e igual densidad relativa de 89.5%.

En las Fig. 2.15. y Fig. 2.16. se presentan el comportamiento tensión – deformación, presión de poros y trayectoria de tensiones efectivas para solicitaciones del tipo no drenado en el caso de compresión triaxial y extensión triaxial, respectivamente.

Para compresión triaxial se tiene que a medida que aumenta la presión de confinamiento inicial se hace manifiesto un peak de resistencia en torno al 1 a 3% de deformación, para luego estabilizarse y alcanzar el estado ultimo. Esta tendencia se encuentra directamente asociada a la tendencia al cambio volumétrico de la muestra de suelo, que se refleja claramente en la caída de resistencia causada por la tendencia a compresión volumétrica, que a su vez gatilla un aumento en la presión de poros haciendo que disminuyan las tensiones efectivas.

En el caso de extensión triaxial, la respuesta se ve afectada por la inherente inestabilidad del ensayo, por lo cual se hace necesario la utilización del método propuesto por Yamamuro & Lade (1995). En términos generales, el comportamiento es similar a lo presentando para el caso de compresión, notando que se desarrollan menores deformaciones.

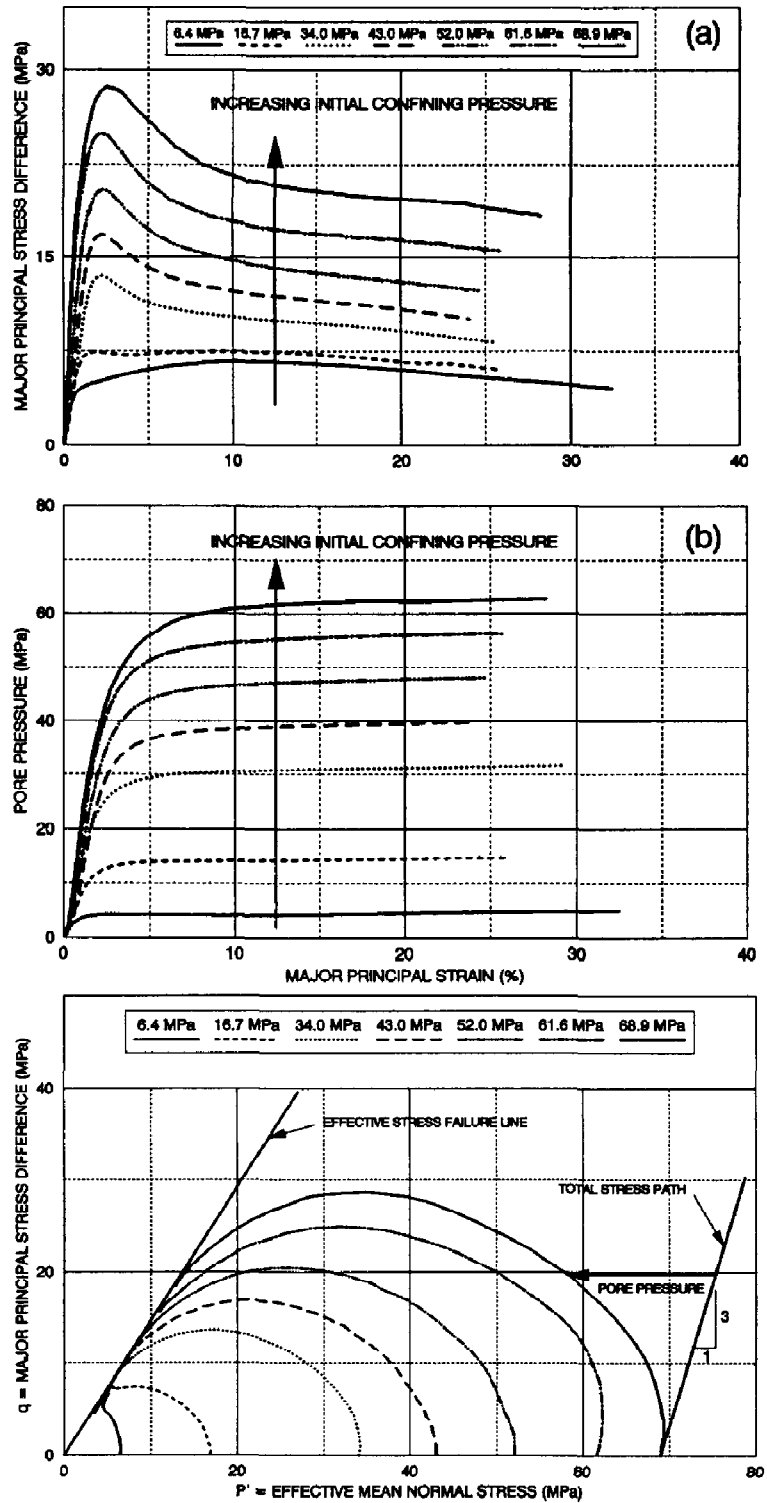


Fig. 2.15.- Respuesta monótona no drenada altas presiones arena Cambria DR =89.5%. Compresión Triaxial. (Lade & Yamamuro, 1996).

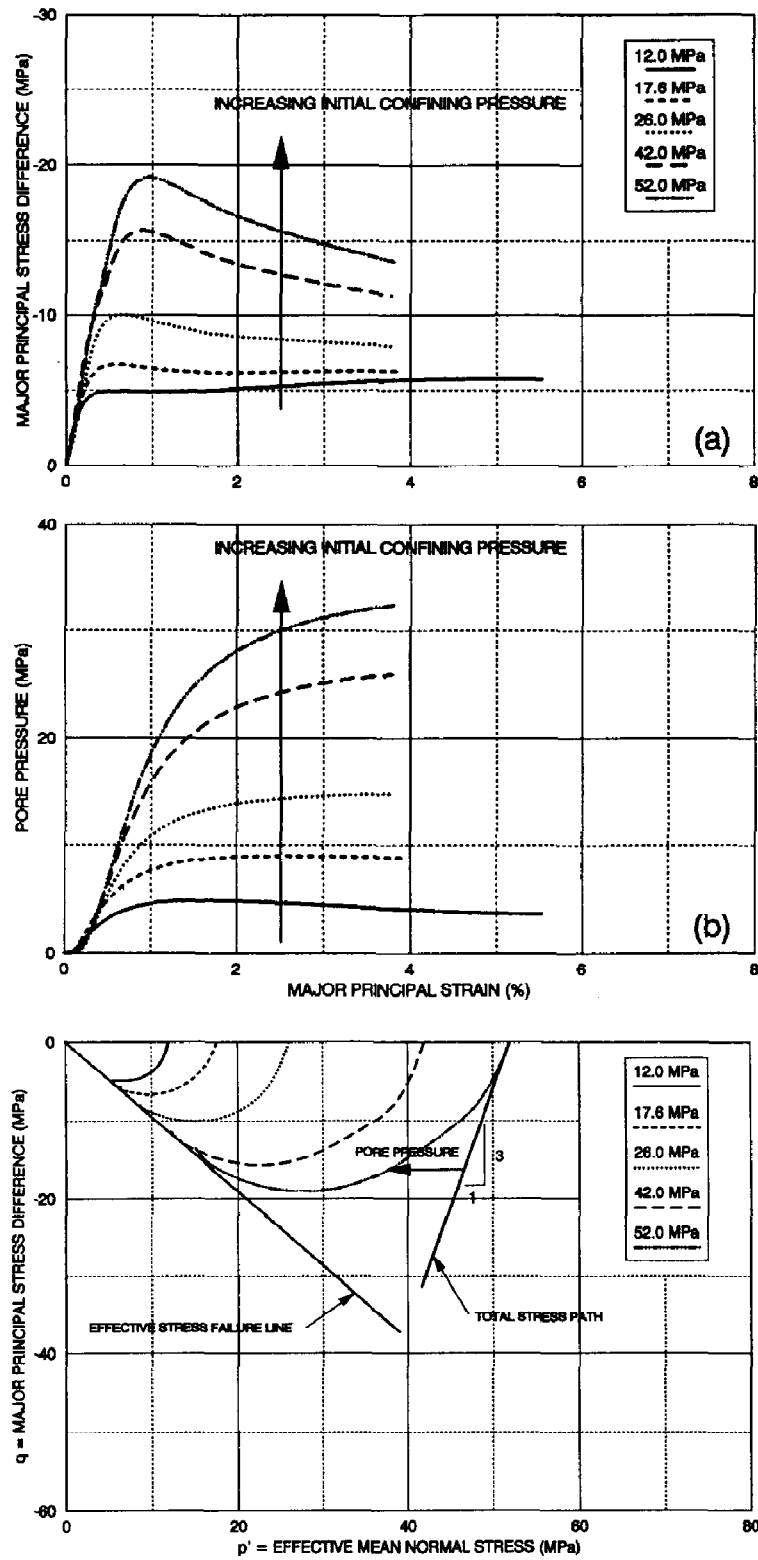


Fig. 2.16.- Respuesta monótona no drenada altas presiones arena Cambria DR =89.5%. Extensión Triaxial. (Lade & Yamamuro, 1996).

La evaluación de la magnitud de rotura de partículas se presenta en la Fig. 2.17., donde se grafica el parámetro  $B_r$  de Hardin en función de la presión media en la falla para los ensayos triaxiales drenado y no drenado, compresión y extensión. De aquí se desprende que los ensayos en compresión generan una mayor cantidad de rotura de partículas que el caso en extensión.

Es importante destacar que para el caso no drenado, la mayor parte de la rotura de partículas ocurre a bajas presiones medias en la falla. Esto se debe a que en el caso no drenado se alcanza inicialmente una gran presión de consolidación isotrópica, en donde se produce gran parte de la rotura de partículas, para luego el suelo responder con un considerable incremento de presión de poros lo que se manifiesta en un descenso de las tensiones efectivas, ver Fig. 2.18.

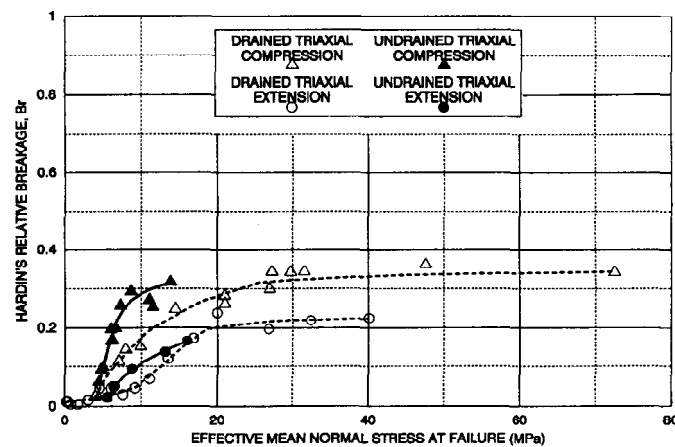


Fig. 2.17.- Rotura relativa  $B_r$  de Hardin en función de presión media en la falla, ensayos drenados y no drenados. (Lade & Yamamuro, 1996)

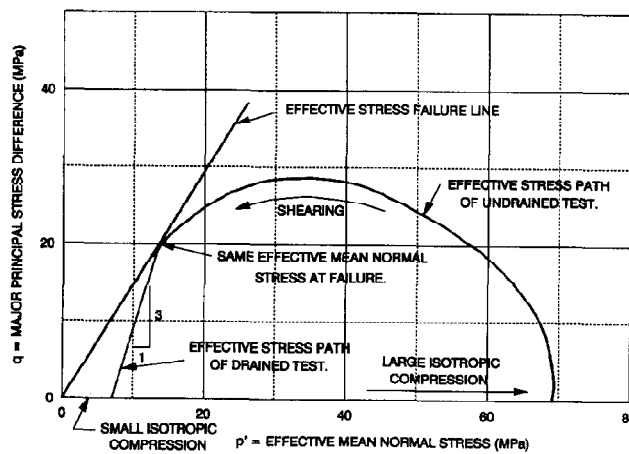


Fig. 2.18.- Efecto de diferentes trayectorias de tensiones a altas presiones sobre ensayos drenados y no drenados para igual presión media en la falla. (Lade & Yamamuro, 1996)

En la Fig. 2.19. se presenta la variación del ángulo de fricción secante en función de la presión media en la falla para los ensayos del tipo no drenado. Se observa que el ángulo de fricción se mantiene relativamente constante para el caso en compresión y extensión.

A modo de comparación, en la Fig. 2.20., Lade & Yamamuro (1996) presentan la variación del ángulo de fricción secante en función de la presión media en la falla para los ensayos del tipo drenado y no drenado, en condición de compresión y extensión triaxial. El ángulo de fricción para los ensayos no drenado se mantiene constante, esto debido a que se fuerza a la condición de volumen constante, mientras el ángulo de fricción obtenido en condición drenada alcanza altos valores a bajas presiones, debido a que se permite dilatación. A altas presiones se observa que el ángulo de fricción secante obtenido bajo condición no drenada es superior al de condición drenada. Esta diferencia se asocia a que en condición no drenada gran parte de la rotura de partículas ocurre durante la consolidación isotrópica a grandes presiones, para luego alcanzar bajas tensiones efectivas en la falla. Por lo anterior, durante la etapa de consolidación isotrópica el material cambia a una condición más densa, con mejor graduación y resistencia, con lo que movilizará un ángulo de fricción mayor que el esperado en condición drenada para la misma presión media en la falla.

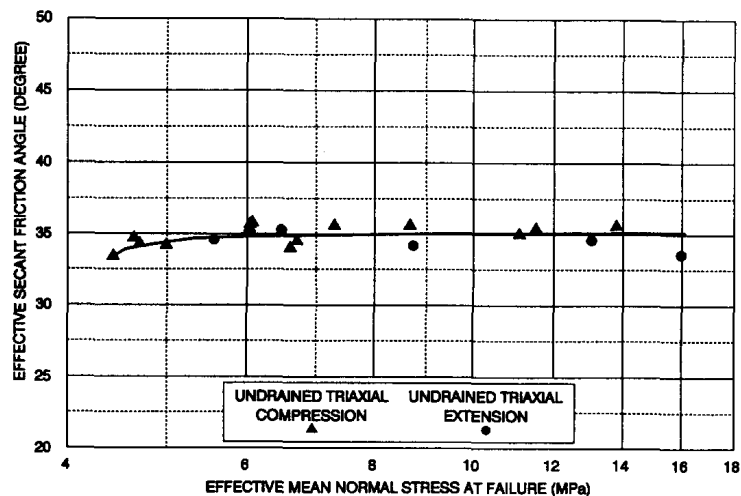


Fig. 2.19.- Ángulo de fricción secante en función de presión media en la falla. Ensayos condición no drenada. (Lade & Yamamuro, 1996)



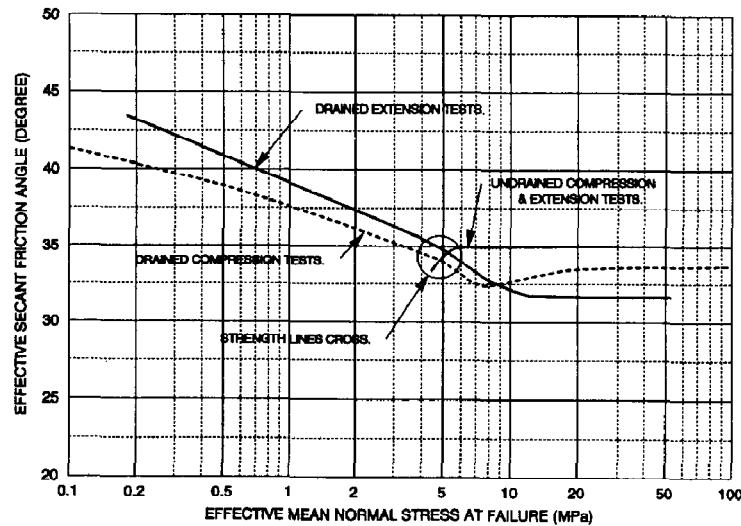


Fig. 2.20.- Ángulo de fricción secante en función de presión media en la falla. Diferentes trayectorias de tensiones. (Lade & Yamamuro, 1996)

### 2.2.2.1.- Inestabilidad

Inestabilidad corresponde a la incapacidad de una masa de suelo a soportar o mantener una carga, manifestándose en grandes deformaciones que eventualmente pueden llevar a la falla (Lade, 1992). Para que se desarrolle la inestabilidad en una masa de suelo, es necesario que el comportamiento del material sea contractivo, lo cual se puede lograr a bajas presiones de confinamiento con densidades bajas y para el caso de altas presiones inclusive con densidades altas. La Zona de Inestabilidad se presenta en la Fig. 2.21. y corresponde a la región delimitada por la *Línea de Estado Último* y la *Línea de Inestabilidad*, esta última corresponde a la línea formada por las *máximas diferencias de tensiones principales* (*maximum principal stress difference*):

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

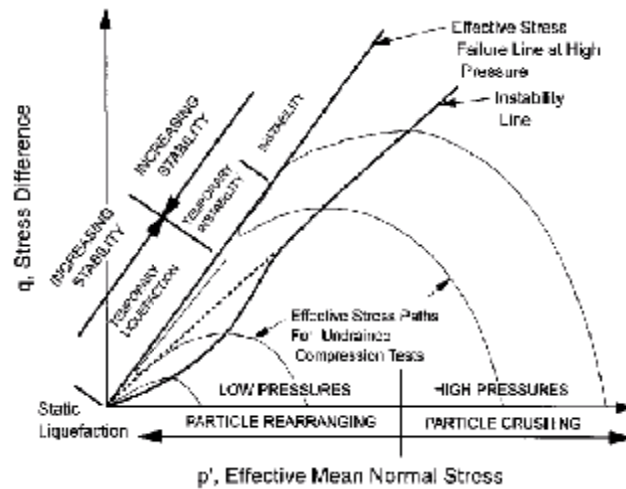


Fig. 2.21.- Ubicación Zona de Inestabilidad. (Lade & Yamamuro, 1997)

En la Fig. 2.21. se observan cuatro trayectorias de tensiones, siendo la ultima la que desarrolla inestabilidad a altas presiones, presentando una fuerte tendencia contractiva con el continuo aumento de las presiones de poros. La trayectoria de tensiones efectiva desarrolla su peak de resistencia,  $q_{m\acute{a}x}$ , a bajas deformaciones, para luego disminuir hasta alcanzar la Línea de Estado Último.

Se debe destacar que la rotura de partículas y subsecuente reordenamiento son determinantes en la tendencia contractiva que desarrolla el material.

Diversos autores definen la Línea de Inestabilidad, entre los que destacan Lade (1992) como *Instability Line*, Vaid & Chern (1985) como *Critical Stress Ratio*, Sladen et al (1985) como *Collapse Surface* y Olson & Stark (2002) como *Yield Strength Ratio*.

### 2.3.- Rotura de Partículas

Tal como se mencionó en la sección anterior, los materiales granulares al ser sometidos a altas presiones de confinamiento sufren modificaciones en sus propiedades mecánicas y en su comportamiento, entre las que destacan principalmente el aumento de la compresibilidad, desaparición de dilatancia y disminución del ángulo de fricción interna. Estas significativas variaciones se asocian principalmente al fenómeno de la rotura de partículas (Bishop, 1966; Lee & Farhoomand, 1967; Vesic & Clough, 1968; Lo & Roy, 1973; Lade & Yamamuro, 1996; Yamamuro & Lade, 1996). Por lo anterior, es necesario identificar y cuantificar este efecto, en las propiedades de ingeniería.

#### 2.3.1.- Parámetros para evaluar Rotura de Partículas

Para la cuantificación de la rotura de partículas, diversos autores han propuesto parámetros indicadores basándose principalmente en la comparación de granulometría antes y después del ensayo. Algunos de estos parámetros están basados en un tamaño específico de partículas, mientras otros en variaciones en todo el rango de distribución de tamaños. Los parámetros de rotura de partículas más utilizados corresponden a los desarrollados por Marsal (1967), Lee & Farhoomand (1967) y Hardin (1985). Estos parámetros se presentan la Fig. 2.22.

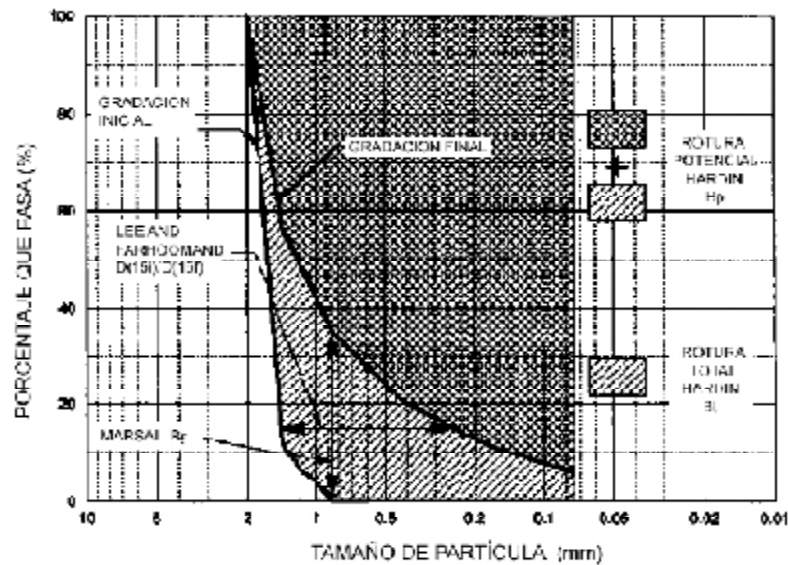


Fig. 2.22.- Definición de parámetros de rotura de partículas. (Lade, Yamamuro & Bopp, 1996. Modificado por De la Hoz, 2007)

Marsal (1967) desarrolla el parámetro  $B_g$ , basándose en el diseño y construcción de presas de enrocado.  $B_g$  se define como la sumatoria de las diferencias positivas entre los porcentajes de material retenido en las mallas antes y después de un ensayo.

Lee & Farhoomand (1967) definen *Rotura Relativa* o *Relative Crushing* como  $D_{15 \text{ inicial}} / D_{15 \text{ final}}$ , en donde se compara los tamaños para el 15% de material que pasa antes y después de un ensayo. La elección de  $D_{15}$  se debe a que la investigación de estos autores se enfocó en el diseño de filtros para presas de tierra.

Hardin (1985) basó su cuantificación de rotura de partículas sobre las variaciones en toda la distribución granulométrica, definiendo dos diferentes cantidades: *Rotura Potencial*,  $B_p$ , como el área entre la distribución granulométrica inicial del suelo y el tamiz de malla N° 200 (0.074 mm) y *Rotura Total*,  $B_t$ , como el área entre la distribución granulométrica inicial y final, presentadas en la Fig. 2.23. Con lo anterior, define la *Rotura Relativa* o *Relative Breakage*,  $B_r$ , como la razón entre *Rotura Total* y *Rotura Potencial*.

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad \text{Ec.(2.2)}$$

Otro parámetro utilizado para cuantificar la rotura de partículas corresponde al *Área Superficial Específica* o *Specific Surface Area*, definido por las siguientes expresiones:

$$S_w = \frac{6 \sum \frac{V_i}{d_i}}{\rho \sum V_i} \quad \text{Ec.(2.3)}$$

$$S_w = \frac{6}{\rho \bar{D}} \quad \text{Ec.(2.4)}$$

En donde:

$V_i$ : corresponde al volumen relativo a las partículas  $i$  [ $L^3$ ]

$d_i$ : diámetro medio de partículas  $i$  [L]

$\rho$ : densidad seca del material [ $M/L^3$ ]

$\bar{D}$ : diámetro medio ponderado [L]

Para la determinación del *Área Superficial Específica* se asume que las partículas son esferas sólidas perfectamente lisas. Esta determinación es geométrica y utiliza todo el rango de tamaños de partículas de la distribución granulométrica.

Complementariamente y de modo similar al parámetro anterior, se define el *Área Superficial* o *Surface Area*,  $S$ , propuesto por Miura & Yamanouchi (1971) y utilizado por Hyodo et al. (2002) en su estudio de altas presiones sobre material granular.

El *Área Superficial*  $S$ , queda determinado por la siguiente expresión:

$$S = S_w \cdot \rho_d \quad \text{Ec.(2.5)}$$

En donde:

$$S_w = S_{w1} + S_{w2} \quad \text{Ec.(2.6)}$$

$$S_{w1} = \sum \frac{F}{100} \cdot \frac{4\pi(d_m/2)^2}{\left(\frac{4}{3}\right)\pi(d_m/2)^3 G_S \rho_w} \quad \text{Ec.(2.7)}$$

$$S_{w2} = \sum \frac{F}{100} \cdot \frac{S_0 \cdot G_C \cdot t \cdot (1 - e_0) \cdot \sqrt{e^3}}{G_S \cdot t_0 \cdot \sqrt{e_0^3} \cdot (1 - e)} \quad \text{Ec.(2.8)}$$

En donde:

$S_w$ : corresponde a la superficie específica total [ $L^2/M$ ]

$\rho_d$ : densidad seca del material [ $M/L^3$ ]

$S_{w1}$ : superficie específica total 1, para partículas mayores de 0.074 mm [ $L^2/M$ ]

$S_{w2}$ : superficie específica total 2, para partículas menores de 0.074 mm utilizando la norma japonesa de cemento. JIS R 5201 [ $L^2/M$ ]

F: porcentaje en peso retenido en la malla [%]

$G_s$ : gravedad específica de muestra de suelo [-]

$\rho_w$ : densidad agua [M/L<sup>3</sup>]

$d_m$ : raíz del producto entre los diámetros de partículas consecutivos [M]

$G_c$ : gravedad específica de cemento [-]

$S_0$ : superficie específica de cemento [L<sup>2</sup>/M]

$t_0$ : tiempo de sedimentación de cemento [T]

$e_0$ : índice de vacíos de cemento, normalmente se utiliza 1.5 [-]

$t$  y  $e$ : corresponden a tiempo de sedimentación e índice de vacíos de muestra de suelo [T] y [-]

Se debe destacar que para tamaños de partículas menores a 0.074 mm, el área superficial específica fue medida utilizando como aproximación el método de Blaine para cemento, el que es definido en la Norma Industrial Japonesa JIS R 5201.

En este estudio se utilizará como indicador de rotura de partículas el parámetro área superficial específica  $S_w$ , el que se obtendrá de acuerdo a la metodología propuesta en punto 4.3.1.

### 2.3.2.- Factores que condicionan la rotura de partículas

Existen diversos factores que afectan la magnitud de la rotura de partículas, entre los más significativos se puede mencionar:

#### 2.3.1.1.- Características Material granular

Entre las características de los materiales granulares que condicionan la rotura de partículas, se tiene:

- Tamaño de Partículas
- Forma
- Mineralogía

En relación al tamaño de partículas se puede decir que al aumentar el tamaño de partículas, la magnitud de rotura de partículas también aumenta, Fig. 2.23. Esto se debe principalmente a que las partículas de un tamaño mayor presentan más imperfecciones o defectos en comparación con las de un tamaño menor. Esto se ve reflejado en la alta probabilidad de que estas imperfecciones presentes en las partículas gatillen que ésta sufra rotura. Las partículas pequeñas son generalmente formadas por el fracturamiento de partículas mayores a través de estas imperfecciones. Dado que la rotura es un proceso continuo, se espera una menor cantidad de imperfecciones en las partículas subdivididas.

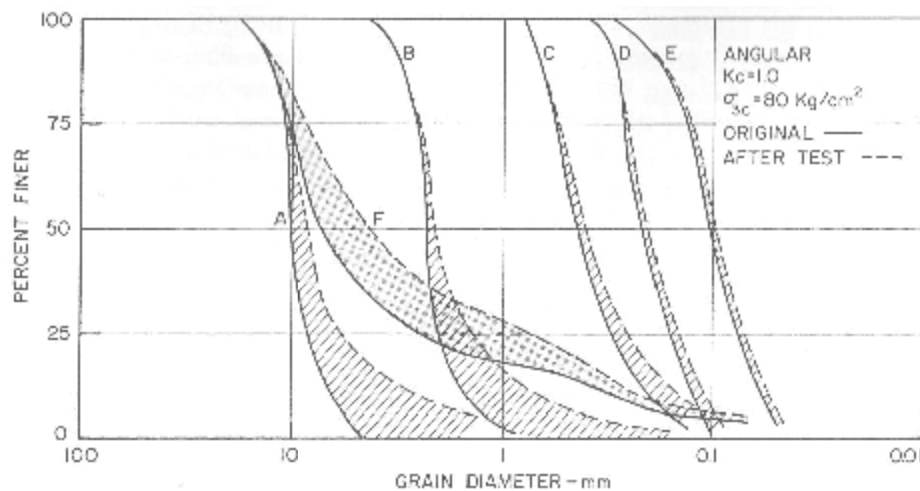


Fig. 2.23.- Comparación de rotura de partículas con diferente tamaño máximo. (Lee & Farhoomand, 1967)

En lo que se refiere a la forma de las partículas, de manera similar a la influencia del tamaño, al aumentar la angulosidad de éstas, se incrementa la rotura de partículas, Fig. 2.24. Partículas más angulosas sufren fácilmente rotura, pues se tiene una concentración de tensiones en pequeñas zonas angulosas.

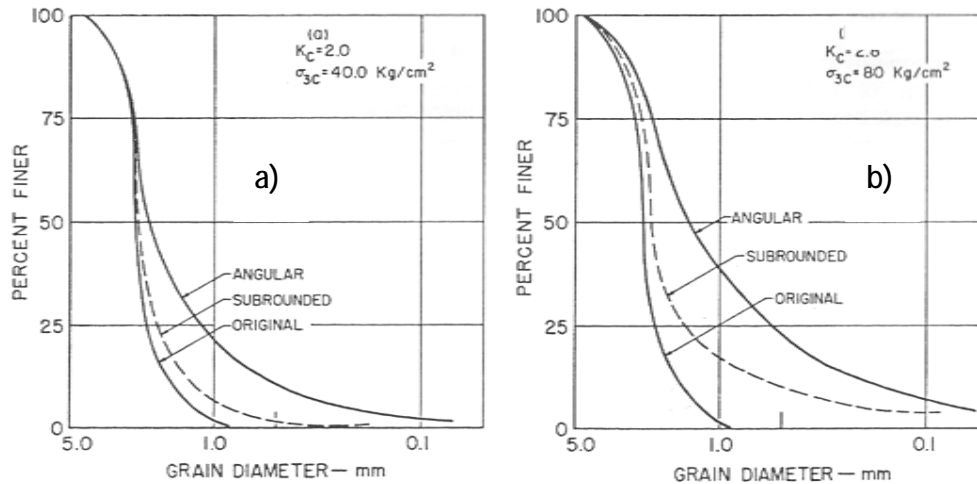


Fig. 2.24.- Comparación rotura de partículas para arena angula y sub-redondeada. a)  $s_o' = 40 \text{ kg/cm}^2$  y  $K_c = 2.0$ . b)  $s_o' = 80 \text{ kg/cm}^2$  y  $K_c = 2.8$ . (Lee & Farhoomand, 1967)

La mineralogía de las partículas del material granular condiciona el efecto de rotura, principalmente por la resistencia individual de las partículas. Con lo anterior, se espera que mientras más resistente sean las partículas, menor rotura se genere al ser sometido a una presión de confinamiento elevada. Esto se confirma en la Fig. 2.25. donde se presentan resultados de Lo & Roy (1973) para distintas arenas compuestas por óxido de aluminio, cuarzo y piedra caliza, cuya resistencia individual de las partículas va de mayor a menor respectivamente, preparadas con la misma gradación inicial y sometidas a compresión triaxial a distintas presiones de confinamiento.



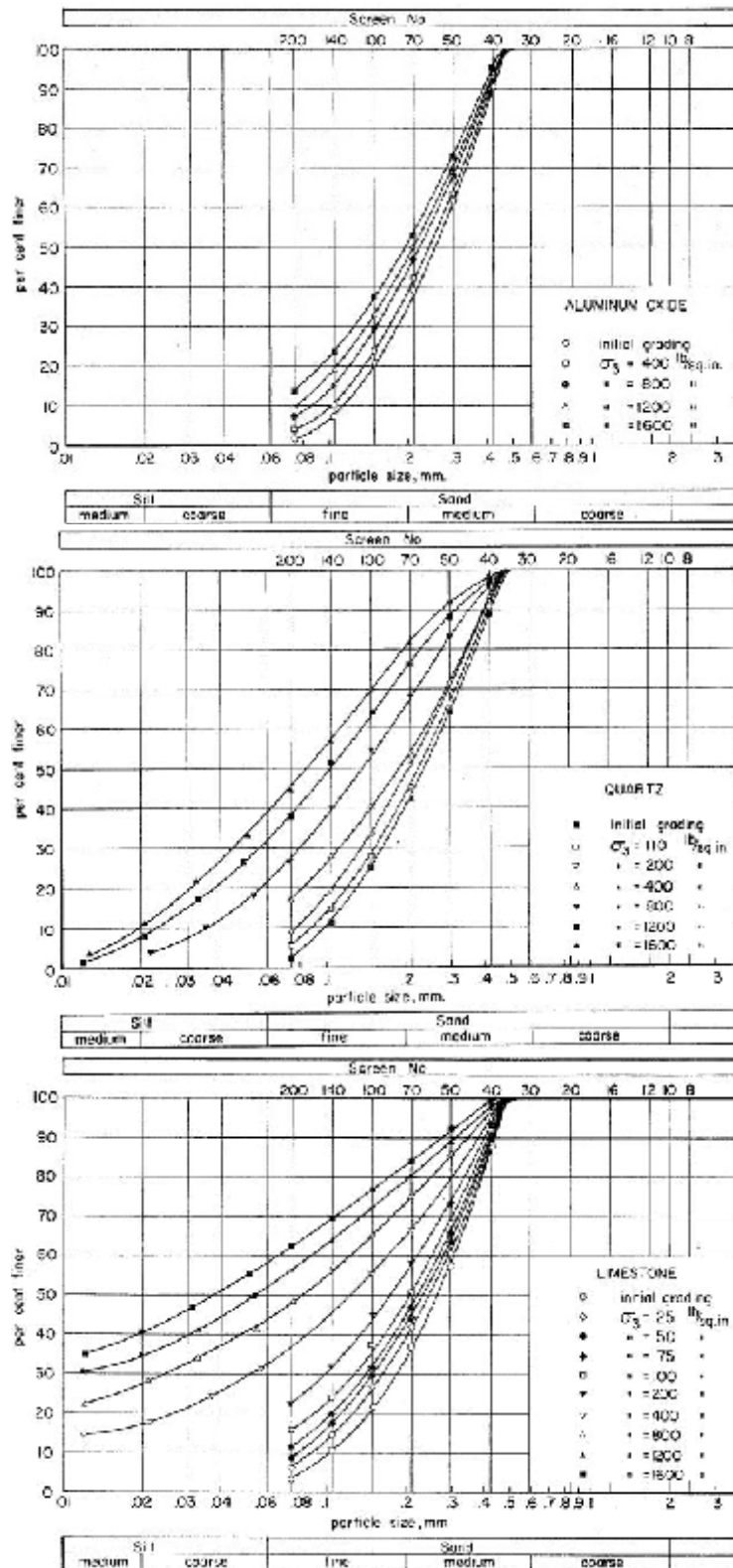


Fig. 2.25.- Granulometría arenas distintos minerales oxido de aluminio, cuarzo y piedra caliza. (Lo & Roy, 1973).

## 2.3.1.2.- Distribución granulométrica inicial

La distribución granulométrica inicial o gradación del material también condiciona la respuesta mecánica en términos de rotura de partículas. Se espera que materiales con granulometría uniforme presenten mayor rotura de partículas y por ende mayor compresibilidad que materiales bien graduados a igual tamaño máximo de partículas.

En la Fig. 2.26. se presentan los resultados de Lee & Farhoomand (1967), para las distribuciones granulométricas indicadas en la Fig. 2.23. En la Fig. 2.26.1. se presenta el término de *Rotura Relativa* definida por la razón entre  $D_{15}$  inicial /  $D_{15}$  final en función de la tensión principal mayor para ensayos de compresión triaxial. Se observa que los materiales A y F, con igual tamaño máximo y distribuciones uniformes y bien graduadas, respectivamente, presentan un comportamiento distinto en términos de rotura. El material A entrega una mayor magnitud de rotura de partículas a igual tensión principal mayor en comparación con el material F. En la Fig. 2.26.2. se desprende algo similar en términos de compresibilidad para el material A sobre el material F.

La respuesta anterior se asocia principalmente a que el material A tiene que cubrir una mayor cantidad de tamaños, a fin de lograr un estado más compacto en comparación con el material F.

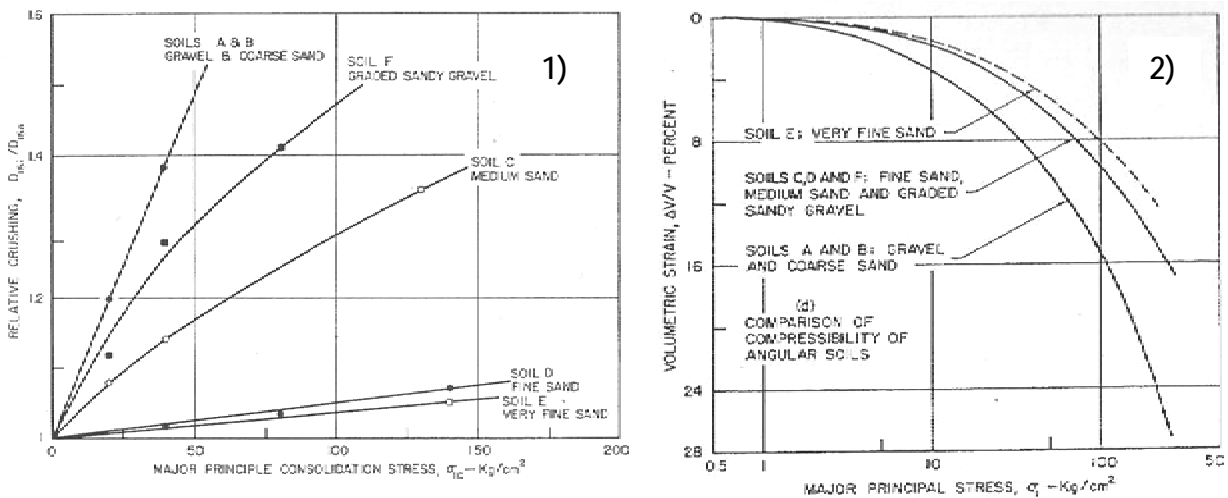


Fig. 2.26.- Comparación rotura y compresibilidad diferente graduación inicial. 1) Rotura. 2) Compresibilidad. (Lee & Farhoomand, 1967)

## 2.3.1.3.- Efecto del Agua

Diversos autores, entre los que destacan Lee & Farhoomand (1967), notaron que la rotura de partículas aumenta sustancialmente con la presencia de agua. Sin embargo, Miura & Yamanouchi (1975) estudiaron este efecto en base a ensayo triaxiales y compresiones confinadas para distintos líquidos en el proceso de saturación. Ellos estudiaron el efecto del agua en la arena Toyoura desde un punto de vista mecano - químico, en donde mencionan que la pérdida de resistencia de las partículas bajo la acción del agua se liga a cambios en la energía superficial de las micro - grietas ya existentes, siendo el agua el factor acelerante en el proceso de rotura. Los autores atribuyen gran importancia al agua en el proceso de rotura de partículas probablemente ligado a la alta polaridad, baja viscosidad y bajo volumen molar. En la Fig. 2.27. se presenta el aumento de rotura de partículas para condiciones de muestra seca y saturada en función de la presión isotrópica.

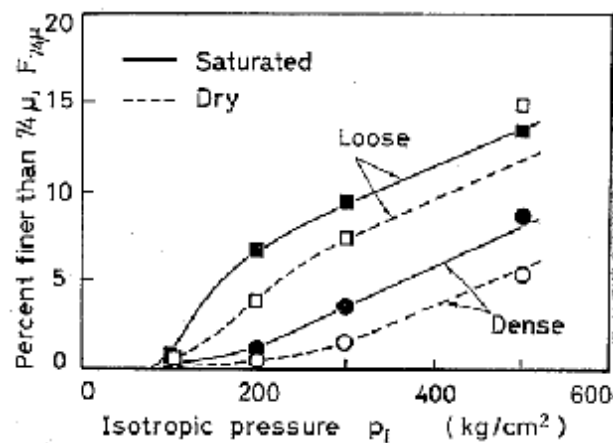


Fig. 2.27.- Comparación del grado de rotura de partículas ( $\% < 74 \mu\text{m}$ ) en función presión isotrópica. Arena Toyoura. (Miura & Yamanouchi, 1975)

## 2.3.1.4.- Densidad material

Los materiales granulares con diferente densidad inicial responden de forma distinta ante una sollicitación de corte. Es esperable que a bajas presiones, materiales densos tengan una respuesta dilatante y materiales sueltos una respuesta contractiva. La naturaleza dilatante de un material denso decae con el incremento de presión de confinamiento, variando a un comportamiento contractivo a mayores presiones. La magnitud de la presión a la cual se suprime el comportamiento dilatante es solo dependiente de la densidad relativa inicial.

También se ha observado que la densidad inicial condiciona la respuesta en términos de magnitud de rotura de partículas, siendo Al - Hussaini (1983) uno de los primeros en observar dicho fenómeno notando que se tienen variaciones, aunque no significativas, en la distribución granulométrica para materiales con densidades media y alta. Los resultados de los ensayos de Al- Hussaini (1983) realizados sobre gravas a presiones medias, muestran que el material denso presenta levemente mayor cantidad de rotura de partículas que el material con densidad media.

Lade & Bopp (2005) investigaron el efecto de la densidad relativa inicial sobre el comportamiento drenado de arena Cambria, mediante ensayos de compresión y extensión triaxial y consolidación isotrópica. Algunos resultados se presentan en las Fig. 2.28.y Fig. 2.29. para compresión triaxial, Fig. 2.30. y Fig. 2.31. para extensión triaxial y Fig. 2.32. para consolidación isotrópica, respectivamente. Se compararon ensayos a diferentes presiones de confinamiento, 2 MPa y 45 MPa.

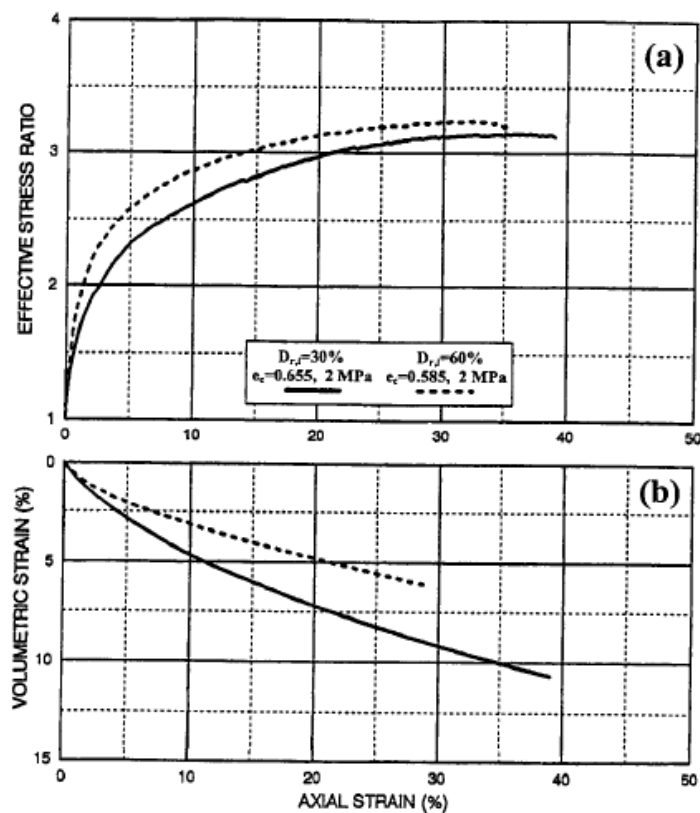


Fig. 2.28.- Comparación compresión triaxial drenada para  $D_R = 30\%$  y  $D_R = 60\%$ .  $s_0' = 2$  MPa. (Lade & Bopp, 2005)

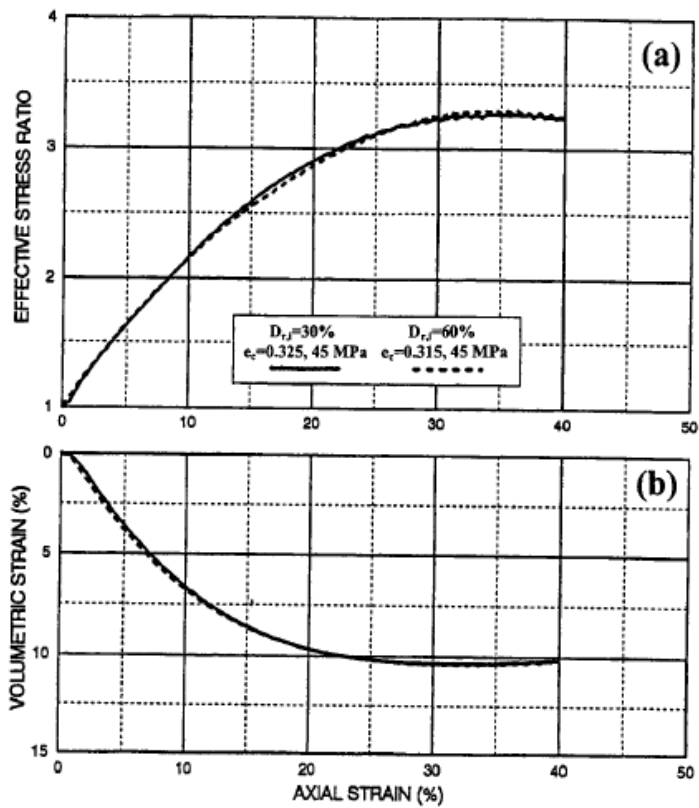


Fig. 2.29.- Comparación compresión triaxial drenada para  $D_R = 30\%$  y  $D_R = 60\%$ .  $s_0' = 45$  MPa. (Lade & Bopp, 2005)

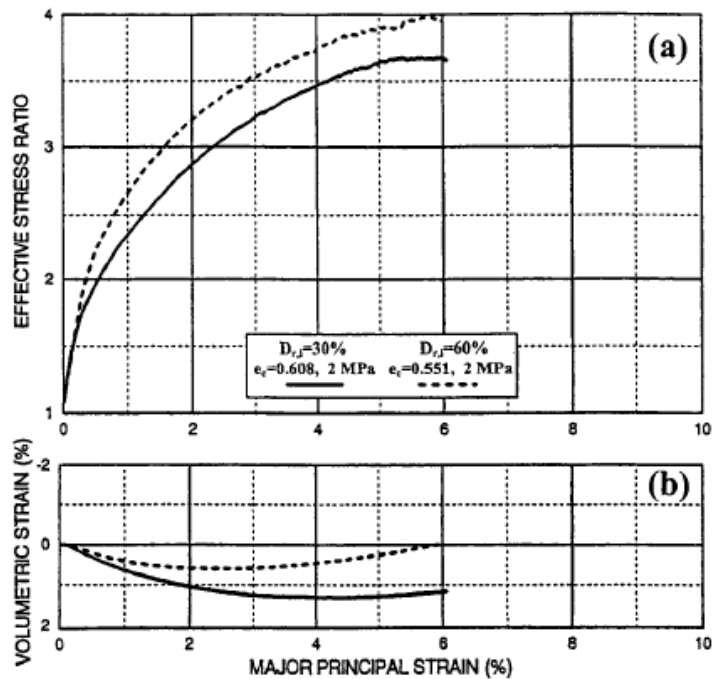


Fig. 2.30.- Comparación extensión triaxial drenada para  $D_R = 30\%$  y  $D_R = 60\%$ .  $s_0' = 2$  MPa. (Lade & Bopp, 2005)

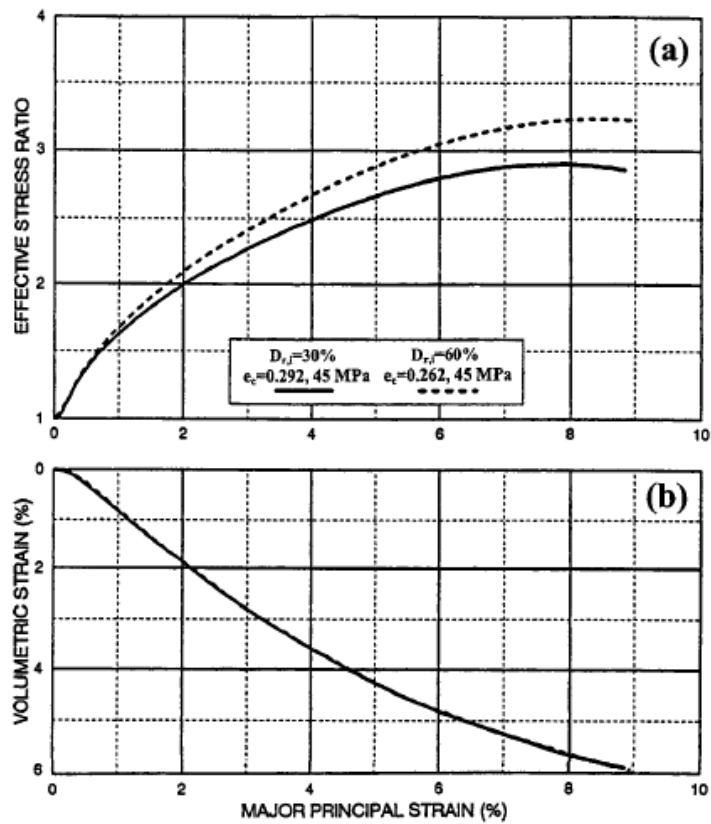


Fig. 2.31.- Comparación extensión triaxial drenada para  $D_R = 30\%$  y  $D_R = 60\%$ .  $s_0' = 45 \text{ MPa}$ . (Lade & Bopp, 2005)

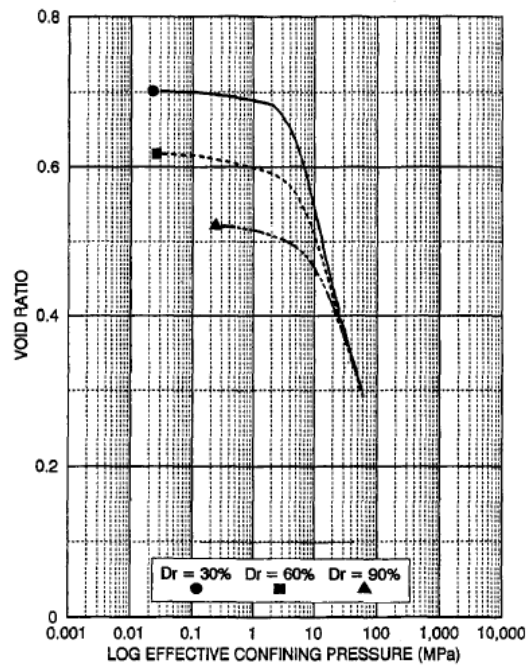


Fig. 2.32.- Índice de vacíos asociado a consolidación isotrópica para distintas densidades relativas iniciales. (Lade & Bopp, 2005)

En la Fig. 2.28.b) se observa como la arena suelta ( $D_R= 30\%$ ) desarrolla una mayor contractividad, en términos de cambio volumétrico, en comparación con la arena media densa ( $D_R= 60\%$ ) para una presión de confinamiento de 2 MPa. Este comportamiento se asocia principalmente al gran reordenamiento y rotura de partículas en la arena suelta durante la etapa de sollicitación de corte en el ensayo. Con el incremento de la presión de confinamiento a 45 MPa, ver Fig. 2.29.b), un mayor grado de rotura de partículas y reordenamiento ocurre durante la etapa de compresión isotropa del ensayo, con lo que el efecto de la densidad inicial sobre el comportamiento es paulatinamente reducido. Lo anterior se refleja en las Fig. 2.28.a) y Fig. 2.29.a), en donde las respuestas en términos de razón de tensiones principales – deformación y cambio volumétrico se superponen, para el material suelto y de densidad media.

En el caso de extensión triaxial, Fig. 2.30. y Fig. 2.31., se tiene un comportamiento similar notando que para el rango de presiones en que se ve sollicitado, el material desarrolla menor cantidad de rotura de partículas y la densidad inicial aún condiciona la respuesta de este. Lo anterior se asocia a la influencia de la trayectoria de tensiones en el comportamiento.

Para compresión isotropa a distintas densidades, Fig. 2.32., se observa que existe una presión de confinamiento sobre la cual la respuesta se independiza de la densidad inicial.

Un comportamiento similar se presenta para la condición no drenada en el caso de ensayos compresión y extensión a altas presiones de confinamiento, Fig. 2.33. y Fig. 2.34. respectivamente, en donde se puede observar la comparación de respuesta para  $D_R= 30\%$  y  $D_R= 60\%$  a una presión de confinamiento de 30 MPa.

En este caso, se observa que la respuesta es controlada por la tendencia contractiva, lo que se refleja en el desarrollo de presiones de poros positivas, Fig. 2.33.b) y Fig. 2.34.b), y se presenta una independencia de densidad inicial en la generación de presión de poros. Sin embargo, en términos de respuesta tensión - deformación, aún no se logra eliminar completamente la dependencia de la densidad inicial, Fig. 2.33.a) y Fig. 2.34.a).

Comparando la respuesta drenada Fig. 2.28. a Fig. 2.31. y no drenada, Fig. 2.33. y Fig. 2.34. se observa que para el caso no drenado, aún se tiene una dependencia de la densidad inicial en el comportamiento del material, a diferencia del caso de compresión drenada a una presión de confinamiento de 45 MPa. Lo anterior, se asocia principalmente al efecto conjunto de la trayectoria de tensiones que se ve sometido el material y la magnitud de rotura de partículas que esta genera en compresión triaxial.

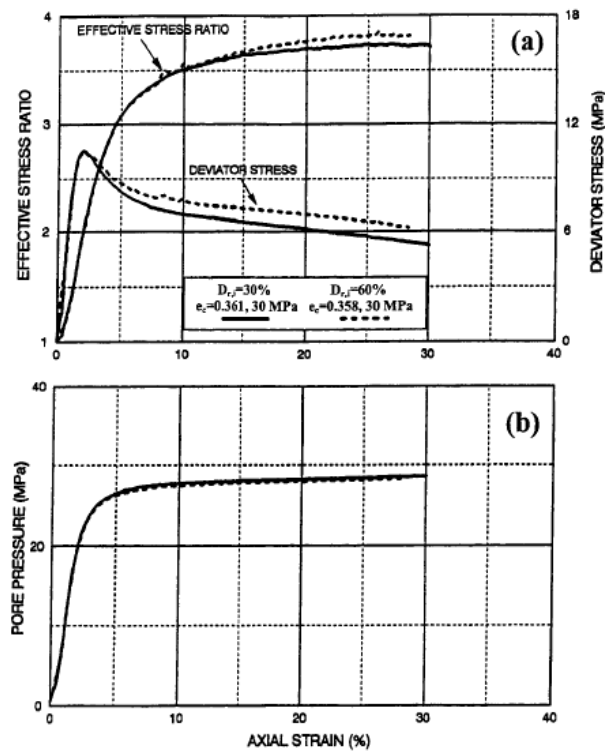


Fig. 2.33 Comparación sollicitación compresión triaxial no drenada para  $D_R= 30\%$  y  $D_R= 60\%$  a  $s_0= 30 \text{ MPa}$ . (Bopp & Lade, 2005)

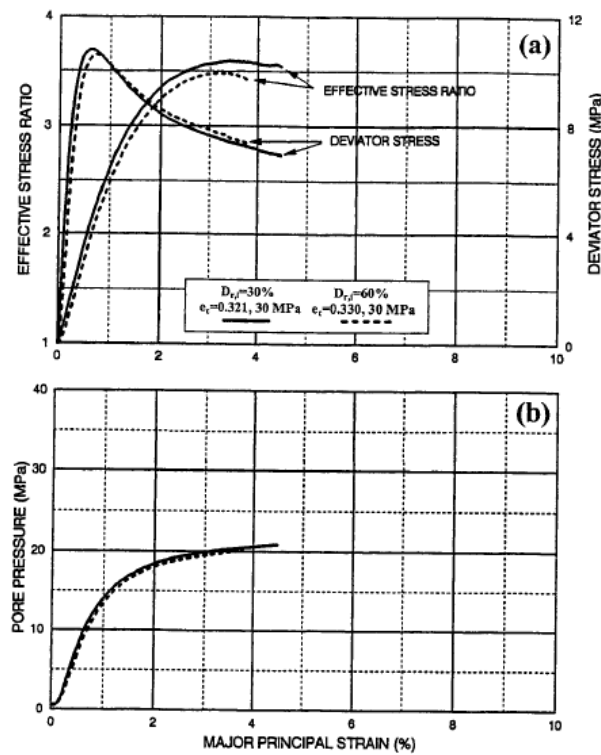


Fig. 2.34 Comparación sollicitación extensión triaxial no drenada para  $D_R= 30\%$  y  $D_R= 60\%$  a  $s_0= 30 \text{ MPa}$ . (Bopp & Lade, 2005)



## 2.3.1.5.- Deformación

Diversos autores, entre los que destacan Miura & Yamanouchi (1977), Fukumoto (1992) y Hyodo et al. (2002), notaron que el fenómeno de rotura de partículas aumenta continuamente con la deformación a la que es sometida el material. Lo anterior se ve reflejado en la Fig. 2.35., en donde se presenta el incremento del *Área Superficial S*, como parámetro indicador de rotura de partículas, en función de la presión de confinamiento para distintos niveles de deformación axial. En esta figura se observa que gran parte del desarrollo de la rotura de partículas ocurre entre la *Transformación de Fase* o *Phase Transformation* y el *Estado Último* o *Steady State*. Esto último está asociado directamente al hecho de que la transformación de fase corresponde al punto de inicio de disipación mayor de energía. (Luong, 1992).

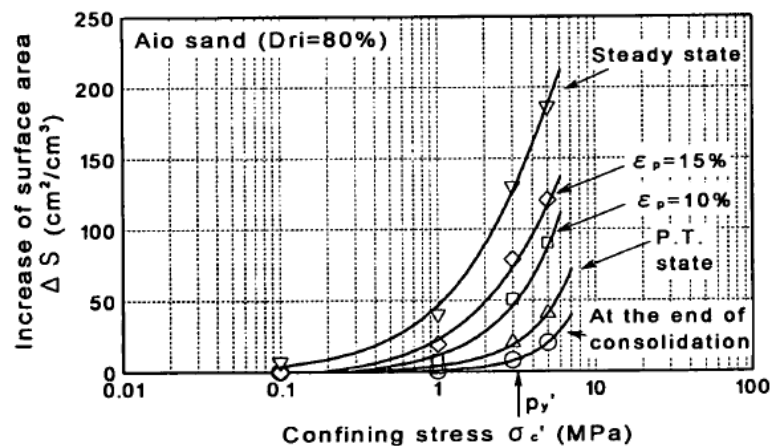


Fig. 2.35.- Desarrollo rotura de partículas en función de deformación axial. (Hyodo et al., 2002)

## 2.3.1.6.- Efecto variable tiempo

Vesic & Clough (1968) fueron los primeros quienes observaron experimentalmente la dependencia del tiempo en el comportamiento de materiales granulares sometidos a altas presiones. Ellos observaron que el tiempo requerido para finalizar el proceso de consolidación es proporcional a la presión de confinamiento, Fig. 2.36.

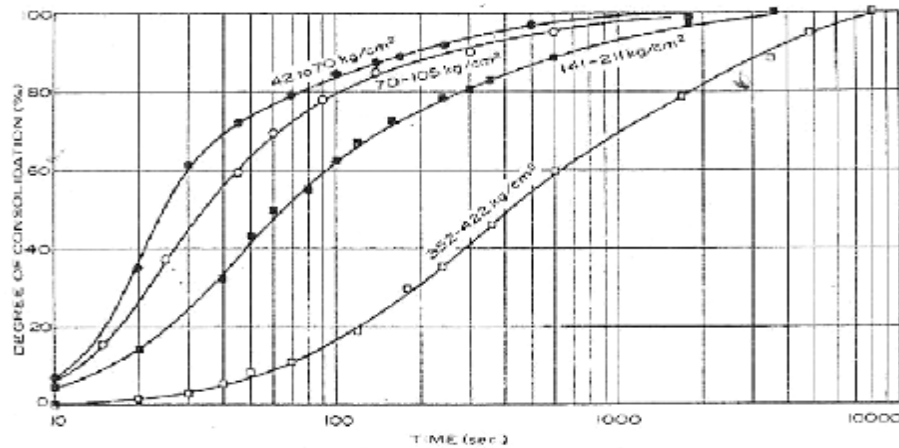


Fig. 2.36.- Progreso de deformaciones volumétricas en función del tiempo para consolidación isotrópica. (Vesic & Clough, 1968)

Takei et al. (2001) estudiaron el fenómeno de tiempo - dependencia debido a rotura de partículas mediante dos tipos de experimentos. En el primero, se realizaron ensayos de rotura para partículas individuales en cuatro materiales distintos, en donde se obtuvo información sobre rotura y ordenamiento, resistencia de rotura, curvas carga - desplazamiento, número de fragmentos y forma de fragmentos después de rotura. En el segundo, ensayos de compresión uni-dimensional fueron realizados sobre un grupo de partículas para los mismos cuatro materiales. Con lo anterior, se obtuvieron resultados como presentados en la Fig. 2.37.

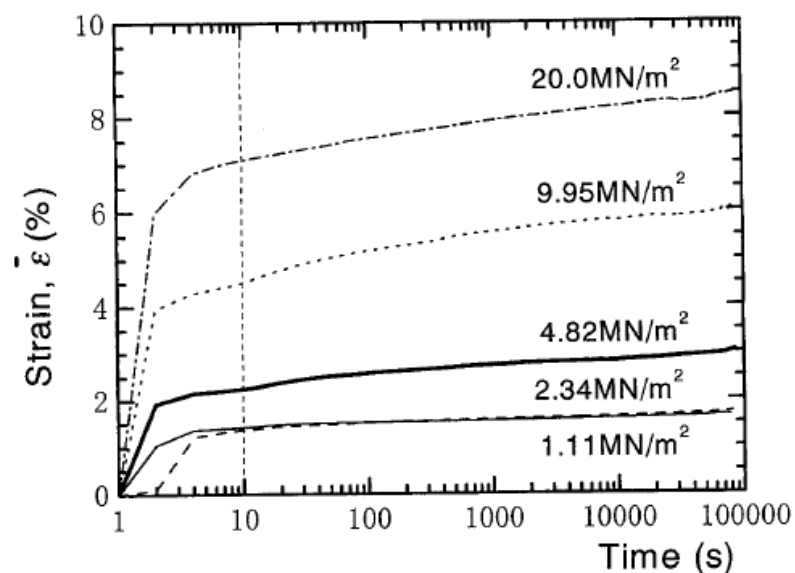


Fig. 2.37.- Curvas deformación-tiempo distintas solicitaciones axiales sobre partículas cuarzo. (Takei et al., 2001)

En la investigación anterior se concluyó que la dependencia del tiempo en el fenómeno de rotura se asocia al progreso con la ocurrencia de rotura de partículas, seguido de un reordenamiento de los fragmentos y redistribución del estado tensional. Con lo que si la tensión movilizada excede la resistencia individual de la partícula con que ocurre la rotura y el estado de equilibrio del sistema cambia, generando y reordenando algunos fragmentos, éstos se mueven entre los poros hasta alcanzar la nueva condición de equilibrio bajo esta nueva condición, la rotura y redistribución ocurre nuevamente. El mecanismo de rotura específico puede variar dependiendo de características de rotura de la partícula individual.

### 2.3.1.7.-Trayectoria de tensiones

El tipo de trayectoria de tensiones al que se ve sometido una masa de suelo, determina y condiciona la magnitud de rotura de partículas.

Lee & Farhoomand (1967) compararon la *Rotura Relativa*,  $D_{15 \text{ inicial}} / D_{15 \text{ final}}$ , en función de la tensión principal mayor,  $\sigma_1$ , para consolidaciones isótropas ( $K_C = \sigma_1 / \sigma_3 = 1$ ) y consolidaciones anisótropas ( $K_C > 1.0$ ), en donde se observa que la magnitud de rotura incrementa con la razón de consolidación  $K_C$ , Fig. 2.38.

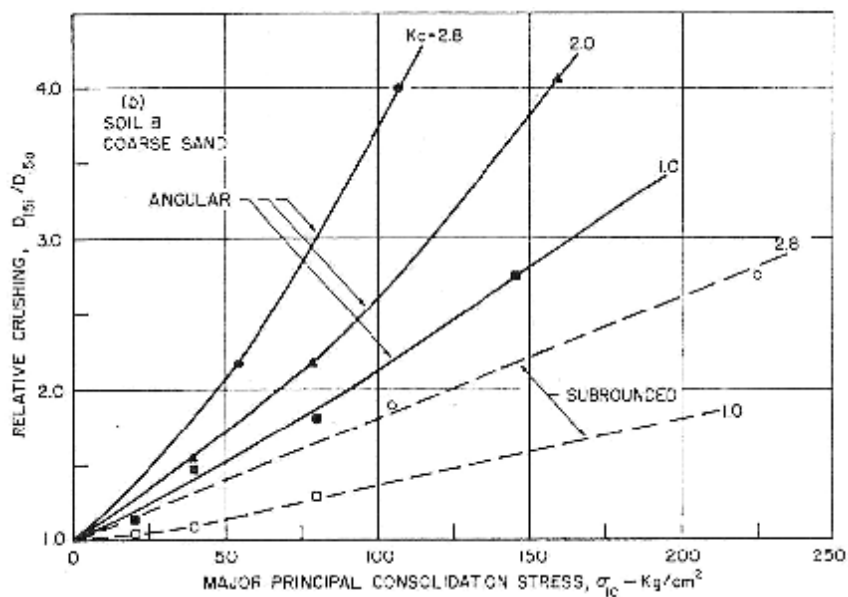


Fig. 2.38.- Comparación consolidación isótropa y anisótropa en magnitud rotura de partículas. (Lee & Farhoomand, 1967)

Vesic & Clough (1968) compararon la distribución granulométrica para ensayos de consolidación isotrópica y compresiones triaxiales a igual presión de confinamiento, Fig. 2.39. En dicho estudio se observa la importancia de la sollicitación de corte sobre la magnitud de rotura, observándose un aumento de rotura a mayor presión de confinamiento y ésta se incrementa aún más cuando se presenta sollicitación de corte.

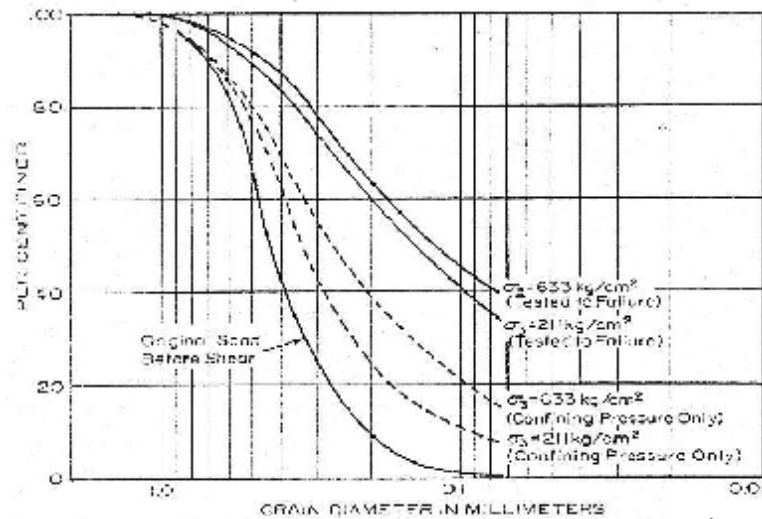


Fig. 2.39.- Comparación consolidación isotrópica y compresión triaxial en magnitud rotura de partículas. (Vesic & Clough, 1968)

Fukumoto (1992) realizó un estudio en donde complementó resultados de otros autores para analizar la magnitud de rotura de partículas para diversas trayectorias de tensiones. En dicho estudio cuantificó la evolución de la distribución granulométrica para materiales con graduación uniforme sobre ensayos triaxiales CID, compresión unidimensional y ensayos de compactación. En las Fig. 2.40. y Fig. 2.41. se presentan los resultados para compresión unidimensional y ensayos de compactación, respectivamente

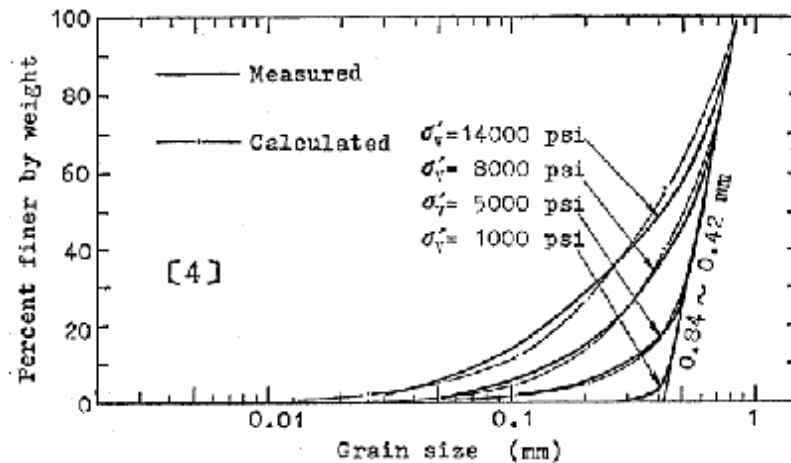


Fig. 2.40.- Comparación magnitud rotura de partículas compresión unidimensional a distintas presiones verticales (1000 psi = 70 kg/cm<sup>2</sup>). (Roberts & Souza, 1958. Modificado por Fukumoto, 1992)

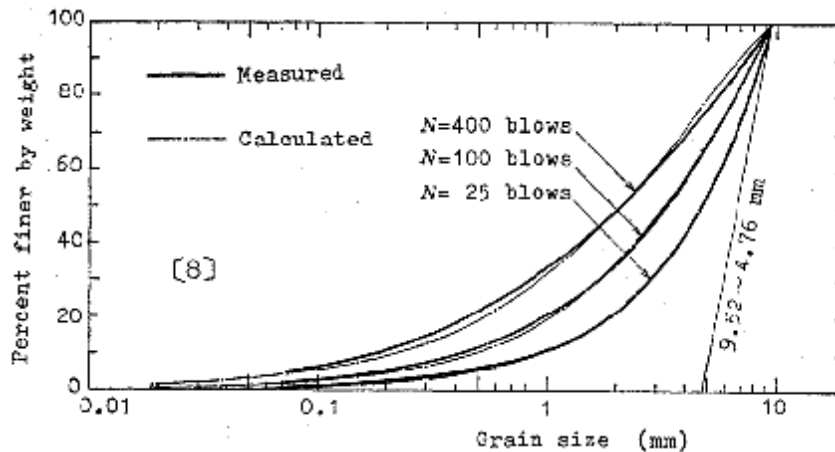


Fig. 2.41.- Comparación rotura de partículas compactación a distintos número de golpes. (Fukumoto, 1973. Modificado por Fukumoto, 1992)

Con lo anterior, se observa la progresiva graduación de la distribución granulométrica (aumento de rotura) al incrementar la tensión vertical y número de golpes, para los ensayos mencionados anteriormente.

Hyodo et al. (2002) muestra el incremento de rotura de partículas al aumentar la razón de tensiones cíclicas ( $R_c$ ), para distintas presiones de confinamiento, Fig. 2.42.

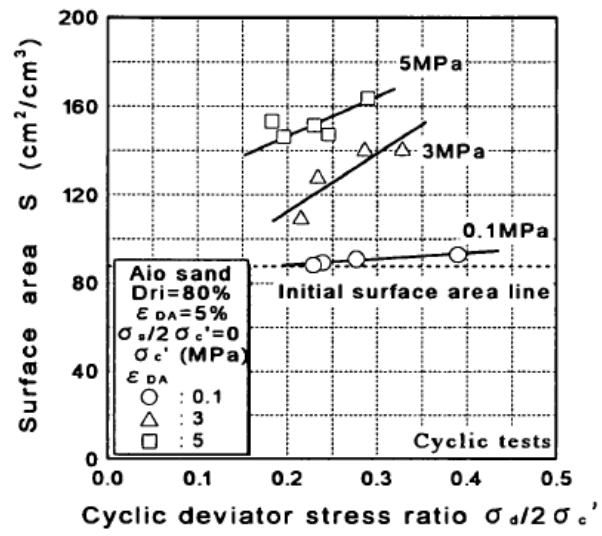


Fig. 2.42.- Variación área superficial con razón de tensiones cíclicas ( $R_c$ ) a distintas presiones de confinamiento. (Hyodo et al., 2002)

## 2.4.- Comportamiento Cíclico a Altas Presiones

### 2.4.1.- Ensayo Triaxial Cíclico

El ensayo triaxial cíclico es probablemente el procedimiento más utilizado para evaluar la resistencia cíclica de una masa de suelos. A continuación se presentan las principales ventajas y desventajas del ensayo triaxial (Baldi et al., 1986):

#### Ventajas:

- Relativa simplicidad en el control de drenaje y medición de presión de poros.
- Capacidad de aplicar tensiones principales en direcciones conocidas.
- Simplicidad para medición de deformación axial y cambio volumétrico.
- Uso de muestras cilíndricas las que se pueden obtener a partir de un tubo de muestreo estándar.
- Versatilidad de los equipos que pueden utilizarse para una variedad de determinaciones, además de resistencia triaxial y rigidez, es posible utilizar para ensayos de consolidación, parámetros de permeabilidad, velocidades de onda, entre otros.

#### Desventajas:

- Las tensiones principales no se pueden rotar continuamente, solo se produce una rotación instantánea de  $90^\circ$ .
- No es posible tener un estado tensional verdaderamente generalizado, pues al menos dos tensiones principales deben ser idénticas. Consecuentemente, el estado de tensiones es siempre axialmente simétrico.

#### 2.4.2.1.- Teoría Básica de ensayo triaxial cíclico

Para la evaluación de la resistencia cíclica se utiliza una muestra de suelo, remoldeada o "inalterada", que será sometida a un ensayo triaxial cíclico. La muestra de suelo será ensayada cubierta por una membrana de látex dentro de la cámara triaxial. La muestra será saturada y posteriormente consolidada a una condición tensional, para luego ser ensayada a una razón de tensiones cíclicas dada. Los ciclos de carga serán en compresión y extensión, ante esto se generará un incremento de presión de poros en la muestra de suelo, con lo que las tensiones efectivas se verán reducidas y la probeta responderá con deformaciones axiales. Con esto se

dirá que la muestra sufre el fenómeno de licuación o licuefacción, cuando las presiones de poros alcancen la presión de confinamiento inicial, que corresponde a la condición de tensión efectiva nula, o se alcance un nivel de deformación axial considerable. Por lo general, estos niveles de deformación corresponden a 2.5%, 5% y 10% en doble amplitud, compresión más extensión.

La razón de tensiones cíclicas,  $R_c$ , corresponde a la razón entre tensión de corte aplicada sobre la presión de confinamiento. En el equipo triaxial cíclico, la tensión de corte aplicada corresponde mitad del desviador de tensiones. Con lo que la razón de tensiones cíclicas queda reducida al desviador de tensiones sobre dos veces la presión de confinamiento.

$$R_c = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \quad \text{Ec.(2.9)}$$

#### 2.4.2.2.- Estado Tensional General

Durante una sollicitación sísmica, un elemento de suelo en terreno se ve sometido a un complejo sistema de deformaciones resultante de los movimientos del terreno inducidos por estas sollicitaciones sísmicas. Sin embargo, estas deformaciones pueden ser principalmente atribuidas a la propagación vertical (unidimensional) de ondas de corte. Lo anterior es esquematizado en la Fig. 2.43. en donde el elemento (a) puede ser considerado que está sujeto a una serie de deformaciones de corte cíclicas en direcciones reversibles, durante la duración de la sollicitación sísmica, como se presenta en (b) y (c). Si la superficie de terreno es horizontal, entonces antes de la sollicitación sísmica no se tiene esfuerzo cortante sobre el plano horizontal. Durante la sollicitación sísmica, el esfuerzo normal permanece constante sobre este plano, mientras que tensiones de corte son inducidas por la sollicitación.

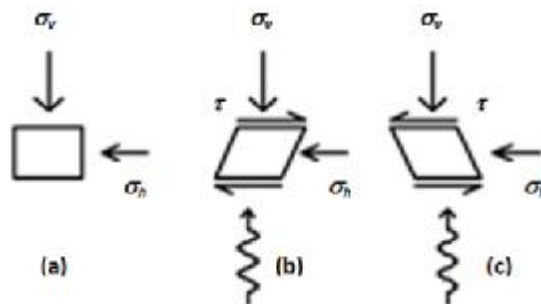


Fig. 2.43.- Idealización estado tensional para un elemento de suelo sometido a sollicitación sísmica. (Seed & Lee, 1966)



### 2.4.2.3.- Estado Tensional Triaxial

Es sabido que la mejor aproximación de laboratorio para las solicitaciones sísmicas corresponde al ensayo de corte simple cíclico, por las mejores condiciones de deformación obtenidas. Sin embargo, estas condiciones pueden reproducirse aproximadamente por ensayo triaxial cíclico, presentadas en la Fig. 2.44 por Seed & Lee (1966)

La Fig. 2.44. columna 1 muestra tres estados tensionales en diferentes etapas de carga del ensayo triaxial cíclico. En la condición (a), la muestra está sujeta una presión de confinamiento constante (desviador de tensiones,  $\sigma_d$  nulo), lo cual se refleja como un punto con estado tensional  $\sigma_3$  en el plano  $XX$ , columna 2. En la condición (b), la tensión vertical aumenta en una cantidad  $\sigma_d/2$  y la horizontal se reduce en la misma cantidad, con lo que se obtiene un Diagrama de Mohr como el indicado en la columna 2. Con lo que se desprende que la tensión normal en el plano  $XX$  se mantiene como  $\sigma_3$ , pero ha sido inducida una tensión de corte igual a  $\sigma_d/2$ . Finalmente, en la condición (c), la tensión vertical es reducida a  $\sigma_d/2$  pero la horizontal se aumenta en la misma cantidad. Nuevamente, el estado tensional resultante produce una tensión normal de  $\sigma_3$  sobre el plano  $XX$ , luego se tendrá como tensión de corte  $\sigma_d/2$  actuando en dirección opuesta a la dada en (b).

Con lo anterior, considerando una muestra de suelo en una condición de equilibrio tensional, condición (a) y luego sometida a ciclos de tensiones verticales y horizontales entre las condiciones (b) y (c) de la Fig. 2.44., el estado tensional del plano  $XX$  será el mismo que el del plano horizontal de la Fig. 2.43. Considerando la simplificación de la tensión principal intermedia, se puede decir que el estado tensional obtenido mediante ensayo triaxial es una buena aproximación de lo que se tiene en la Fig. 2.43.

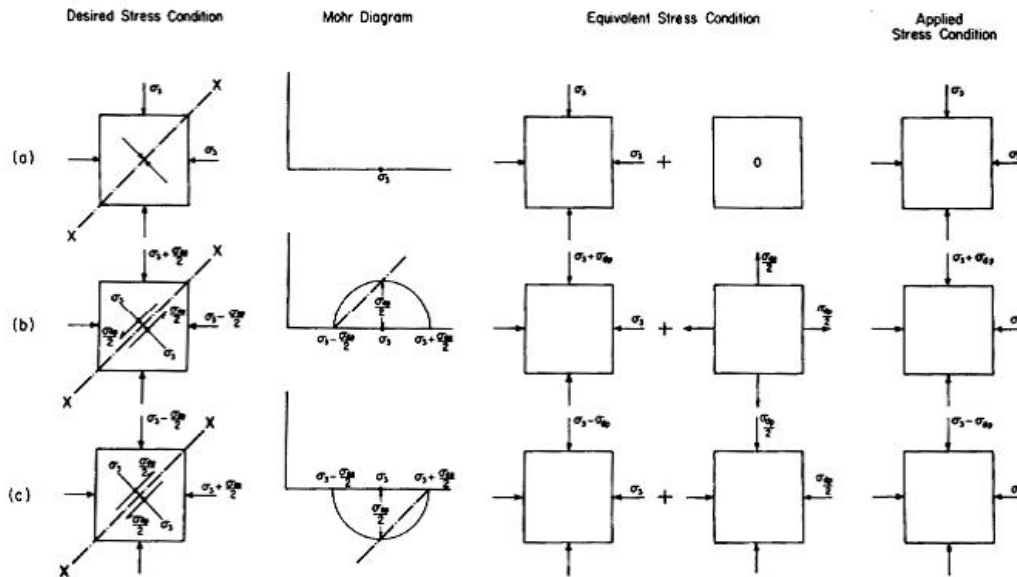


Fig. 2.44. - Estado tensional para ensayos triaxial cíclico simulando condiciones de sollicitación sísmica. (Seed & Lee, 1966)

La aplicación simultanea de cambios en la tensión vertical y horizontal actuantes sobre la muestra de suelo conservando constantes las tensiones principales es un procedimiento difícil de realizar mediante el equipo triaxial. Sin embargo, al trabajar con suelos saturados, esta complejidad se puede solucionar.

Para lo anterior se considerará el estado tensional de la condición (b) columna 1, el cual puede ser reproducido mediante la aplicación de dos condiciones de tensiones que son mostradas en la columna 3. El mismo estado tensional puede ser originado aumentando la tensión axial sobre la muestra en una cantidad  $\sigma_d$ , y reduciendo la presión de confinamiento  $\sigma_3$  en una cantidad  $\sigma_d/2$ . El efecto en la reducción de la presión de confinamiento se manifiesta en la disminución de la respuesta en presión de poros, sin causar cambios en las tensiones efectivas en la muestra. Se debe destacar que las deformaciones de la muestra solo son asociadas a cambios en las tensiones efectivas. En efecto, si se omite del procedimiento la reducción en presión de confinamiento, la respuesta en términos de tensiones efectivas y deformaciones será la misma si la presión de confinamiento es incluida, notando que será necesario realizar una corrección de la respuesta en la presión de poros obtenida, con respecto a la trayectoria de tensiones totales que es inducida. Con esto se aplica la simplificación de la Fig. 2.44. columna 4, obteniendo el estado tensional indicado en la Fig. 2.45.

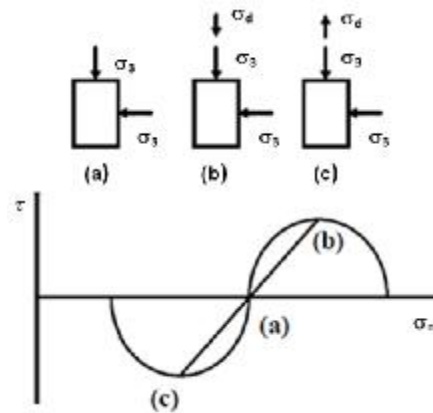


Fig. 2.45.- Estado tensional y trayectoria de tensiones ensayo triaxial cíclico.

#### 2.4.2.4.- Diferencias entre triaxial cíclico y sollicitaciones sísmicas

Dado que sus condiciones de borde son diferentes a las que se tiene en terreno, el ensayo triaxial genera diferencias significativas que son mencionadas a continuación:

- Cambio en la presión de confinamiento total
- Trayectoria de tensiones
- Rotación de tensiones principales
- Tensión principal intermedia
- Uniformidad de cargas
- Componentes de cargas

##### 2.4.2.4.1.- Cambio en la presión de confinamiento total

De acuerdo a lo mencionado en la sección 2.4.2.3. el estado tensional de la muestra en su plano  $XX$  presentado en la Fig. 2.44., sufre un incremento o disminución en la presión de confinamiento igual a la mitad del desviador de tensiones  $\sigma_d$ . Sin embargo, por las dificultades mencionadas, se hace la simplificación de mantener la presión de confinamiento constante modificando solo la respuesta de generación de presión de poros.

## 2.4.2.4.2.- Trayectoria de Tensiones

En terreno se observa que ante una sollicitación cíclica un elemento de suelo consolidado anisótropamente, se verá sometido a una condición de corte puro. Por lo que la trayectoria de tensiones corresponde a una línea vertical que nunca cruza el eje de corte nulo ( $\tau = 0$ ), ver Fig. 2.46. En cambio, para la condición de ensayo triaxial cíclico, presentada en la Fig. 2.45., ante cada ciclo de carga la trayectoria de tensiones cruza dos veces el eje de corte nulo.

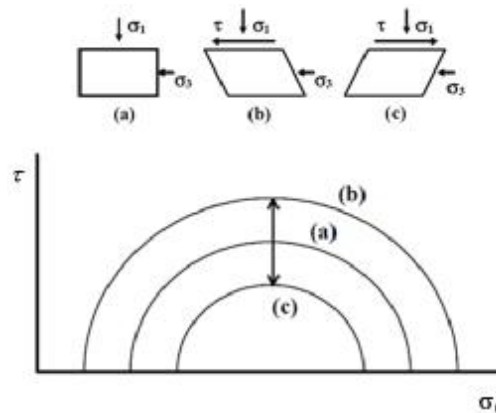


Fig. 2.46.- Estado tensional y trayectoria de tensiones aplicadas en terreno.

## 2.4.2.4.3.- Rotación de tensiones principales

Si en terreno se asume la condición de superficie horizontal, los planos horizontales y verticales corresponden a direcciones principales, previo a la sollicitación de este elemento. El terreno ante una sollicitación sísmica, el elemento de suelo es sometido a una condición de corte puro, el cual es aplicado en un plano horizontal (y como respuesta desarrolla una sollicitación de corte en el plano vertical), la orientación de los planos principales rota gradualmente hacia una nueva orientación, la que será dependiente de la magnitud de corte aplicado.

En una muestra de suelo ensayada en triaxial cíclico, solo es posible la rotación en  $90^\circ$  debido a la naturaleza de carga axial del equipo. En otros términos, las tensiones principales en un ensayo triaxial siempre serán aplicadas vertical u horizontalmente y si ocurre cualquier rotación de estas, será debido a la reversibilidad de la dirección de la tensión principal mayor y menor. Con lo anterior, la rotación de tensiones principales ocurre entre carga y descarga, rotando desde una dirección vertical a una horizontal, para un ciclo de carga durante un ensayo para una muestra consolidada isotrópicamente.

## 2.4.2.4.4.- Tensión principal intermedia

El estado tensional actuante sobre una muestra de suelo en la celda triaxial difiere de lo que se tiene en terreno con respecto a la tensión principal intermedia,  $\sigma_2'$ . En terreno se tiene que las tensiones principales,  $\sigma_1'$ ,  $\sigma_2'$  y  $\sigma_3'$ , son generalmente distintas dada la naturaleza tridimensional de un depósito de suelo. Sin embargo, para el ensayo triaxial esto no se cumple. Para muestras de suelo consolidadas isotrópamente, ensayos del tipo compresión triaxial cumplen que  $\sigma_2'$  coincide la tensión principal menor  $\sigma_3'$ , en el caso de ensayos del tipo extensión triaxial,  $\sigma_2'$  será igual a la tensión principal mayor  $\sigma_1'$ . En ambos casos, la tensión principal intermedia  $\sigma_2'$  siempre actúa horizontalmente.

Para muestras consolidadas anisótricamente, la tensión principal intermedia  $\sigma_2'$  alternará entre la tensión principal mayor y menor, dependiendo del desviador de tensiones aplicado durante la consolidación  $\sigma_d^{Kc}$  y el desviador de tensiones aplicado durante la etapa de carga  $\sigma_d$ . Si el desviador de tensiones aplicado durante la etapa de consolidación es mayor que el desviador aplicado durante la etapa de corte,  $\sigma_d^{Kc} > \sigma_d$ , la tensión vertical  $\sigma_v$  nunca disminuirá de la tensión horizontal  $\sigma_h$ . Con lo que la tensión vertical siempre corresponderá a la tensión principal mayor y la tensión principal intermedia será igual a la tensión principal menor,  $\sigma_v = \sigma_1'$  y  $\sigma_2' = \sigma_3'$ . En caso de que el desviador de tensiones aplicado durante la etapa de consolidación sea menor que el desviador de tensiones aplicado durante la etapa de corte,  $\sigma_d^{Kc} < \sigma_d$ , la tensión principal intermedia  $\sigma_2'$  alternará entre la tensión principal mayor  $\sigma_1'$  y menor  $\sigma_3'$ , similar a lo que ocurre en el caso de muestras consolidadas isotrópamente.

A fin de caracterizar el efecto de la tensión principal intermedia en el comportamiento de una masa de suelo, se introduce el parámetro  $b$ , definido como:

$$b = \frac{\sigma_2' - \sigma_3'}{\sigma_1' - \sigma_3'} \quad \text{Ec.(2.10)}$$

En donde:

$\sigma_1'$ ,  $\sigma_2'$  y  $\sigma_3'$  corresponden a las tensiones principales mayor, intermedia y menor, respectivamente.

En caso de realizar un ensayo de compresión triaxial se tiene que  $b=0$ , para ensayo extensión triaxial  $b=1$ . Para otros ensayos como *Deformaciones Planas* o *Plain Strain*, el valor de  $b$  varía entre 0.3 y 0.4.

## 2.4.2.4.5.- Número de ciclos equivalente

Las solicitaciones a las que se ve sometida un elemento de suelo en terreno durante una solicitación sísmica no son uniformes, esto en términos de amplitud y frecuencia.

Estas solicitaciones irregulares son difíciles de reproducir en laboratorio. Para superar esta complejidad, se tiene el concepto de *Número de Ciclos Equivalentes*  $N_{eq}$ , introducido por Seed & Idriss (1975), que consiste principalmente en la comparación de las solicitaciones sísmicas inducidas con la respuesta determinada en laboratorio para cargas uniformes. Mediante esta comparación se logra una conversión de registros irregulares de tiempo para solicitaciones sísmicas, a una serie de ciclos uniformes equivalentes de carga. Seed & Idriss (1975) aplicaron un procedimiento de ponderación a una serie de registros de solicitaciones sísmicas en el tiempo para determinar el Número de Ciclos Equivalentes  $N_{eq}$  al cual se produce un incremento en la presión de poros equivalente a la del registro de solicitaciones sísmicas. En este caso se tiene que el 65% del peak de solicitación sísmica corresponde a la tensión cíclica para generar la equivalencia.

$$\tau_{cyc} = 0.65 \cdot \tau_{m\acute{a}x} \quad Ec.(2.11)$$

En la Fig. 2.47. se presenta la relación número de ciclos equivalentes  $N_{eq}$  y la magnitud de la solicitación sísmica,  $M$ .

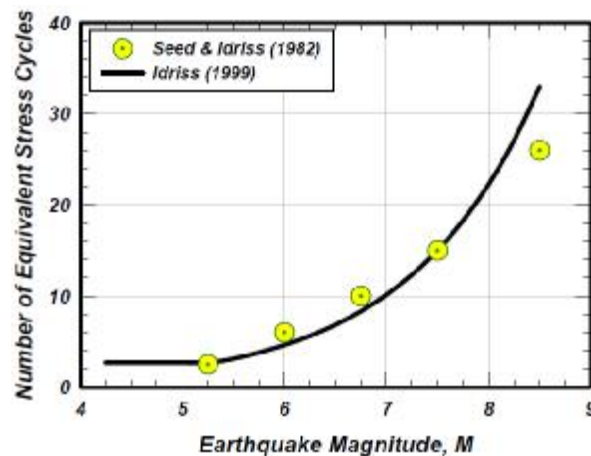


Fig. 2.47.- Número de ciclos equivalentes  $N_{eq}$  en función de Magnitud solicitación sísmica  $M$ . (Boulanger & Idriss, 2004)

Muchos estudios y correlaciones, así como procedimientos para evaluar el *Potencial de Licuación*, Seed & Idriss (1970), han utilizado como magnitud de sollicitación sísmica  $M$  igual a 7.5 para evaluar la resistencia cíclica. Sin embargo, dependiendo de las características de la zona en donde se desea evaluar la resistencia cíclica, es posible que la magnitud varíe. Con lo anterior, se presenta la Fig. 2.48. que liga la *Resistencia Cíclica* (CRR) para distintas magnitudes de sollicitación sísmica, mediante el *Factor Escalador de Magnitud* (MSF).

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}} \quad \text{Ec.(2.12)}$$

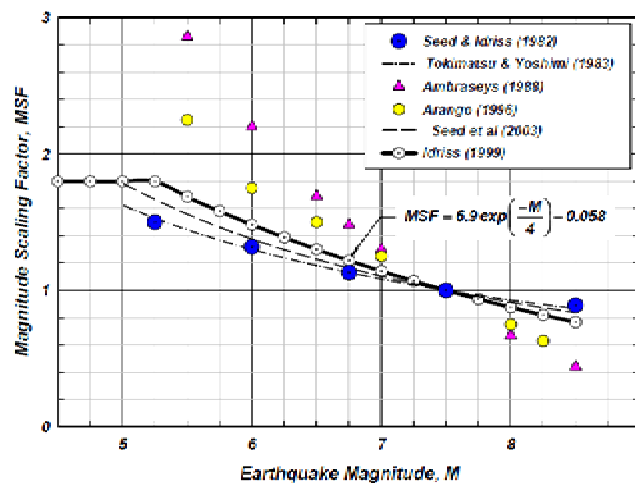


Fig. 2.48.- Factor Escalador de Magnitud (MSF) en función de Magnitud sollicitación sísmica para arenas. (Boulanger & Idriss, 2004)

#### 2.4.2.4.6.- Sollicitación cíclica en el plano horizontal

Una sollicitación sísmica genera tensiones en una masa de suelo en diversas direcciones de forma simultánea. Estas se pueden descomponer en dos direcciones horizontales y perpendiculares y una componente vertical. Sin embargo, en el ensayo triaxial cíclico solo es posible aplicar una componente de carga.

Estudios de Seed & Pyke et al. (1975) muestran la diferencia en la resistencia cíclica para sollicitaciones cíclicas con dos componentes de carga y sollicitaciones con solo una componente, que representan la respuesta en terreno y laboratorio respectivamente. Estos resultados muestran que la resistencia cíclica obtenida en laboratorio es aproximadamente un 10% mayor que la obtenida en terreno, Fig. 2.49.

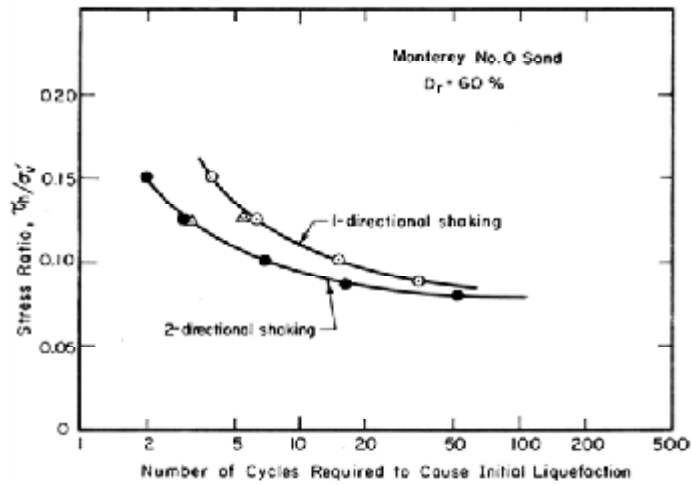


Fig. 2.49.- Comparación entre Resistencia Cíclica bajo solicitaciones cíclicas de 1 y 2 componentes direccionales. (Seed & Pike et al., 1975)

A continuación se presenta la Tabla 2.1. propuesta por Towhata (2008) de acuerdo a lo indicado en el *Código de Diseño Japonés de Puentes de Autopista (The Japanese Design Code of Highway Bridge)*, con temas y respectivos factores de corrección para evaluar la resistencia cíclica obtenida en laboratorio y compararla con la razón de tensiones cíclicas que se tendrá en terreno:

$$\left(\frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}\right)_{Triaxial} \text{ y } \left(\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_v}\right)_{Terreno}$$



Tabla 2.1.- Corrección resistencia cíclica medida en triaxial cíclico a resistencia en terreno. (Towhata, 2008)

Tema	Ensayo Triaxial	Condición de Terreno	Factor de Corrección = Terreno / Triaxial
Razón de Tensiones	$\frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}$	$\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_v}$	-
Drenaje	No Drenado	Drenaje despreciable	No en la practica
Presión de Consolidación	Isótropa	Consolidación Anisótropa $K_0$	Usar $\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{C_1 \sigma'_v}$ y $C_1 = \frac{(1 + 2K_0)}{3}$ (Ishihara & Li, 1972)
Numero de Ciclos	Uso de razón de tensiones a 20 ciclos	20 asumidos para diseño	Probeta triaxial puede resistir 20 ciclos de $\frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}$ puede resistir una sollicitación irregular.
Carga Dinámica	Generalmente Sinusoidal	Irregular	$C_2 \cdot \frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}$ donde $C_2 = 1/0.65$ o $1/(0.55-0.7)$ (Ishihara & Yasuda, 1975)
Plano de Corte	Inclinado en 45°	Horizontal y plano	No en la práctica; anisotropía puede afectar
Ejes de Tensiones	Eje vertical fijo	Rotación	No en la práctica; anisotropía puede afectar
Alteración Muestra	Resistencia es subestimada	-	Usar $C_3 \cdot \frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}$ donde $C_3 > 1$ pero no ha sido estudiado aún
Densidad de muestra	Densificada durante manipulación	Más débil que en ensayos	Usar $C_4 \cdot \frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}$ donde $C_4 < 1$ pero no ha sido estudiado aún
Cambio en los ciclos de tensión	Solo tensión axial: sobreestimación de resistencia	A lo menos en 2 componentes	Usar $C_5 \cdot \frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}$ donde $C_5 = 0.8-0.9$ o más. (Ishihara & Yamazaki, 1980)
Saturación	Saturada; $B > 0.95$	Saturada? Difícil de conocer	No en la práctica; probablemente $C < 1$

Con los factores de corrección mencionados, Towhata (2008) sugiere evaluar el *Factor de Seguridad contra Licuación*,  $F_L$ , mediante la siguiente expresión:

$$F_L = \frac{\text{Resistencia Triaxial}}{\text{Razón Tensiones en Terreno}} = \frac{\left(\frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}\right)_{\text{Triaxial}}}{\left(\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_v}\right)_{\text{Terreno}}} = \frac{C_2 C_3 C_4 C_5 \left(\frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0}\right)_{\text{Triaxial}}}{\left(\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{C_1 \sigma'_v}\right)_{\text{Terreno}}} \quad \text{Ec.(2.13)}$$

2.4.2.- Comportamiento Cíclico No Drenado

Ensayos cíclicos del tipo no drenado realizados por Ishihara (1985) sobre arena Toyoura para condición suelta y densa, se presentan en las Fig. 2.50.1. y Fig. 2.50.2., respectivamente. En ambos ensayos, se observa que el material sometido a una carga cíclica de amplitud constante, responde con un paulatino incremento en presiones de poros asociado a un aumento en la magnitud de deformaciones. Con este aumento en las presiones de poros, se produce una reducción en las tensiones efectivas, manifestándose en una disminución de resistencia.

En el caso de que la presión de poros aumente hasta alcanzar la presión de confinamiento, se alcanzará la condición de tensión efectiva nula ( $\sigma'_0=0$ ), coincidiendo instantáneamente con la condición de tensión de corte nulo ( $\tau=0$ ), lo cual se refleja en la ubicación en el origen del plano que define la superficie de falla. Esta condición de tensión efectiva nula es comúnmente definida como la condición de Licuación, (Seed & Lee, 1966 y Lee & Seed, 1967)

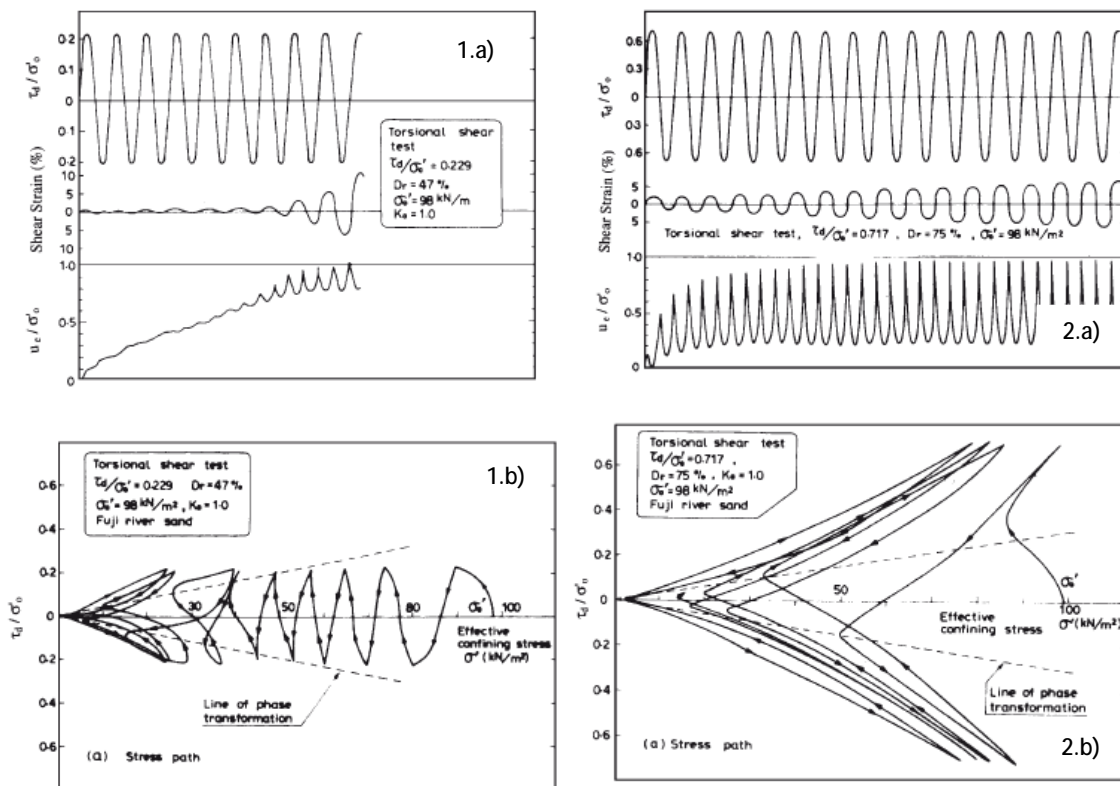


Fig. 2.50.- Comportamiento Cíclico No Drenado arena Toyoura. 1)  $D_R=47\%$  2)  $D_R=75\%$  (Ishihara, 1985)

Yamamoto (1998) realizó ensayos cíclicos a tres diferentes condiciones de densidad, suelta, media y densa, que son presentadas en la Fig. 2.51.

Los tres ensayos presentan un incremento de presión de poros con el aumento de ciclos de carga, notando que las deformaciones de corte desarrolladas para un número de ciclos fijo es menor en el caso denso y mayor en el suelto.

Se debe destacar que en las muestras de densidad suelta y media al alcanzar la línea de inestabilidad o superficie de colapso, el suelo se relaja gatillando instantáneamente la condición de licuación.

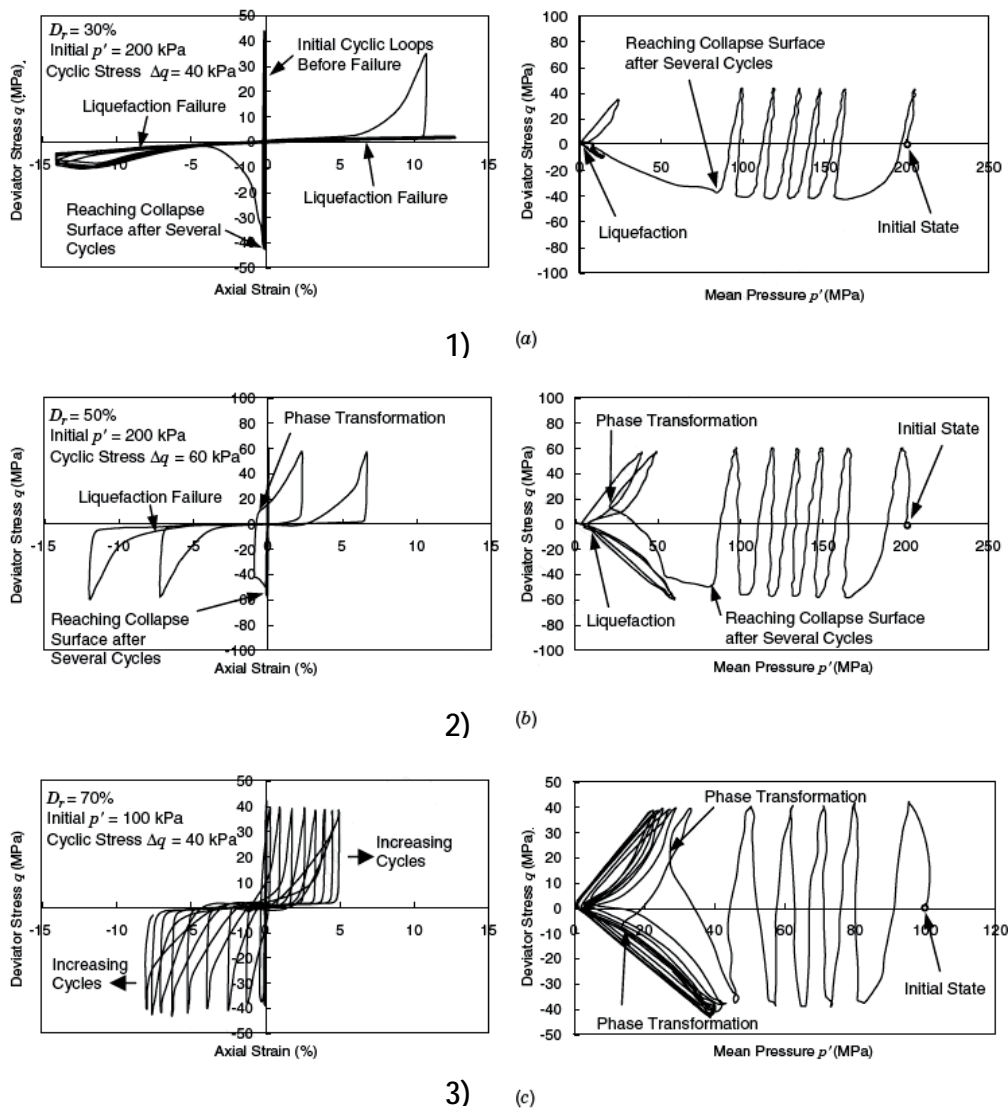


Fig. 2.51.- Comportamiento Cíclico No Drenado arena Toyoura. 1)  $D_R= 30\%$  2)  $D_R=50\%$  3)  $D_R=70\%$ . (Yamamoto, 1998. Modificado Mitchell, 2005)

Resulta interesante señalar que existe una deformación umbral bajo la cual no se generarán presiones de poros. Dobry et al. (1981) determinan que esta deformación umbral es  $10^{-2}$  %, aproximadamente, y es independiente de la densidad relativa, distribución granulométrica y tipo de ensayo, ver Fig. 2.52. (Ladd, Dobry et al., 1989).

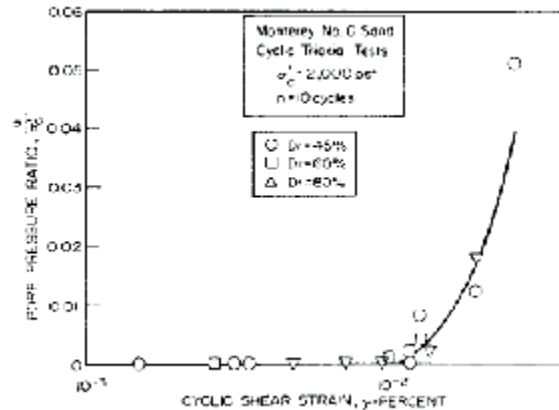


Fig. 2.52.- Presión de poros en función de deformaciones de corte cíclico después de 10 ciclos de carga. (Dobry et al., 1981)

El mecanismo de generación de asentamientos posterior a sollicitación sísmica es presentado en la Fig. 2.53. Inicialmente, el elemento de suelo se encuentra en un equilibrio drenado (nulo exceso de presión de poros) en el punto A. Ante una sollicitación sísmica o carga cíclica, se generará un exceso de presión de poros, por lo que se reducirán las tensiones efectivas, punto B. Este exceso de presión de poros produce un gradiente hidráulico que “desplaza” el agua de los poros fuera de los vacíos. El flujo de agua reduce este gradiente hasta que el exceso de presión de poros ha sido completamente disipada, punto C. Lo anterior se manifiesta en cambio volumétrico, en terreno corresponde a asentamientos ( $\Delta e$ ).

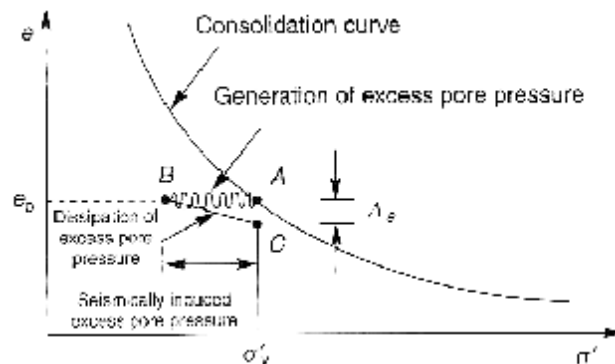


Fig. 2.53.- Mecanismo de generación de asentamientos post sollicitación sísmica. (Kramer, 1996)

## 2.4.1.1.- Falla de Flujo y Movilidad Cíclica

El término licuación ha sido asociado a la variedad de fenómenos que involucran deformaciones en una masa de suelo, causadas por cargas del tipo monótonas, transcientes o cíclicas sobre suelos no cohesivos bajo condición no drenada.

Con lo anterior, el fenómeno de licuación puede ser dividido en dos grandes grupos: Falla de Flujo y Movilidad Cíclica. Fig. 2.54. (a) y Fig. 2.54. (b). respectivamente.

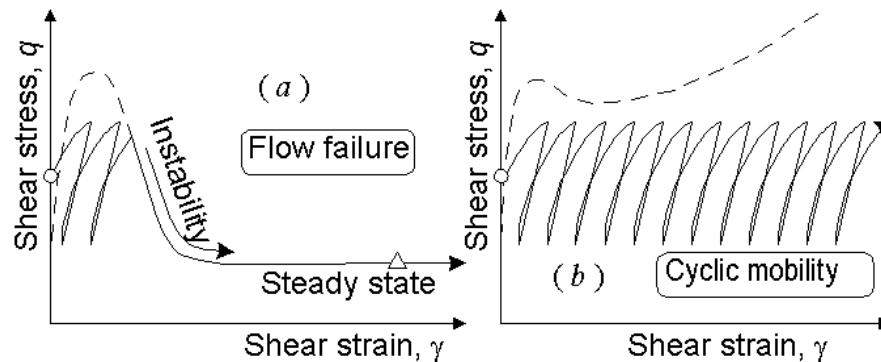


Fig. 2.54.- Falla de Flujo y Movilidad Cíclica. (Yoshimine & Ishihara, 2004)

La *Falla de Flujo* o *Licuación Verdadera* ocurre cuando la tensión de corte necesaria para el equilibrio estático, tensión de corte estático  $t_{est}$ , es mayor que la resistencia al corte del suelo en el estado licuado, resistencia no drenada  $S_u$  y corresponde a un fenómeno de pérdida de resistencia del material.

La falla de flujo puede ser generada tanto por cargas estáticas como cíclicas y basta cumplir con la condición de corte estático mencionado y movilizar el estado tensional a la superficie de falla de flujo. Para ejemplificar lo anterior, se presenta la Fig. 2.55., en donde se muestra que la falla de flujo es gatillada cuando se alcanza la *Superficie de Falla de Flujo* o *Flow Liquefaction Surface* (FLS), puntos *B* y *D*. Esta superficie coincide con la *Superficie de Colapso* o *Collapse Surface* definida por Sladen et al (1985) y *Línea de Inestabilidad* o *Instability Line* definida por Lade (1992).

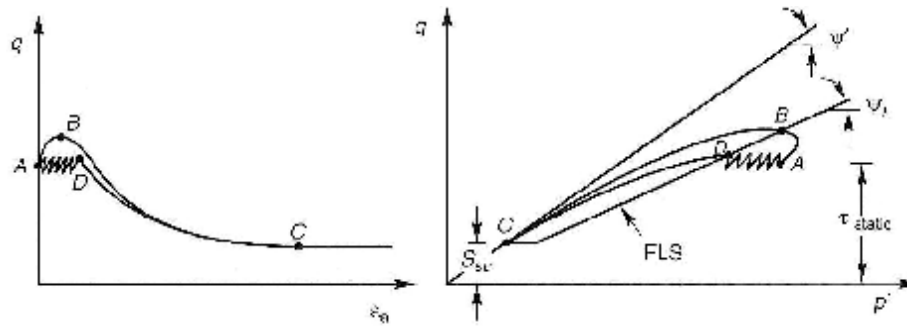


Fig. 2.55.- Condición gatillante Falla de Flujo por sollicitación estática y cíclica. (Kramer, 1996)

La falla de flujo ocurre en dos etapas, una primera etapa en el que el estado tensional se moviliza hasta alcanzar la *Superficie de Falla de Flujo*, en donde se desarrolla un pequeño nivel de deformaciones. Una vez que alcanza esta superficie, el material se encuentra en condición de Inestabilidad (Lade, 1992) y empieza la segunda etapa. En la segunda etapa se observa un desarrollo de grandes deformaciones, asociado a un exceso de generación de poros, que son movilizadas por la tensión de corte estático,  $t_{est}$ , necesarias para alcanzar el equilibrio estático. Estas tensiones de corte son *tensiones movilizantes*, que deben distinguirse de las tensiones de bloqueo, *locked-in stress*, que son desarrolladas durante la depositación y consolidación del depósito de suelo y no movilizan falla de flujo o licuación verdadera. (Castro, 1991). En la Fig. 2.56. se presenta la zona de susceptibilidad para falla de flujo.

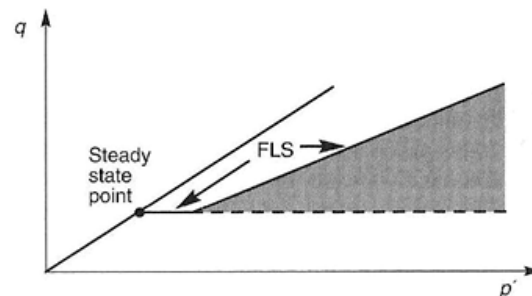


Fig. 2.56.- Zona de susceptibilidad para falla de flujo. (Kramer, 1996)

La *Movilidad Cíclica* corresponde a un fenómeno que produce grandes deformaciones ante una sollicitación sísmica y ocurre cuando la tensión de corte estático,  $t_{est}$ , es menor que la resistencia última del suelo licuado,  $S_u$ . En este caso se produce un fenómeno de pérdida de rigidez, grandes deformaciones, pero no se moviliza la resistencia última,  $S_u$ . En la Fig. 2.57. se presenta la zona de susceptibilidad para movilidad cíclica.

En el caso que la geometría induzca un estado tensional que genere corte estático, como un talud, las deformaciones producidas por la movilidad cíclica son movilizadas tanto por la sollicitación estática como cíclica. Estas deformaciones corresponden a *Corrimiento Lateral* o *Lateral Spreading*.

En caso de terrenos horizontales, las deformaciones producidas por movilidad cíclica corresponden a *Licuación de Superficie de Terreno* o *Level-Ground Liquefaction*. En este caso las deformaciones se asocian solo a las sollicitaciones cíclicas y se manifiestan como asentamientos considerables debido a la disipación de presiones de poros generadas ante una sollicitación del tipo sísmico. La disipación de presión de poros se manifiesta mediante elementos característicos llamados *Sand Boils*, ver Fig. 2.58.

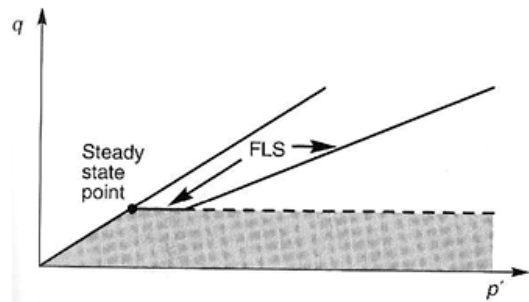


Fig. 2.57.- Zona de susceptibilidad para movilidad cíclica. (Kramer, 1996)



Fig. 2.58.- Sand Boils originados por Licuación durante el terremoto de Niigata, 1964. (Day, 2002)

A continuación se presenta la Tabla 2.2. con la principales diferencias entre falla de flujo y movilidad cíclica (Verdugo, 1992).

Tabla 2.2.- Comparación Falla de Flujo y Movilidad Cíclica. (Verdugo, 1992)

Falla de Flujo o Licuación Verdadera	Movilidad Cíclica
Pérdida de resistencia al corte.	Perdida de rigidez, sin pérdida de resistencia.
Solo los estados sobre la frontera particular en el plano e-p' son susceptibles a alcanzar falla de flujo.	Suelos no cohesivos sueltos como densos sometidos a bajas y altas presiones de sobrecarga pueden desarrollar movilidad cíclica.
Esta puede ser gatillada solo cuando la fuerza movilizada es mayor que la resistencia ultima no drenada.	Si no hay posibilidad para falla de flujo, mientras mayor la fuerza movilizada, mayor es la resistencia cíclica.
Puede ser gatillada por carga cíclica o estática, siempre cuando la carga es lo suficientemente rápida para poner el suelo en condición no drenada.	Esta puede ser desarrollada solo durante la aplicación de carga cíclica no drenada.
Durante falla de flujo, caen las tensiones efectivas a un valor constante el cual es igual a cero solo en el caso de suelos arenosos muy sueltos.	Para amplitudes reversibles de tensión cíclica, movilidad cíclica es asociada con tensiones efectivas nulas momentáneamente.
Durante falla de flujo, la masa de suelo se deforma continuamente bajo su resistencia residual.	Durante movilidad cíclica, la masa de suelo alcanza deformaciones cíclicas sin movilizar necesariamente su resistencia al corte.
Falla de flujo implica deformaciones muy grandes de varios metros o en algunos casos de kilómetros, principalmente dependiendo de ( $\tau_{est} - S_u$ ) y la geometría del problema mismo.	Movilidad cíclica usualmente compromete un moderado nivel de deformaciones, pero suficientemente grandes para causar daños.
Mientras mayor sea la presión efectiva de sobrecarga, mayor será la posibilidad de la masa de suelo estar en un estado tal que induce falla de flujo.	Mientras mayor sea la presión efectiva de sobrecarga, mayor será la posibilidad de generar presiones de poros, para igual razón de tensiones cíclicas, y por lo tanto de desarrollar movilidad cíclica.
La resistencia residual es conocida si el índice de vacíos es conocido.	La resistencia cíclica es dependiente de: densidad, presión confinamiento y corte estático inicial.



## 2.4.1.2.- Resistencia Cíclica

Una de las formas de caracterizar la resistencia de una masa de suelo ante el fenómeno de licuación es mediante ensayos de resistencia cíclica en laboratorio. Los resultados de estos ensayos entregan el número de ciclos requeridos para alcanzar la licuación y es dependiente de diversas variables.

La *Resistencia Cíclica* o *Cyclic Resistance Ratio (CRR)* se define como la razón entre la tensión máxima de corte cíclica,  $t_{cyc}$ , requerida para alcanzar la licuación en " $N_L$ " ciclos, para una presión de confinamiento inicial  $s_0'$ .

$$CRR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_0} \quad Ec.(2.14)$$

En las Fig. 2.59. y Fig. 2.60. se presenta la respuesta de dos materiales ante sollicitaciones cíclicas obtenida mediante ensayos triaxiales. En la primera, presión de confinamiento fija y variación de densidad y en la segunda, densidad fija y variación en la presión de confinamiento.

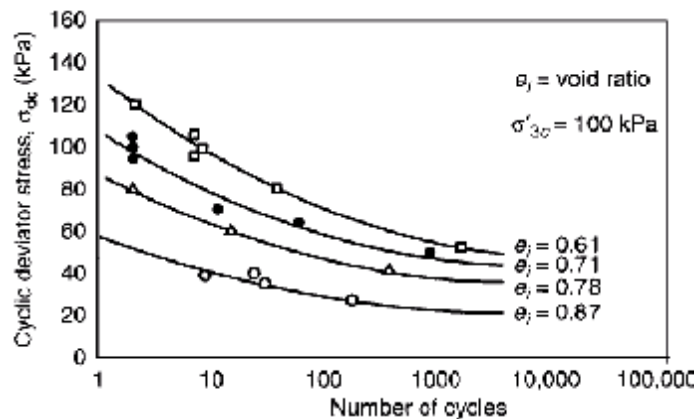


Fig. 2.59.- Resistencia Cíclica para alcanzar licuación en muestras con  $s_0' = 100$  kPa. Arena de Sacramento. (Seed & Lee, 1965. Modificado por Kramer, 1996)

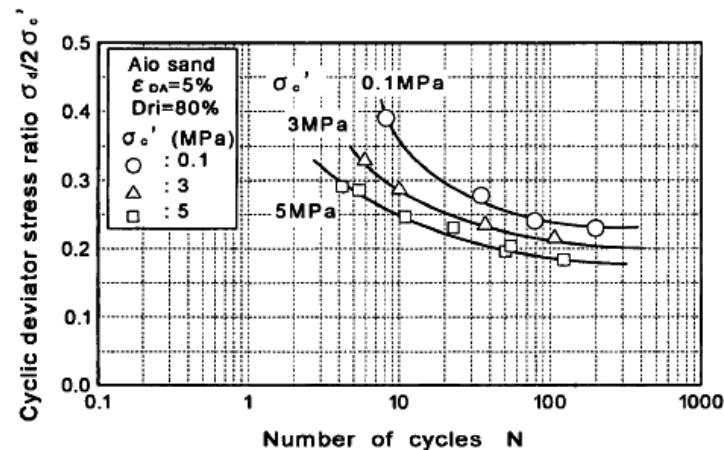


Fig. 2.60.- Resistencia Cíclica para alcanzar licuación en muestras con  $D_R= 80\%$ . Aio Sand. (Hyodo et al., 2002)

Se observa que a medida que aumenta la densidad de la muestra, se incrementa la resistencia cíclica, ver Fig. 2.59. Por otro lado, a medida que aumenta la presión de confinamiento se observa una disminución en la resistencia cíclica, esto se debe a que a mayor confinamiento e igual densidad, el material tiende a ser más contractivo, facilitando la generación de presión de poros, ver Fig. 2.60.

#### 2.4.1.2.1- Factores que afectan resistencia cíclica

Numerosos factores afectan la resistencia cíclica obtenida mediante ensayos triaxiales. En donde se tienen factores dependientes de la metodología de ensayos y factores dependientes de las condiciones de ensayo y del material.

Factores dependientes de la metodología de ensayo:

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

Factores dependientes de las condiciones de ensayo y del material:

- Presión de confinamiento
- Esfuerzo de corte estático inicial (consolidación anisótropa)
- Densidad relativa
- Tamaño de partículas y su gradación
- Deformación previa
- Carga previa
- Razón de preconsolidación
- Grado de saturación
- Contenido de finos
- Plasticidad de los finos

Dado los alcances que se tienen para esta investigación, se presentará el efecto de la presión de confinamiento.

Diversos autores estudiaron los otros factores mencionados, entre los que destacan Verdugo (1983), Peters (1999), Polito (1999), Vaid & Sivathayalan (2000), Verdugo & Viertel (2004), Corral (2008), entre otros.

## 2.4.3.- Efecto de las Altas Presiones de Confinamiento sobre Comportamiento Cíclico

La experiencia de ensayos de resistencia cíclica indica que ésta disminuye con el aumento de la presión de confinamiento en una tasa no lineal. Seed (1981) introduce un factor de reducción de resistencia, que posteriormente denomina factor de corrección  $K_S$  (Seed, 1983), para extrapolar un método simplificado para la evaluación de licuación en depósitos de suelos y presas de tierra con sobrecargas mayores a  $1\text{kg/cm}^2$ .  $K_S$  queda definido por:

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_0 > 1\text{kg/cm}^2}}{CRR_{\sigma'_0 = 1\text{kg/cm}^2}} \quad \text{Ec.(2.15)}$$

El factor de reducción utilizado por Seed (1981) corresponde al presentado en la Fig. 2.61.

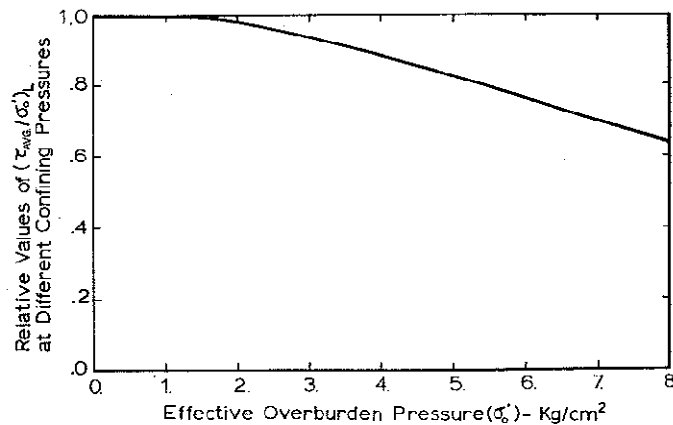


Fig. 2.61.- Parámetro  $K_S$  en función de presión de confinamiento. (Seed, 1981)

Se debe mencionar que Seed (1983) desarrolló la curva experimental de  $K_S$  en base a ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotrópamente. Otros investigadores han ido complementando esta curva para poder definir  $K_S$  de mejor forma. Por ejemplo, Seed & Harder (1990) desarrollan una curva para arenas limpias, que se presenta en la Fig. 2.62. Marcuson et al. (1990) obtienen una curva para arenas y gravas mediante ensayos triaxiales cíclicos, en donde la mayoría de estos resultados fueron obtenidos para probetas densas, Fig. 2.63.

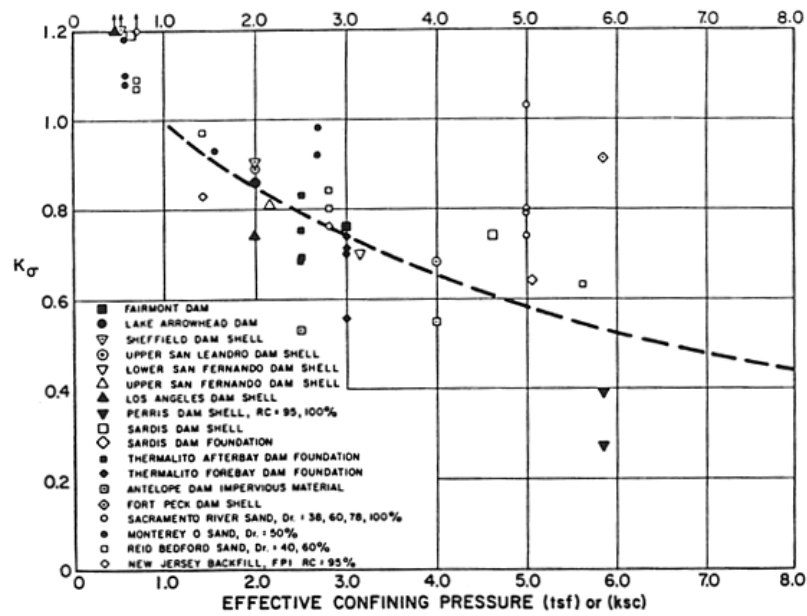


Fig. 2.62.- Parámetro  $K_s$  en función de presión de confinamiento. (Seed & Harder, 1990)

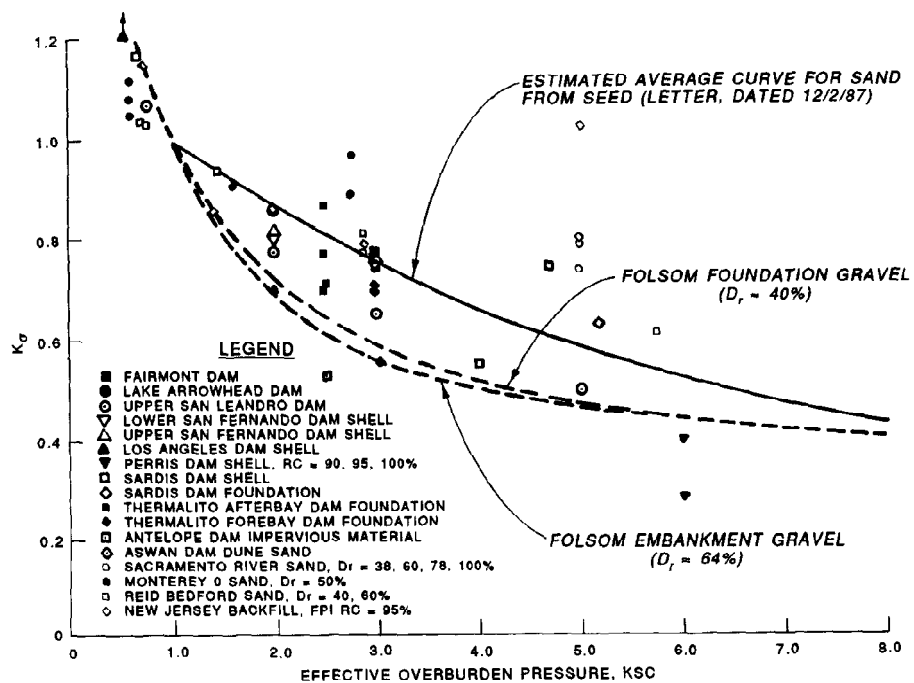


Fig. 2.63.- Parámetro  $K_s$  en función de presión de confinamiento. (Después de Marcuson et al., 1990)

Hynes & Olsen (1999) realizan una compilación histórica de datos y entregan una formulación para la determinación y elección de  $K_s$ . ver Fig. 2.64. La ecuación propuesta para determinar  $K_s$  es la siguiente:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{Pa}\right)^{f-1} \quad \text{Ec.(2.16)}$$

Donde  $s'_v$  corresponde a la presión efectiva de sobrecarga,  $Pa$  es la presión atmosférica y  $f$  es un exponente dependiente de las condiciones del terreno, entre las que se incluye densidad relativa, historial tensional, tipo de suelo, envejecimiento y razón de preconsolidación.

Como recomendación, Hynes & Olsen (1999) sugieren para depósitos relativamente sueltos un valor de  $f$  cercano a 0.8;  $f$  decrece a 0.7 para densidades medias y 0.6 para material denso.

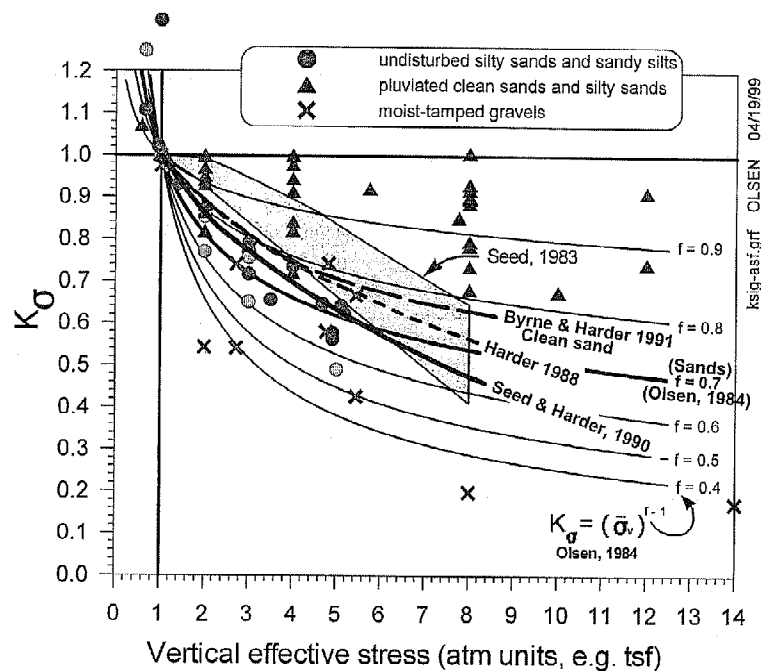


Fig. 2.64.- Parámetro  $K_s$  en función de presión vertical efectiva. (Hynes & Olsen, 1999)

Vaid et al. (2001) realizaron una recopilación de datos para estimar el parámetro  $K_s$  hasta presiones de confinamiento cercanas a  $30 \text{ kg/cm}^2$ , esto para arenas a diferentes densidades.

Los resultados obtenidos muestran una estabilización y mayores valores de este parámetro en comparación con la curva de Seed & Harder (1990), Fig. 2.65.

También se observa, al igual que el estudio de Hynes & Olsen (1999), que a medida que aumenta la densidad relativa, el valor de  $K_s$  disminuye en función de la presión de confinamiento.

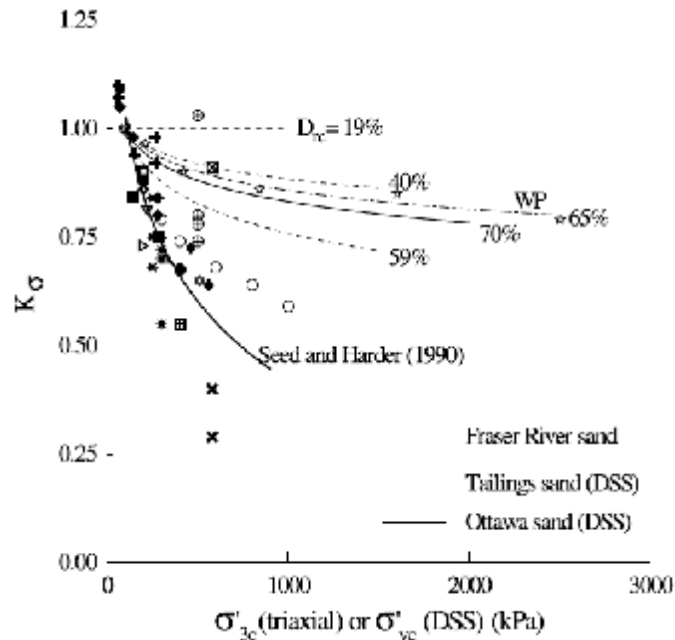


Fig. 2.65.- Parámetro  $K_s$  en función de presión de confinamiento. (Vaid et al, 2001)

Para el caso particular de las arenas de relaves se presenta en la Fig. 2.66. una recopilación de parámetros  $K_s$  con datos de diversos autores y se compara con una de las curvas más utilizadas en el diseño, Seed & Harder (1990). Los autores mencionados en la Fig. 2.66. corresponden a Vaid (1985), Riemer et al. (2008) y Verdugo & Santos (2009). De esta figura se observa una tendencia similar en la forma de curva y reducciones menores de resistencia para arenas de relaves, en comparación con la curva propuesta por Seed & Harder (1990) para suelos naturales.

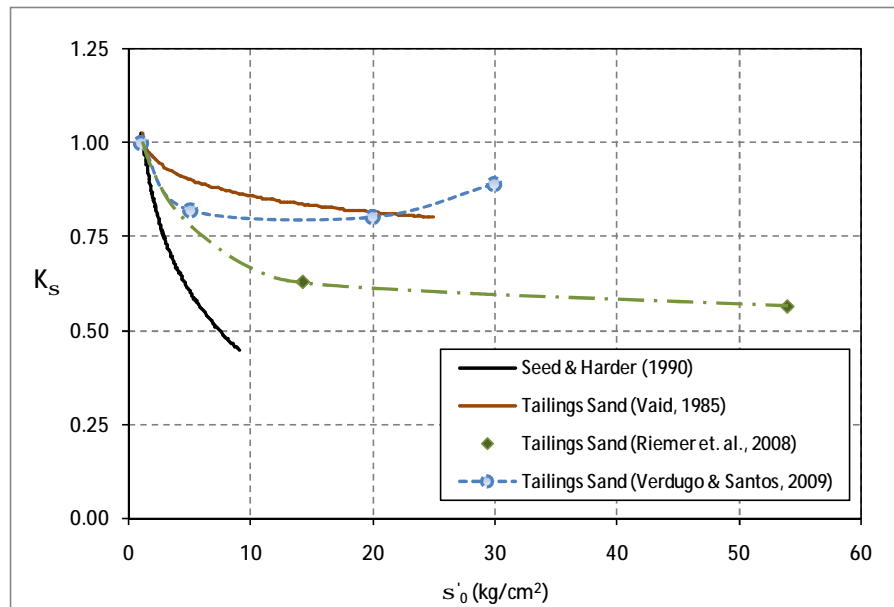


Fig. 2.66.- Parámetro  $K_s$  en función de presión de confinamiento para arenas de relaves.

En el caso particular de los tranques de relaves de grandes dimensiones, el parámetro  $K_s$  toma gran importancia pues condiciona el análisis de estabilidad sísmica. Con lo que la adecuada determinación de este parámetro para el rango de presiones del proyecto en estudio, puede implicar un significativo aumento en la resistencia cíclica, Fig. 2.66., lo que se refleja en un diseño óptimo en términos de factores de seguridad y costos.



## 3.- DESCRIPCIÓN DE EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES

### 3.1.- Introducción

Para evaluar la resistencia estática y cíclica de las arenas de relaves a altas presiones, se decide diseñar y construir un equipo triaxial estático y cíclico que fuese capaz de trabajar de modo preciso en un amplio rango de presiones de confinamiento, de 0 a 50 kg/cm<sup>2</sup>.

De acuerdo a lo anterior, se optó por construir un equipo triaxial que trabajara de acuerdo a los altos estándares de laboratorio de investigación extranjeros. Información y fotografías del laboratorio de Ingeniería Geotécnica de la Universidad de Tokio (Prof. Ramón Verdugo y Prof. Ikuo Towhata); correspondencia con el Prof. Jerry A. Yamamuro, que desarrolló un equipo triaxial estático para presiones de 1000 kg/cm<sup>2</sup> en la Universidad de California, Los Ángeles, en 1993; referencias bibliográficas entre las que destaca Prof. Fumio Tatsuoka (1988) y la permanente comunicación y discusiones con el personal del Laboratorio de Geotecnia de IDIEM, quienes desarrollaron un equipo triaxial cíclico para presiones hasta 30 kg/cm<sup>2</sup> en 2008, fueron determinantes en el conocimiento de los requisitos que debía satisfacer este equipo.

En este marco de información, se construyó un equipo triaxial desarrollado con mano de obra nacional en diferentes tornerías. La instrumentación se importó en su totalidad desde Estados Unidos y las válvulas y elementos del panel de control del equipo se obtuvieron en el mercado nacional.

En este capítulo se presenta una descripción del equipo triaxial de altas presiones desarrollado para esta investigación. En el Anexo A, se presenta el detalle del diseño de las piezas desarrolladas, instrumentos utilizados y sus características, calibración de estos y ensayos de validación del equipo.

### 3.2.- Descripción del equipo

El Equipo Triaxial de Altas Presiones desarrollado para esta investigación está compuesto principalmente por: cámara triaxial, marco de carga, sistema de aplicación carga axial, sistema aplicación contrapresión y medición cambio volumétrico, sistema aplicación presión de cámara, instrumentación y sistema de adquisición de datos. En este capítulo se presenta solo una descripción del equipo y en Anexo A se encuentra el detalle de éste.

Este equipo permite evaluar la respuesta monótona y cíclica de probetas de suelo de las siguientes dimensiones:

- 50 mm de diámetro y 100 mm de altura.
- 100 mm de diámetro y 200 mm de altura.

Las principales características del equipo son:

Tabla 3.1.- Características Equipo.

Características	
Tamaño Máximo de Partículas $D_{m\acute{a}x}$	16 mm
Tipos de Ensayos	CID (compresión y extensión) CIU (compresión y extensión) Triaxial Cíclico (drenado y no drenado)
Modo de Carga	Deformación controlada, en caso de ensayo estático Carga Controlada, en caso de ensayo cíclico
Rango de Presiones de Confinamiento, $\sigma'_o$	0 a 50 kg/cm <sup>2</sup>
Carga Axial Máxima	20 ton
Rango de Razón de Tensiones Cíclicas	0.1 a 0.6

En las Fig. 3.1. y Fig. 3.2. se presenta el esquema general de la disposición del equipo y una fotografía de éste, respectivamente.

### 3.- Descripción Equipo Triaxial de Altas Presiones

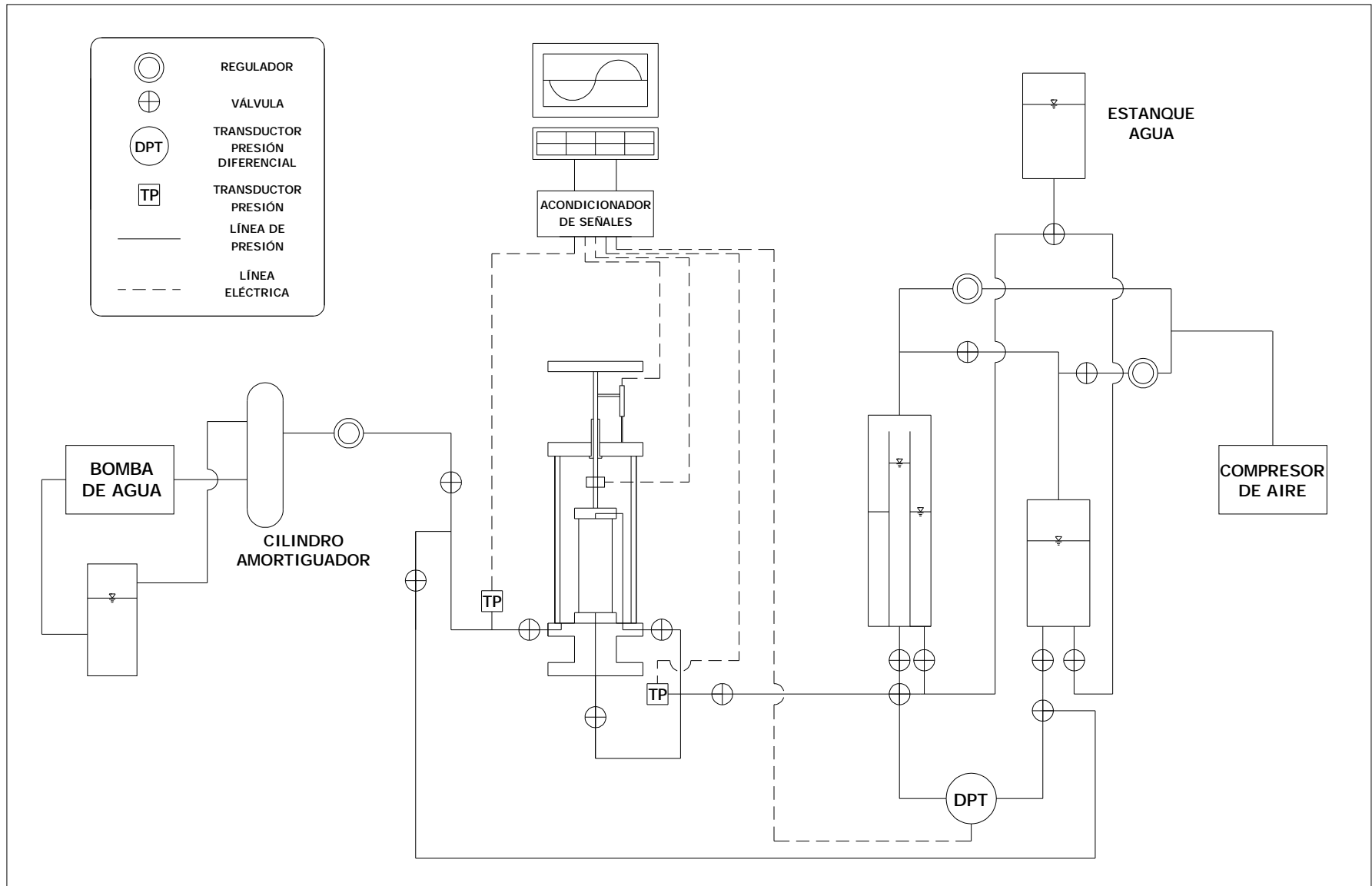


Fig. 3.1.- Esquema general equipo Triaxial de Altas Presiones.

### 3.- Descripción Equipo Triaxial de Altas Presiones



Fig. 3.2.- Disposición general equipo Triaxial de Altas Presiones.

3.2.1.- Cámara Triaxial

La cámara triaxial está compuesta por las siguientes componentes: Cámara (cilindro), Barras de soporte, Base cámara triaxial, Tapa superior, Tapa sello superior y Pistón de carga. En la Fig. 3.3. se presentan las principales componentes de la cámara triaxial. Esta cámara triaxial está diseñada para trabajar hasta presiones de  $60 \text{ kg/cm}^2$  y transmitir una carga axial de 13 ton, para probetas de tamaño  $10 \times 20 \text{ cm}$  y 5 ton para probetas de  $5 \times 10 \text{ cm}$ . El detalle de cálculo, bases de diseño y planos detallados se presentan en el Anexo A.

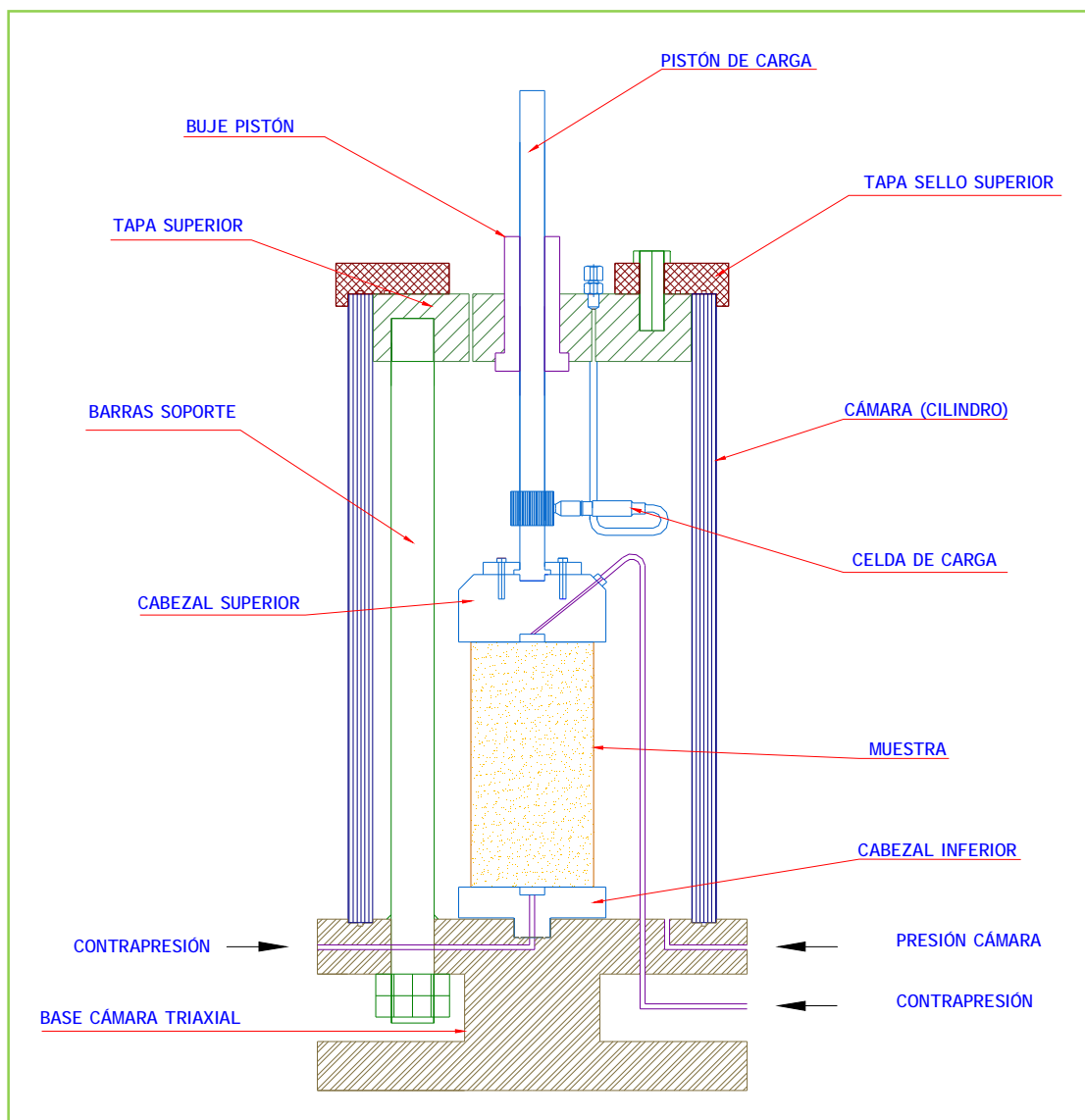


Fig. 3.3.- Bosquejo y principales componentes de Cámara Triaxial.

### 3.2.2.- Marco de Carga

El marco de carga consiste en un marco de reacción compuesto por dos planchas rígidas unidas por cuatro barras de acero. Este marco descansa sobre una estructura metálica de compuesta por perfiles rectangulares de acero. En la Fig. 3.4. se presentan las principales componentes del marco de carga. Este marco rígido está diseñado para soportar una carga axial de 40 ton. El detalle de cálculo, bases de diseño y planos detallados se presentan en el Anexo A.

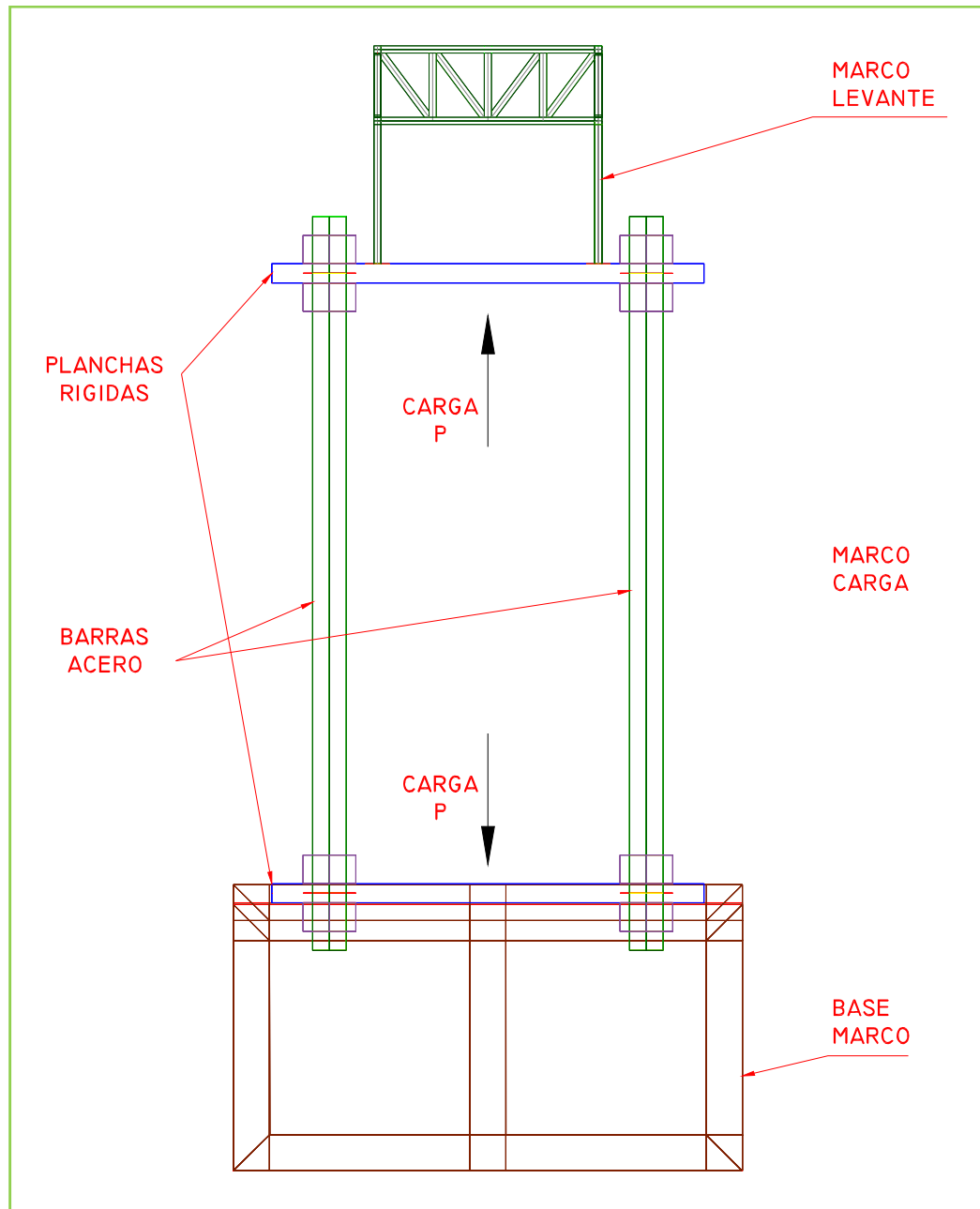


Fig. 3.4.- Esquema Marco de Carga.

### 3.2.3.- Sistema de Carga

El sistema de carga se encuentra basado en la aplicación de una carga axial a través de un tornillo de potencia. El mecanismo de carga consiste en aplicar una sollicitación a través de un sistema de cadenas y engranajes, pasando a través de un reductor sin – fin corona, que convierte el movimiento angular en una carga axial que será transmitida por el tornillo de potencia al pistón de carga y éste a su vez a la probeta a ensayar. En la Fig. 3.5. se presentan las principales componentes del sistema de carga. El sistema de carga está diseñado para transmitir una sollicitación axial de 20 ton. El detalle de cálculo, bases de diseño y planos detallados se presentan en el Anexo A.

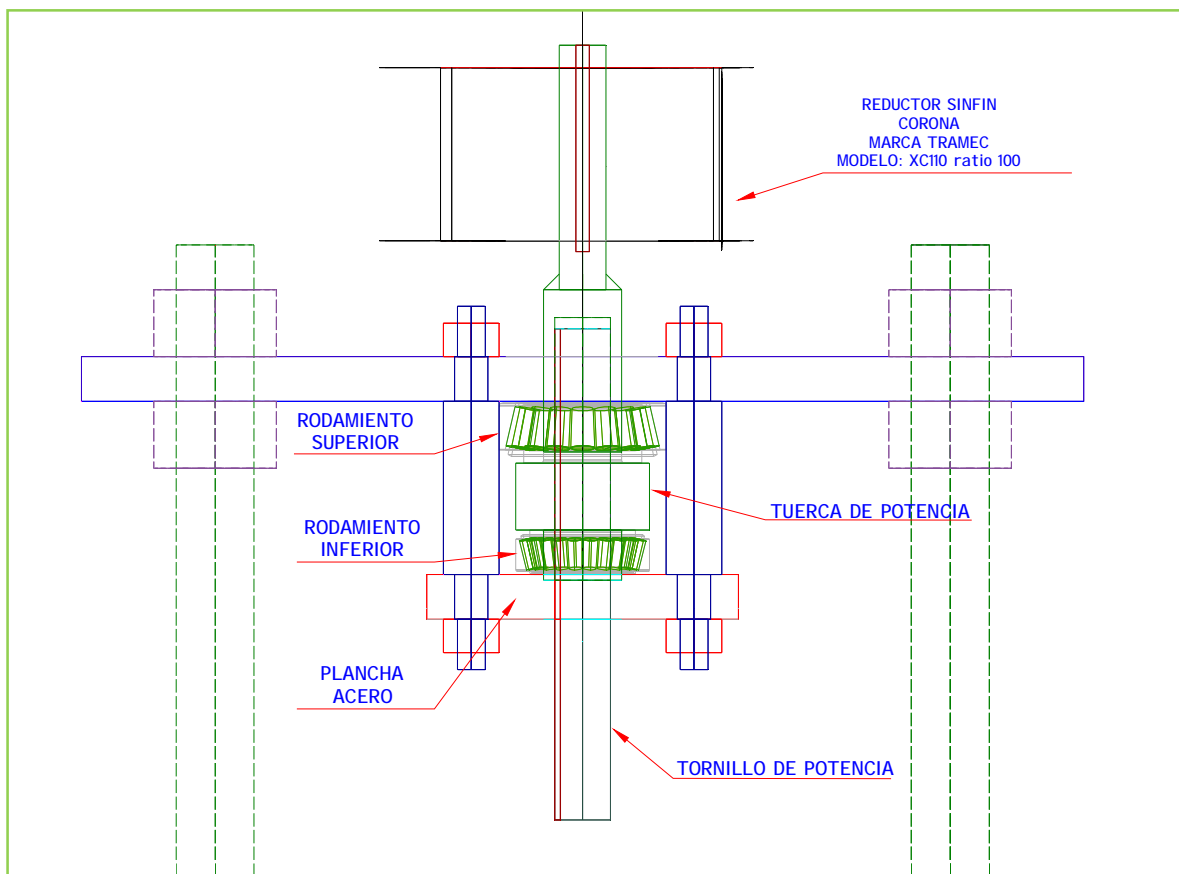


Fig. 3.5.-Esquema general de sistema de carga.

### 3.2.4.- Aplicación de Contrapresión y Medición de Cambio Volumétrico

La contrapresión se aplicó mediante un compresor de aire, él que ejerce presión sobre una interfaz aire – agua, con lo que la probeta de suelo a ensayar recibirá presión de agua. El rango de presiones en que se ejerce la contrapresión va desde 0 a 7 kg/cm<sup>2</sup>.

Dependiendo el tipo de ensayo, la medición de cambio volumétrico se puede efectuar mediante dos formas: en el caso de ensayo del tipo drenado, en la etapa de consolidación se utiliza una bureta graduada interiormente y durante el ensayo se utiliza un transductor de presión diferencial (DPT) que mide la diferencia de columna de agua digitalmente. En el caso de ensayo del tipo no drenado, solo se utiliza la bureta graduada interiormente para la etapa de consolidación. Las especificaciones y bases de diseño se presentan en el Anexo A.

### 3.2.5.- Aplicación de Presión de Cámara

Para presiones de 7 a 60 kg/cm<sup>2</sup>, la aplicación de presión de cámara se realizó a través de una bomba de agua de tres pistones, en donde la presión ejercida es estabilizada en un cilindro amortiguador de 60 litros de volumen. Para presiones de 0 a 7 kg/cm<sup>2</sup>, la aplicación de presión de cámara se realizó con el mismo sistema de contrapresión indicado anteriormente. En el Anexo A se presentan los detalles de especificaciones y componentes.

En el diagrama de la Fig. 3.6, se presentan las principales componentes del sistema.

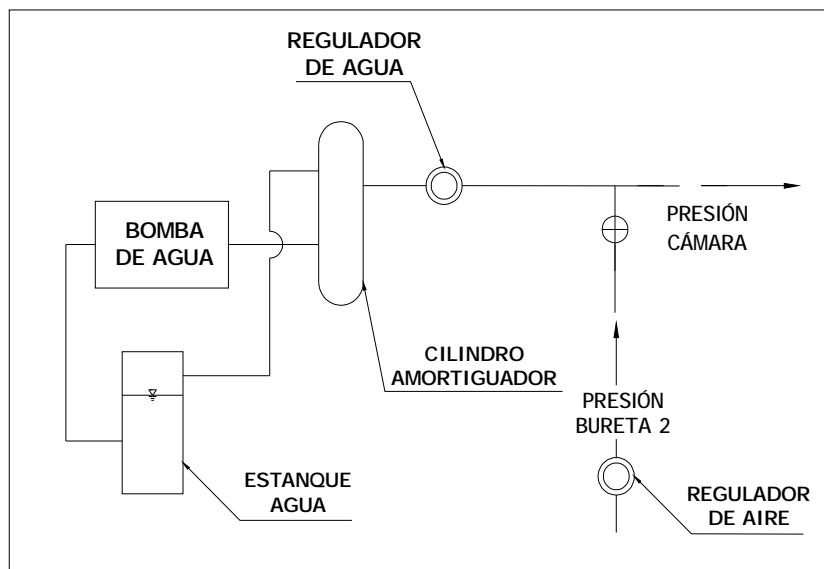


Fig. 3.6.- Esquema aplicación presión de cámara.



3.2.6.- Panel de Control

Para simplificar el manejo de los sistemas de aplicación de contrapresión, medición de cambio volumétrico y aplicación de presión de cámara, se dispone de un panel de control para Equipo Triaxial de Altas Presiones. En el Anexo A se indican las piezas utilizadas.

En la Fig. 3.7. se presenta un diagrama de las componentes de panel de control.

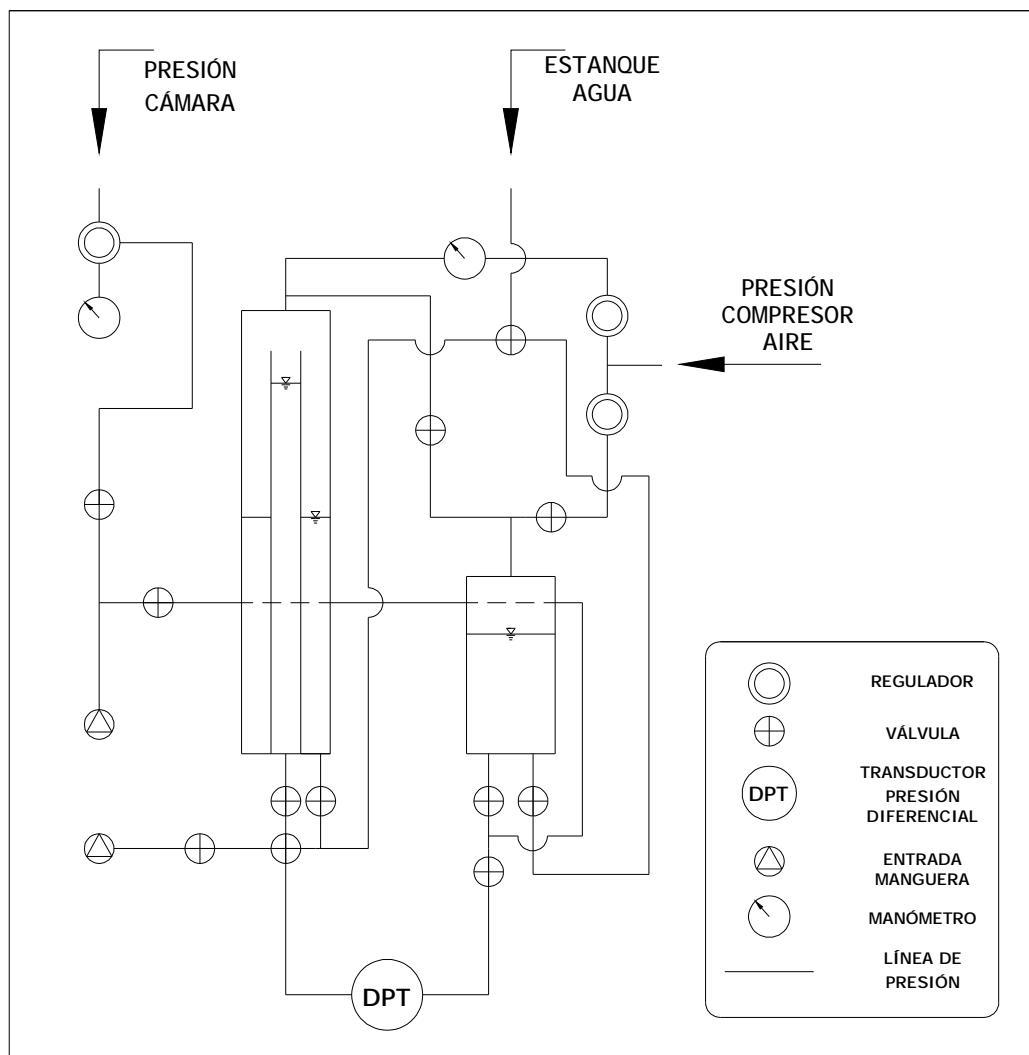


Fig. 3.7.- Diagrama panel de control de equipo triaxial de altas presiones.

### 3.3.- Sistema de Adquisición de Datos

Para la adquisición de datos se utiliza un moderno sistema de transductores, acondicionador de señal y tarjeta de conversión analógica digital, que permite obtener un preciso registro de datos en computador.

A continuación se presenta la descripción de principales componentes. En el Anexo A se presenta el detalle y fundamentos del sistema de adquisición de datos.

#### 3.3.1.- Transductores

Los transductores utilizados para el Equipo Triaxial de Altas Presiones son:

- Transductor de Desplazamiento (LVDT): Se utilizó un transductor de desplazamiento que se ubica solidariamente con el pistón de carga y así mide la deformación representativa de la probeta de suelo. Este transductor tiene un rango de desplazamiento de  $\pm 50.8$  mm.
- Transductor de Presión (TP): Para los ensayos se utilizaron dos transductores de presión, uno para medir la presión de cámara y otro para presión de poros. Dependiendo del rango de presiones a medir se utilizaron transductores con presiones máximas de 14, 50 y 100 kg/cm<sup>2</sup>.
- Celda de Carga (LC): A fin de evitar la corrección de roce del pistón de carga, se utilizó una celda de carga sumergible que permitiese medir en compresión y extensión. El rango de sollicitación de la celda de carga utilizada es hasta 1200 kg. A modo de complemento, se utilizó una celda de carga externa que alcanza una carga máxima de 12 ton.
- Transductor de Presión Diferencial (DPT): Para poder obtener digitalmente las variaciones volumétricas, se utilizó un transductor de presión diferencial que permite registrar cambios volumétricos con una precisión de 0.01 cc para presiones que van desde 0.5 a 305 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.3.2.- Acondicionador de Señal, Tarjeta de Conversión Análoga Digital y Programa Adquisición Datos

Las restantes componentes del sistema de adquisición de datos son:

- Acondicionador de Señal: Se utilizó una unidad display y acondicionador de señal para cuatro canales: una celda de carga, dos transductores de presión y un transductor de deformación. Este acondicionador de señal permite seleccionar las frecuencias de respuesta y tasas de adquisición de datos del sistema de transductores.
- Tarjeta de Conversión Análoga Digital: Para poder obtener el registro de datos en forma digital, se utilizó una tarjeta de conversión análoga digital que posee una tasa de muestreo de 200 kS/s, permitiendo un registro lo más continuo posible.
- Programa de Adquisición de Datos: A través del software LabView, se elaboró una rutina para los ensayos del tipo estático con una frecuencia de muestreo de 1 muestra por segundo. En el caso de ensayos del tipo cíclico, se elaboró una rutina que permite definir una sinusoide de carga en amplitud y frecuencia, la que es seguida solidariamente para efectuar los ciclos de carga y descarga. La frecuencia de muestreo de esta rutina es de 10 muestras por segundo.

## 4.- SUELO ENSAYADO Y METODOLOGÍA

### 4.1.-Características del Suelo Ensayado

El material utilizado corresponde a la arena de relaves del muro del tranque "El Torito". Esta arena posee un 15% de finos no plásticos, un tamaño medio  $D_{50} = 0.162$  mm, coeficiente de uniformidad  $C_U = 3.3$  y coeficiente de curvatura  $C_C = 1.2$ . La arena de relaves clasifica como Arena Limosa (SM), según clasificación USCS. En la Fig. 4.1. se presenta la distribución granulométrica de la arena de relaves a estudiar, así como la de la arena limpia y de los finos.

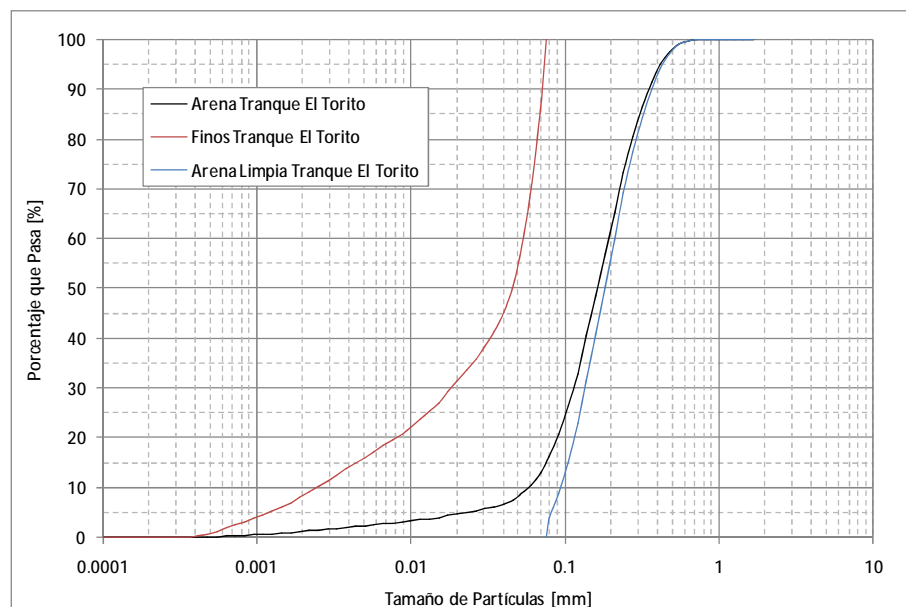


Fig. 4.1.- Distribución granulométrica arena de relaves, Tranque El Torito.

Este material presenta una gravedad específica  $G_s = 2.75$ . Los índices de vacíos máximo y mínimo son  $e_{m\acute{a}x} = 1.212$  y  $e_{m\acute{i}n} = 0.551$ , respectivamente. Los ensayos se realizaron a una densidad relativa de preparación de probeta de 60%.

## 4.2.- Procedimiento de Ensayos

### 4.2.1.- Preparación de probetas

La preparación de probetas se realizó mediante el método *Compactación Húmeda* o *Wet Tamping*, en donde el suelo secado al horno se mezcló con agua destilada en proporción de 5% de peso, para luego ser compactado en cinco capas. Después de que la densidad inicial fue determinada, y el peso total de suelo calculado, cada capa se compactó con igual altura y cantidad de suelo húmedo. Posterior a esto la probeta, de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura, se ubicó en los cabezales del equipo triaxial, cuyo diámetro es 6 cm. Estos cabezales se lubricaron con membranas y vaselina blanca de la forma indicada en la Fig. 4.2. a fin de mejorar la distribución de deformaciones en las probetas.



Fig. 4.2 Cabezales lubricados ensayos triaxiales. (Retamal, 2005)

#### 4.2.2.- Saturación y Consolidación

Para el proceso de saturación, inicialmente se hizo circular gas CO<sub>2</sub> a través de las probetas a ensayar, por un periodo de tiempo de 20 a 30 minutos. Con lo anterior, se busca expulsar y reemplazar el aire contenido en los vacíos del material y facilitar la saturación con agua desaireada de la probeta. Posteriormente, se hizo circular agua en el sentido ascendente, a fin de desplazar al CO<sub>2</sub> y saturar completamente la probeta.

La verificación de la saturación se realizó mediante la medición del parámetro B de Skempton, cuyo valor mínimo aceptable fue 0.95. El parámetro B se expresa de la siguiente forma:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad \text{Ec.(4.1)}$$

Donde  $\Delta u$  corresponde a la variación en la presión de poros como respuesta del incremento en presión de cámara  $\Delta \sigma_3$ .

Todos los ensayos, estáticos como cíclicos, fueron consolidados isotrópamente a las presiones respectivas del ensayo. Para la consolidación y verificación de saturación, fue necesario aplicar una contrapresión cuya magnitud depende de la posible respuesta de la probeta a ensayar a fin de evitar la cavitación

El proceso de consolidación se finalizó cuando las variaciones volumétricas se estabilizaron.

## 4.2.3.- Ejecución de Ensayos

Una vez finalizado el proceso de consolidación se procedió a realizar el ensayo requerido.

## 4.2.3.1.- Ensayo triaxial estático CIU

En este caso se tiene un ensayo del tipo no drenado con medición de presión de poros, en donde se aplica la carga axial bajo la condición de deformación controlada a una tasa de deformación de 0.13 mm/min.

Para los ensayos del tipo estático, se utilizó la siguiente convención para desviador de tensiones,  $q$ , y presión media efectiva,  $p'$ :

$$q = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{Ec.(4.2)}$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad \text{Ec.(4.3)}$$

## 4.2.3.2.- Ensayo triaxial cíclico

Este también corresponde a un ensayo del tipo no drenado con medición de presión de poros, donde la carga cíclica se aplica manualmente siguiendo una senoide predefinida en amplitud y frecuencia. Los ensayos fueron realizados bajo la condición de carga controlada con una frecuencia de ciclos de carga de un ciclo por minuto.

Para los ensayos del tipo cíclico, se utilizó la siguiente convención para desviador de tensiones,  $q$ , y presión media efectiva,  $p'$ :

$$q = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{Ec.(4.4)}$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{Ec.(4.5)}$$

## 4.2.4.- Evaluación de Índice de Vacíos

Para la medición de índice de vacíos, se utilizó el método propuesto por Verdugo (1992) para probetas saturadas utilizando el contenido de agua de la muestra de suelo.

- Una vez finalizado el ensayo, se cierran las válvulas de drenaje de la celda triaxial para así tener la probeta en condición no drenada.
- Se libera la contrapresión. Con lo anterior, se busca evitar errores asociados a expansión y contracción de mangueras conectadas para medición de cambio volumétrico.
- Se baja el nivel de la bureta indicadora de cambio volumétrico lo más bajo posible, registrando este valor como  $V_i$ .
- Se abre la válvula de drenaje de la base del triaxial.
- Se aumenta la presión de confinamiento al máximo valor admisible de la celda triaxial.
- Se aplica una carga cíclica a la probeta. Con lo anterior, en cada ciclo de carga y descarga se producirán variaciones de volumen. Una vez estabilizado el volumen, se cierra la válvula de drenaje.
- Posteriormente, se disminuye la presión de cámara a un nivel bajo ( $2 \text{ kg/cm}^2$ ) y se registra el volumen como  $V_f$ .
- Se libera la presión restante y se desmonta la celda triaxial del marco de carga.
- Dado que la probeta se encuentra en una condición de presión interna negativa, es posible la manipulación de esta.
- Se desmonta el cabezal superior y se retira la membrana de látex de la base del triaxial. Con esto se deposita cuidadosamente la probeta en un recipiente limpio y seco. Posteriormente, se retira los restos de material adherido a la membrana y cabezal inferior, depositándolos en el recipiente.
- Se pesa el recipiente en una balanza y se registra su valor como  $W_m$ . Luego, se lleva el recipiente al horno y se registra su peso seco como  $W_d$ .
- Finalmente, el índice de vacíos de la probeta se determina mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{(V_f - V_i) * \gamma_{agua} + (W_m - W_d)}{W_d} \cdot G_s \quad \text{Ec.(4.6)}$$



### 4.3.- Análisis posterior a ensayos

Una vez finalizado los ensayos triaxiales se procedió a realizar análisis granulométrico post-ensayos y análisis de forma de partículas.

#### 4.3.1.- Análisis Granulométrico Post-Ensayos

Se procedió a realizar análisis granulométrico a algunas de las probetas ensayadas a fin de cuantificar la variación en la distribución granulométrica posterior al ensayo.

Para esto se utilizó el equipo Mastersizer 2000 de la marca Malvern que se encuentra en el Laboratorio de Sedimentología del Departamento de Geología de la Universidad de Chile. Este equipo realiza análisis granulométrico utilizando difracción laser, en donde las partículas pasan a través de un rayo láser enfocado. Estas partículas pasan a través de luz dispersa formando ángulos que son inversamente proporcionales a su tamaño. La intensidad angular de la luz dispersa es luego medida por una serie de detectores fotosensibles. En este equipo, el número y colocación de estos detectores ha sido optimizado para alcanzar la máxima resolución en un amplio rango de tamaños. En la Fig. 4.3. se presenta el equipo descrito.



Fig. 4.3.- Equipo Mastersizer 2000.

Las principales características de este equipo son presentadas en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1.- Características equipo Mastersizer 2000.

Características Mastersizer 2000	
Precisión:	$\pm 1\%$
Rango de Tamaños:	0.02 $\mu\text{m}$ hasta 2000 $\mu\text{m}$ (2 mm)
Tipos de muestras:	Medición de emulsiones, partículas en suspensión y polvos secos
Tipo de dispersión:	800 ml de capacidad líquida
Mecanismo de dispersión:	Bomba centrífuga de velocidad variable y unidad ultrasónica de potencia variable.
Otros materiales:	Minerales, arcillas, productos químicos, productos alimenticios, emulsiones.

En su completo análisis, este equipo también entrega el indicador de *Área Superficial Específica*  $S_w$ , que es mencionado en la sección 2.3.1.

La determinación del *Área Superficial Específica* se realiza geoméricamente considerando toda la distribución granulométrica, en donde se asume que las partículas son esferas sólidas perfectamente lisas.

Por sensibilidad del equipo, no se considera el *Área Superficial Específica* de partículas muy pequeñas.

Por otro lado, partículas angulosas y con importante rugosidad hace que se tenga una dispersión en la determinación del *Área Superficial Específica*.

## 4.3.2.- Análisis de partículas

Para realizar el análisis de partículas se observó mediante microscopio una muestra de suelo, previo y posterior al ensayo, a fin de poder determinar variaciones en tamaño, forma y angulosidad de partículas. Para esto se utilizó el microscopio estereoscópico ZS61 de la marca Olympus que se presenta en la Fig. 4.4. Este equipo tiene la opción de adosar una cámara fotográfica.



Fig. 4.4.- Microscopio estereoscópico Olympus ZS61.

Las principales características del microscopio se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2.- Características Microscopio estereoscópico Olympus ZS61.

Características Microscopio Olympus	
Aumento:	0.67x a 4.5x
Zoom ratio:	6.7:1
Distancia de trabajo:	110 mm
Angulo inclinación tubo	45°
Distancia de ajuste interpupilar:	52 a 76 mm

## 5.- PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.1.-Consolidaciones Isótropas y Curvas Características plano e- p'

Para poder caracterizar la respuesta del suelo, es posible definir líneas de fronteras características en el plano e – p'. En el caso de suelos arenosos, es conceptualmente posible definir el límite superior a través de la línea de consolidación isótropa para el estado más suelto que se puede alcanzar. Esta línea es equivalente a la curva de arcillas normalmente consolidadas. De modo similar, es posible definir el límite inferior para el estado más denso. (Verdugo et al., 1996)

A continuación se presentan los resultados de consolidación isótropa, para el estado más denso y más suelto en escala aritmética y escala logarítmica, Fig. 5.1. y Fig. 5.2., respectivamente.

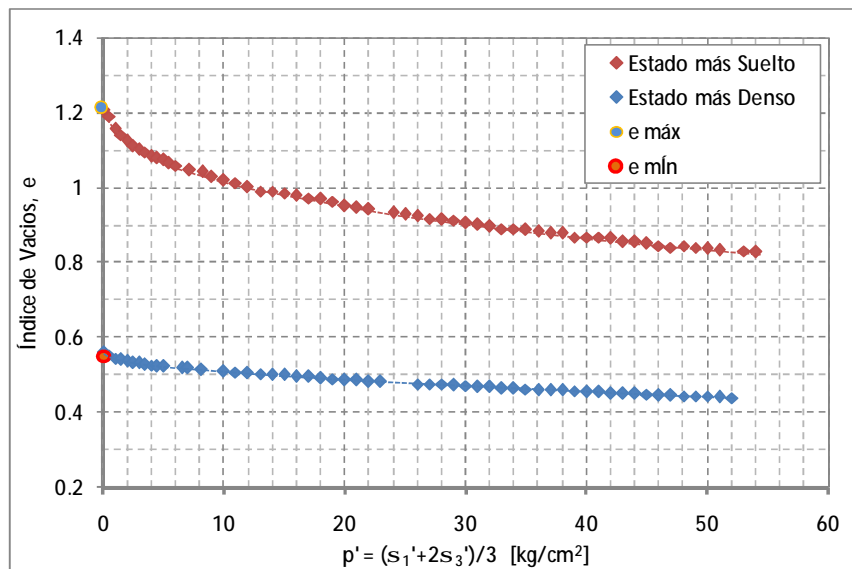


Fig. 5.1.- Líneas de consolidación isótropa estado más denso y estado más suelto, escala aritmética.

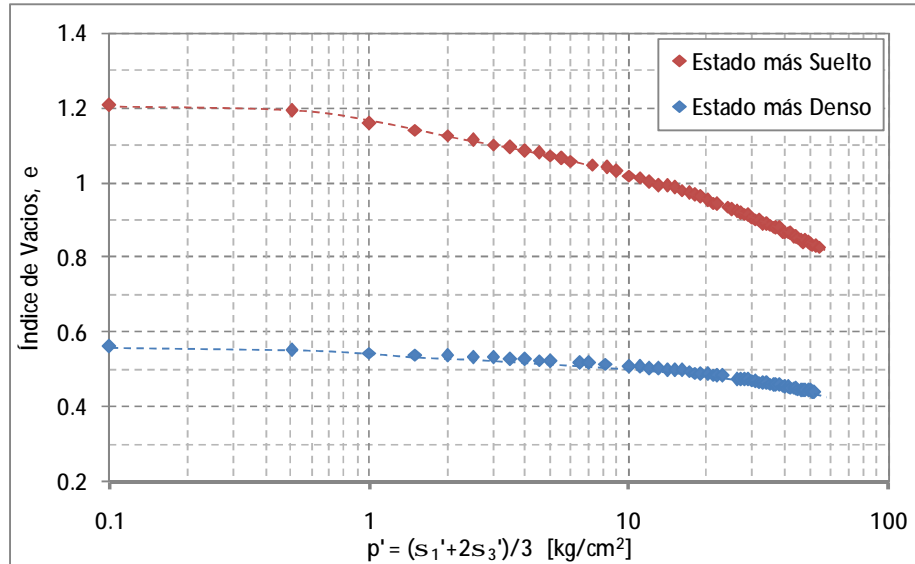


Fig. 5.2.- Líneas de consolidación isotrópica estado más denso y estado más suelto, escala logarítmica.

Los resultados obtenidos muestran que para el estado más suelto se tiene un importante cambio volumétrico, que a presiones sobre  $10 \text{ kg/cm}^2$  se tiende a estabilizar la tasa de compresibilidad. En el caso del estado más denso, se tienen deformaciones volumétricas menores y menor tasa de compresibilidad, en comparación con el caso más suelto.

A continuación, se presentan los resultados de las líneas de consolidación isotrópica y estado último para los ensayos triaxiales CIU realizados, Fig. 5.3. y Fig. 5.4., en escalas aritmética y logarítmica, respectivamente, y su ubicación en comparación con las líneas de consolidación para los estados más suelto y más denso, Fig. 5.5. y Fig. 5.6., en las mismas escalas. Los ensayos triaxiales CIU se realizaron a una densidad relativa inicial de 60 % y el detalle de estos se presentará en la sección 5.2.

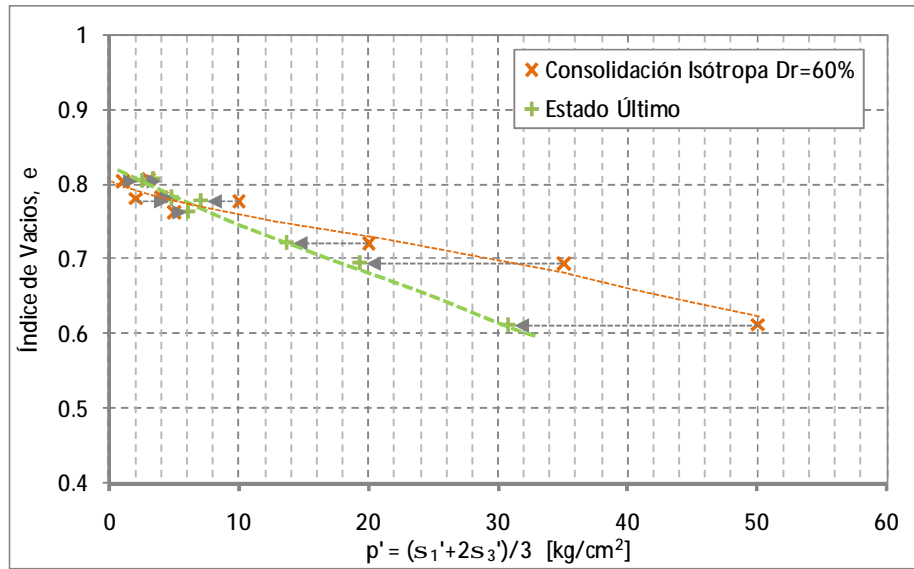


Fig. 5.3.- Línea de consolidación isotrópica  $D_R= 60\%$  y línea de estado último plano  $e-p'$ , escala aritmética.

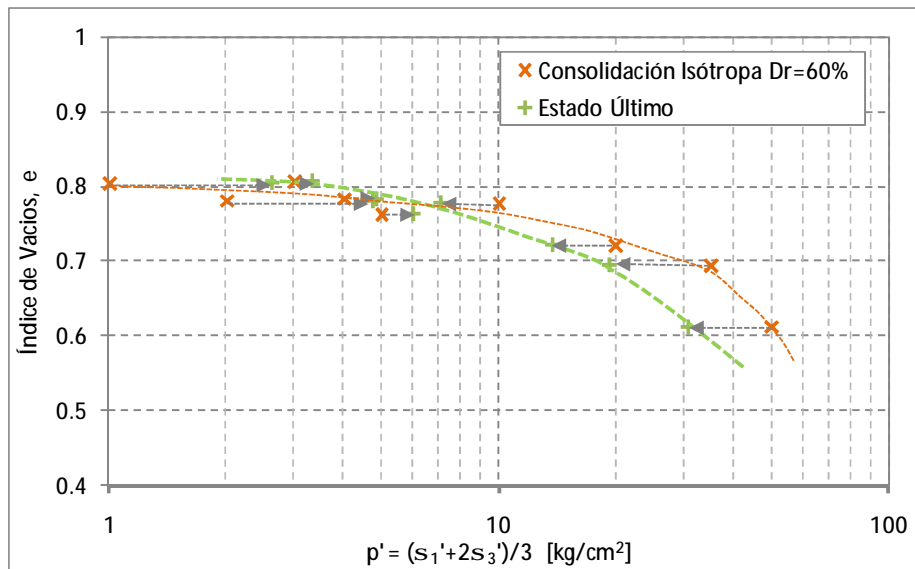


Fig. 5.4.- Línea de consolidación isotrópica  $D_R= 60\%$  y línea de estado último plano  $e-p'$ , escala logarítmica.

En las Fig. 5.3. y Fig. 5.4. se observa que a bajas presiones se tiene un comportamiento dilatante y a medida que aumenta la presión de confinamiento el comportamiento pasa a ser contractivo. Es destacable mencionar que la línea de consolidación isotrópica cruza la línea de estado último aproximadamente a los 7 kg/cm<sup>2</sup> de presión de confinamiento.

De las Fig. 5.5. y Fig. 5.6. se observa que a partir de los 20 kg/cm<sup>2</sup> se tiene un cierto paralelismo entre las líneas de consolidación para los estados más suelto y más denso y la de consolidación para las probetas con densidad relativa inicial de 60%.

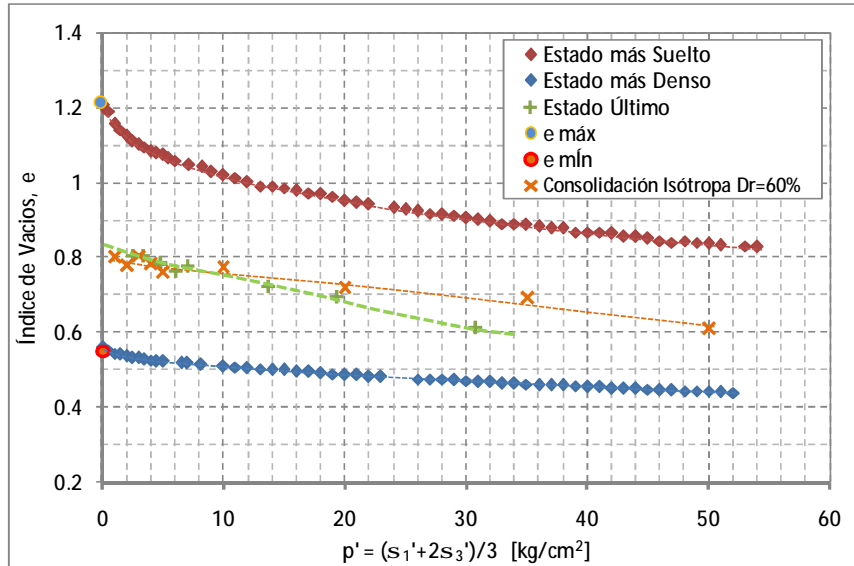


Fig. 5.5.- Ubicación línea de consolidación isotrópica y línea de estado último plano e-p' respecto estados más suelto y más denso, escala aritmética.

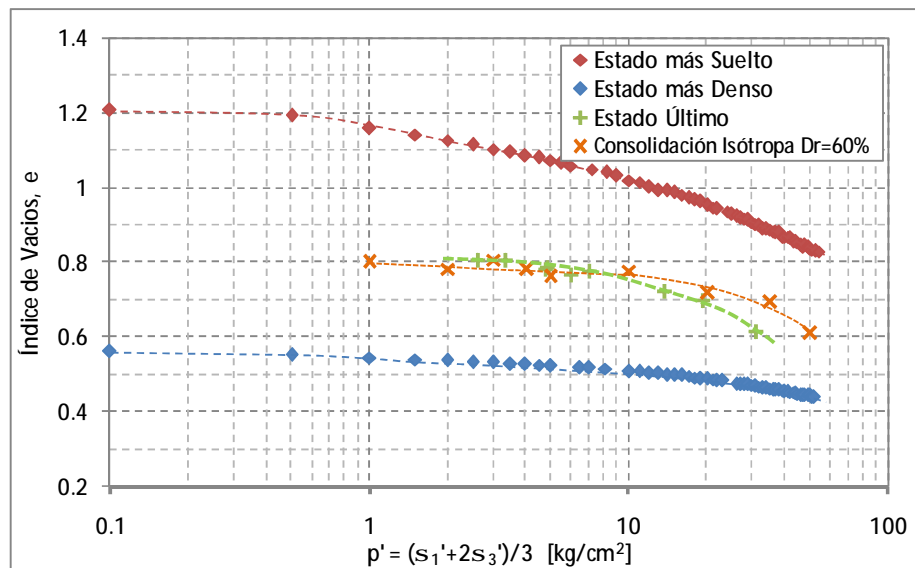


Fig. 5.6.- Ubicación línea de consolidación isotrópica y línea de estado último plano e-p' respecto estados más suelto y más denso, escala logarítmica.

A continuación se presenta una comparación de los resultados de las líneas de consolidación isotrópica para los estados más suelto y más denso para dos arenas naturales, Toyoura y Sengenyama, estudiadas por Verdugo (1992). Las principales propiedades de estas arenas naturales se presentan en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1.- Propiedades físicas arenas Toyoura y Sengenyama.

Arena	$G_s$	$e_{m\acute{a}x}$	$e_{m\acute{i}n}$	$D_{50}$ [mm]	% Finos
Toyouura	2.65	0.977	0.597	0.17	0
Sengenyama	2.72	0.911	0.550	0.27	2.3

En las Fig. 5.7. y Fig. 5.8. se presenta la comparación con las arenas Toyoura y Sengenyama, respectivamente. Para las arenas naturales se observa una menor compresibilidad en la línea de consolidación isotrópica para los estados más suelto y más denso.

En el caso de arenas naturales, en donde el rango de presiones a solicitar se encuentra en una zona poco susceptible a la rotura de partículas, se tiene que las líneas de consolidación isotrópica para el estado más denso son muy cercanas a una línea horizontal que pasa por el índice de vacíos mínimo  $e_{m\acute{i}n}$ , (Verdugo & Ishihara, 1996). Sin embargo, por su origen y proceso de formación, las arenas de relaves tienen una angulosidad importante y bordes frágiles, por lo que en todo el rango de presiones se espera tener un grado de rotura de partículas que se manifiesta en un aumento de la compresibilidad.

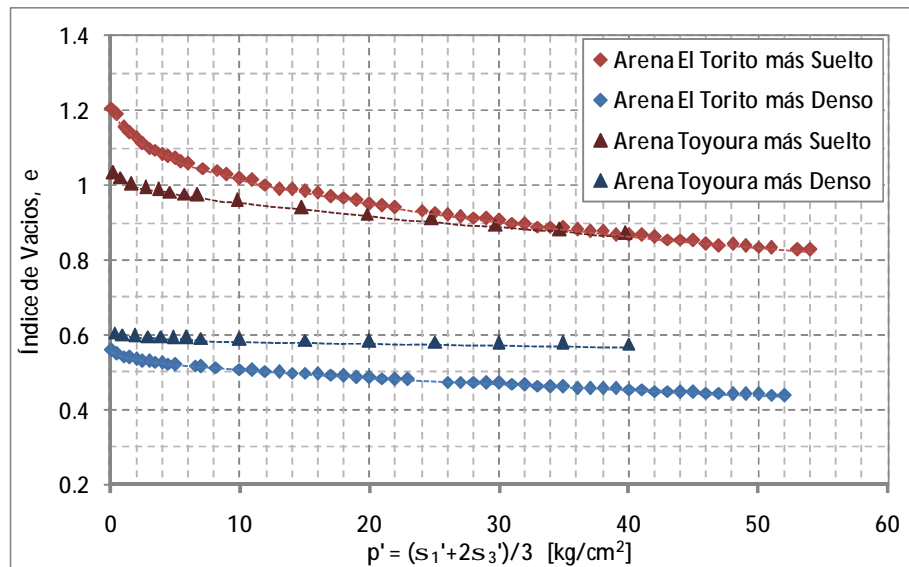


Fig. 5.7.- Comparación estados limites arena de relaves y arena Toyoura.



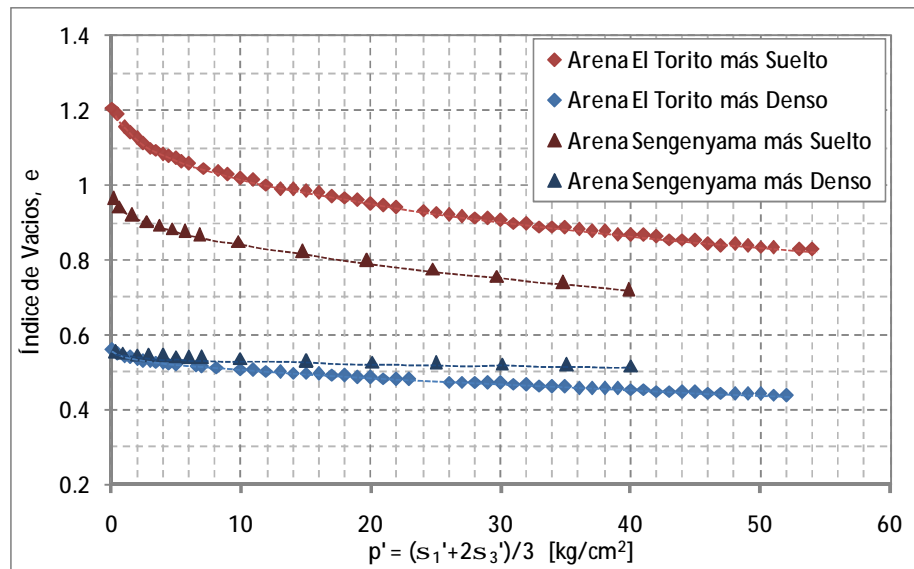


Fig. 5.8.- Comparación estados limites arena de relaves y arena Sengenyama.

En las Fig. 5.9. y Fig. 5.10. se presentan las líneas de consolidación isotrópica para los estados más suelto y más denso y línea de consolidación isotrópica para los ensayos triaxiales CIU en comparación con la línea de consolidación obtenida por Riemer et al. (2008) sobre arenas de relaves del proyecto Cerro Verde en Perú; esto en escalas aritmética y logarítmica, respectivamente.

Las principales características del material estudiado por Riemer et al. (2008) se presentan en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2.- Propiedades físicas arena de relaves Cerro Verde.

Arena	$g_d$ [g/cm <sup>3</sup> ] ensayos	$D_{50}$ [mm]	% Finos
Relave Cerro Verde	1.66	0.15	15

Se debe destacar que el material ensayado por Riemer et al. (2008) fue compactado a un 98% del Proctor Estándar.

Para las consolidaciones isotrópicas de ambas arenas de relaves, se observa un similar comportamiento y tasas de compresibilidad en ambas escalas. Lo cual también es coincidente con lo obtenido para la línea de consolidación para el estado más denso.

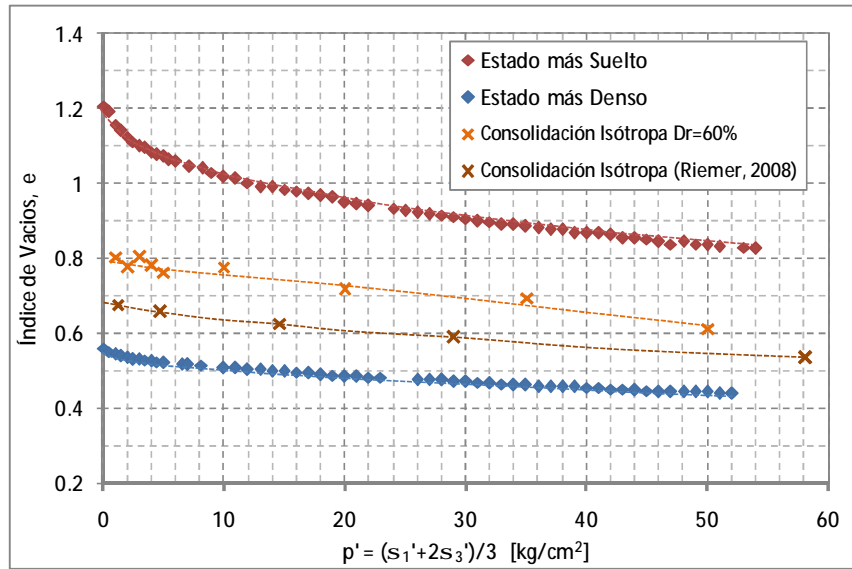


Fig. 5.9.- Comparación consolidación isotropa arena de relaves y relaves Cerro Verde, escala aritmética.

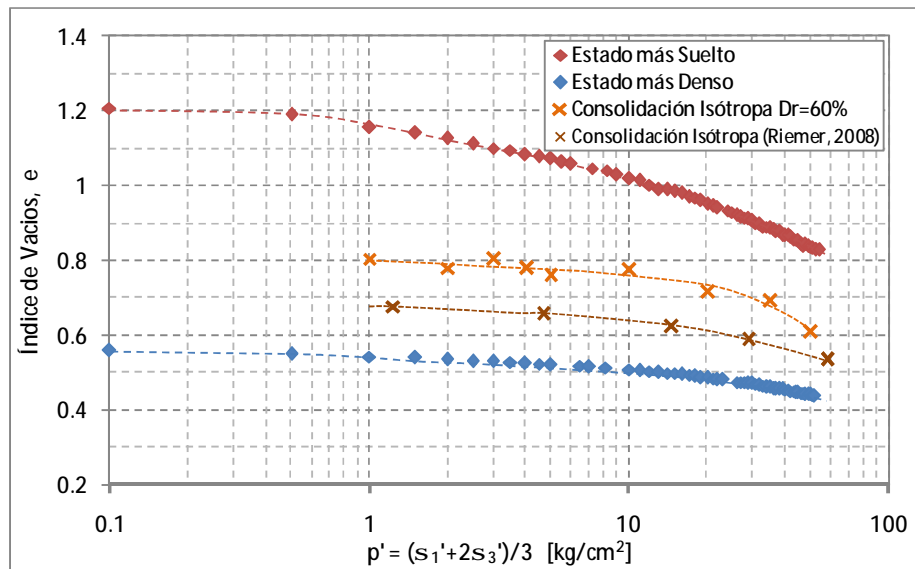


Fig. 5.10.- Comparación consolidación isotropa arena de relaves y relaves Cerro Verde, escala logarítmica.

En lo que se refiere a rotura de partículas, Riemer et al. (2008) mencionan que el comportamiento obtenido es asociado a una continua densificación ligada al efecto conjunto de la rotura de partículas y reorientación a altos niveles de presión. También mencionan que la rotura de partículas contribuye a las grandes magnitudes de deformación a altos niveles de presión, en donde las curvas de consolidación toman una forma cóncava, Fig. 5.10.

Con respecto a lo anterior, y a lo observado la Fig. 5.9., se puede decir que en el caso de influir, el fenómeno de rotura de partículas no genera ningún quiebre en el comportamiento, para el rango de presiones estudiado, con lo cual no se tiene ningún tipo de presión umbral sobre el cual el comportamiento se ve modificado.

Para ejemplificar y complementar lo anterior, en las Fig. 5.11. y Fig. 5.12. se presenta el índice de vacíos normalizado con respecto al índice de vacíos inicial en función de la presión de confinamiento, para los estados más sueltos y más densos, respectivamente. Esto para la arena de relaves de este estudio, Toyoura, Sengenyama y relaves de Cerro Verde.

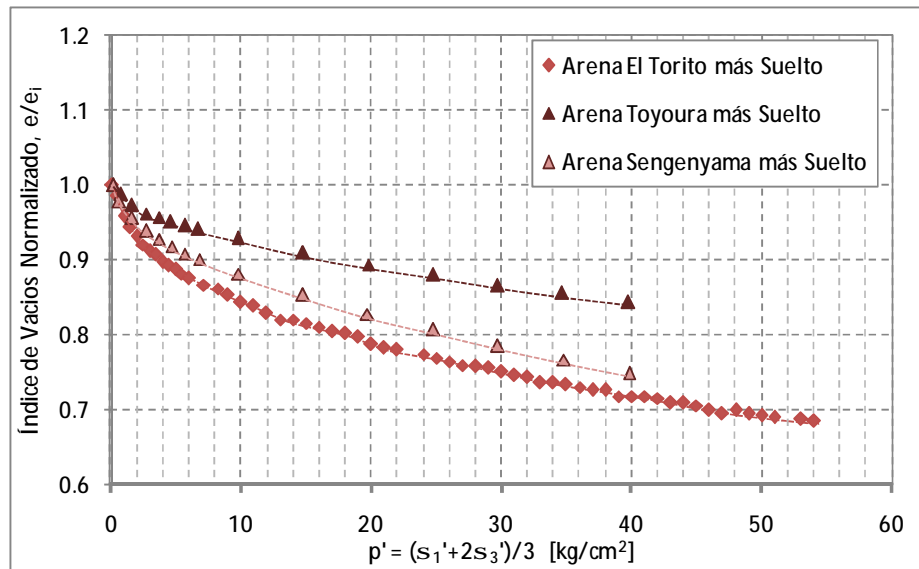


Fig. 5.11.- Índice de vacíos normalizado en función de la presión de confinamiento, estados más sueltos.

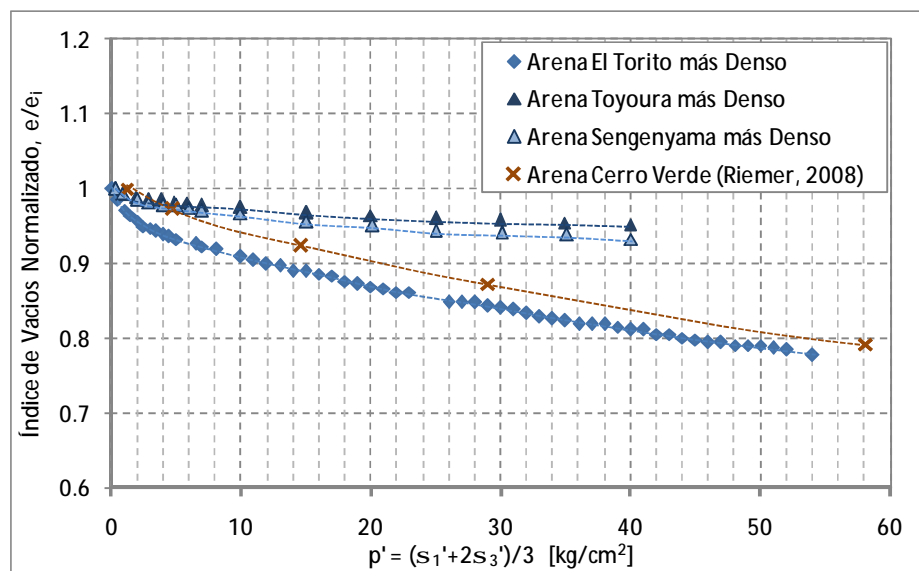


Fig. 5.12.- Índice de vacíos normalizado en función de la presión de confinamiento, estados más densos.

De las figuras anteriores, se observa que en el estado más suelto la arena de relaves es ligeramente más compresible que las arenas naturales. En el caso del estado más denso, se hace bastante más significativa esta compresibilidad. Para ambos estados se observa que a medida que aumentan las presiones de confinamiento, el arreglo de suelo se comporta de forma más compacta reflejándose en bajas variaciones en el índice de vacíos.

También se observa que para ambos estados, no se tienen quiebres en el comportamiento que pudiesen ser asociados a rotura de partículas por lo que en caso de existir, ésta será menor y superficial principalmente asociada a la forma angulosa de las partículas. Esto se presentará en la sección 5.3.

En lo que se refiere a Estado Último, en las Fig. 5.13. y Fig. 5.14. se presentan las líneas de consolidación isotropa para los estados más suelto y más denso y línea de estado último, para la arena de relaves ensayada y arena Toyoura, respectivamente.

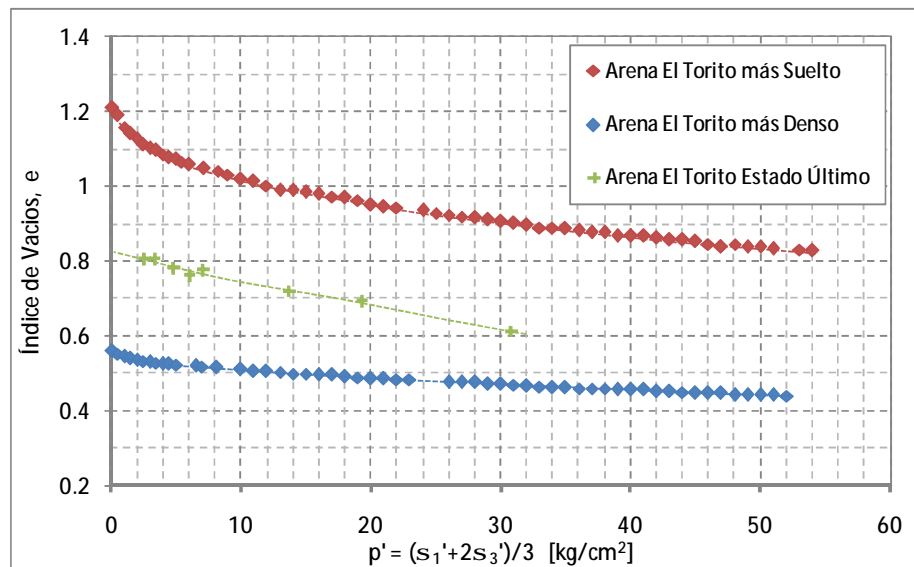


Fig. 5.13.- Líneas de consolidación isotropas estado más suelto y más denso y línea de estado último arena de relaves.

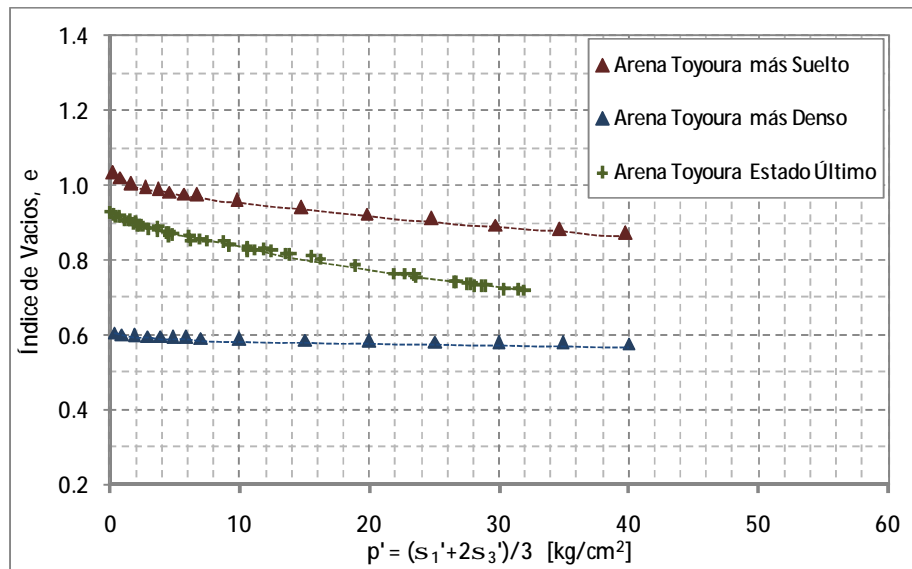


Fig. 5.14.- Líneas de consolidación isotrópicas estado más suelto y más denso y línea de estado último arena Toyoura.

Como primera impresión, se observa que ambos materiales tienen similar tendencia en lo que se refiere a línea de estado último, notando que la del material ensayado se encuentra más cercana a la línea de consolidación isotrópica del estado más denso, a diferencia de lo que se observa en la arena Toyoura donde la línea de estado último es más cercana a la línea de consolidación isotrópica del estado más suelto.

Con lo anterior, y utilizando el concepto de Contractividad Relativa,  $R_c$ , definido por Verdugo (1992), es posible determinar la potencialidad intrínseca de un material a la Falla de Flujo o Licuación Verdadera. La Contractividad Relativa,  $h$ , queda definida por:

$$\eta = \frac{(e_{\text{máx}})_1 - (e_{\text{ss}})_1}{(e_{\text{máx}})_1 - (e_{\text{mín}})_1} \quad \text{Ec. (5.1)}$$

En donde  $(e_{\text{máx}})_1$ ,  $(e_{\text{mín}})_1$  y  $(e_{\text{ss}})_1$  corresponde a los índices de vacíos máximos, mínimos y en el estado último para 1 kg/cm<sup>2</sup> de presión media, ubicado en las líneas de consolidación isotrópica para los estados más suelto y más denso y línea de estado de estado último, respectivamente. Desde un punto de vista teórico, es posible que  $h$  se mueva entre 0 y 1, siendo 0 en el caso en que el material tenga siempre una respuesta dilatante y 1 para una respuesta contractiva.

De acuerdo a esto, se determina que la Contractividad Relativa de la arena de relaves ensayada es de 0.54, que corresponde a una alta susceptibilidad a tener un comportamiento contractivo; en comparación con  $h = 0.25$  para arena Toyoura, que corresponde a una baja contractividad.

En lo que se refiere a rotura de partículas, se observa que este fenómeno no condiciona el comportamiento y forma de la línea de estado último en el plano  $e-p'$  presentada en la Fig. 5.13. para el material ensayado, lo cual hace indicar que se tiene un mismo mecanismo de corte en todo el rango de presiones. En la sección 5.3 se evaluará el fenómeno de rotura de partículas.

Tal como menciona Verdugo (1992) en la discusión de la publicación de Been, Jefferies & Hachey (1991), en caso de que se tuviese un cambio en el mecanismo de corte producto de la magnitud de sollicitación de carga, se reflejaría un quiebre en la línea de estado último en el plano  $e-p'$  en escala aritmética. Con lo que a pesar de tener rotura de partículas, esta será superficial y asociada a los bordes angulosos de las partículas.

## 5.2.- Ensayos Triaxiales

### 5.2.1.- Ensayos Triaxiales Estáticos CIU

Para poder caracterizar la respuesta estática se realizaron nueve ensayos triaxiales del tipo CIU, según la metodología presentada en la sección 4.2.3.1. En la Tabla 5.3. se presenta el resumen de los ensayos realizados.

Tabla 5.3.- Resumen ensayos triaxiales CIU<sup>1</sup>.

$S_0'$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$e_{\text{ensayo}}$ [-]	$DR_{\text{ensayo}}$ [%]	B.P. [kg/cm <sup>2</sup> ]	DV cons. [cc]	B value [%]	$S_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$p'_{\text{falla}}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
1 (*)	0.805	61.67	3.0	2.0	95%	1.98	2.61
2 (*)	0.781	65.24	2.0	2.8	95%	3.74	4.76
3 (*)	0.806	61.41	2.0	4.1	96%	2.49	3.32
4 (*)	0.784	64.80	2.0	4.4	96%	3.81	4.84
5 (+)	0.763	67.90	2.0	5.0	95%	4.64	6.02
10 (+)	0.777	65.80	3.0	8.5	95%	5.59	7.08
20 (+)	0.721	74.32	3.0	10.5	95%	11.29	13.71
35 (+)	0.695	78.25	5.0	14.0	95%	15.11	19.28
50 (+)	0.613	90.68	5.0	18.0	98%	21.92	30.80

En las Fig. 5.15. y Fig. 5.16. se presenta la respuesta tensión – deformación axial y variación de presión de poros – deformación axial, respectivamente. De la respuesta tensión – deformación axial se observa un paulatino aumento de la resistencia a medida que se incrementa la presión de confinamiento, en donde se alcanzan valores de resistencia que varían desde 2 a 22 kg/cm<sup>2</sup>. También se observa que para gran parte de los ensayos, desde 1 a 20 kg/cm<sup>2</sup> de presión de confinamiento, se tiene un sustancial incremento de la resistencia a medida que aumenta la deformación axial. Para el ensayo de 35 kg/cm<sup>2</sup>, se observa un pequeño peak en torno al 4% de deformación, para luego caer levemente en la resistencia. Para el ensayo a 50 kg/cm<sup>2</sup>, se observa un incremento de resistencia para luego estabilizarse a deformaciones mayores.

Similar comportamiento se observa para la variación de presión de poros a medida que se aumenta el confinamiento, en donde a bajas presiones de confinamiento se observa una variación de presión de poros inclusive negativa, para luego aumentar a valores cercanos a 35 kg/cm<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Los ensayos indicados con (\*) fueron realizados en el equipo de bajas presiones disponible, los indicados con (+) fueron realizados en el equipo de altas presiones. El detalle de estos ensayos se encuentra en el anexo D.2.

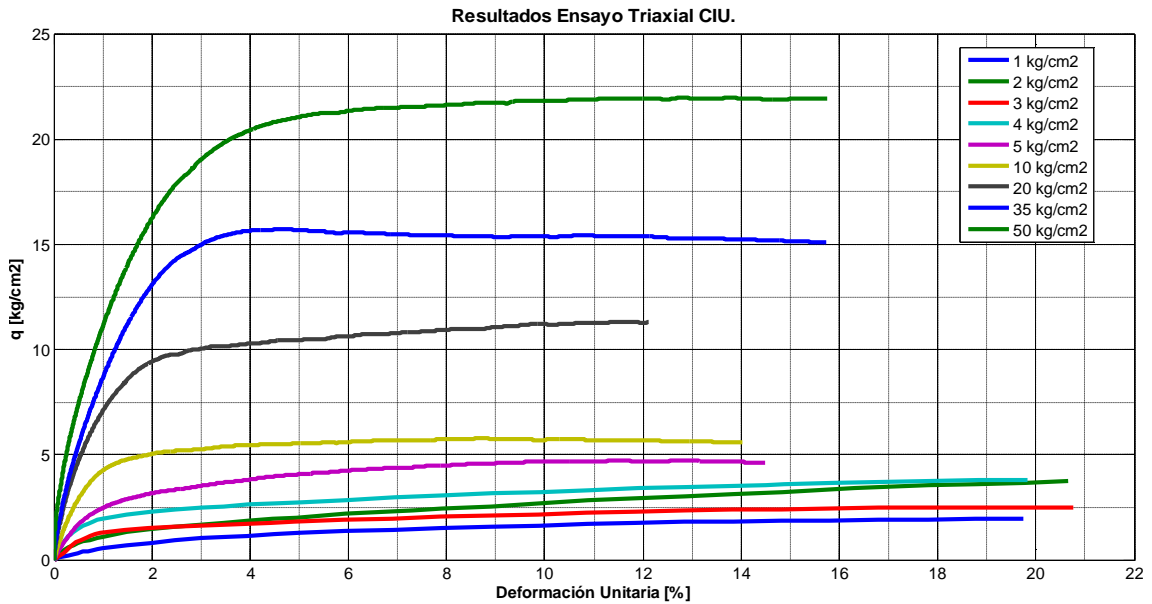


Fig. 5.15.- Respuesta Tensión – Deformación ensayos triaxiales CIU.

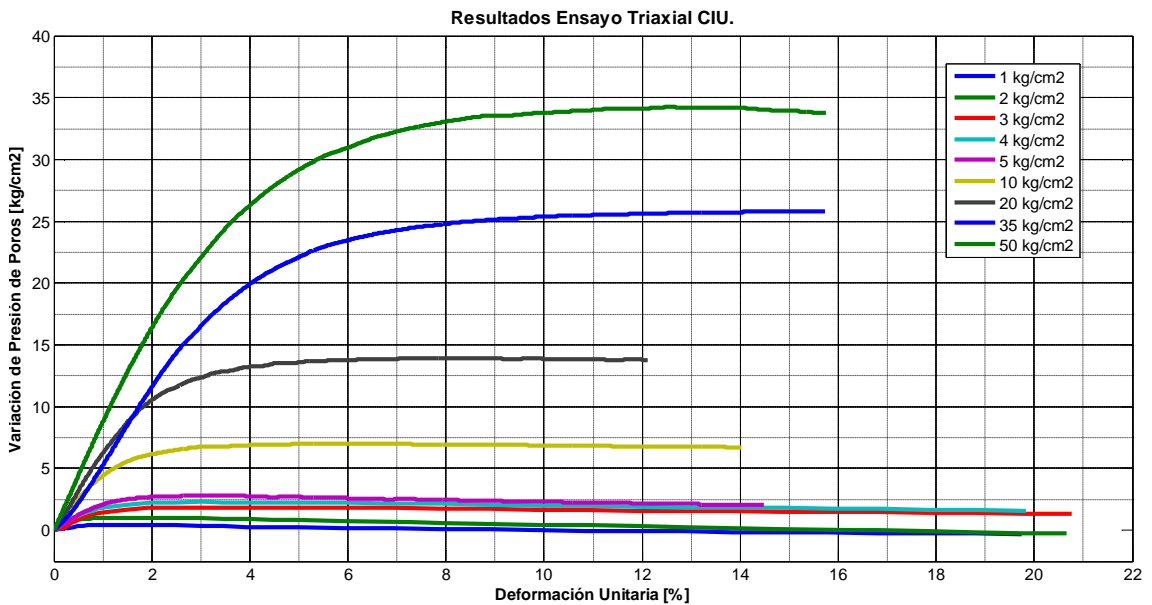


Fig. 5.16.- Respuesta Variación de Presión de Poros – Deformación ensayos triaxiales CIU.

En la Fig. 5.17. se presenta la respuesta del ángulo de fricción secante movilizado – deformación axial, para las distintas presiones de confinamiento. Se observa a presiones bajas y medias, 1 a 10  $\text{kg/cm}^2$ , que las curvas se superponen mostrando una tendencia similar a medida que aumenta la deformación. Para presiones mayores, 35 a 50  $\text{kg/cm}^2$ , se observa una caída en la movilización del ángulo de fricción, alcanzando valores menores a grandes deformaciones, en comparación con el rango anterior.



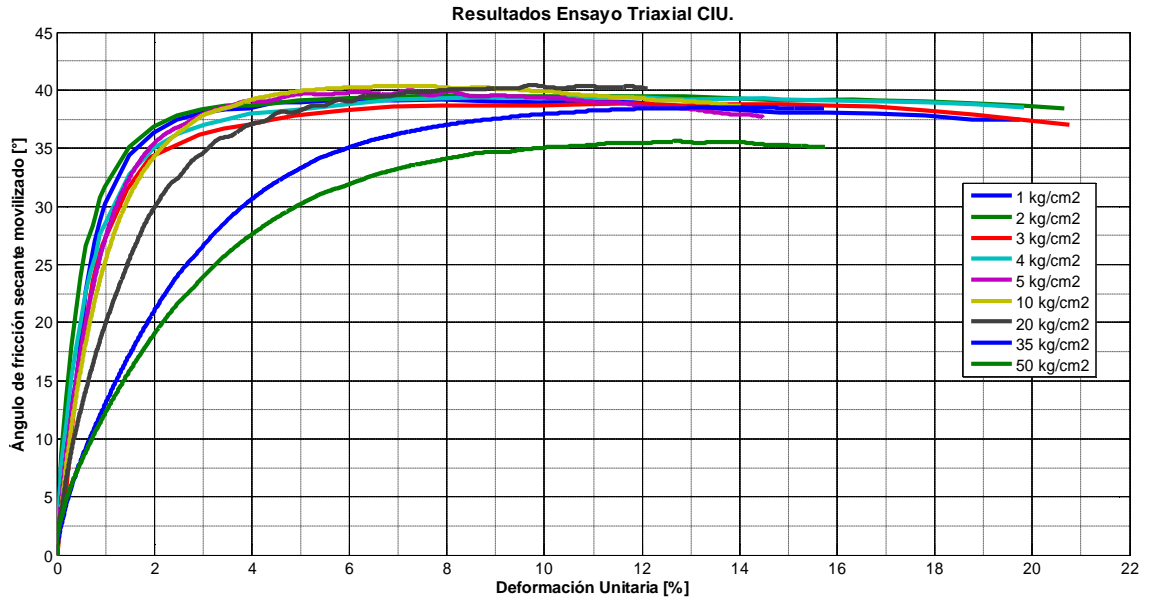


Fig. 5.17.- Respuesta Ángulo de fricción secante movilizado – Deformación ensayos triaxiales CIU.

En la Fig. 5.18. se presenta la variación del ángulo de fricción peak en función de la presión de confinamiento. A pesar de que a presiones bajas, 1 a 4 kg/cm<sup>2</sup>, se observa una dispersión en torno a un ángulo de fricción peak de 39.5°, se tiene una marcada tendencia hasta los 20 kg/cm<sup>2</sup> de 40°. A presiones mayores, 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>, se tiene una caída en el ángulo de fricción peak. Es necesario destacar, que el valor del ángulo de fricción peak es muy cercano al ángulo de fricción residual.

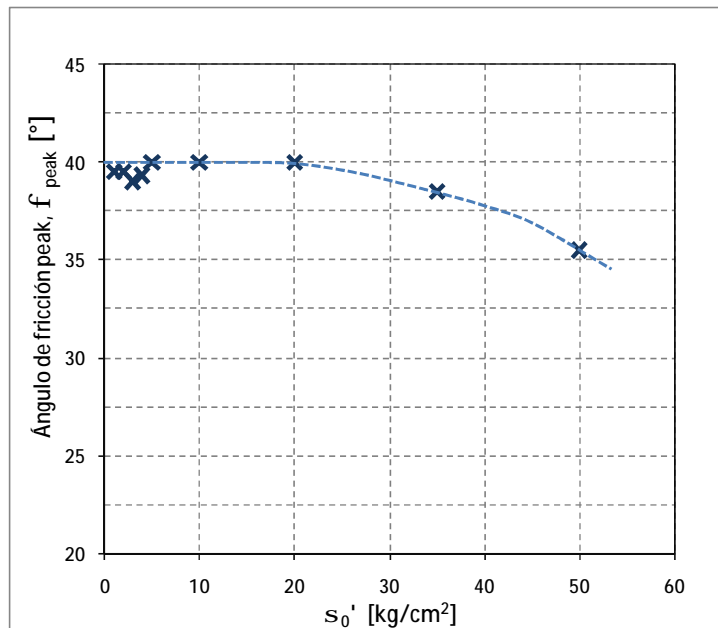


Fig. 5.18.- Ángulo de fricción peak en función de la presión de confinamiento.

En la Fig. 5.19. se presenta la trayectoria de tensiones efectivas de los ensayos triaxiales CIU realizados. Los ensayos muestran coincidencia con el comportamiento a altas presiones estudiados por otros autores, entre los que destacan Vesic & Clough (1968) y Lade & Yamamuro (1996) para arenas naturales, Campaña et al. (2007) y Riemer et al. (2008) para arenas de relaves.

Los resultados presentan que a bajas presiones, 0 a 5 kg/cm<sup>2</sup>, se tiene un comportamiento dilatante y a medida que aumentan la presión de confinamiento, se pierde esta condición pasando a un comportamiento contractivo, lo cual coincide con lo presentado en las Fig. 5.3. y Fig. 5.4. para las curvas características en el plano  $e - p'$ .

Para presiones de confinamiento desde 0 a 20 kg/cm<sup>2</sup>, se moviliza un ángulo de fricción interna de 40°, el que se reduce a 38.5° y 35.5°, al alcanzar presiones de confinamiento de 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

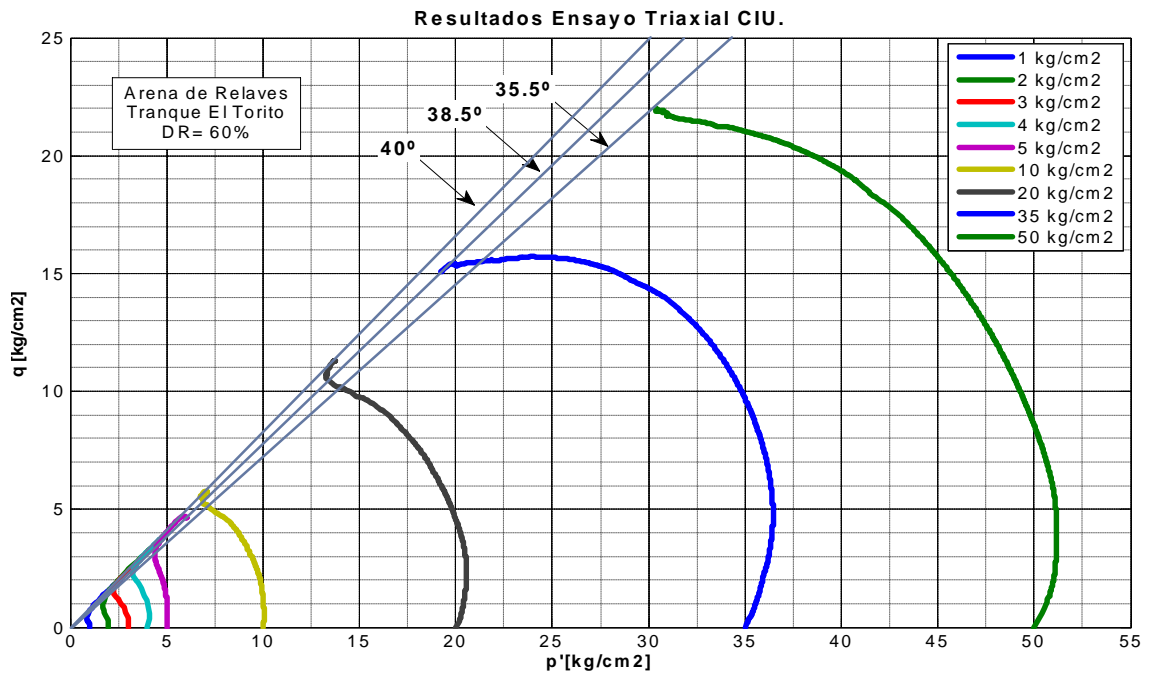


Fig. 5.19.- Trayectoria de tensiones efectivas ensayos triaxiales CIU.

A continuación, en la Fig. 5.20. se presenta la resistencia no drenada en función de la presión de confinamiento, en donde se obtiene una forma aproximadamente bilineal.

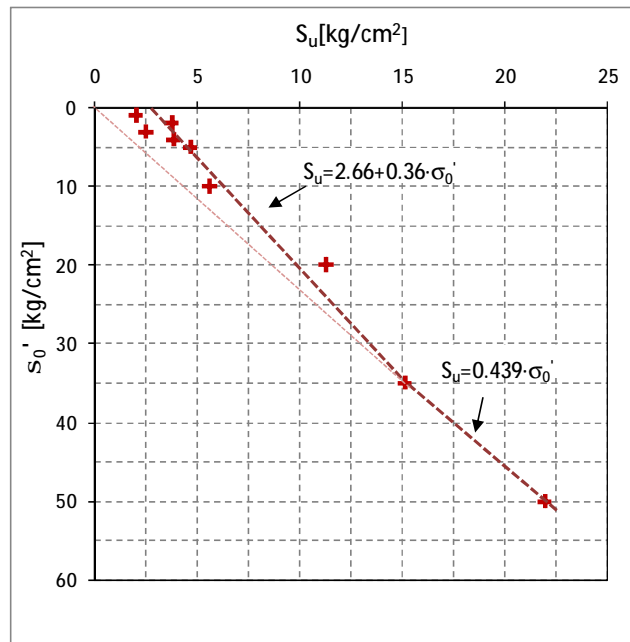


Fig. 5.20.- Variación de resistencia no drenada en función de la presión de confinamiento.

En general, para suelos no – cohesivos se espera que la resistencia no drenada sea proporcional a la presión de confinamiento, satisfaciendo relaciones del tipo:

$$\frac{S_u}{\sigma'_0} = cte \quad Ec.(5.2)$$

Estas relaciones son válidas para el comportamiento Normalmente Consolidado, (NC). Se observa que esto se cumple para presiones de 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>. Para presiones menores, de 0 a 20 kg/cm<sup>2</sup>, se cumple una relación del tipo:

$$S_u = a + b \cdot \sigma'_0 \quad Ec.(5.3)$$

Donde  $a$  y  $b$  son constantes. Esta relación es válida para comportamiento Pre Consolidado, (PC). De acuerdo al modo de preparación de probetas, *wet tamping*, se tiene una densificación que genera una resistencia inicial. La presión pre consolidación corresponde a 35 kg/cm<sup>2</sup>, coincidiendo con el cambio de comportamiento de dilatante a contractivo, Fig. 5.19.

En la Fig. 5.21. se presentan imágenes de las probetas de algunos ensayos estáticos realizados.



Fig. 5.21.- Imágenes ensayos estáticos: a) sin ensayar, b) 5 kg/cm<sup>2</sup>, c) 20 kg/cm<sup>2</sup>, d) 50 kg/cm<sup>2</sup>.

5.2.2.- Ensayos Triaxiales Cíclicos

A fin de poder estudiar la respuesta cíclica, se realizó una serie de ensayos triaxiales cíclicos para presiones de confinamiento de 1, 2, 5, 20, 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>, según la metodología presentada en la sección 4.2.3.2. En la Tabla 5.4. se presenta el resumen de los ensayos realizados.

En las Fig. 5.22., Fig. 5.23. y Fig. 5.24. se presentan los resultados de resistencia cíclica en función del número de ciclos para tres criterios de licuación: generación de 100% de presión de poros, 5% y 10% de deformación en doble amplitud (D.A.), respectivamente.

Tabla 5.4.- Resumen ensayos triaxiales cíclicos<sup>2</sup>.

$s_0'$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$R_c$ [-]	$R_{c \text{ ensayo}}$ [-]	$e_{\text{ ensayo}}$ [-]	$DR_{\text{ ensayo}}$ [%]	B.P. [kg/cm <sup>2</sup> ]	DV cons. [cc]	B value [%]	$N_c$ 100% P.P.	$N_c$ e =10%. D.A.	$N_c$ e =5%. D.A.
1.0 (*)	0.45	0.436	0.797	62.74	3.0	1.4	97%	6	6	7
	0.38	0.36	0.786	64.46	1.0	1.8	95%	9	8	9
	0.36	0.34	0.800	62.32	3.0	1.6	97%	10	8	9
	0.28	0.28	0.799	62.50	2.0	1.2	96%	20	19	20
	0.26	0.26	0.799	62.55	2.0	1.6	95%	69	67	68
2.0 (*)	0.35	0.348	0.788	64.13	2.0	3.3	95%	4	4	5
	0.3	0.3	0.790	63.84	4.0	2.8	95%	16	15	17
	0.27	0.266	0.795	63.17	4.0	2.2	96%	18	16	17
	0.25	0.25	0.777	65.90	2.0	3.1	97%	100	102	103
5.0 (*)	0.32	0.3	0.777	65.80	1.0	5.5	96%	5	5	5
	0.25	0.23	0.778	65.62	1.0	5.5	97%	13	13	14
	0.21	0.2	0.773	66.49	1.0	6.9	95%	25	26	26
	0.19	0.17	0.778	65.63	1.0	5.5	97%	44	44	45
5.0 (+)	0.34	0.32	0.781	65.26	2.0	6.0	96%	2	2	2
	0.32	0.31	0.784	64.73	2.0	7.0	95%	5	4	5
	0.28	0.275	0.779	65.60	3.0	5.0	94%	4	3	4
	0.25	0.25	0.762	68.16	2.0	5.5	96%	7	7	8
	0.2	0.2	0.788	64.16	2.0	7.0	95%	15	14	15
	0.185	0.18	0.781	65.26	2.0	6.5	95%	18	17	18
20.0 (+)	0.27	0.268	0.722	74.09	2.0	14.0	98%	3	3	4
	0.25	0.25	0.723	74.07	2.0	14.0	99%	4	4	5
	0.23	0.23	0.712	75.67	2.0	14.0	95%	10	10	11
	0.21	0.21	0.718	74.73	2.0	15.0	99%	17	17	18
	0.18	0.18	0.715	75.14	3.0	13.0	94%	51	50	52
35.0 (+)	0.33	0.33	0.732	72.59	2.0	27.0	98%	2	1	2
	0.3	0.29	0.702	77.21	2.0	19.0	99%	3	2	2
	0.26	0.252	0.721	74.30	4.0	16.0	95%	8	6	8
	0.24	0.24	0.694	78.40	2.0	20.0	98%	7	6	7
	0.23	0.232	0.708	76.32	2.0	20.0	95%	9	8	9
	0.2	0.2	0.692	78.66	2.0	15.0	97%	42	38	39
50.0 (+)	0.27	0.25	0.675	81.23	3.0	22.0	95%	3	2	3
	0.25	0.23	0.662	83.29	4.0	21.0	96%	5	3	4
	0.22	0.21	0.680	80.50	3.0	21.0	97%	14	13	14
	0.2	0.19	0.657	83.94	3.0	21.5	95%	25	23	24

<sup>2</sup> Los ensayos indicados con (\*) fueron realizados en el equipo de bajas presiones disponible, los indicados con (+) fueron realizados en el equipo de altas presiones. El detalle de estos ensayos se encuentra en el anexo D.3.

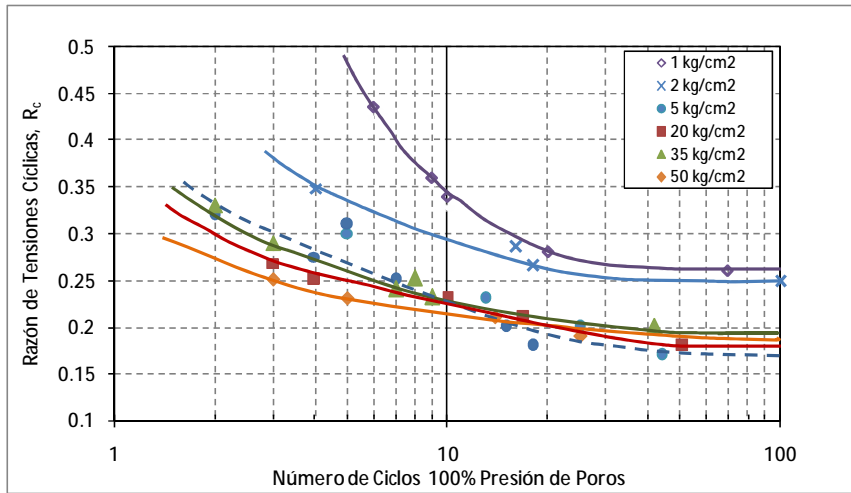


Fig. 5.22.- Curvas de resistencia cíclica para criterio 100% de presión de poros.

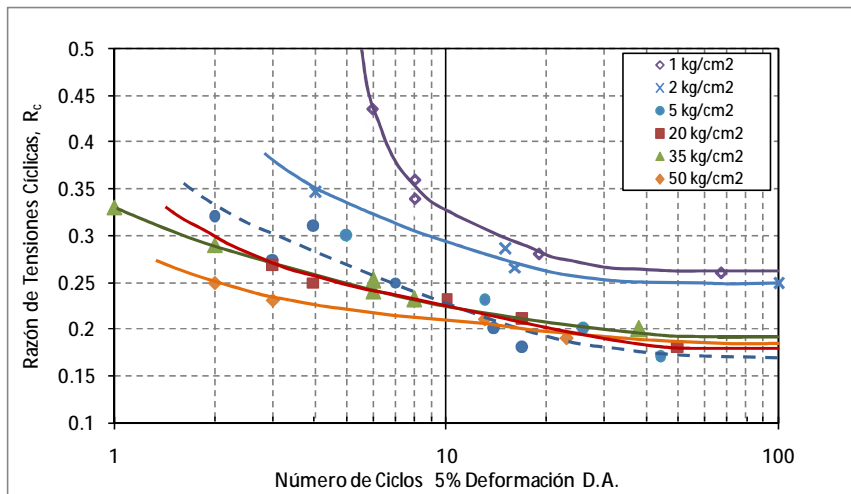


Fig. 5.23.- Curvas de resistencia cíclica para criterio 5% de deformación en D.A.

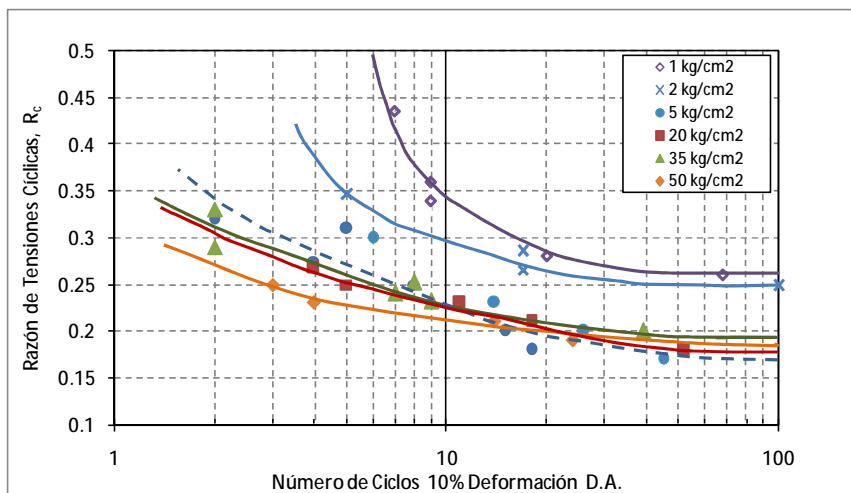


Fig. 5.24.- Curvas de resistencia cíclica para criterio 10% de deformación en D.A.

En la Fig. 5.25. se presentan imágenes de las probetas de algunos ensayos cíclicos realizados.

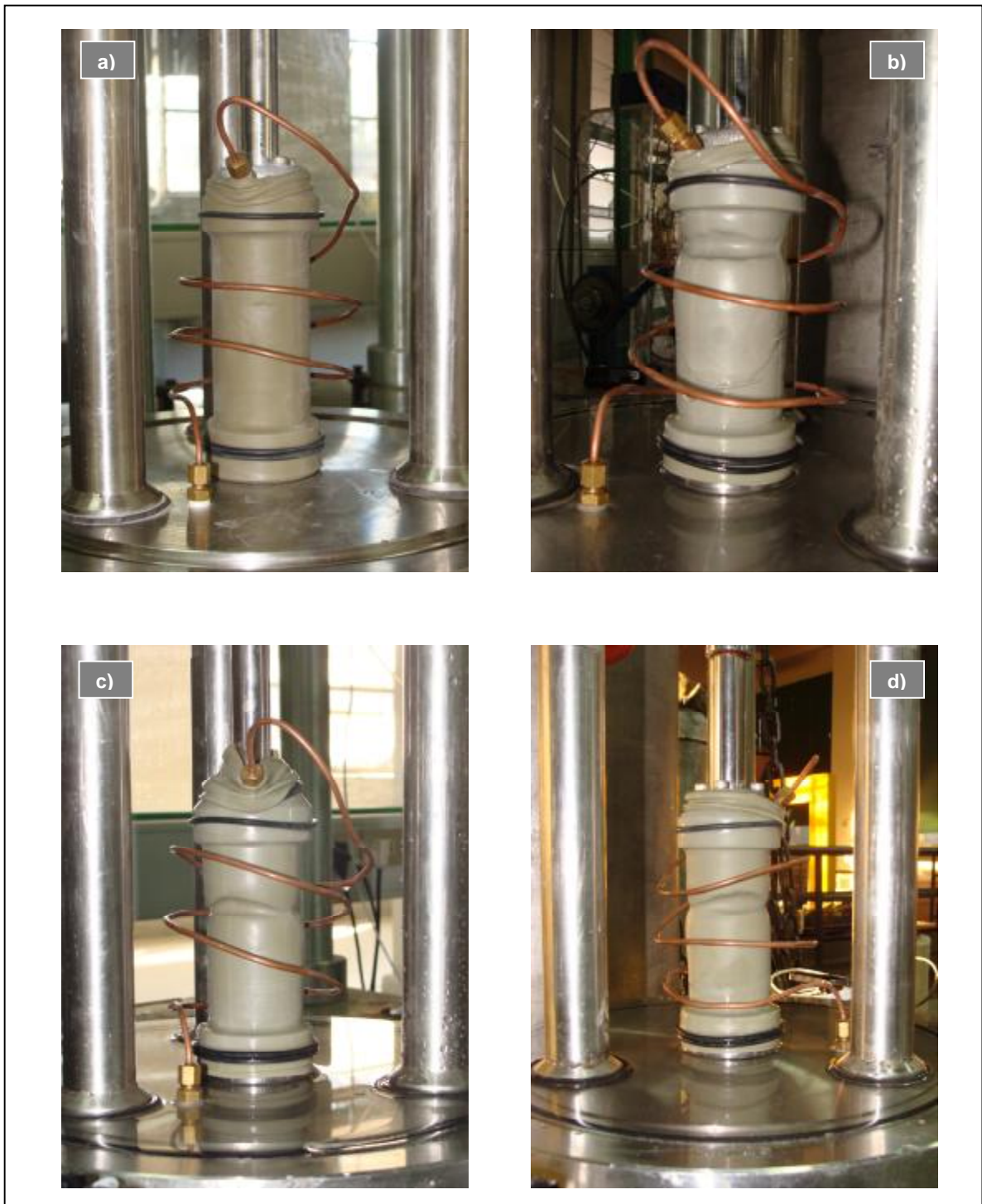


Fig. 5.25 Imágenes ensayos cíclicos: a) sin ensayar, b) 20 kg/cm<sup>2</sup> Rc=0.25 c) 35 kg/cm<sup>2</sup> Rc=0.26 d) 50 kg/cm<sup>2</sup> Rc=0.22.

Como se observa en las figuras anteriores de resistencia cíclica, la tendencia de las curvas no varía significativamente dependiendo del criterio de licuación utilizado. También los resultados presentados muestran una clara dependencia de la presión de confinamiento en la respuesta de resistencia cíclica, observándose una tendencia similar a los resultados de Hyodo et al. (2002) sobre arenas naturales y Riemer et al. (2008) en arenas de relaves, donde a medida que aumenta la presión de confinamiento disminuye la resistencia cíclica. En este caso, se observa una importante disminución hasta los 5 kg/cm<sup>2</sup> para luego estabilizarse hasta los 50 kg/cm<sup>2</sup>.

A continuación, en las Fig. 5.26., Fig. 5.27. y Fig. 5.28. se presenta el parámetro  $K_s$  determinado para 10, 20 y 30 ciclos equivalentes según los criterios de licuación de generación de 100% de presión de poros, 5% y 10% de deformación en D.A., respectivamente.

$$K_{\sigma} = \frac{CRR_{\sigma'_0 > 1 \text{ kg/cm}^2}}{CRR_{\sigma'_0 = 1 \text{ kg/cm}^2}} \quad \text{Ec. (5.4)}$$

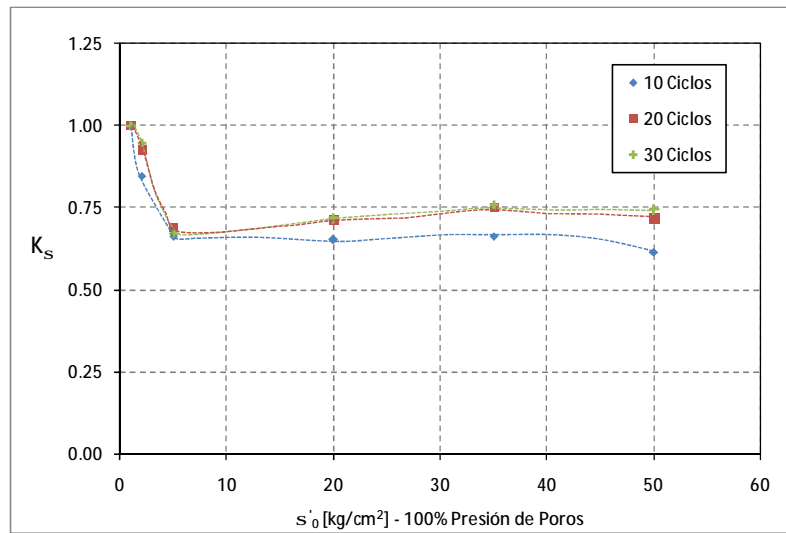


Fig. 5.26.-  $K_s$  para 10, 20 y 30 ciclos equivalentes según criterio 100% de presión de poros.



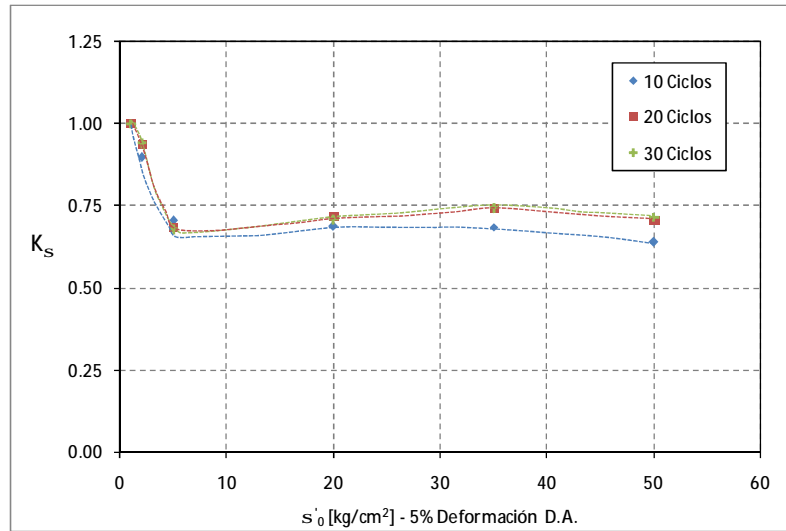


Fig. 5.27.-  $K_s$  para 10, 20 y 30 ciclos equivalentes según criterio 5% de deformación en D.A.

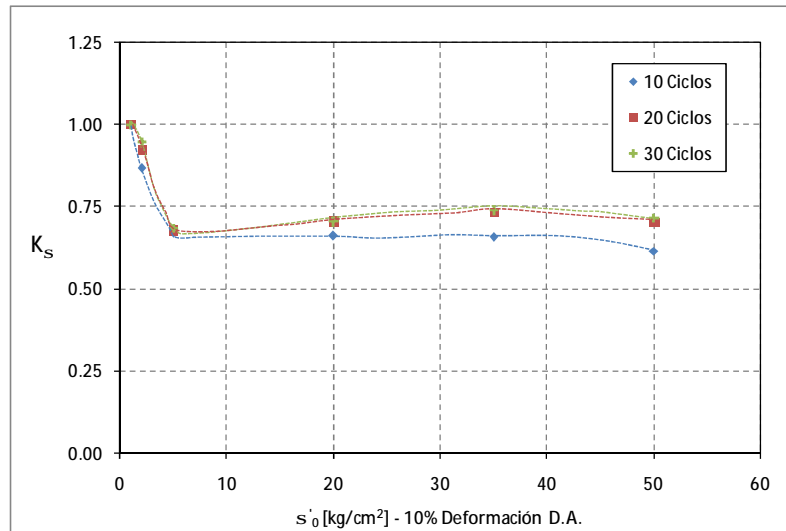


Fig. 5.28.-  $K_s$  para 10, 20 y 30 ciclos equivalentes según criterio 10% de deformación en D.A.

Los resultados no muestran mayor variación dependiendo del criterio de licuación a utilizar, en donde las formas y tendencia de las curvas son similares para 10, 20 y 30 ciclos equivalentes. Sin embargo, es necesario destacar que las curvas de  $K_s$  para 20 y 30 ciclos son semejantes y alcanzan similares valores, a diferencia de la de 10 ciclos que se encuentra algo por debajo de estas. Es importante recordar que para 10, 20 y 30 ciclos se asocian diferentes magnitudes de sismo.

Con lo anterior, se utilizará el criterio de 100% de generación de presión de poros y 30 ciclos para definir  $K_S$ , que alcanza un valor mínimo en torno a los 5 kg/cm<sup>2</sup> con un valor de 0.67, para luego estabilizarse a partir de los 20 kg/cm<sup>2</sup> alcanzando un valor de 0.75.

En las Fig. 5.29. y Fig. 5.30. se presenta una comparación de la curva de  $K_S$  obtenida con arenas naturales y otras arenas de relaves, teniendo como referencia la curva de Seed & Harder (1990), una de las más aceptadas sobre arenas naturales.

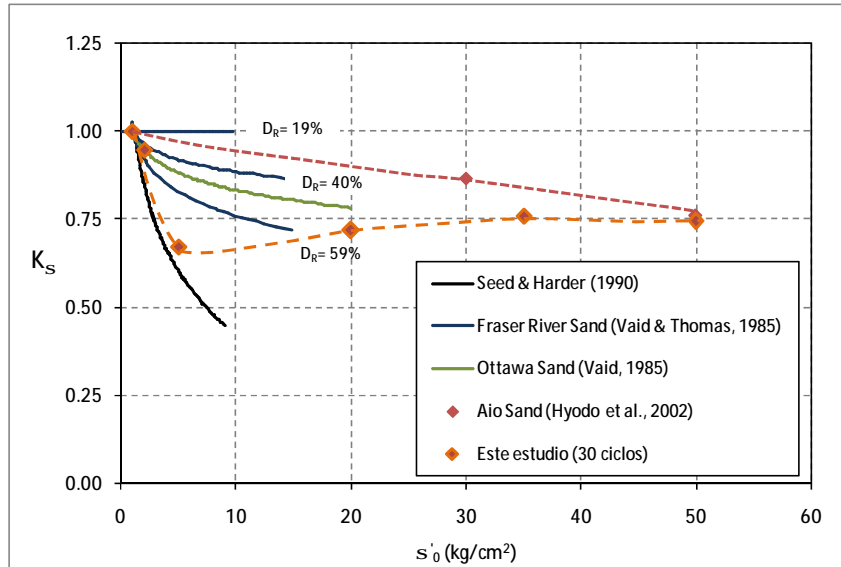


Fig. 5.29.- Comparación parámetro  $K_S$  con arenas naturales.

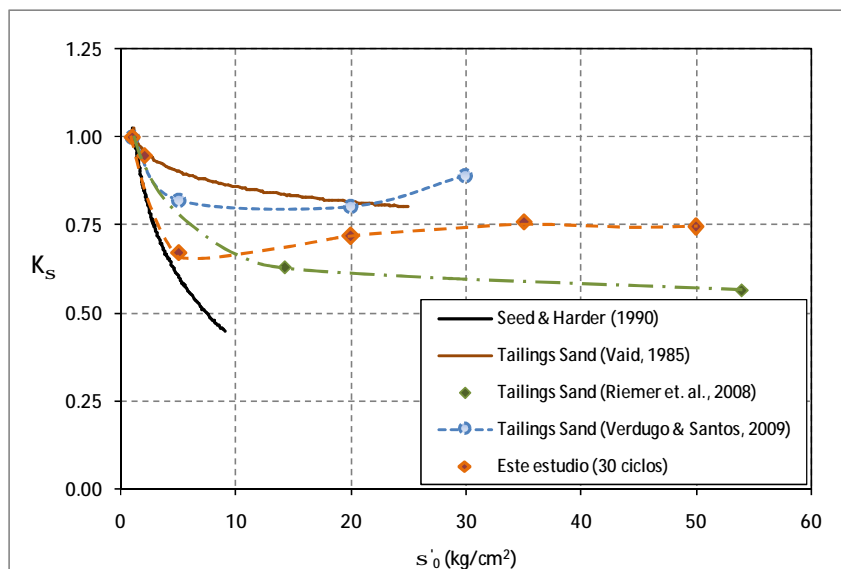


Fig. 5.30.- Comparación parámetro  $K_S$  con arenas de relaves.

En la comparación con arenas naturales, a pesar de que se observa una clara dependencia del tipo de arena y densidad relativa, se tiene un gradual descenso de  $K_s$  a medida que aumenta la presión de confinamiento. Lo anterior, discrepa de los resultados obtenidos en esta investigación, en donde se observa una caída abrupta para luego estabilizarse en un valor mayor que es similar al obtenido para las otras arenas a densidades medias.

En comparación con otras arenas de relaves, se observa una tendencia similar en donde a presiones medias se alcanza una estabilización, haciendo que a presiones mayores el efecto de la presión de confinamiento no sea determinante en la respuesta.

### 5.3.- Evaluación Rotura de Partículas

Para la evaluación de rotura de partículas se comparará la granulometría antes y después de ensayos, así también se evaluará el área superficial específica  $S_w$ . Esto de acuerdo a la metodología presentada en la sección 4.3.

#### 5.3.1.- Rotura de Partículas Consolidaciones Isótropas

En la Fig. 5.31. se presenta el análisis granulométrico comparando la distribución inicial (Arena 0) con las distribuciones granulométrías posterior a los ensayos de consolidación isótropa para los estados más suelto (Arena ISO + SUELTO) y más denso (Arena ISO + DENSO), hasta 54 y 52  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , respectivamente. Como referencia se indica también la granulometría posterior al ensayo triaxial CIU de 50  $\text{kg}/\text{cm}^2$  (Arena 50).

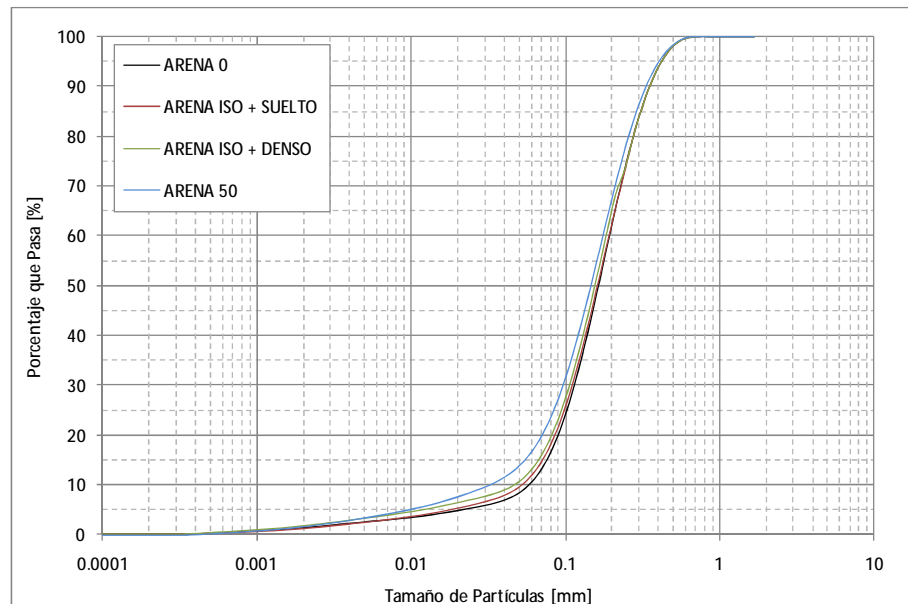


Fig. 5.31.-Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos consolidación isótropa estados más sueltos y más densos.

De las distribuciones granulométricas se observa un cambio en éstas, siendo más significativa en el ensayo triaxial CIU a 50  $\text{kg}/\text{cm}^2$  de presión de confinamiento. En las consolidaciones isótropas, se observa mayor cambio en la distribución en el estado más denso que en el más suelto,

explicando el comportamiento observado en la curva de consolidación isotrópica para el estado más denso. Fig. 5.6. y Fig. 5.7.

### 5.3.2.- Rotura de Partículas Ensayos Triaxiales Estáticos

En la Fig. 5.32. se presenta la distribución granulométrica inicial y posterior a los ensayos triaxiales CIU para presiones de confinamiento de 1, 5, 10, 20, 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>.

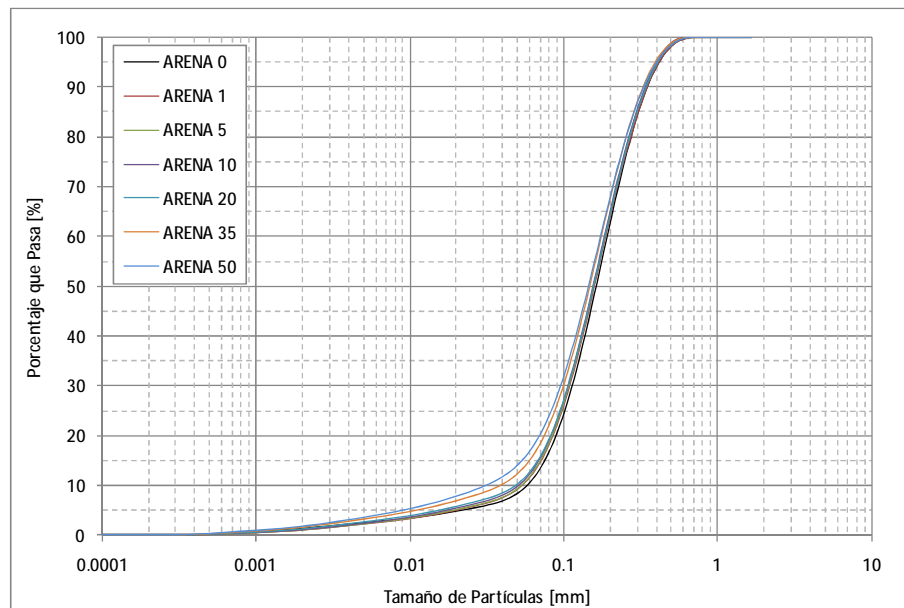


Fig. 5.32.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales CIU.

Se observa claramente que al aumentar la presión de confinamiento es mayor el efecto de la rotura de partículas, siendo máxima para los 50 kg/cm<sup>2</sup>, también se observa un incremento del contenido de finos de 15% a 20%. Sin embargo, se debe notar que a pesar de la magnitud de las presiones de confinamiento aplicadas, la cantidad de rotura de partículas no es significativa. Lo anterior se asocia principalmente al bajo tamaño máximo de partículas y graduación media de la arena de relaves en estudio.

A continuación en la Fig. 5.33. se presenta el indicador de rotura de partículas, *Área Superficial Específica*  $S_w$  en función de la presión de confinamiento para los ensayos triaxiales CIU y las consolidaciones isotrópicas realizadas, esto en escala logarítmica. En la misma figura se presenta el rango de dispersión de datos.

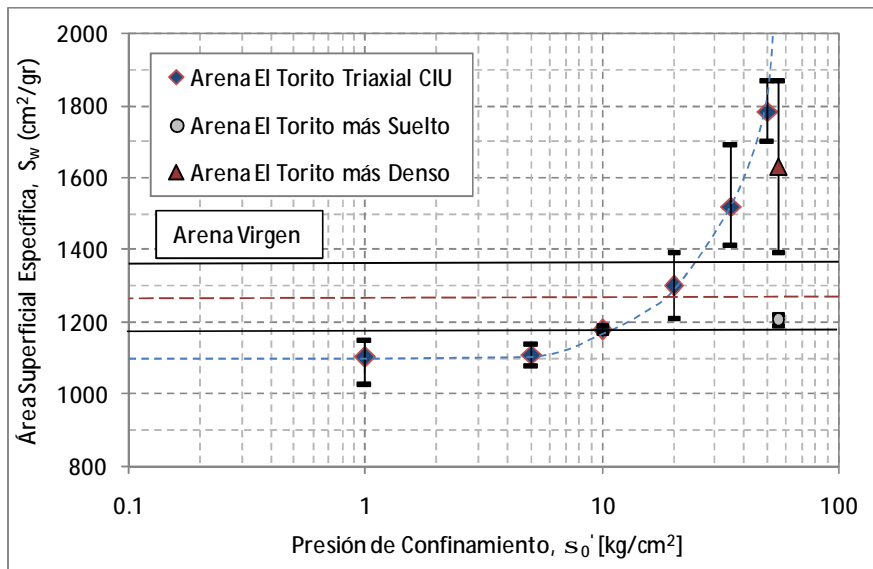


Fig. 5.33.- Área superficial específica en función de la presión de confinamiento ensayos triaxiales CIU y consolidaciones isotropas.

Como se observa para los ensayos triaxiales CIU, el área superficial específica aumenta con el incremento de la presión de confinamiento, lo cual es coincidente con lo presentado en la Fig. 5.32. para el análisis granulométrico. En el caso de las consolidaciones isotropas, se tiene que para el estado más denso se alcanza mayor área superficial específica que para el estado más suelto, lo cual nuevamente coincide con lo obtenido en el análisis granulométrico de la Fig. 5.31. También es posible interpolar un valor de área superficial para una consolidación isotropa con densidad relativa inicial de 60% hasta presiones de  $50 \text{ kg/cm}^2$ , con lo que al comparar con el área superficial específica posterior al ensayo triaxial CIU de  $50 \text{ kg/cm}^2$ , se observaría que el desviador de tensiones del ensayo CIU genera gran parte del incremento de área superficial específica. Esto es coincidente con los estudios de Lee & Farhoomand (1967) y Vesic & Clough (1968) sobre la influencia de la trayectoria de tensiones sobre la rotura de partículas.

En la Fig. 5.33. también se indica el área superficial específica asociada a la distribución granulométrica inicial, designada como Arena Virgen, en donde se observa que ésta se encuentra por sobre las áreas superficiales específicas obtenidas para 1, 5 y  $10 \text{ kg/cm}^2$  en ensayos triaxiales CIU y consolidación isotropa para el estado más suelto. Esto se puede explicar por la naturaleza y proceso de formación de las arenas de relaves, pues dado que este material es proceso de chancado y molienda de rocas, las partículas tendrán una forma angular. Por lo que a presiones bajas y medias, los bordes de las partículas serán menos rugosos o mas "pulidos", haciendo que el área superficial específica sea menor que en el estado inicial. Para presiones mayores se espera que estos bordes sean mayormente modificados, aumentando el indicador de rotura.

Es necesario destacar que para el rango de presiones estudiado, en el estado más denso se obtiene mayor área superficial específica en comparación con el estado más suelto. Lo anterior es contradictorio con lo obtenido por Al- Hussaini (1983) sobre gravas, donde se observa que arreglos con densidad media a baja, presentan mayor rotura de partículas en comparación con materiales densos.

### 5.3.3.- Rotura de Partículas Ensayos Triaxiales Cíclicos

En las Fig. 5.34., Fig. 5.35., Fig. 5.36. y Fig. 5.37. se presentan las distribuciones granulométricas inicial y posterior a los ensayos triaxiales cíclicos a distintas razones de tensiones cíclicas, para presiones de confinamiento de 1, 20, 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Además se incluyen los resultados de los ensayos estáticos como referencia.

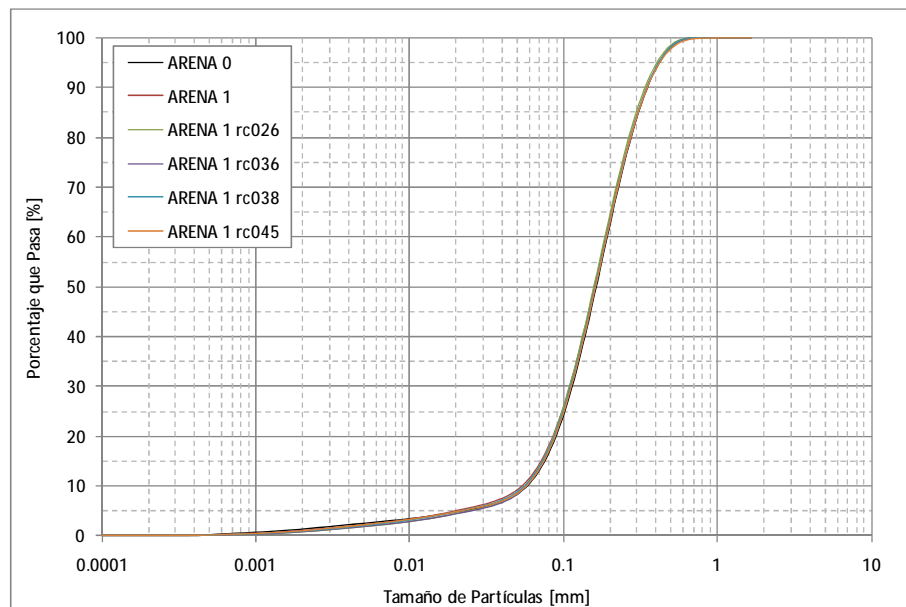


Fig. 5.34.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 1 kg/cm<sup>2</sup>.

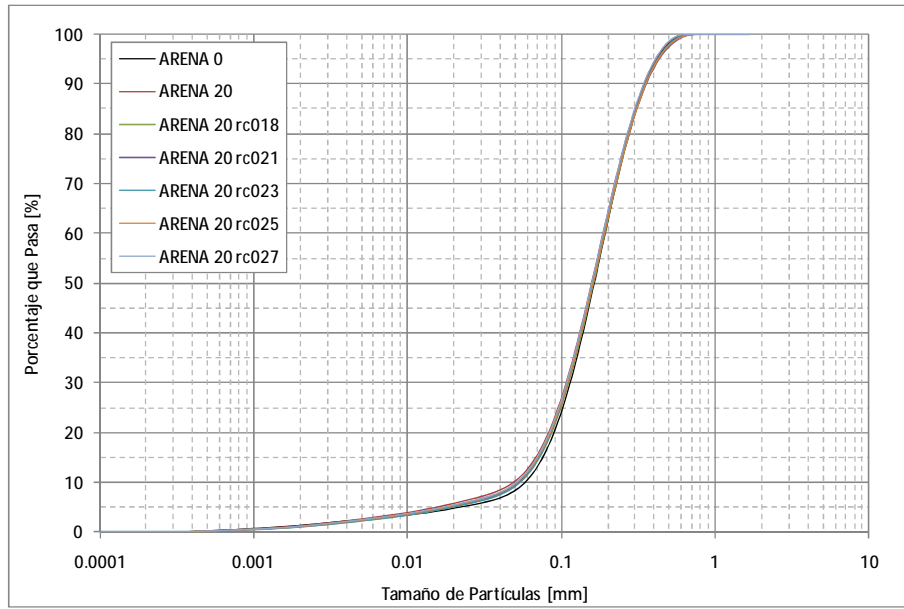


Fig. 5.35.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 20 kg/cm<sup>2</sup>.

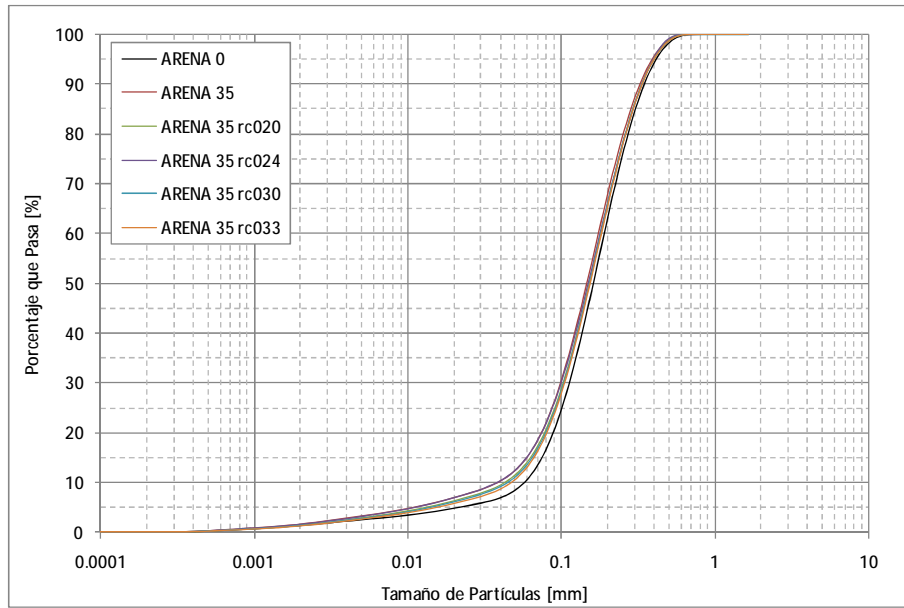


Fig. 5.36.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 35 kg/cm<sup>2</sup>.



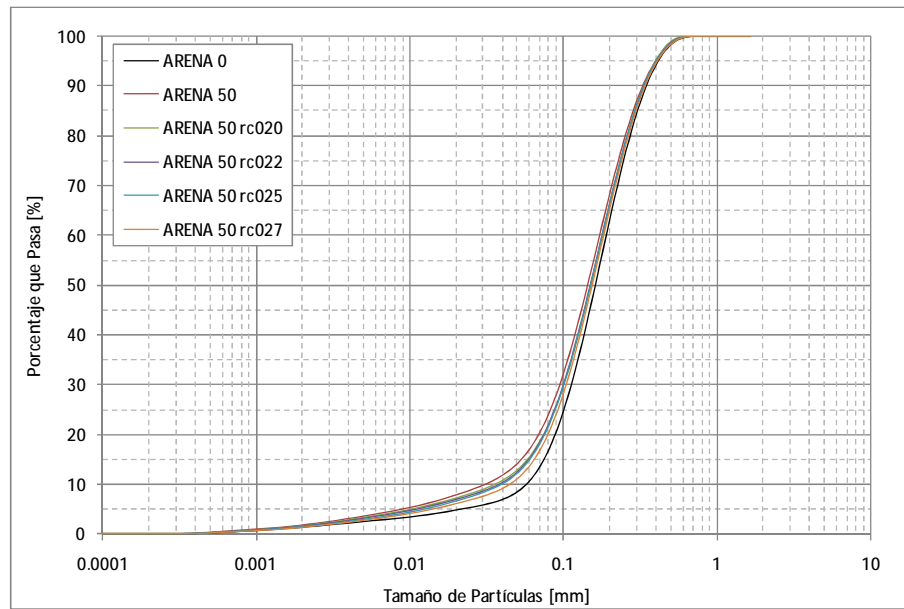


Fig. 5.37.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 50 kg/cm<sup>2</sup>.

De las distribuciones granulométricas presentadas se observa que para las presiones mencionadas, las curvas granulométricas se encuentran bajo o muy cercanas a las distribuciones obtenidas para ensayos triaxiales CIU. En el caso particular de presiones de 1 y 20 kg/cm<sup>2</sup> no se observan significativos cambios en las distribuciones granulométricas. Para presiones de 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup> se tienen cambios mayores en la distribución, notando que para 50 kg/cm<sup>2</sup> a mayor razón de tensiones cíclicas se tienen menores variaciones en las distribuciones granulométricas. Para ejemplificar lo anterior, en la Fig. 5.38. se presenta el *Área Superficial Específica*  $S_w$  para distintas razones de tensiones cíclicas,  $R_c$ . En la misma figura se indica el rango de dispersión de datos.

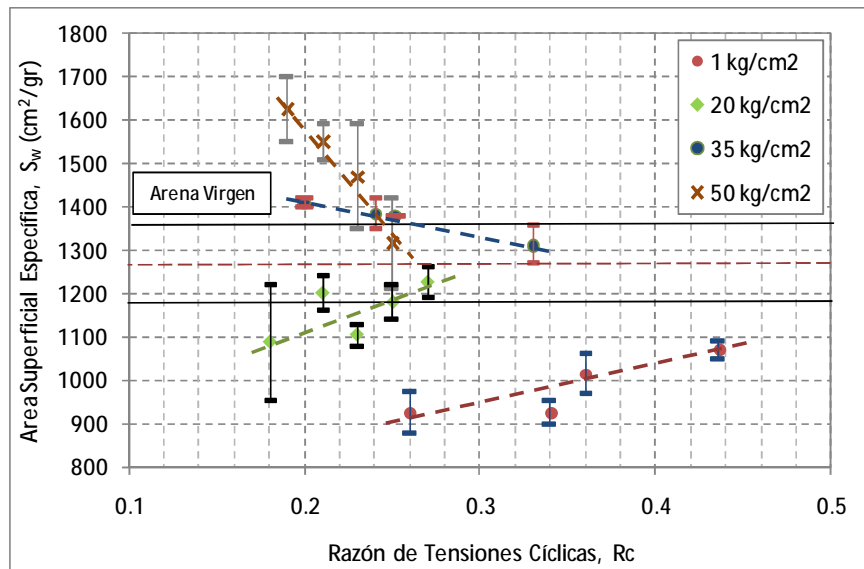


Fig. 5.38.- Área superficial específica en función de razón de tensiones cíclicas para distintas presiones de confinamiento.

Se puede observar que para presiones de 1 y 20  $\text{kg}/\text{cm}^2$  se tiene un aumento en el área superficial específica  $S_w$  a medida que aumenta la razón de tensiones cíclicas, lo que se explica por el hecho de que a mayor razón de tensiones cíclicas se tiene un mayor desviador de tensiones que induce mayor rotura de partículas. Para presiones de 35 y 50  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , se observa la tendencia inversa, a pesar de tener desviadores de tensiones mayores; esto se explica por la mayor cantidad de ciclos de carga que se tiene a bajas razones de tensiones cíclicas.

También es importante destacar la tendencia de tasa de aumento de área superficial específica  $S_w$  en función de la razón de tensiones cíclicas, en donde se observa que a presiones bajas y medias (1 y 20  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) se tiene una tasa creciente para luego pasar a una tasa de descenso medio (35  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) y finalmente una fuerte tasa de descenso (50  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ). De lo anterior se desprende que a presiones bajas y medias, el desviador de tensiones determina la rotura de partículas independiente de los ciclos de carga; por otro lado, para presiones medias y altas, el número de ciclos de carga condiciona la magnitud de rotura de partículas. Esto último coincide con los estudios de Fukumoto (1992) quien observó la influencia de los ciclos de cargas en la rotura de partículas. De acuerdo a la tendencia presentada en la Fig. 5.38., teóricamente se puede tener una presión de confinamiento a la que el material responda de forma indiferente, en termino de rotura de partículas, para el aumento de razón de tensiones cíclicas y número de ciclos de carga.

Es importante mencionar que la dispersión de datos observada en las Fig. 5.33. y Fig. 5.38. para el *Área Superficial Específica*  $S_w$ , se asocia principalmente a la geometría irregular de las partículas (forma y rugosidad), física del láser en la determinación de las esferas equivalentes y física de partículas pre y post ensayos.

En las Fig. 5.39. y Fig. 5.40. se presentan imágenes al microscopio de forma de partículas posterior a los ensayos triaxiales estáticos y cíclicos, respectivamente. En las Fig. 5.41. y Fig. 5.42. se presentan las mismas imágenes para el material libre de finos.

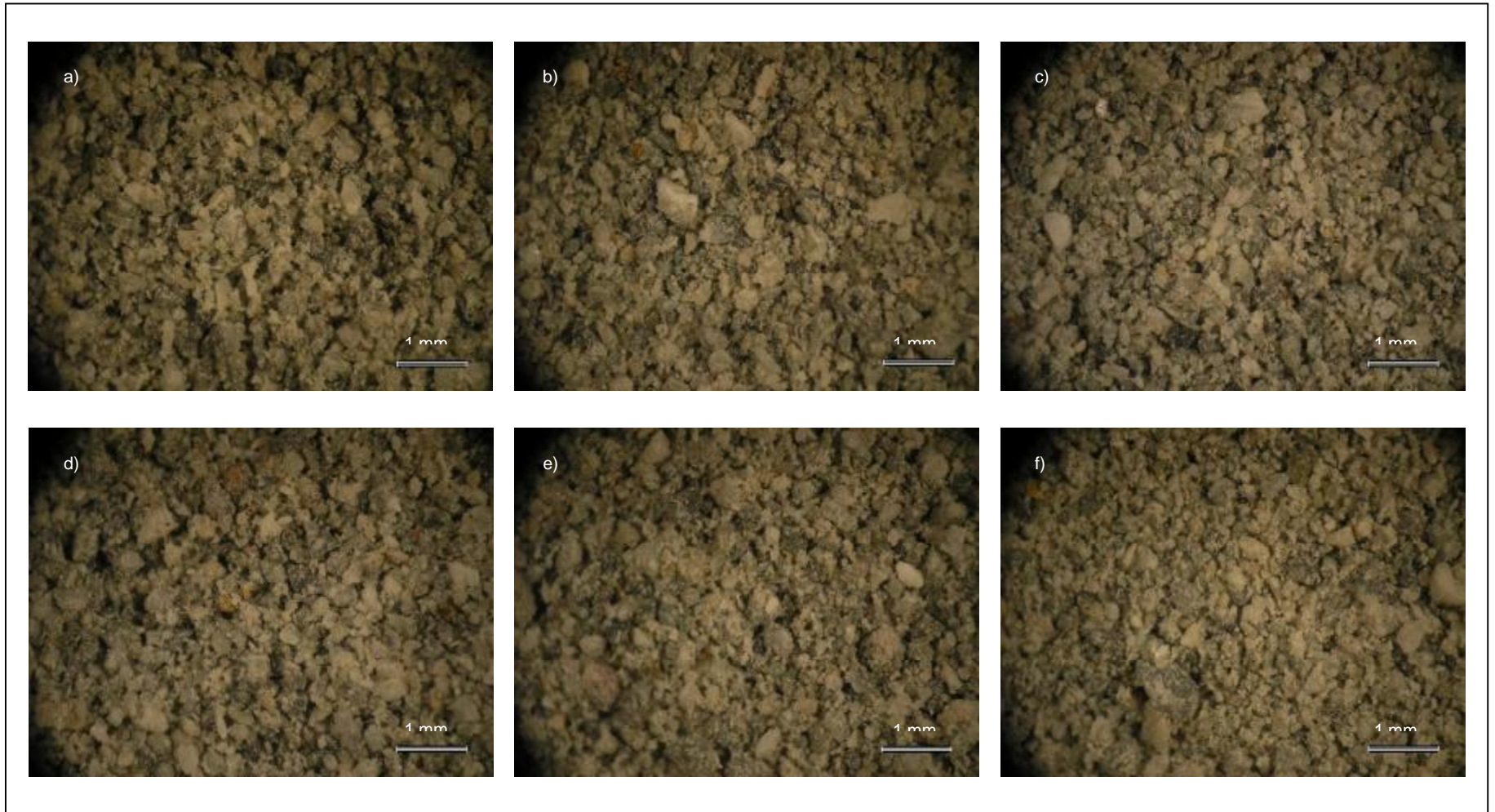


Fig. 5.39.- Ensayos Estáticos. a) sin ensayar, b) 1 [kg/cm<sup>2</sup>], c) 5 [kg/cm<sup>2</sup>], d) 20 [kg/cm<sup>2</sup>], e) 35 [kg/cm<sup>2</sup>] y f) 50 [kg/cm<sup>2</sup>].

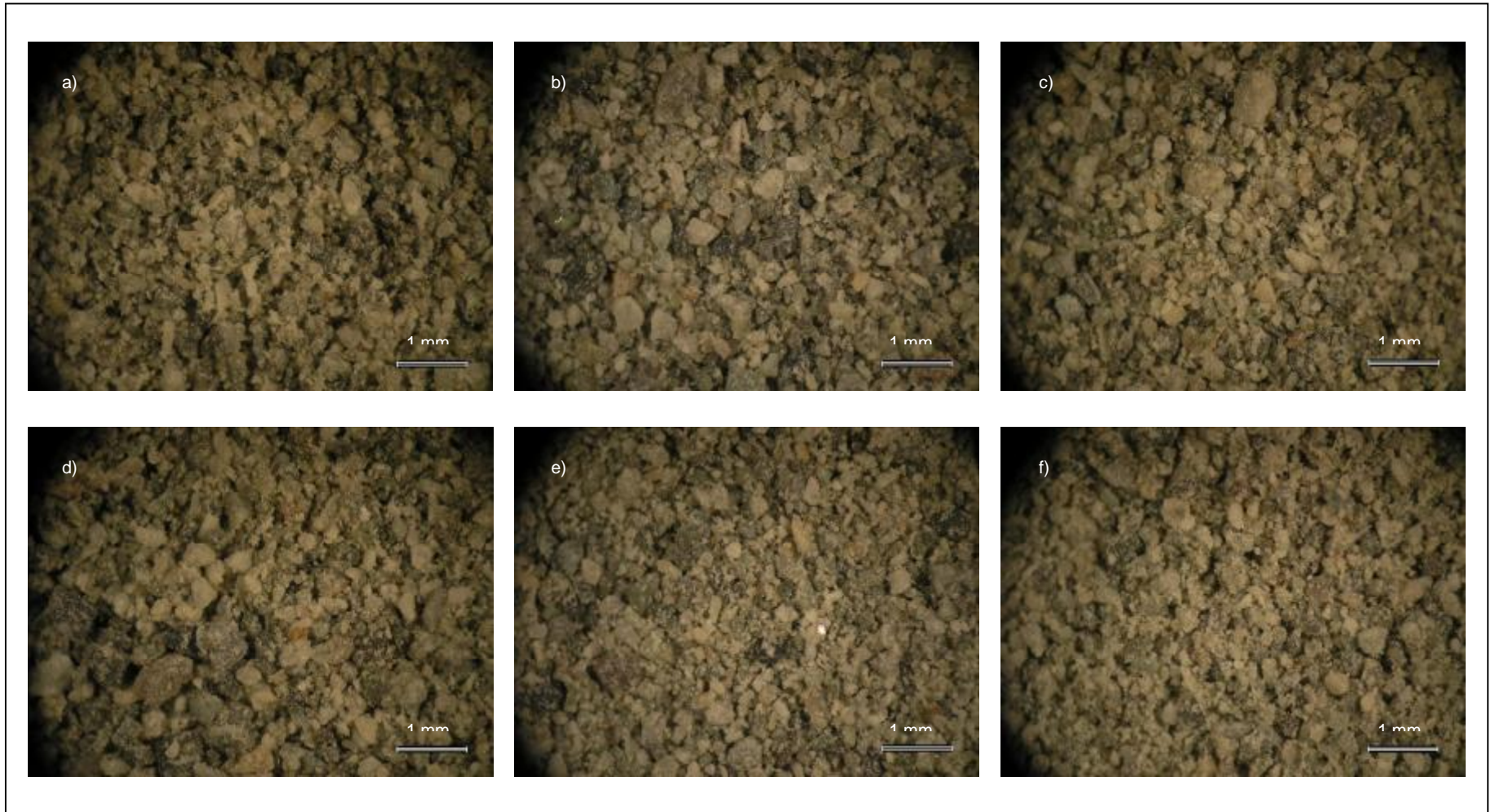


Fig. 5.40.- Ensayos Cíclicos. a) Sin ensayar, b) 1 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.26, c) 5 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25, d) 20 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25, e) 35 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25 y f) 50 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25.



Fig. 5.41.- Ensayos Estáticos Arena Limpia. a) sin ensayar, b) 1 [kg/cm<sup>2</sup>], c) 20 [kg/cm<sup>2</sup>], d) 35 [kg/cm<sup>2</sup>] y e) 50 [kg/cm<sup>2</sup>]

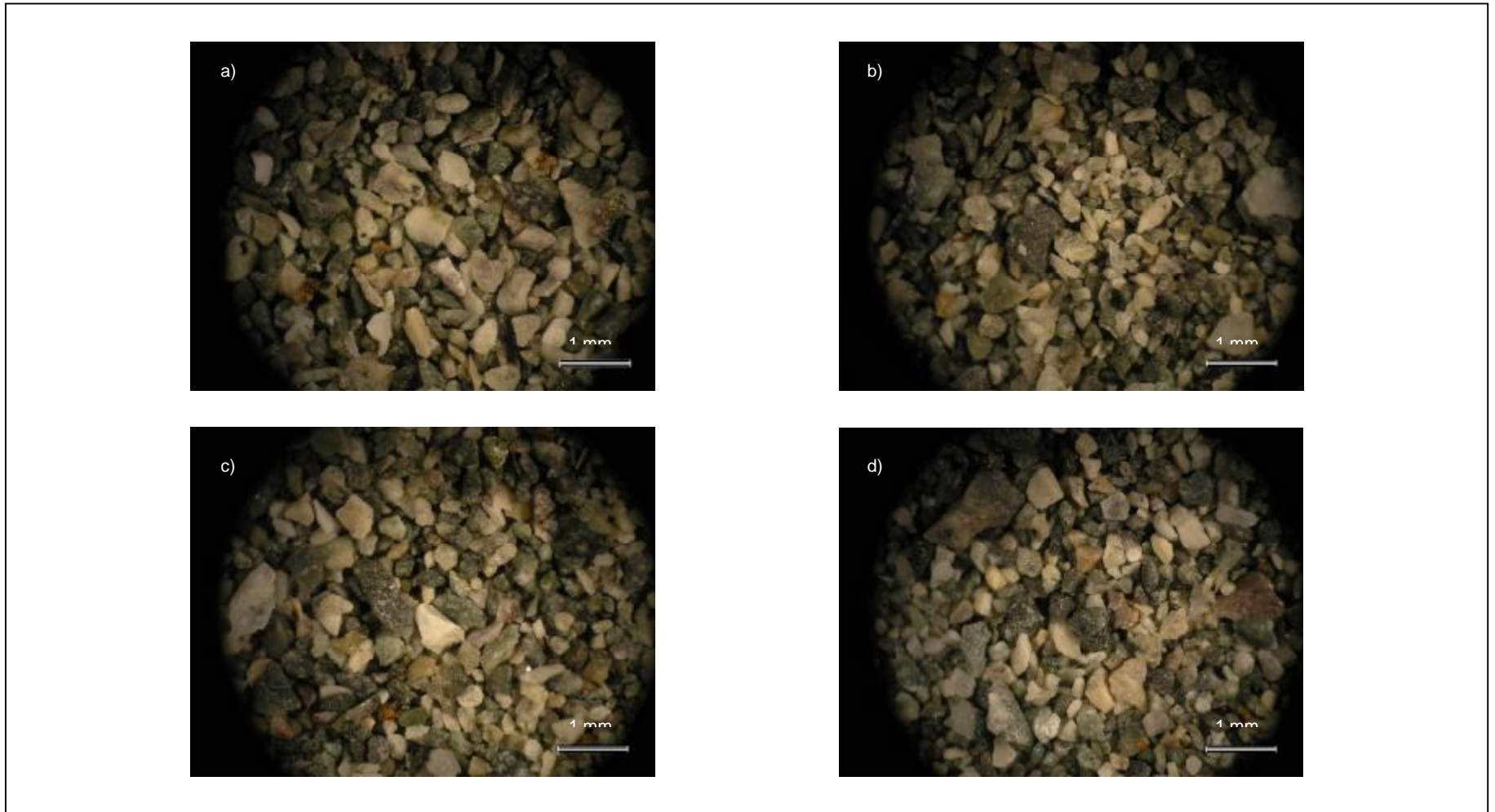


Fig. 5.42.- Ensayos Cíclicos Arena Limpia. a) Sin ensayar, b) 20 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25, c) 35 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25 y d) 50 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25

De las imágenes presentadas en las Fig. 5.39. y Fig. 5.40. no se observan mayores variaciones en forma y tamaño de partículas, debido al contenido de finos presente.

En las imágenes sin contenido de finos, Fig. 5.41. y Fig. 5.42., se observa la forma y angulosidad de las partículas que es característica de las arenas de relaves. En el caso de los ensayos estáticos, se observa un leve cambio en el tamaño medio de partículas, que es más notorio para los ensayos de 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>. También se observa que el brillo de las partículas se ve modificado, en donde a mayor brillo, más pulidas se encuentran las partículas. Esto último corrobora lo mencionado sobre rotura superficial. Estas modificaciones en el tamaño y rugosidad de las partículas se manifiestan en las variaciones observadas en compresibilidad y respuesta estática. En el caso de los ensayos cíclicos, se observan variaciones menos significativas en el tamaño y rugosidad de partículas.



## 6.- DISCUSIONES

### 6.1.- Consolidaciones Isótropas y Curvas Características plano e-p'

Las curvas características de los estados más suelto y más denso, así como la línea de consolidación isótropa para una densidad relativa inicial de 60% y la línea de estado último presentadas en la Fig. 5.5., muestran un marco general de posibles estados de comportamiento de la arena de relaves del Tranque El Torito. Se observa que la arena de relaves tiene una compresibilidad elevada en su estado más suelto, con acentuada reducción para su estado más denso. Comparando normalizadamente la arena de relaves con las arenas naturales Toyoura y Sengenyama y de relaves Cerro Verde, se observa que para su estado más suelto, Fig. 5.11., la arena de relaves presenta un comportamiento más compresible que las arenas naturales. Para el estado más denso, Fig. 5.12., la arena de relaves presenta una compresibilidad significativamente mayor que las arenas naturales. Este cambio en la compresibilidad se explicaría por la rotura superficial de partículas para este rango de presiones, según se analiza y explica en detalle en la sección 6.3.

Si se compara la ubicación de la línea de estado último con respecto a los estados característicos más suelto y más denso en la arena de relaves ensayada, Fig. 5.13., con las correspondientes curvas de la arena natural Toyoura, Fig. 5.14., se observa que mientras la línea de estado último de la arena Toyoura se encuentra cercana a la curva del estado más suelto, la línea de estado último de la arena de relaves se distancia de la curva de estado más suelto aproximándose a la del estado más denso. Esto genera en la arena de relaves una gran zona de estados en donde es posible el desarrollo de un comportamiento contractivo, a diferencia de lo observado para arena natural Toyoura. Esta mayor zona contractiva hace que la arena de relaves resulte más susceptible a desarrollar el fenómeno de Falla de Flujo o Licuación Verdadera.

Complementariamente, se destaca que para el rango de 0 a 50 kg/cm<sup>2</sup> de presiones estudiadas, no se observan cambios de curvatura ni quiebres en las curvas características de la arena de relaves del tranque El Torito.

## 6.2.- Ensayos Triaxiales

A fin de caracterizar la respuesta monótona no drenada, se realizó una serie de ensayos triaxiales CIU en un amplio rango de presiones de consolidación sobre la arena de relaves del Tranque El Torito. Los ensayos se realizaron a una densidad relativa inicial de 60% y para presiones de confinamiento que variaron desde 1 a 50 kg/cm<sup>2</sup>. La trayectoria de tensiones efectiva, Fig. 5.19., muestra una pérdida de dilatancia a medida que aumenta la presión de confinamiento, así como una reducción en el ángulo de fricción interna de 40° a 35.5°. Esta reducción del ángulo de fricción interna se asocia principalmente al fenómeno de rotura de partículas. En lo que se refiere a la resistencia no drenada, se observa que ésta tiene una forma bilineal en función de la presión de confinamiento. A presiones bajas, 1 a 20 kg/cm<sup>2</sup>, se tiene un comportamiento Pre Consolidado, asociado a la densificación durante la preparación de muestra generando una resistencia inicial. Para presiones mayores, 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>, se tiene un comportamiento Normalmente Consolidado.

Para evaluar la resistencia cíclica, se realizaron ensayos triaxiales cíclicos en el mismo rango de presiones, de 1 a 50 kg/cm<sup>2</sup>, a una densidad relativa inicial de 60%. De los resultados obtenidos, se observa que las curvas de resistencia cíclica, Fig. 5.22. a Fig. 5.24., muestran que a medida que aumenta la presión de confinamiento, se tiene una reducción en la resistencia cíclica, además se observa que estas curvas presentan cierta independencia del criterio de licuación utilizado. El parámetro  $K_s$  presenta una caída hasta los 5 kg/cm<sup>2</sup> con un valor de 0.67 para luego estabilizarse a medida que aumenta la presión de confinamiento en un valor de 0.75. En comparación con arenas naturales, Fig. 5.29., se observa una clara dependencia del tipo de arena y de la densidad relativa en el parámetro  $K_s$ , discrepando de los resultados obtenidos en tendencia y estabilización. En la comparación con arenas de relaves, Fig. 5.30., se observa similar tendencia y estabilización a medida que aumentan las presiones confinantes. Comparando los resultados obtenidos con la curva de Seed & Harder (1990), que corresponde a la curva más utilizada y aceptada para diseño, se observan significativas diferencias que pueden hacer subestimar considerablemente la resistencia cíclica.

## 6.3.- Evaluación Rotura de Partículas

Para evaluar el fenómeno de rotura de partículas se realizó una comparación de las distribuciones granulométricas de los distintos ensayos realizados y para cuantificar dicho fenómeno se utilizó el parámetro área superficial específica,  $S_w$ . De las distribuciones granulométricas, Fig. 5.32., se observa que para los ensayos estáticos, a medida que aumenta la presión de confinamiento se genera mayor rotura de partículas. A través del parámetro área

superficial específica  $S_w$ , en la Fig. 5.33. se observa el mismo comportamiento, notando que el área superficial específica de la arena virgen se encuentra por sobre las obtenidas posterior a los ensayos estáticos hasta presiones cercanas a  $20 \text{ kg/cm}^2$ . Esta respuesta se asocia principalmente a la forma angular de las partículas de relaves. Para presiones hasta  $20 \text{ kg/cm}^2$ , los "bordes" de las partículas serán "pulidos", disminuyendo el área superficial específica  $S_w$ . Para presiones mayores,  $20$ ,  $35$  y  $50 \text{ kg/cm}^2$ , se produce mayor rotura de partículas modificándolas y reflejando un aumento del área superficial específica  $S_w$ . Por otro lado, al interpolar el área superficial específica para una consolidación isostropa a una densidad relativa inicial de  $60\%$  hasta una presión de confinamiento de  $50 \text{ kg/cm}^2$ , se observa que la mayor parte de la rotura de partículas se produce durante la etapa de corte.

En el caso de ensayos cíclicos, Fig. 5.38. se observa que para presiones bajas,  $1$  y  $20 \text{ kg/cm}^2$ , el área superficial específica se incrementa a medida que aumenta la razón de tensiones cíclicas. Esto último se asocia a que a mayor de razón de tensiones cíclicas, se tiene un mayor desviador de tensiones. Para presiones mayores,  $35$  y  $50 \text{ kg/cm}^2$ , se tiene un comportamiento inverso, en donde el área superficial específica disminuye a medida que aumenta la razón de tensiones cíclicas. Esto podría explicarse por la alta presión de confinamiento sobre la cual sería más relevante para la rotura de partículas, el número de ciclos de carga, más que el esfuerzo desviador cíclico.

Se destaca que en las Fig. 5.33. y Fig. 5.38. se tiene una importante dispersión de datos, que se debe principalmente a la geometría irregular de las partículas (forma y rugosidad), física del láser en la determinación de esferas equivalentes y física de las partículas pre y post ensayos.

Del análisis microscópico se observan cambios en el tamaño y angulosidad de las partículas, siendo más significativos para los ensayos estáticos. También se observan cambios en el brillo de partículas, notándose que mientras más brillante son éstas, más pulidas se encuentran. Lo anterior corrobora lo mencionado sobre rotura superficial.

## 7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1.- Conclusiones

Como resultado del equipo triaxial desarrollado y los ensayos experimentales realizados, se obtienen las siguientes conclusiones:

- § Se diseñó y construyó un Equipo Triaxial de Altas Presiones para cargas monótonas y cíclicas, el cual se ha comprobado funciona correctamente.
- § Se estima que el valor de construcción resulto del orden de un tercio respecto de un equipo comercial puesto en laboratorio. Por lo tanto, se concluye que es altamente recomendable que equipos de este tipo sean construidos en Chile.
- § La comparación a través de las curvas características obtenidas en ensayos a altas presiones, muestra que la arena de relaves ensayada presenta una compresibilidad significativamente mayor que arenas naturales.
- § La arena de relaves estudiada, al presentar una mayor zona contractiva que las arenas naturales, demuestra tener una mayor susceptibilidad intrínseca al desarrollo de Falla de Flujo o Licuación Verdadera.
- § El comportamiento estático, en el rango de presiones estudiado, presenta una pérdida de dilatancia con el aumento la presión de confinamiento, así como una reducción en el ángulo de fricción interna, asociándose esto a rotura de partículas.
- § La resistencia cíclica presenta una reducción a medida que aumenta la presión de confinamiento.
- § El parámetro  $K_s$  presenta una caída a presiones bajas de hasta  $5 \text{ kg/cm}^2$  para estabilizarse a medida que aumenta la presión de confinamiento con valor de 0.75. El parámetro  $K_s$  obtenido dista de otras investigaciones sobre arenas naturales. En comparación con arenas de relaves, el parámetro obtenido tiene una tendencia y estabilización similar.

- § A través de la evaluación de rotura de partículas mediante variaciones en las distribuciones granulométricas y área superficial específica,  $S_w$ , se pudo establecer que para la respuesta estática se genera mayor rotura a medida que aumenta la presión de confinamiento. En el caso de respuesta cíclica, se tiene el efecto conjunto de razón de tensiones cíclicas y número de ciclos de carga sobre la magnitud de rotura de partículas, observándose que a presiones bajas y medias, la razón de tensiones cíclicas aumenta la rotura de partículas; para presiones mayores, se tiene que a mayor cantidad de ciclos aplicados, aumenta la rotura de partículas.
- § Para el diseño de grandes presas de relaves, los resultados encontrados en la presente investigación son de gran utilidad y permitirán optimizar los diseños asociados a estabilidad estática y sísmica de dichas obras mineras.

## 7.2.- Recomendaciones

- § Implementar Equipo Triaxial de Altas Presiones con transductores de deformación locales, a fin de medir propiedades como módulos de deformación a pequeñas deformaciones.
- § Estudiar comportamiento estático en condición de extensión triaxial y evaluar la magnitud de rotura de partículas.
- § Estudiar el comportamiento de suelos con mayor tamaño máximo de partículas (probetas de 10 x 20 cm) a fin de cuantificar rotura de partículas.
- § Complementar este estudio con análisis a distintas densidades relativas y estudiar el posible acoplamiento del parámetro  $K_s$  con el parámetro  $K_a$ .
- § Estudiar el efecto de la mineralogía de partículas en la magnitud de rotura de partículas a diversas trayectorias de tensiones.

## 8.- BIBLIOGRAFIA

1. ALARCÓN - GUZMAN, A., LEONARDS, G. A. & CHAMEAU (1988): "Undrained monotonic and cyclic strength of sands". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114 (10), 1089-1109.
2. AL-HUSSAINI, M. (1983): "Effects of particle size and strain conditions on the strength of crushed basalt". Canadian Geotechnical Journal, 20, 706-717.
3. ASTM D-3999-91.: "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus".
4. ASTM D-5311-92.: "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil".
5. BALDI, G., HIGHT, D. W. & THOMAS, G. E. (1986): "A reevaluation of conventional triaxial test methods", Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, pp. 219 – 263.
6. BARD, E. (1993): "Comportement des matériaux granulaires secs et à liant hydrocarboné". These présentée pour l'obtention du Titre de Docteur. Ecole Centrale de Paris.
7. BEEN, K., JEFFERIES, M. G. & HACHEY, J. (1991): "A critical state of sands", Geotechnique, Vol. 41(3), 365-381.
8. BEEN, K., JEFFERIES, M. G. & HACHEY, J. (1992): Discussion "A critical state of sands", Geotechnique, Vol. 42(2), 655-663.
9. BIAREZ, J. & HICHER, P. Y. (1994): "Elementary Mechanics of Soil Behaviour Saturated Remoulded Soils". A. A. Balkema Publishers. 208 p.
10. BIAREZ, J. & HICHER, P. Y. (1997): "Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires". Revue Française de Génie Civil, Vol. 1, N°4, 607-631.
11. BISHOP, A. W. & HENKEL, D. J. (1962): "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test". Edward Arnold Publishers. 227 p.
12. BISHOP, A. W. (1966): "The strength of soils as engineering materials", Geotechnique, 16(2), 91-130.
13. BOOP, P. A. & LADE, P. V. (1997): "Effects of Initial Density on Soil Instability at High Pressures" J. Geotech Engrg., ASCE, 123 (7), 671-677.

14. BOPP, P. A. & LADE, P.V. (1997): "Membrane Penetration in Granular Materials at High Pressures" *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 20, N°3, 272-278.
15. BOPP, P. A. & LADE, P. V. (2005): "Relative density effects on Undrained sand behavior at high pressures", *Soils and Foundations*, 45(1), 15-26.
16. BOULANGER, R. W. (2002): "Evaluating Liquefaction Resistance at High Overburden Stresses". 3<sup>rd</sup> U.S.-Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams, San Diego.CA.
17. CAMPAÑA, J. & BARD, E. (2007): "Resistencia al Corte de Arenas de Relaves a Altas Presiones". VI Congreso Chileno de Geotecnia.
18. CASTRO, G. (1969): "Liquefaction of sands". Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
19. CASTRO, G. (1975): "Liquefaction and cyclic mobility of sands", *Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division*. ASCE, 101, GT6, 551-569.
20. CASTRO, G. & POULOS, S. J. (1977): "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, N° GT6, 501-516.
21. CASTRO, G. (1991): "On the behavior of soils during earthquakes – liquefaction", *Proceedings, NSF/EPRI Workshop on Dynamic Soil Properties and Site Characterization*, EPRI NP-7337, Vol. 2, 1-36.
22. CASTRO, G. (2003): "Evaluation of seismic of tailings dams", *Soil Rock America*.
23. CHÁVEZ, C. (2004): "Estudio del comportamiento triaxial de materiales granulares de tamaño medio con énfasis en la influencia de la succión". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica.
24. COLLIAT-DANGUS, J. L., DESRUES, J. & FORAY, P. (1988): "Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure". *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP- 977, 1988, 290-310.
25. COOP, M. R. & LEE, I. K. (1993): "The behavior of granular soils at elevated stresses". *Predictive Soil Mechanics*. Thomas Telford. London. 101-112.
26. CORRAL, G. (2008): "Efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica en arenas". Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
27. CUBRINOVSKI, M. AND ISHIHARA, K. (2000): "Flow potencial of sandy soils with different grain compositions", *Soils and Foundations*, 40 (4), 103-119.

28. CUBRINOVSKI, M. AND ISHIHARA, K. (2002): "Maximum and minimum void ratio characteristics of sands", *Soils and Foundations*, 42 (6), 65-78.
29. DAY, R. (2002): "Geotechnical Earthquake Engineering Handbook", McGraw Hill, 608 p.
30. DE LA HOZ, K (2007): "Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos". Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
31. DOBRY, R., STOKOE, K. H., LADD, R. S., & YOUNG, T. L. (1981): "Liquefaction susceptibility from S-Wave velocity". ASCE National Convention, St. Louis, MO.
32. FUKUMUTO, T. (1992): "Particle breakage characteristics of granular soils". *Soils and Foundation*, 32(1), 26-40.
33. GARGA, V. K. & MCKAY, L. D. (1984): "Cyclic triaxial strength of mine tailings". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, 8, 1091-1105.
34. GONZALEZ, L. (2002): "Study of effect of high confining stress on the development of soil liquefaction using centrifuge modeling". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science. Rensselaer Polytechnic Institute.
35. GONZALEZ, L., ABDOUN, T. AND SHARP, M. (2002): "Modelling of seismically induced liquefaction under high confining stress". *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 3 (2002), 1-15.
36. HARDIN, B. O. (1985): "Crushing of Soil Particles". *J. Geotech Engrg., ASCE*, 111 (10), 1177-1192.
37. HOQUE, E. AND TATSUOKA, F. (2004): "Triaxial Testing System for Measuring Loading-Rate Effects During Cyclic Tests of Sand". *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 27, N°5, 483-495.
38. HYNES, M. E. & OLSEN, R. (1998): "Influence of confining stress on liquefaction resistance". *Proceeding International Symposium on the Physics and Mechanics of Liquefaction*, Balkema, 145-152.
39. HYODO, M., HYDE, A. F. L. AND ARAMAKI. (1998): "Liquefaction of crushable soils". *Geotechnique*, 48 (4), 527-543.
40. HYODO, M., HYDE, A. F. L., ARAMAKI, N. AND NAKATA, Y. (2002): "Undrained monotonic and cyclic shear behavior of sand under low and high confining stresses". *Soils and Foundations*, 42(3), 63-76.



41. IDRIS, I. M. & BOULANGER, R. W. (2008): "Soil Liquefaction during Earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute, EERI, MNO-12. 262 p.
42. ISHIHARA, K., TRONCOSO, J., KAWASE, Y. & TAKAHASHI, Y. (1980): "Cyclic strength characteristics of tailings materials". Soils and Foundations, 20(4), 127-142.
43. ISHIHARA, K. (1985): "Stability of natural deposits during earthquakes". In proceedings of 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 2, 321 – 376.
44. ISHIHARA, K. (1993): "Liquefaction and flow failure during earthquakes". Geotechnique, 43 (3), 351-415.
45. ISHIHARA, K., TATSUOKA, F. & YASUDA, S. (1975): "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses", Soils and Foundations, 15(1), 29-44.
46. ISHIHARA, K. (2003): "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics". Oxford University Press Inc., New York. 360 p.
47. KRAMER, S. (1996): "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall, Inc. 653 p.
48. LACASSE, S. & BERRE, T. (1988): "Triaxial testing methods for soils". Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP- 977, 1988, 264-289.
49. LADD, R. S., DOBRY, R., DUTKO, P., YOKEL, F. Y. & CHUNG, R. M. (1989): "Pore-water pressure buildup in clean sands because of cyclic straining". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 12 (1), 77-86.
50. LADE, P. V. (1988): "Automatic Volume Change and Pressure Measurement Devices for Triaxial Testing of Soils", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 11, N°4, 263-268.
51. LADE, P.V. AND YAMAMURO, J. A. (1996): "Significance of Particle Crushing in Granular Materials" J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(4), 309-316.
52. LADE, P. V. AND BOPP, P. A. (2005) "Relative density effects on Drained sand behavior at high pressures". Soils and Foundations ,45(1), 1-13.
53. LADE, P.V. AND YAMAMURO, J. A. (1996): "Undrained sand behavior in axisymmetric tests at high pressures". J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(2), 120-129.
54. LADE, P.V AND YAMAMURO, J.A. (1997): "Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands", Canadian Geotechnical Journal, 34, 918-928.
55. LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. (2004): "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa. 582 p.

56. LEE, K. & FARHOOMAND, I. (1967): "Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression". Canadian Geotechnical Journal, 4 (1), 68-86, 1967.
57. LEE, K.L. AND SEED, H.B. (1967): "Drained Strength Characteristics of Sands", Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE, 93 (6), 117-141.
58. LEE, K.L. AND SEED, H.B. (1967): "Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand", Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE, 93 (1), 47-70.
59. LO, K. Y. AND ROY, M. (1973): "Response of Particulate Materials at High Pressures". Soils and Foundations, 13 (1), 1-14.
60. LUONG, M. P. (1992): "Energy – dissipating ability of sandy soils". proc. 10th World Conference of Earthquake Engineering, Balkema. 1992 (3). pp, 1209- 1214.
61. MARCUSON, W.F., HYNES, M. E. & FRANKLIN, M. (1990): "Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments", Earthquake Spectra, Vol. 6 (3), 529 – 572.
62. MARSAL, R. J. (1967): "Large scale testing of rockfill materials", Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE, 94 (2), 22-43.
63. MENZIES, B. & HOOKER, P (2002):. "GDS software-based dynamic and seismic laboratory soil testing systems". GDS publication. GDS Instruments Ltd.
64. MITCHELL, J. K. & SOGA, K. (2005): "Fundamental of Soil Behavior" Third Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York. 592 p.
65. MIURA, N. AND YAMANOUCHI, T. (1975): "Effect of Water On the Behavior of a Quartz-Rich Sand under High Stresses". Soils and Foundation, 15(4), 23-34.
66. MURTHY, T. G., LOUKIDIS, D., CARRARO, J. A. H., PREZZI, M. & SALGADO, R. (2007): "Undrained monotonic response of clean and silty sands", Geotechnique, Vol. 57(3), 273-288.
67. OLSON, S.M. AND STARK, T. D. (2002): "Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories", Canadian Geotechnical Journal, 39 ,629-647.
68. OLSON, S.M., AND STARK, T.D. (2003): "Use of laboratory data to confirm yield and liquefied strength ratio concepts", Canadian Geotechnical Journal, 40 , 1164-1184.
69. PALMA, C. (2004): "Propiedades geomecánicas asociadas al diseño sísmico de depósitos de relaves", Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

70. PETERS, G. (1999): "Resistencia estática y cíclica de arenas de relave", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
71. PILLAI, V.S. (1991): "Liquefaction analysis of Sands: Some interpretation of Seed's  $K_\alpha$  (sloping ground) and  $K_\sigma$  (depth) correction factors using steady state concept". Proceedings, 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol 1. pp. 579-587.
72. PITILAKIS, K.D. (2007): "Earthquake Geotechnical Engineering. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering-Invited Lectures" Editorial Springer.
73. POLLITO, C. (1999): "The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils", Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in parcial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering.
74. POULOS, S. J. (1981): "The steady state of deformation". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N° GT5, 553-562.
75. RETAMAL, W. (2005): "Efecto de la fabrica en el comportamiento cíclico de arenas de relaves", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
76. RIEMER, M. F., SEED, R. B., NICHOLSON, P. G. & JONG, H-L. (1990). "Steady state testing of loose sands: Limiting minimum density". Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 116 (2). 332-337.
77. RIEMER, M. F., Y. MORIWAKI AND J. OBERMEYER. (2008): "Effect of High Confining Stresses on Static and Cyclic Strengths of Mine Tailing Materials," Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, Sacramento CA, May. 19-22.
78. SANTAMARINA, J. C., KLEIN, K. A. & FAM, M. A. (2001): "Soils and Waves: Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring". John Wiley & Sons, Inc., New York. 508 p.
79. SEED, H. B. (1979): "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 105, GT2, 201-255.
80. SEED, H. B. AND LEE, K.L. (1966): "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE, 92 (6), 105-134.
81. SEED, H.B. (1981): "Earthquake-Resistant Design of Earth Dams". International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, University of Missouri-Rolla , Vol.3, 1157-1173.

82. SEED, H.B. (1983): "Earthquake resistant design of earth dams". in Proceedings, Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, Pennsylvania, ASCE, NY. 41-64.
83. SEED, H. B. & IDRIS, I.M. (1983): "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute, EERI, MNO-5. 134 p.
84. SEED, R.B. & HARDER, L. F. (1990): "SPT-Based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained strength". Proceedings , H. B. Seed memorial symposium, May. Bitech Publishers, Vol. 2, 351-376.
85. SEED, R.B., CETIN, K. O., MOSS, R.E.S., KAMMERER, A.M., WU, J., PESTANA, J.M., RIEMER, M. F., SANCIO, R.B., BRAY, J.D., KAYEN, R.E. AND FARIS, A. (2003): "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework". 26<sup>th</sup> Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30, 2003.
86. SILVER, M.L. (1979): "Automated Data Acquisition, Transducers and Dynamic Recording for the Geotechnical Testing Laboratory". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 2, N<sup>o</sup>, 185-189.
87. SLADEN, J. A., D'HOLLANDER, R. D. & KRAHN, J. (1985): "The liquefaction of sands, a collapse surface approach". Canadian Geotechnical Journal, 22, 323-332.
88. STEEDMAN, R. S., LEDBETTER, R. H. AND HYNES, M. E. (2000): "The influence of high confining stress on the cyclic behavior of saturated sand". Procedure Soil Dynamics and Liquefaction, Denver, Colorado. 35-57.
89. TAKEI, M., KUSAKABE, O. & HAYASHI, T. (2001): "Time-dependent behavior of crushable materials in one-dimensional compression tests", Soils and Foundations, 41(1), 97-121.
90. TATSUOKA, F., (1988): "Some Recent Developments in Triaxial Testing System for Cohesionless Soils". Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP- 977, 1988, 7-67.
91. TATSUOKA, F., MOLERNKAMP, F., TORII, T. & HINO, T. (1984): "Behavior of Lubrication Layers of Platens in Element Tests". Soils and Foundations, 24(1), 113-128.
92. TOWHATA, I. (2008): "Geotechnical Earthquake Engineering". Springer. 684 p.
93. VAID, Y. P., CHERN, J. C. AND TUMI, H. (1985): "Confining Pressure, Grain Angularity and Liquefaction". J. Geotech Engrg., ASCE, 111 (10), 1229-1235.
94. VAID, Y. P. AND CHERN, J.C. (1983): "Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction", Soils and Foundations, 23(1), 47-60.

95. VAID, Y. P.& CHERN, J. C. (1985): "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands". *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, ASCE, New York, 120-147.
96. VAID, Y. P., CHUNG, E. K. F. & KUERBIS, R. H. (1990): "Stress path and steady state". *Canadian Geotechnical Journal*, 27 , 1-7.
97. VAID, Y.P., STEDMAN, J. D. & SIVATHAYALAN, S. (2001): "Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction". *Canadian Geotechnical Journal*, 38 , 580-591.
98. VAID, Y.P. & SIVATHAYALAN, S. (2000): "Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 37 , 592-606.
99. 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. Departamento de Ingeniería Estructural.
100. VERDUGO, R. (1992): "Characterization of sandy soil behavior under large deformation". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Engineering. University of Tokyo. Department of Civil Engineering.
101. VERDUGO, R. AND ISHIHARA, K. (1996): "The Steady State of Sandy Soils", *Soils and Foundations*, 36(2), 81-91.
102. VERDUGO, R. & VIERTEL, P. (2004): "Effect of density and fines content on the cyclic strength of copper tailings". V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
103. VERDUGO, R. & SANTOS, E. (2009): "Liquefaction resistance of thickened tailings of cooper mines". *Proceedings of the 17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 295-298.
104. VESIC, A & CLOUGH, W. (1968): "Behaviour of Granular Material under High Stresses" *Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division*. ASCE, 94 (3), 661-688.
105. WIJEWICKREME, D., SANIN, M. V. & GREENAWAY, G. R. (2005): "Cyclic shear response of fine-grained mine tailings". *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 1408-1421.
106. YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. (1992): "The effective stress path for soil at high pressure". *Proceedings of the 9<sup>th</sup> Engineering Mechanics Conference*, ASCE, Texas A & M University, May. 729-733.
107. YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. (1993): "B- Value Measurements for Granular Materials at High Confining Pressures" *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 16, N°2, 165-171.

108. YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. (1996): "One-Dimensional Compression of Sands at High Pressures". J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(2), 147-154.
109. YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. (1996): "Drained sand behavior in axisymmetric tests at high pressures". J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(2), 109-119.
110. YAMAMURO, J. A. AND LADE, P. V. (1997): "Instability of Granular Materials at High Pressures", Soils and Foundations, 37(1), 41-52.
111. YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. (1993): "Effect of strain rate on instability of granular soils" Geotech. Testing Journal., 16(3), 304-313.
112. YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. (1995): "Strain localization in extension tests on granular materials" J. Geotech Engrg., ASCE, 121 (7), 828-836.
113. YAMAMURO, J. A. & LADE, P.V. (1997): "Static liquefaction of very loose sands", Canadian Geotechnical Journal, 34 , 905-917.
114. YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. (1992): "The Effective Stress Path for Soils at High Pressure" Proceedings of the 9<sup>th</sup> Engineering Mechanics Conference, ASCE. 729-732
115. YOSHIMINE, M. (1996): "Undrained flow deformation of saturated sand under monotonic loading conditions". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Engineering. University of Tokio. Department of Civil Engineering.
116. YOSHIMINE, M. & ISHIHARA, K. (1998): "Flow Potential of Sand During Liquefaction", Soils and Foundations, 38(3), 189-198.
117. 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.
118. YOSHIMINE, M., ROBERTSON, P.K. & WRIDE, C.E. (1999): "Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction", Canadian Geotechnical Journal, 36, 891-906.
119. YOUNG, T.L., I. M. IDRIS, RONALD D. ANDRUS, IGNACIO ARANGO, GONZALO CASTRO, JOHN T. CHRISTIAN, RICHARDO DOBRY, W. D.LIAM FINN, LESLIE F. HARDER JR., MARY ELLEN HYNES, KENJI ISHIHARA, JOSEPH P. KOESTER, SAM S. C. LIAO, WILLIAM F.MARCUSON III, GEOFFREY R. MARTIN, JAMES K. MITCHELL, YOSHIHARU MORIWAKI, MAURICE S. POWER, PETER K. ROBERTSON, RAYMOND B. SEED, AND KENNETH H. STOKOE II. (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(10).

# **ANEXO A: EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES**

## **ANEXO A.1: BASES DE DISEÑO EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES**



### Anexo A.1.1.- Descripción de Equipo Triaxial de Altas Presiones

El Equipo Triaxial de Altas Presiones está compuesto por: cámara triaxial, marco de carga, sistema de aplicación carga axial, sistema aplicación contrapresión y medición cambio volumétrico, sistema aplicación presión de cámara, instrumentación y sistema de adquisición de datos.

Con este equipo es posible evaluar la respuesta monótona y cíclica para probetas de suelo de las siguientes dimensiones:

- 50 mm de diámetro y 100 mm de altura.
- 100 mm de diámetro y 200 mm de altura.

Las principales características del equipo son:

Tabla Anexo A.1.1.- Características Equipo

Características	
Tamaño Máximo de Partículas $D_{m\acute{a}x}$	16 mm
Tipos de Ensayos	CID (compresión y extensión) CIU (compresión y extensión) Triaxial Cíclico (drenado y no drenado)
Modo de Carga	Deformación controlada, en caso de ensayo estático Carga Controlada, en caso de ensayo cíclico
Rango de Presiones de Confinamiento, $\sigma'_o$	0 a 50 kg/cm <sup>2</sup>
Carga Axial Máxima	20 ton
Rango de Razón de Tensiones Cíclicas	0.1 a 0.6

En las Fig. Anexo A.1.1. y Fig. Anexo A.1.2. se presenta el esquema general del equipo y una fotografía de éste, respectivamente. Posteriormente, se presentan las hipótesis de cálculo de las principales piezas de este equipo.

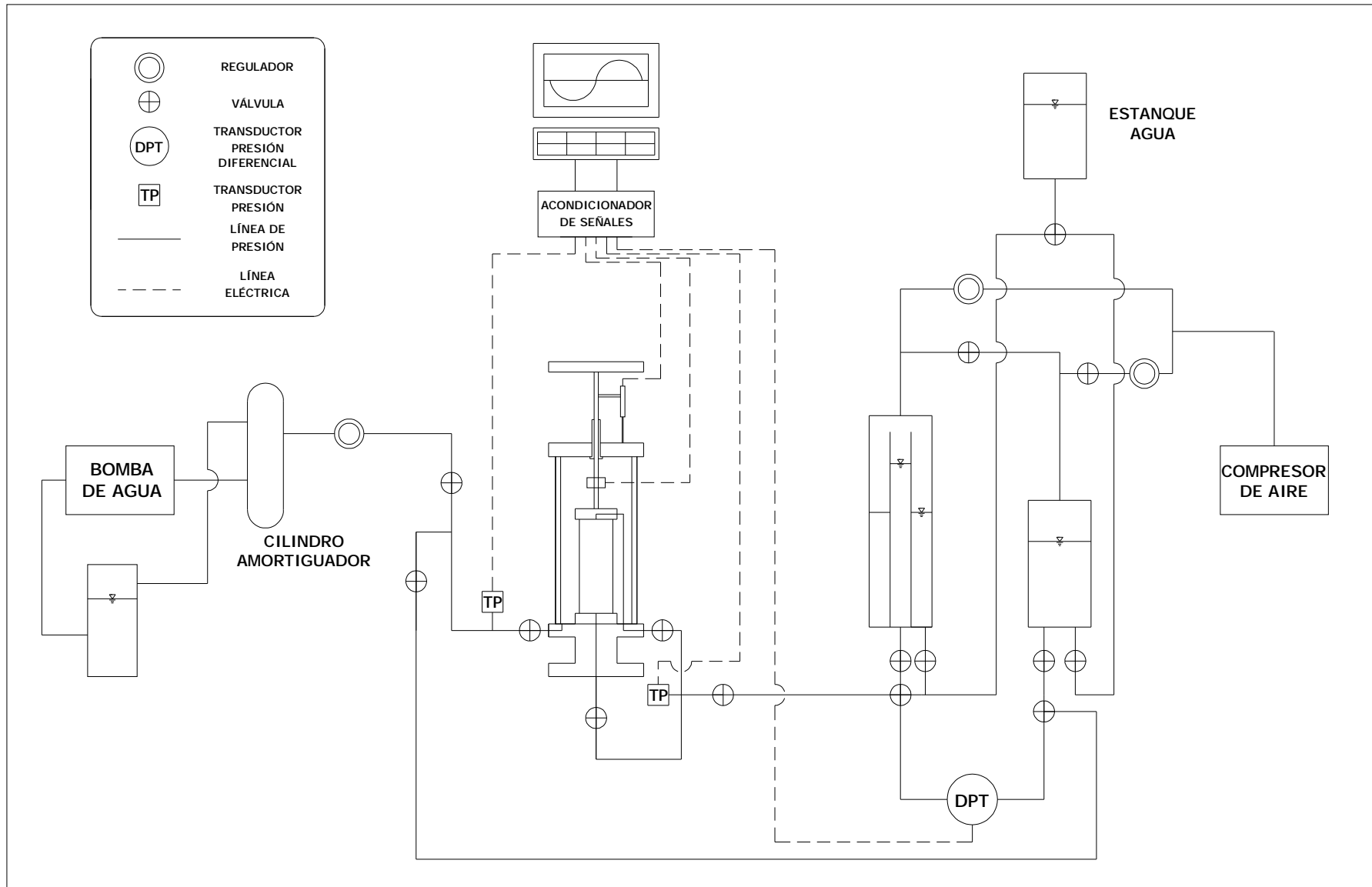


Fig. Anexo A.1.1.- Esquema general equipo Triaxial de Altas Presiones.



Fig. Anexo A.1.2.- Disposición general equipo Triaxial de Altas Presiones

Anexo A.1.1.1.- Diseño Cámara Triaxial

Previo al diseño de la cámara triaxial, se definieron las dimensiones limitantes para ésta. Estas dimensiones corresponden a tamaño de probetas y cabezales, barras de soportes y celda de carga sumergible. En la Fig. Anexo A.1.3. se presenta el bosquejo y principales componentes de la cámara triaxial.

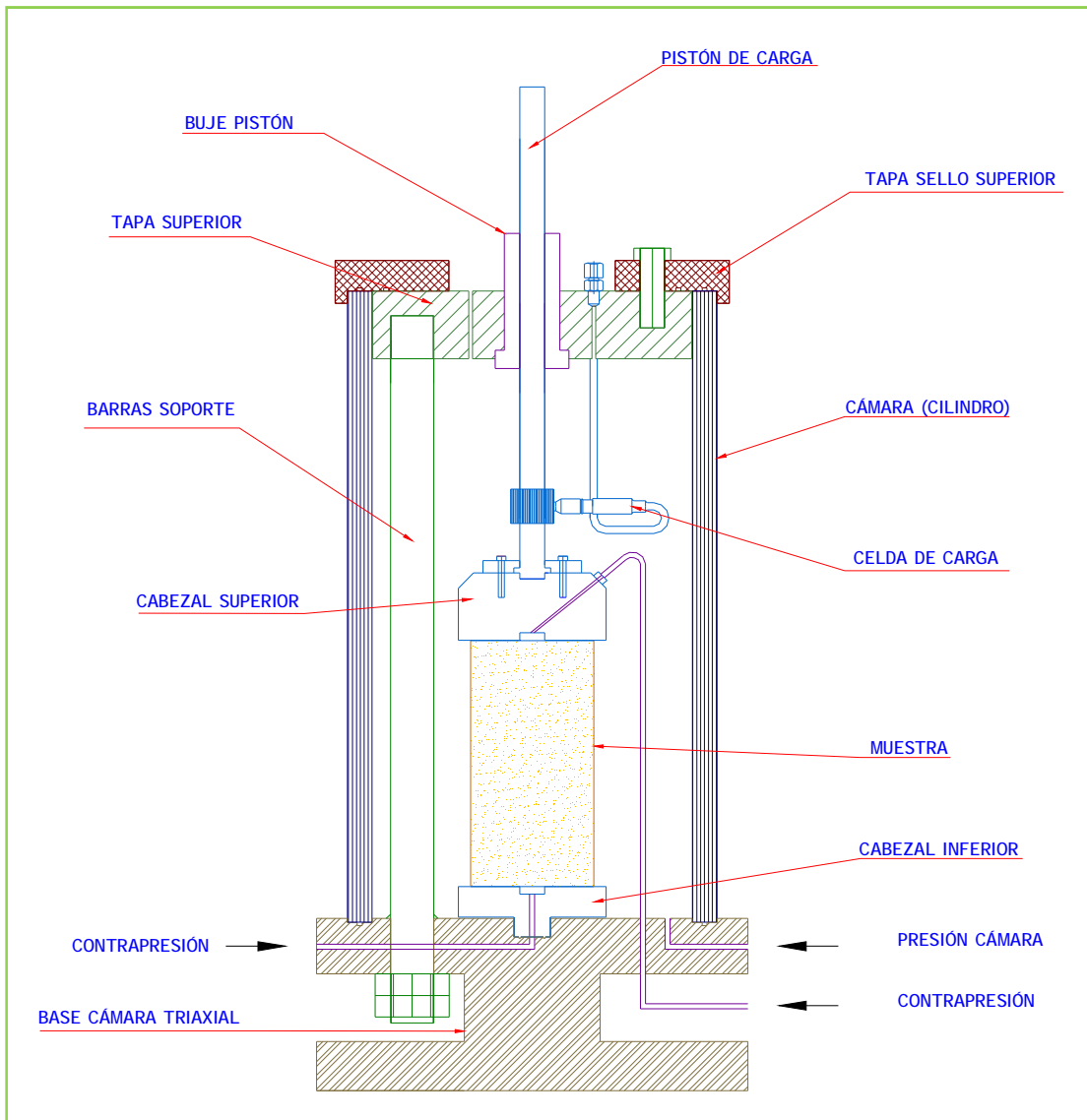


Fig. Anexo A.1.3.- Bosquejo y principales componentes de Cámara Triaxial

La cámara triaxial fue diseñada para soportar presiones hasta  $60 \text{ kg/cm}^2$  y está constituida por las siguientes piezas: Cámara (Cilindro), Barras Soporte, Base Cámara Triaxial, Tapa Superior, Tapa Sello Superior y Pistón de Carga.

Todas estas piezas, a excepción del Pistón de Carga, fueron construidas en acero inoxidable AISI 316L cuyas propiedades son: tensión de fluencia,  $2.0 \text{ ton/cm}^2$ ; tensión de rotura,  $5.0 \text{ ton/cm}^2$ ; módulo de elasticidad,  $2100 \text{ ton/cm}^2$ . El pistón de carga fue construido en cromo níquel bonificado AISI 4340 cuyas propiedades son: tensión de fluencia,  $9.0 \text{ ton/cm}^2$  y tensión de rotura,  $11.0 \text{ ton/cm}^2$ .

El diseño de las componentes principales fue realizado mediante el método de las tensiones admisibles, en donde la limitante corresponde a la tensión de fluencia. A continuación se presentan las condicionantes de diseño y teoría básica de diseño. El detalle de cálculos de estas piezas se encuentra en Anexo A.2 y los planos con sus respectivas dimensiones de encuentran en Anexo A.3.

- Cámara (Cilindro)

Un cilindro de diámetros interno  $a$  y externo  $b$ , se encuentra sometido una presión interna y externa,  $p_i$  y  $p_o$ , respectivamente, con lo cual se inducirán esfuerzos radiales  $\sigma_r$  y tangencial  $\sigma_t$ . Lo anterior se ilustra en la Fig. Anexo A.1.4.

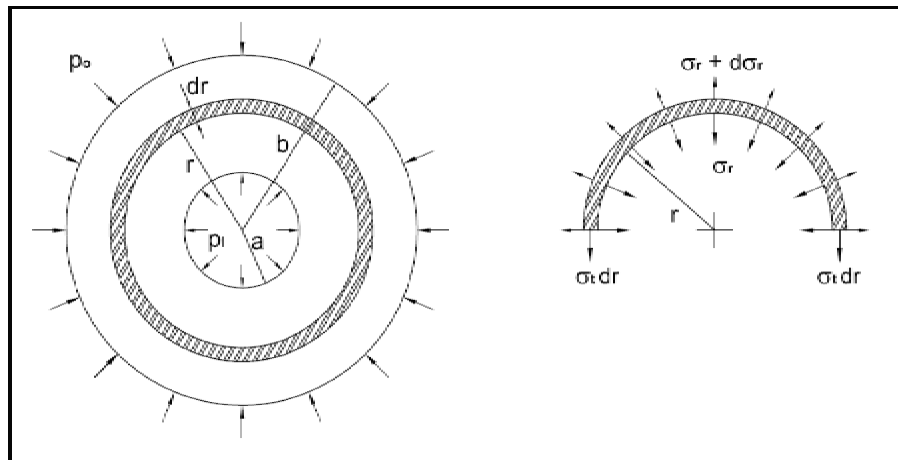


Fig. Anexo A.1.4.- Cilindro sometido a presión interna y externa

Realizando el equilibrio de fuerzas sobre el elemento diferencial indicado la Fig. Anexo A.1.4., se tiene:

$$2\sigma_t dr + 2\sigma_r r - 2(\sigma_r + d\sigma_r)(r + dr) = 0 \quad \text{Ec.(A.1)}$$

Ordenando:

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad \text{Ec.(A.2)}$$

Integrando para los siguientes limites de integración:

$$\sigma_r = \begin{matrix} -p_i & \text{en } r = a \\ -p_o & \text{en } r = b \end{matrix} \quad \text{Ec.(A.3)}$$

Se tiene:

$$\sigma_t = \frac{p_i a^2 - p_o b^2 - \frac{a^2 b^2 (p_o - p_i)}{r^2}}{b^2 - a^2} \quad \text{Ec.(A.4)}$$

$$\sigma_r = \frac{p_i a^2 - p_o b^2 + \frac{a^2 b^2 (p_o - p_i)}{r^2}}{b^2 - a^2} \quad \text{Ec.(A.5)}$$

Para el caso particular en que la presión externa es nula,  $p_o = 0$ , se tiene:

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left( 1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad \text{Ec.(A.6)}$$

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left( 1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \quad \text{Ec.(A.7)}$$

Evaluando en  $r = a$ , se tienen los máximos:

$$\sigma_t = p_i \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \quad \text{Ec.(A.8)}$$

$$\sigma_r = -p_i \quad \text{Ec.(A.9)}$$

Conocido el estado tensional del cilindro, es posible evaluar la condición de resistencia al corte. Para esto se utilizará el criterio de falla de Energía de Distorsión o Von Misses, el cual es aplicado principalmente en metales. Este criterio se puede expresar mediante la siguiente expresión para un estado triaxial.

$$\sigma' = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad \text{Ec.(A.10)}$$

En donde:

$\sigma'$ : Tensión cortante solicitante.

$\sigma_1$ : Tensión principal mayor.

$\sigma_2$ : Tensión principal intermedia.

$\sigma_3$ : Tensión principal menor

En el caso del cilindro se cumple:

$$\sigma_1 = \sigma_t \quad \text{Ec.(A.11)}$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r \quad \text{Ec.(A.12)}$$

Luego, evaluando para las dimensiones del cilindro  $a = 130 \text{ mm}$ ,  $b = 150 \text{ mm}$ , se tiene una tensión de cortante solicitante sobre los  $200 \text{ kg/cm}^2$ , pero por limitantes que se mencionarán más adelante solo se alcanzará una presión de trabajo de  $60 \text{ kg/cm}^2$ .

- *Barras de soporte*

La presión interna que se ejerce en el cilindro, generará una fuerza sobre el disco superior de la cámara triaxial. Esta fuerza la tomarán tres (3) barras que trabajarán axialmente.

Estas barras de 35 mm de diámetro están ubicadas equidistantes del centro de la Base Cámara Triaxial y cada una tomara 11.7 ton de carga axial, 35.1 ton en total. Con estas dimensiones y sollicitaciones, se tiene una tensión admisible de  $1103,7 \text{ kg/cm}^2$  sobre cada barra.

Se debe destacar que estas barras estarán atornilladas a la Tapa Superior, ver Fig. Anexo A.1.3., y sobre ésta se superpondrá la Tapa Sello Superior, que se ajustará mediante pernos de alta resistencia. Estos pernos son grado 8 (SAE) cuya tensión de fluencia es 120 kPsi ( $8400 \text{ kgf/cm}^2$ )

Para la evaluación de la resistencia de los pernos, se redujo la resistencia a un 60%, por desgaste de hilo, con lo cual se logran resistencias sobrestimadas.

- *Base Cámara Triaxial*

Para el diseño de la base del equipo, solo se considera como solicitante el peso del cilindro, las barras de soporte, tapa superior y tapa sello superior. Con lo anterior, se determina una base de dimensiones holgadas que contempla espacios para el ajuste de las barras, el sistema de sujeción al marco de carga y válvulas necesarias para medición de cambio volumétrico, presión de poros y presión de cámara. Con esto no fue necesario realizar evaluar la resistencia de esta pieza.

- *Pistón de Carga*

El pistón de carga corresponde a una pieza que se verá sometida a permanentes sollicitaciones y dada la configuración que tiene, esta pieza tendrá un desgaste progresivo asociada



principalmente a la interacción pistón de carga – buje, ver Fig. Anexo A.1.3. El pistón de carga está construido en cromo níquel bonificado AISI 4340 y el buje es de bronce fosfórico, que corresponde a un material “más blando” a fin de que se acomode a este permanente roce. Por otro lado, para la medición de la carga axial ejercida a través del pistón de carga se utilizará una celda de carga del tipo sumergible, a fin de evitar realizar la corrección por roce del pistón.

Con lo anterior, se determinó la resistencia de esta pieza bajo tracción y compresión, siendo distintas las solicitaciones de diseño para los distintos tamaños de probetas, considerando la respuesta drenada a una presión de confinamiento de  $50 \text{ kg/cm}^2$  en ambos casos de tamaño de probetas. Independiente del tamaño de probeta, la situación más restrictiva corresponde a compresión, pues se tendrá el fenómeno de pandeo para distintas condiciones de fuerza axial solicitante y largo de pandeo, asociados a los diversos tamaños de probeta

Las cargas admisibles tanto para compresión como extensión corresponden a 13 ton y 5 ton para las probetas de 10 x 20 cm y 5 x 10 cm, respectivamente.

#### Anexo A.1.1.2.- Diseño Marco de Carga

Para el diseño del marco de carga, se utilizó como guía el principio de diseño del equipo triaxial de gran escala desarrollado por IDIEM en el año 2002. Este principio consiste en tener un marco de reacción, compuesto por dos planchas rígidas de acero unidas entre sí mediante cuatro barras macizas de acero, con lo que se tiene un sistema auto-soportante para las carga solicitantes, Fig. Anexo A.1.5. Las planchas rígidas y barras macizas son fabricadas en acero A36 (tensión de fluencia,  $2.5 \text{ ton/cm}^2$ ; tensión de rotura,  $4.1 \text{ ton/cm}^2$  y modulo de deformación  $2100 \text{ ton/cm}^2$ ).

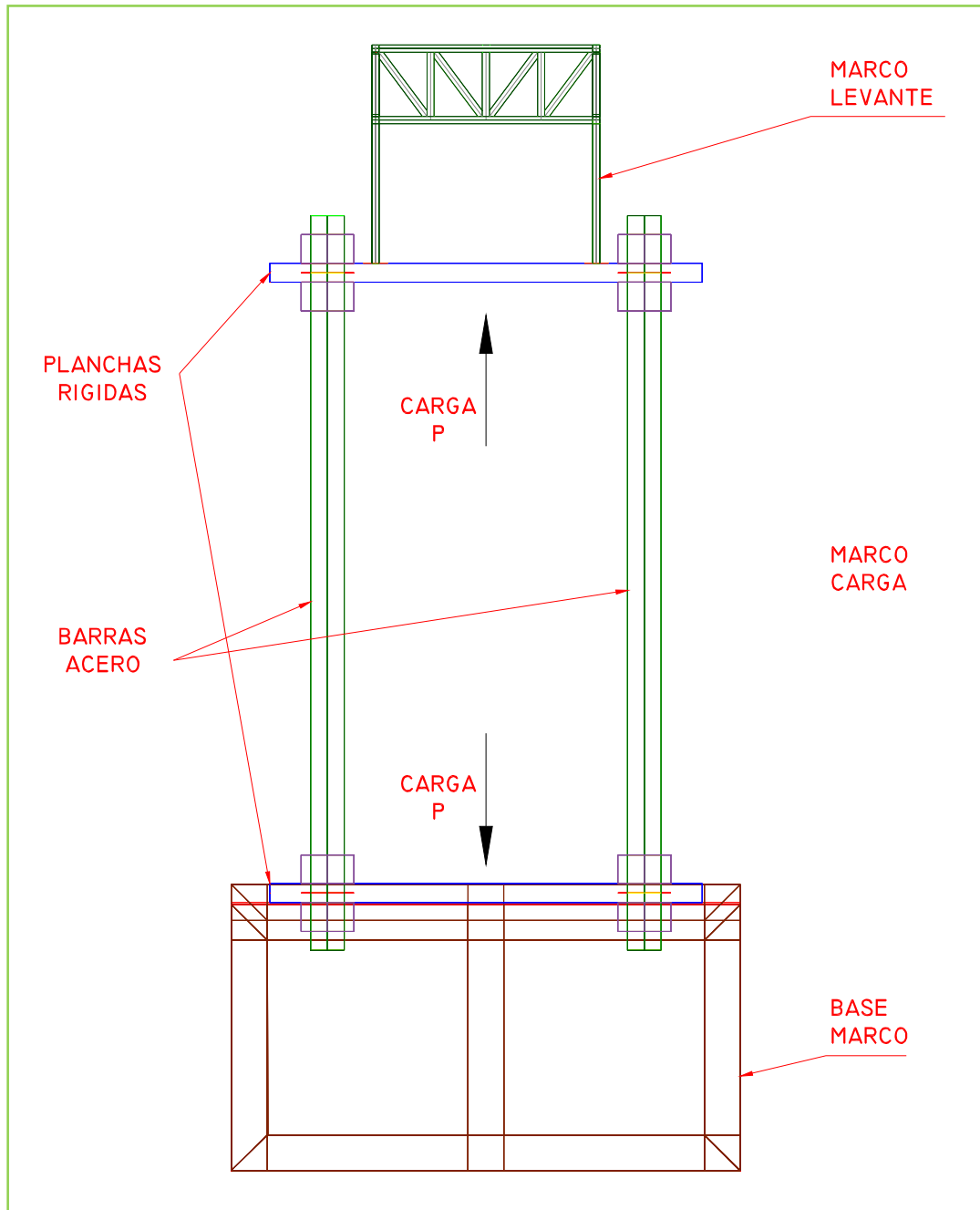


Fig. Anexo A.1.5.- Esquema Marco de Carga

Como se espera que el marco de carga sea lo más rígido posible, el diseño será un problema de deformaciones y no de resistencia de las piezas involucradas. Con lo anterior, se determinó que las deformaciones máximas admisibles que podrán soportar las planchas rígidas serán del orden de:

$$\frac{\Delta}{L} \leq \frac{1}{1000} \quad \text{Ec. (A.13)}$$

En donde:

$\Delta$ : Deformación [mm]

$L$ : Luz de la plancha rígida a deformar [mm]

Con esto, para dimensiones de plancha de 900 x 710 x 40 mm y barras macizas de 70 mm de diámetro y 1540 mm de largo, se esperan deformaciones de 1 mm para una sollicitación axial admisible de 40 ton. Luego, las barras macizas de acero trabajarán axialmente con una carga admisible de 10 ton y un momento admisible de 100 ton-cm. Los valores de deformación y sollicitaciones admisibles fueron obtenidos mediante el software de elementos finitos SAP2000.

Se debe destacar que las sollicitaciones a las que será sometido el marco de carga para los ensayos triaxiales, nunca superarán las 15 ton. Con lo que las deformaciones esperadas serán muy bajas, siendo despreciables para la magnitud de deformaciones medidas en los ensayos a realizar.

La Fig. Anexo A.1.5. muestra el marco de carga, que se encuentra apoyado sobre una estructura base, Base Marco, compuesta por perfiles de acero A37-24ES (tensión de fluencia, 2.4 ton/cm<sup>2</sup>; tensión de rotura, 3.7 ton/cm<sup>2</sup> y módulo de deformación, 2100 ton/cm<sup>2</sup>) de dimensiones 75 x 75 x 2 mm. Como el marco de carga corresponde a un sistema auto-soportante, no se transmitirán sollicitaciones originadas por el ensayo a la estructura base, por lo que la Base Marco solo soportará el peso propio del marco de carga más el peso de la cámara axial. Con lo anterior, las máximas sollicitaciones admisibles sobre las secciones de la Base Marco serán carga axial de 10 ton y momento de 20 ton-cm.

Anexo A.1.1.3.- Diseño Sistema de Carga

Dependiendo del tipo de ensayo, el sistema de carga debe ser capaz de aplicar una sollicitación axial de compresión, extensión y cíclica. En este caso se realiza a través de un tornillo de potencia, que corresponde a un dispositivo que se utiliza en maquinarias para convertir un movimiento angular en movimiento lineal y transmitir así potencia o fuerza, (Shigley, 1985).

Las principales componentes del tornillo de potencia se presentan en la Fig. Anexo A.1.6.

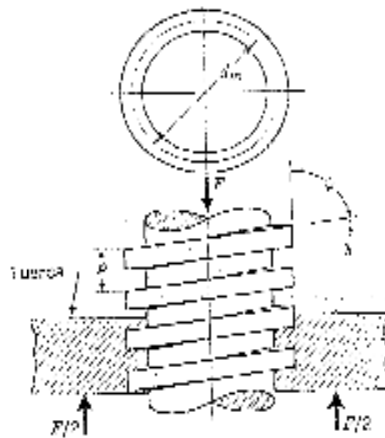


Fig. Anexo A.1.6.- Principales componente de tornillo de potencia. (Shigley, 1985)

En donde:

$d_m$ : corresponde al diámetro medio

$p$ : paso

$\lambda$ : ángulo de avance

$\psi$ : ángulo de hélice

$F$ : Carga axial que aplicar el tornillo

El tornillo de potencia estará ubicado bajo la plancha rígida superior del marco de carga, dentro de una tuerca de potencia que será activada mediante un reductor sin fin – corona, el cual ejercerá el torque necesario para movilizar el tornillo y así transmitir la carga axial. Como el

tornillo trabajará solidariamente con el marco de carga y dado que el reductor sin fin - corona no soporta compresión, se instaló un juego de rodamientos que tomarán esta sollicitación axial.

El diseño del tornillo de potencia se ve controlado por las siguientes limitantes: capacidad de torque del reductor sin fin - corona, pandeo de tornillo de potencia y resistencia de los rodamientos ante carga axial.

Con lo anterior, el torque con que trabaja el tornillo de potencia quedara determinado por la siguiente expresión (Shigley, 1985):

$$T = \left( \frac{F \cdot d_m}{2} \right) \left( \frac{\mu \cdot d_m \cdot \pi \pm l}{\mu \cdot d_m \cdot \pi \mp \mu \cdot l} \right) + \frac{F \cdot \mu_c \cdot d_c}{2} \quad \text{Ec. (A.14)}$$

En donde:

T: Torque de ascenso o descenso

F: Fuerza axial a aplicar

$d_m$ : Diámetro medio componente rotacional

$d_c$ : Diámetro medio componente axial

$\mu$ : coeficiente de fricción componente rotacional

$\mu_c$ : coeficiente de fricción componente axial

l: Paso de hélice

El tornillo de potencia está construido en cromo níquel bonificado AISI 4340 y sus dimensiones son: diámetro medio, 50 mm; paso de hélice, 5 mm; rosca cuadrada y 440 mm de altura. Luego, para una sollicitación axial de diseño de 20 ton se obtienen valores de torque admisible de 445 N-m y 160.8 N-m, para ascenso y descenso, respectivamente. Es importante destacar que la sollicitación de diseño se determino en base a una sobreestimación de la carga axial para probetas de 10 x 20 cm.

Se debe mencionar que para estas dimensiones indicadas, el tornillo de potencia satisface la condición de pandeo, rosca auto-asegurante y el hilo es autorresistente.

Con lo anterior, la elección del reductor sin fin – corona se hace en función del torque a transmitir por el tornillo de potencia. En este caso se optó por el reductor *TRAMEC XC110 ratio 100*, que es capaz de transmitir 450 N-m y posee una razón de reducción de 1:100, lo cual favorece la precisión del modo de carga.

En lo que se refiere a rodamientos, se optó por aquellos que se ajustaran a las dimensiones de la tuerca de potencia y trabajen a una carga axial admisible de 20 ton.

Con esto, en la Fig. Anexo A.1.7. se presenta un esquema de las principales componentes del sistema de carga.

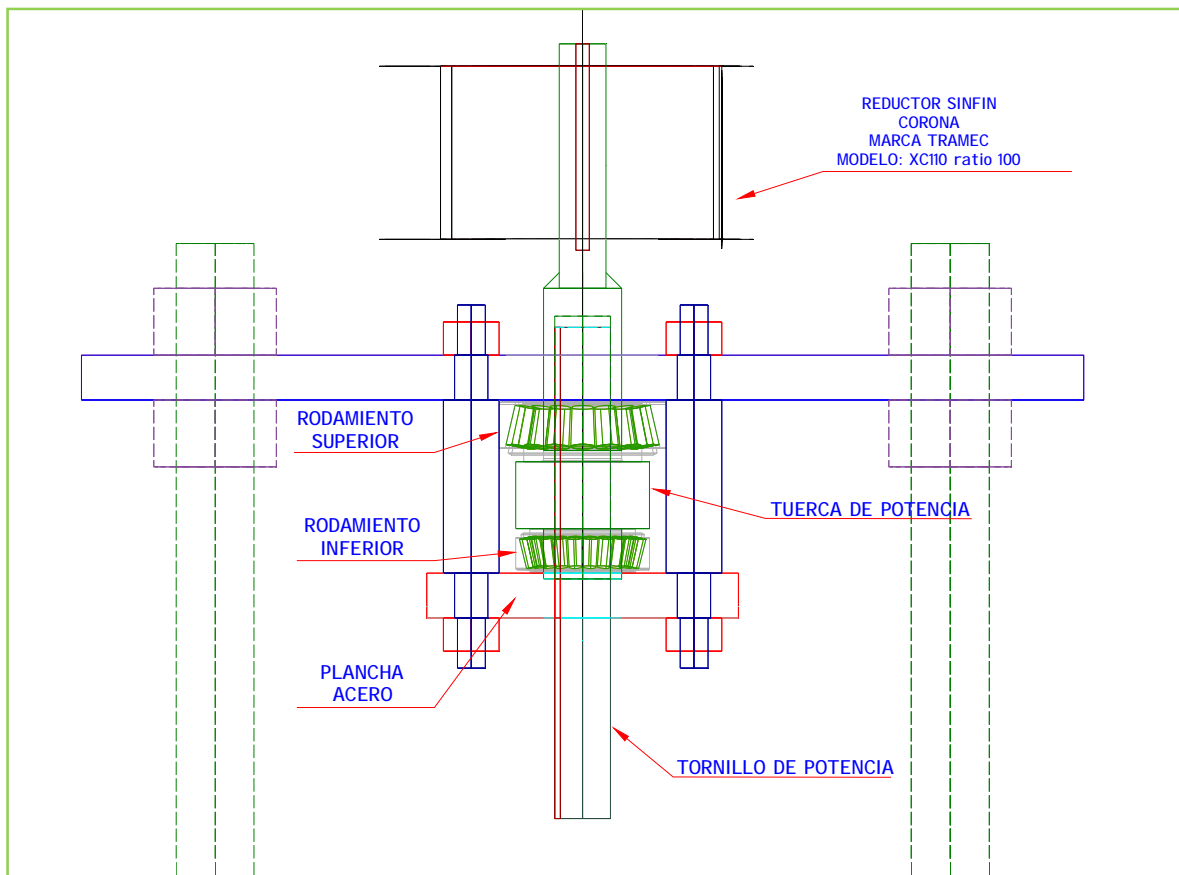


Fig. Anexo A.1.7.- Esquema general de sistema de carga

Dependiendo del tipo de ensayo a realizar, la activación del sistema de carga difiere. En caso de compresión y extensión triaxial a deformación controlada, se utiliza un equipo motorreductor con un variador de frecuencia que es adosado a un piñón que moviliza al reductor sin fin – corona mediante cadenas de transmisión. En el caso de ensayos triaxiales cíclicos de carga controlada, la sollicitación es aplicada manualmente mediante una manivela adosada al piñón

mencionado; en donde, mediante una interfaz grafica, se sigue una sinusoide de carga donde la amplitud y frecuencia son determinadas previamente. Las componentes mencionadas se presentan en la Fig. Anexo A.1.8.



Fig. Anexo A.1.8.- Componentes aplicaci3n sistema de carga

Anexo A.1.1.4.- Aplicación de Contrapresión y Medición de Cambio Volumétrico

La aplicación de contrapresión se realizará mediante un compresor de aire, que ejerce presión a través de una interfaz aire - agua, con lo que la probeta de suelo tomará presión de agua. Este sistema de aplicación de presión se mueve en un rango de 0 a 7 kg/cm<sup>2</sup>, que corresponde a la capacidad del compresor de aire y es controlado mediante reguladores de presión. La interfaz aire – agua corresponde a una bureta de acrílico, Bureta 1, indicada en la Fig. Anexo A.1.9. La bureta tiene un diámetro interior 5.71 cm y espesor 0.32 cm, con lo que la presión admisible de trabajo será de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

Para la medición de cambio volumétrico se utilizó un sistema de dos buretas de acrílico, una de las cuales posee una bureta interior graduada de 3 cm de diámetro, Bureta 1, indicada en Fig. Anexo A.1.9. En el caso de ensayos del tipo drenado, se igualan las presiones de ambas buretas y mediante la utilización de un transductor diferencial de presión (DPT), se medirán las diferencias de presión entre la columna de agua de la bureta interior y la bureta secundaria, Bureta 2, con lo que se obtiene el cambio volumétrico digitalmente. En el caso de ensayos del tipo no drenado, solo se utiliza la bureta interior en la etapa de consolidación.

La configuración general del sistema se presenta en la Fig. Anexo A.1.9.

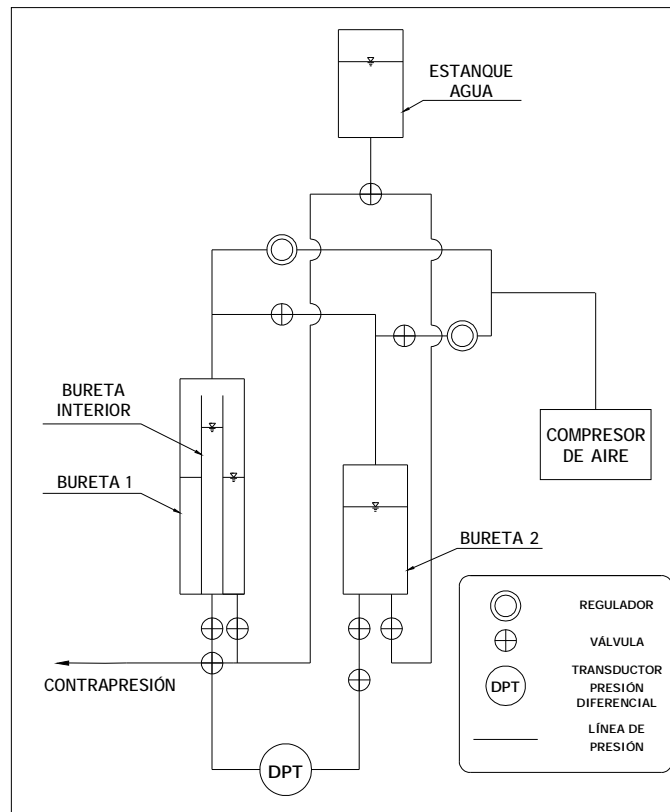


Fig. Anexo A.1.9.- Configuración general aplicación contrapresión y medición cambio volumétrico



Anexo A.1.1.5.- Aplicación de Presión de Cámara

La aplicación de presión de cámara se realiza mediante una bomba de agua de tres pistones, que corresponde a una unidad generadora de presión. La presión es estabilizada en un cilindro amortiguador de grandes dimensiones, 60 litros aproximadamente, y controlada a través un regulador de presión de agua, el cual trabajará en un rango entre 7 y 70 kg/cm<sup>2</sup>. Para presiones, 0 a 7 kg/cm<sup>2</sup>, se utilizará la Bureta 2 del sistema de contrapresión con un regulador de presión independiente.

En el diagrama de la Fig. Anexo A.1.10., se presentan las principales componentes del sistema.

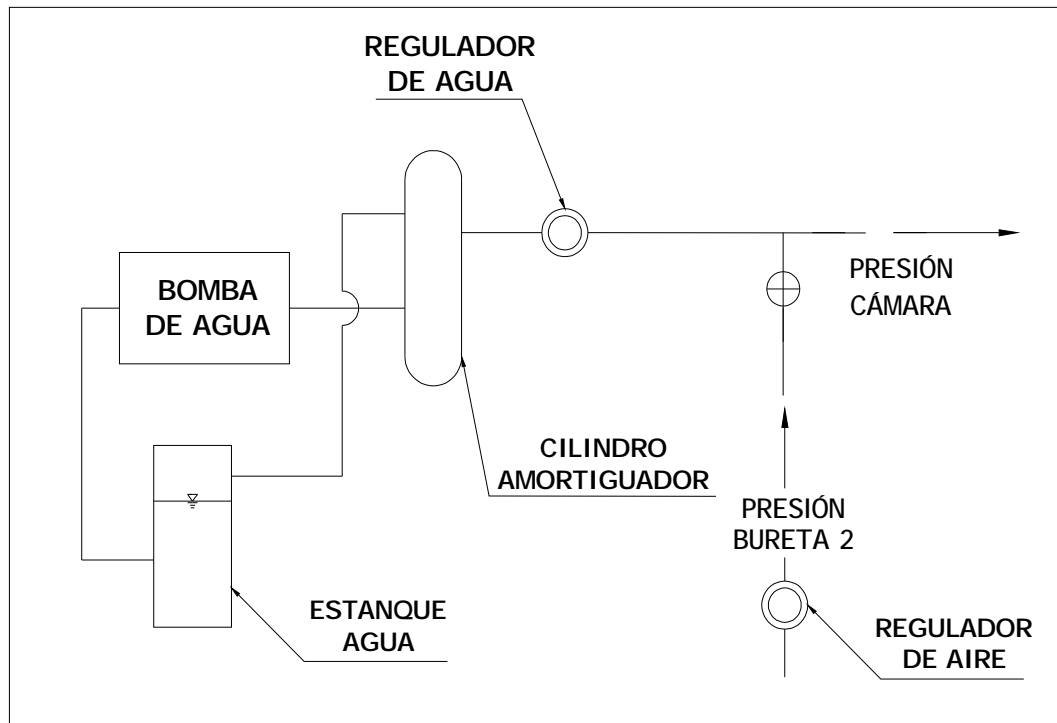


Fig. Anexo A.1.10.- Esquema aplicación presión de cámara

La principal componente en la aplicación de presión de cámara es la bomba de agua de tres pistones, cuyas características principales se presentan en la Tabla Anexo A.1.2. Esta bomba genera presión mediante pulsaciones, por lo cual ha sido necesario acondicionar esta bomba con dos amortiguadores. Estos trabajan con una interfaz aire – nitrógeno a presión, los cuales han sido precargados a fin de que actúen una vez que se alcance un valor de presión predeterminado. En la Fig. Anexo A.1.11. se presenta la bomba de agua con sus elementos más significativos.

Tabla Anexo A.1.2.- Principales características de bomba de agua

Características Bomba	
Marca:	Cat Pumps
Modelo:	230
Caudal: [GPM] (L/M)	2.3 (8.7)
Rango de Presiones: [kg/cm <sup>2</sup> ] (PSI)	7 a 105 (100 a 1500)
Potencia: [HP] (kW)	2.4 (1.8)
Tipo de Transmisión:	Correa / Directa

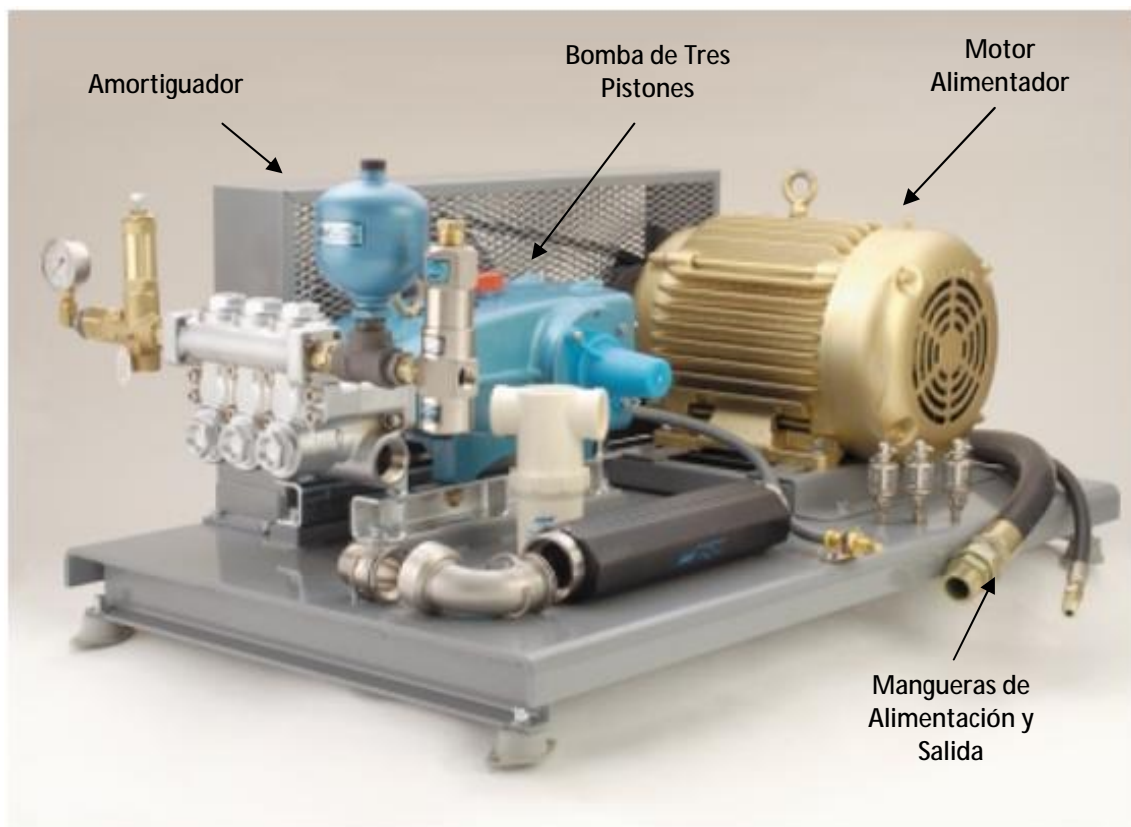


Fig. Anexo A.1.11.- Unidad generadora de presión de cámara, bomba de tres pistones

Anexo A.1.1.6.- Diseño de Panel de Control

A fin de simplificar el manejo de los sistemas de aplicación de contrapresión y medición de cambio volumétrico y presión de cámara, se dispone de un panel de control para el Equipo Triaxial De Altas Presiones. El panel se realizó en acrílico transparente de 2cm de espesor, las tuberías utilizadas son de acero inoxidable 316 L de ¼" de diámetro y las conexiones entre las líneas de presión corresponden a válvulas de bola, que dependiendo del rango de presión son de acero inoxidable o bronce, alta y baja presión respectivamente.

En la Fig. Anexo A.1.12. se presenta un diagrama de las componentes de panel de control y en la Fig. Anexo A.1.13. la materialización de éste.

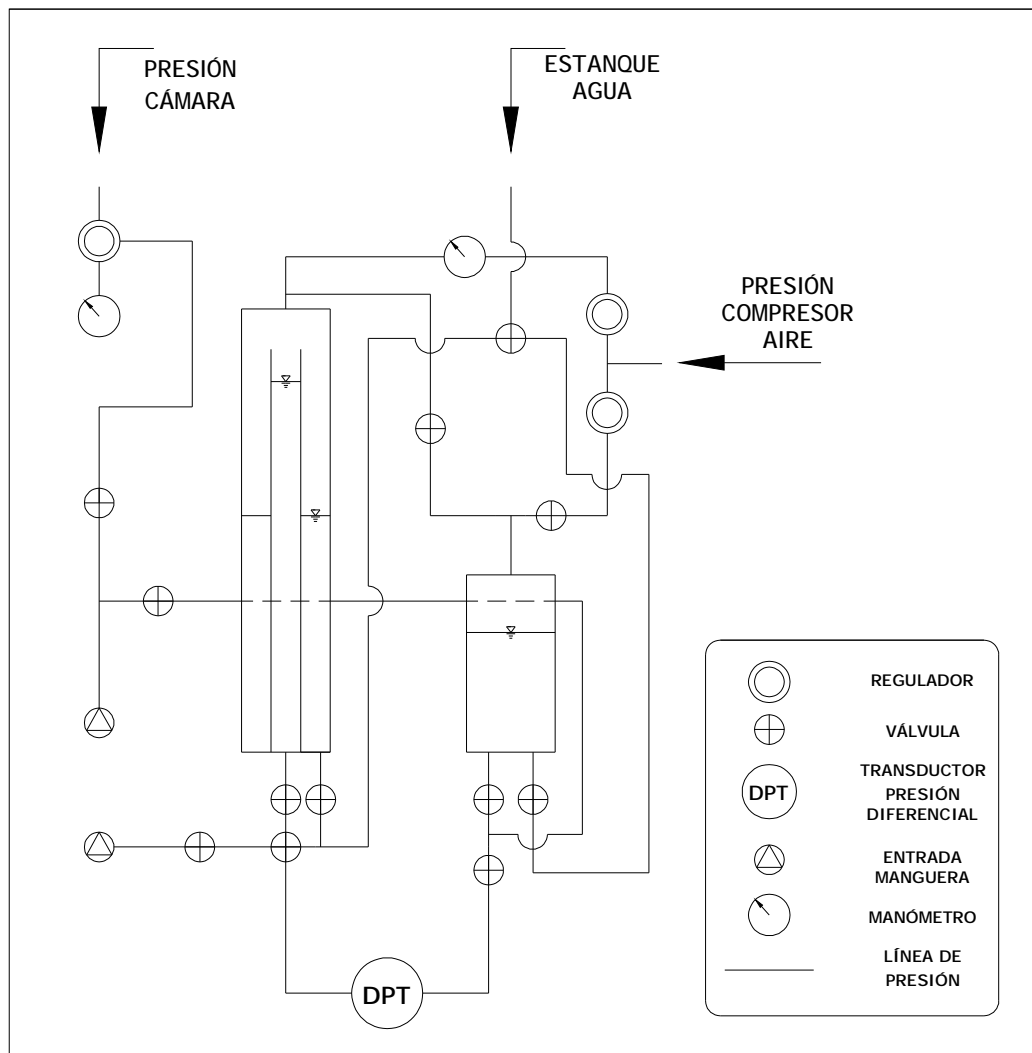


Fig. Anexo A.1.12.- Diagrama panel de control de equipo triaxial de altas presiones



Fig. Anexo A.1.13.- Panel de equipo triaxial de altas presiones

## Anexo A.1.2.- Sistema de Adquisición de Datos

La *Adquisición de Datos* o *Data Acquisition (DAQ)* implica la recopilación de señales desde fuentes de medición (transductores) y digitalización de señal para su almacenamiento, análisis y presentación en computador personal.

La gran mayoría de los sistemas de adquisición de datos están basados en el uso de computadores y son utilizados en un amplio rango de aplicaciones. En laboratorio, en terreno y plantas de fabricación, estos sistemas entregan una buena precisión para la medición de señales de voltaje. Sin embargo, muchos transductores requieren un acondicionamiento de señal, previo a la medición de datos para poder adquirir precisamente la señal entregada.

Un esquema simplificado de sistema de adquisición de datos con acondicionador de señal es presentado en la Fig. Anexo A.1.14. Donde el proceso de medición de un fenómeno físico es mediante un dispositivo transductor, el cual es excitado por un acondicionador de señal y a su vez este recibe la respuesta analógica acondicionada del fenómeno. Luego, esta medición analógica es enviada a un computador mediante una tarjeta de adquisición de datos que recibe la medida analógica y la convierte en una digital, siendo ésta última registrada por un computador.

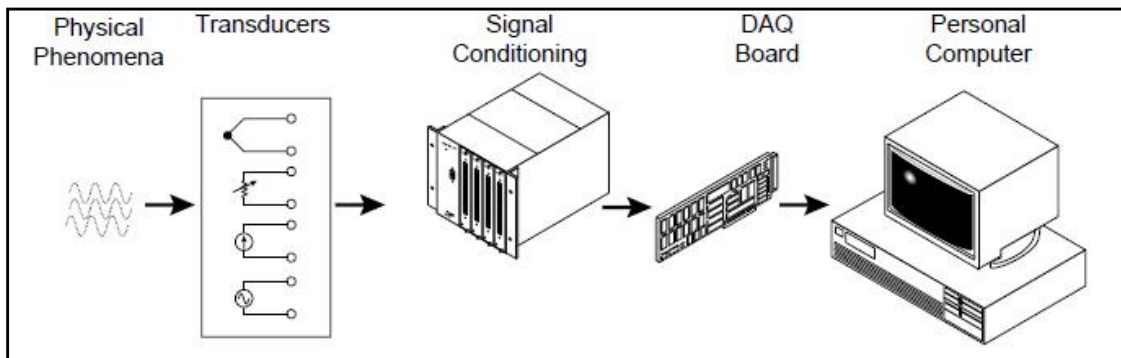


Fig. Anexo A.1.14.- Esquema general sistema de adquisición de datos basado en el uso de PC. (National Instruments, 1997)

Para el desarrollo del equipo triaxial de altas presiones, se utilizarán los instrumentos de medición o transductores indicados en la Tabla Anexo A.1.3.

Tabla Anexo A.1.3.- Transductores equipo triaxial altas presiones

Fenómeno Físico	Transductor
Desplazamientos	Transductor de Desplazamiento (LVDT)
Presión de Poros	Transductores de Presión (PT)
Carga	Celdas de Cargas (LC)
Cambio Volumétrico	Transductor de Presión Diferencial (DPT)

#### Anexo A.1.2.1.- Transductores

Los transductores corresponden a dispositivos que transforman un tipo de fenómeno físico, como temperatura, presión, carga o desplazamiento en otro. Los transductores más comunes convierten magnitudes físicas en magnitudes eléctricas, como voltaje o resistencia y pueden ser del tipo Strain-Gage, High Level V/mA, Termocupla o RTD, entre otros.

A continuación se presentan los transductores empleados en esta investigación:

- *Transductor de Desplazamiento (LVDT)*

El *Transductor de Desplazamiento* o *Linear Voltage Differential Transformer (LVDT)*, como su nombre lo indica, corresponde a un instrumento que mide desplazamiento. En este caso se utilizará fijo al sistema de carga y variando con respecto al pistón de carga, por lo que medirá el desplazamiento axial representativo de la probeta.

Con limitantes para la elección de este transductor como largo de medida, medición en compresión y extensión y precisión, se optó por utilizar el transductor de desplazamiento modelo JEC-AG DC-DC Long Stroke, de la marca Honeywell – Sensotec, que corresponde a un transductor del tipo High Level. Este transductor tiene las características presentadas en la Tabla Anexo A.1.4.

Tabla Anexo A.1.4.- Características transductor de desplazamiento

Transductor	Transductor de Desplazamiento
Modelo	Modelo JEC-AG DC DC
Rango de Desplazamiento	±50.8 mm
Linealidad	±0.1 % full scale
Output sensitivity	±5 VDC
Efecto de Temperatura, cero	0.006 % full scale / °F
Voltaje de Excitación	40 Vdc

- *Transductor de Presión (TP)*

El *Transductor de Presión* o *Pressure Transducer (TP)*, corresponde a un instrumento que mide presión de agua o aire. En este caso se utilizaran para la medición de presión de cámara, contrapresión y presión de poros, dependiendo el tipo de ensayos o procedimientos.

Para elección del tipo de transductor se tuvo como limitante el rango de presiones en que se realizarán los ensayos, en este caso de 0 a 50 kg/cm<sup>2</sup>. Con esto se opto por utilizar tres transductores de presión modelo A-205 Flush Diaphragm, de la marca Honeywell – Sensotec, que corresponde a un transductor del tipo Strain Gage. Con lo anterior, las especificaciones de los transductores utilizados son las presentadas en la Tabla Anexo A.1.5.

Tabla Anexo A.1.5.- Características transductor de presión

Transductor	Transductor de Presión
Modelo	Modelo A-205 Flush Diaphragm CL / CT / DJ
Rango de Carga	200 / 750 / 1500 psi
Linealidad	±0.5 % full scale
Histéresis	±0.5 % full scale
Non- Repeatability	±0.1 % full scale
Output	2 mV/V
Resolución	Infinita
Efecto de Temperatura, cero	0.01 % full scale / °F
Voltaje de Excitación	5 Vdc

- *Celdas de Carga (LC)*

La *Celda de Carga* o *Load Cell (LC)*, corresponde a un instrumento que mide fuerza o carga. En este caso se utilizará solidaria al pistón de carga, midiendo la fuerza axial que se aplica a la probeta de suelo.

Las limitantes en la elección de las celdas de cargas corresponden a magnitud de carga axial, medición en compresión y extensión, precisión del instrumento y capacidad y precisión de la celda bajo agua a presión, a fin de evitar roce de pistón. Con lo anterior, se optó por una celda de carga del tipo sumergible y una celda externa, de la marca Honeywell – Sensotec, que corresponde a un transductor del tipo Strain Gage. Las especificaciones de los transductores utilizados son las presentadas en las Tabla Anexo A.1.6. y Tabla Anexo A.1.7.



Tabla Anexo A.1.6.- Características celda de carga sumergible

Transductor	Celda de Carga
Modelo	Modelo 31 – Sumergible – DN
Rango de Carga	3000 lbs
Linealidad	±0.2 % full scale
Histéresis	±0.2 % full scale
Non- Repeatability	±0.05 % full scale
Tolerance on output	2 mV/V
Resolución	Infinita
Efecto de Temperatura, cero	0.005 % full scale / °F
Voltage de Excitación	10 Vdc

Tabla Anexo A.1.7.- Características celda de carga externa

Transductor	Celda de Carga
Modelo	Modelo 47 – Externa –EM
Rango de Carga	25000 lbs
Linealidad	±0.04 % full scale
Histéresis	±0.05 % full scale
Non- Repeatability	±0.01 % full scale
Tolerance on output	2 mV/V
Creep en 20 min (máx)	0.01%
Efecto de Temperatura, cero	0.0008 % full scale / °F
Voltage de Excitación	10 Vdc

- *Transductor de presión diferencial (DPT)*

El *Transductor de Presión Diferencial o Differential Pressure Transducer (DPT)*, corresponde a un instrumento que mide diferencias de presión entre sus entradas. En este caso se utilizará para la medición del cambio volumétrico, como altura de columna de agua, de acuerdo a lo indicado en Aplicación de Contrapresión y Medición de Cambio Volumétrico.

La principal limitante en la selección del tipo de transductor corresponde al rango de precisión de la medida de volumen a registrar, en este caso de 0.01 cc, para un diámetro constante de 3 cm de bureta interior. Con esto se optó por utilizar el transductor de presión diferencial modelo PDU 500 GA, de la marca Kyowa, que corresponde a un transductor del tipo Strain Gage, cuyas principales características se presentan en la Tabla Anexo A.1.8.

Tabla Anexo A.1.8.- Características transductor de presión diferencial

Transductor	Transductor de Presión Diferencial
Modelo	PDU-500 GA
Rango de Presión	0.5 a 305 kg/cm <sup>2</sup>
Linealidad	±0.2 % full scale
Histéresis	±0.2 % full scale
Output	1.5 mV/V
Efecto de Temperatura, cero	0.01 % full scale / °F
Voltaje de Excitación	1 a 10 Vdc

En la Fig. Anexo A.1.15. se presentan los instrumentos utilizados en el equipo triaxial de altas presiones y en esta investigación.

### 3.- Equipo Triaxial de Altas Presiones

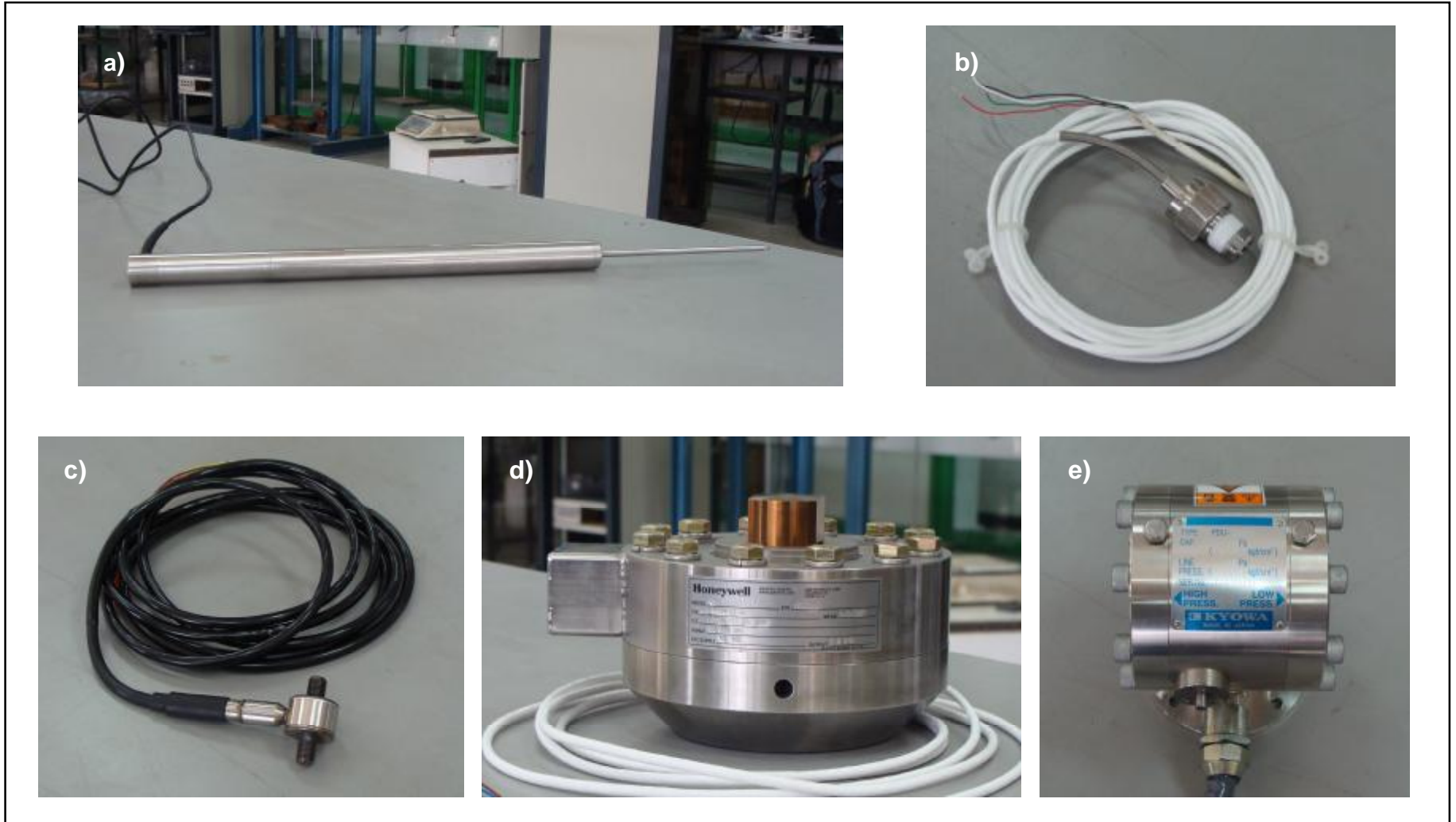


Fig. Anexo A.1.15.- Instrumentos utilizados en equipo triaxial altas presiones. a) Transductor de desplazamiento. b) Transductor de presión. c) Celda de carga sumergible. d) Celda de carga externa. e) Transductor de presión diferencial.

Anexo A.1.2.2.- Acondicionador de Señal, Tarjeta de Conversión Análoga Digital y Programa Adquisición Datos

A continuación se presentan las componentes restantes del sistema de adquisición de datos.

Anexo A.1.2.1.- Acondicionador de Señal

La unidad acondicionadora de señal corresponde a un equipo que tiene como objetivo mejorar la calidad, precisión y rendimiento del sistema de adquisición de datos.

Dependiendo de la precisión y rango de medición, algunos transductores generan señales difíciles o peligrosas de medir directamente con la tarjeta de adquisición de datos, por ejemplo, altos voltajes y entornos ruidosos. Con lo anterior, se optó por utilizar un equipo acondicionador de señal de la misma marca que los transductores mencionados, Honeywell – Sensotec, esto a fin de evitar problemas de compatibilidad. Las principales características del acondicionador de señal se presentan en la Tabla Anexo A.1.9.

Tabla Anexo A.1.9.- Características acondicionador de señal y visor transductores

Unidad Acondicionadora de Señal y Visor Transductores	
Modelo	SC 2000
Cantidad de Canales	4
Tipos de Transductores	Strain Gage, High Level, RTD y AC/AC LVDT
Tarjetas disponibles	3 Strain Gage y 1 High Level
Rangos de Voltaje Programable	0.5 mV/V a 11 mV/V en Strain Gage ± 5 Vdc a ± 10 Vdc en AC/AC LVDT
Frecuencia Respuesta	2 a 800 Hz, seleccionable en el campo
Resolución	13 Bits
Isolación	500 V
Excitación Transductor	5 Vdc o 10 Vdc en Strain Gage ± 15 Vdc, 28 Vdc o 12 Vdc en High Level

Anexo A.1.2.2.- Tarjeta de conversión análoga digital

La *Tarjeta de Conversión Análoga Digital* o *A/D Converter* corresponde a un dispositivo que convierte señales continuas en números digitales discretos, lo cual permite el manejo y almacenamiento de los registros obtenidos. En este caso, el conversor análogo digital convierte un voltaje análogo de entrada a un número digital de salida, el cual es proporcional a la magnitud del voltaje de entrada. La salida digital, por lo general, corresponde a un código binario que es registrado por el computador.

En esta investigación se utilizó una tarjeta de conversión análoga digital marca National Instruments, cuyas características son presentadas en la Tabla Anexo A.1.10.

Tabla Anexo A.1.10.- Características tarjeta de conversión análoga digital

Unidad Acondicionadora de Señal y Visor Transductores	
Modelo	PCI – 6014
Entradas Análogas	16
Resolución de Entrada	16 Bits
Tasa de Muestreo	200 kS/s
Rangos de Voltaje de Entrada	$\pm 0.05$ a $\pm 10$ V
Salidas Análogas	2
Resolución de Salida	16 Bits

Se debe destacar que esta tarjeta de conversión análoga digital es compatible con la plataforma de adquisición de datos LabView.

### Anexo A.1.2.3.- Programa adquisición de datos

Dependiendo del tipo de ensayo, estático o cíclico, la adquisición y registro de datos se realiza mediante dos programas elaborados en LabView. LabView es una plataforma ideada por National Instruments que corresponde a un lenguaje de programación gráfica que utiliza iconos para crear aplicaciones. Mediante la rutina incorporada *DAQ Assistant*, se tiene acceso a salida digital que entrega la tarjeta de conversión analógica digital, pudiendo así almacenar y manejar datos. DAQ Assistant tiene la opción de manejar el voltaje en que se entrega la señal analógica del acondicionador de señal y tasa de muestreo, entre otros.

En el caso de ensayos del tipo estático, se utiliza un programa que tiene la capacidad registrar simultáneamente las lecturas de la celda de carga, dos transductores de presión (presión de cámara y presión de poros o DPT) y transductor de deformación. Para los ensayos realizados se registraron los datos mediante dos archivos: el primero que obtiene todo el registro con una frecuencia de muestreo de 10 muestras por segundo y el segundo que obtiene un registro promedio con una frecuencia de 1 muestra por segundo.

En el caso de ensayos del tipo cíclico, se utiliza un programa que tiene características similares al anterior más la opción de agregar una señal sinusoidal, la cual es seguida solidariamente a fin de poder obtener los ciclos de carga y descarga. Este programa permite ingresar la amplitud y periodo de la sinusoidal a reproducir. Para los ensayos cíclicos realizados se utilizó una frecuencia de 1 ciclo por minuto, para lo cual se registraron dos archivos: uno con una tasa de muestreo de 300 muestras por segundo y 10 muestras por segundo, para el registro completo y promedio, respectivamente.

En la Fig. Anexo A.1.16., se presentan imágenes del acondicionador de señal, tarjeta de conversión analógica digital e interfaz grafica del programa de adquisición de datos.



Fig. Anexo A.1.16.- Imágenes a) Acondicionador de señal. b) Tarjeta de conversión analógica digital. c) Interfaz programa de adquisición de datos

La American Society for Testing Materials, (ASTM), a través de su norma D3999-91 (03) "Standard Test Methods for Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus", entrega los requisitos mínimos de adquisición de datos para ensayos triaxiales cíclicos. Estos requisitos se presentan la Fig. Anexo A.1.17.

TABLE 1 Data Acquisition, Minimum Response Characteristics for Cyclic Triaxial Strength Tests

	Load Cell	Displacement Transducer (LVDT) <sup>a</sup>	Pore Pressure
1. Analog Recorders			
Recording speeds: 0.5 to 50 cm/s (0.2 to 20 in./s)			
System accuracy (including linearity and hysteresis): 0.5 % <sup>a</sup>			
Frequency response: 100 Hz			
2. Digital Recorders			
Minimum Sampling Rate: 40 data points per cycle			
3. Measurement Transducers			
Minimum sensitivity, mv/v	2	0.2 mv/0.025 mm/v (AC LVDT) 5 MV/0.025 MM/V (DC LVDT)	2
Nonlinearity, % full scale	±0.25	±0.25	±0.5
Hysteresis, % full scale	±0.25	0.0	±0.5
Repeatability, % full scale	±0.10	±0.01	±0.5
Thermal effects on zero shift or sensitivity	±0.005	...	±0.02
% of full scale/°C (°F)	(±0.025)	...	(±0.01)
Maximum deflection at full rated value in mm (in.)	0.125 (0.005)	...	...
Volume change characteristics (cu in./psi)	...	...	1.0 × 10 <sup>-4</sup>

Fig. Anexo A.1.17.- Requisitos mínimos adquisición de datos equipos triaxiales cíclicos. (ASTM, 2003)

De acuerdo a la información de los instrumentos y tasas de muestreo, el sistema de adquisición de datos del equipo triaxial de altas presiones, satisface ampliamente los requisitos mínimos de los ensayos triaxiales estáticos y cíclicos sugeridos por ASTM.



### Anexo A.1.3.- Verificación de Equipo Triaxial

La verificación del equipo triaxial de altas presiones corresponde a una calibración previa de transductores y dispositivos electrónicos, así como ensayos de verificación; todo esto a fin de validar los resultados de esta investigación.

#### Anexo A.1.3.1.- Calibración de Transductores

La calibración corresponde a la relación directa entre la medición física y el voltaje de salida del transductor. En este caso se comparó el patrón físico con la lectura del display de transductores en voltaje escalado.

A continuación se presentan los resultados de calibración para los transductores de desplazamiento, presión, celdas de carga y transductor diferencial de presión.

##### - *Calibración Transductor de Desplazamiento (LVDT)*

La calibración del transductor de desplazamiento (LVDT) se realizó utilizando un dial y un transductor de deformación ya calibrados como unidades patrón. Estos serán adosados solidariamente al transductor de desplazamiento a utilizar, con lo que esta configuración se ubicará en el marco triaxial de deformación controlada, ver Fig. Anexo A.1.18. Con lo anterior, se registra la respuesta del transductor de deformación para las diversas deformaciones medidas con las unidades patrón.

Los resultados de esta calibración se presentan en la Fig. Anexo A.1.19., en donde se observa una relación lineal, con un excelente coeficiente de correlación tanto para compresión como extensión.



Fig. Anexo A.1.18.- Configuración calibración transductor de desplazamiento

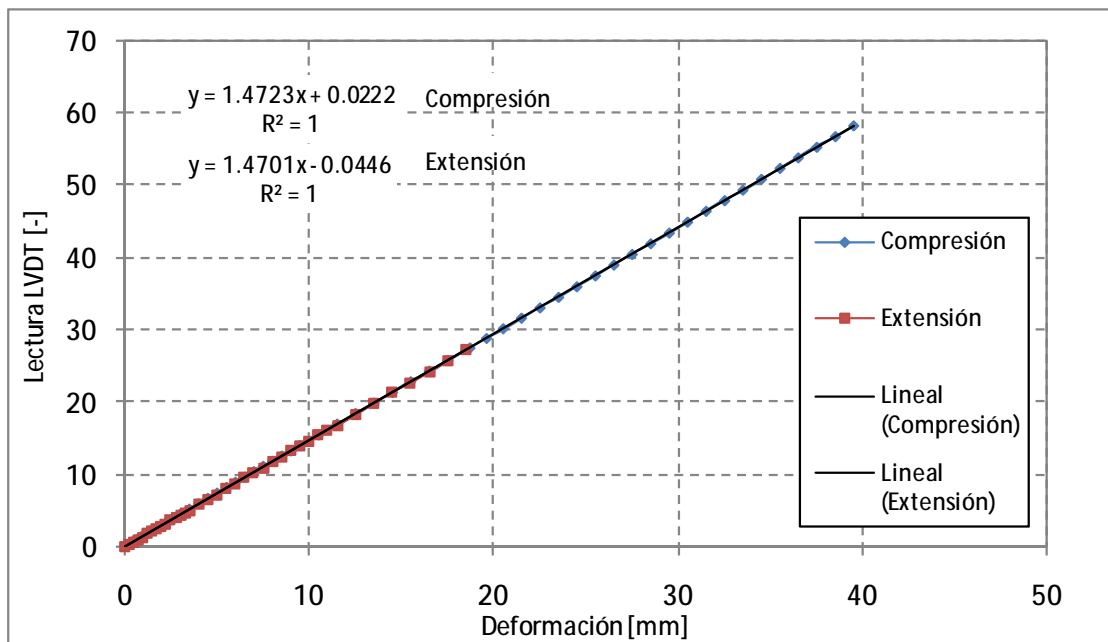


Fig. Anexo A.1.19.- Resultados calibración transductor de desplazamiento

- Calibración Transductores de Presión (TP)

La calibración de los transductores de presión (TP) se realizó a diversos rangos de presiones utilizando como unidades patrón los paneles de presión del Laboratorio de Sólidos (MECESUP), con un rango de presión de 0 a 7 kg/cm<sup>2</sup> y dos paneles de presión de la sección Geotecnia de IDIEM, con un rango de presiones de 0 a 15 kg/cm<sup>2</sup> y 0 a 30 kg/cm<sup>2</sup>.

Dependiendo de la capacidad de cada transductor de presión (200, 750 y 1500 psi), se calibraron simultáneamente los transductores para estos tres paneles mencionados. La disposición general corresponde a una entrada (unidad patrón) y dos o tres transductores de presión a calibrar, tal como se esquematiza en la Fig. Anexo A.1.20.

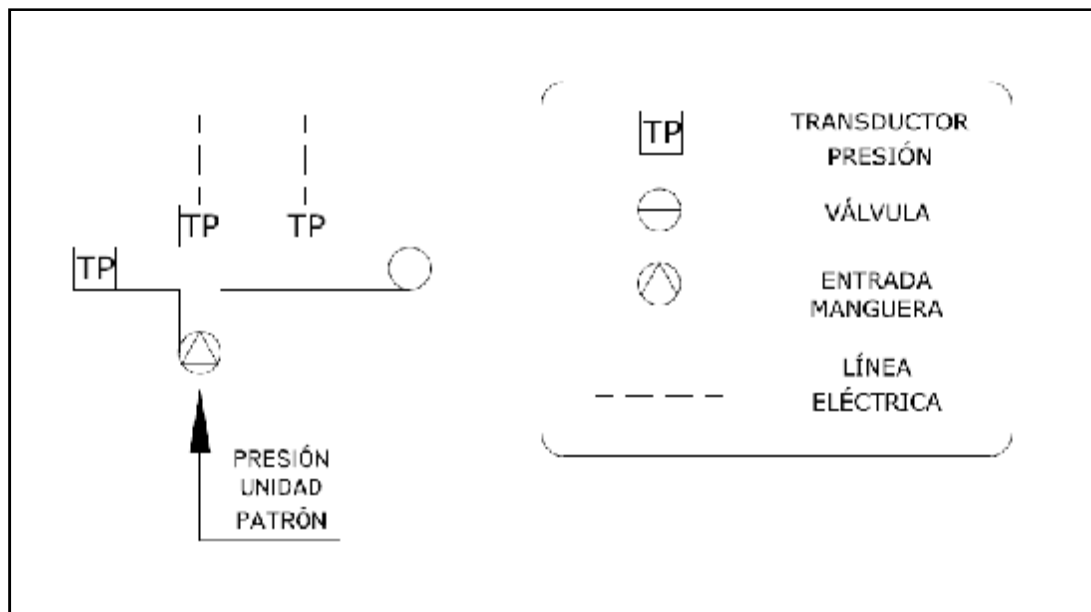


Fig. Anexo A.1.20.- Esquema calibración transductores de presión

Con lo anterior, los resultados de las calibraciones según los distintos paneles de presión como unidad patrón son presentados en las Fig. Anexo A.1.21., Fig. Anexo A.1.22. y Fig. Anexo A.1.23.

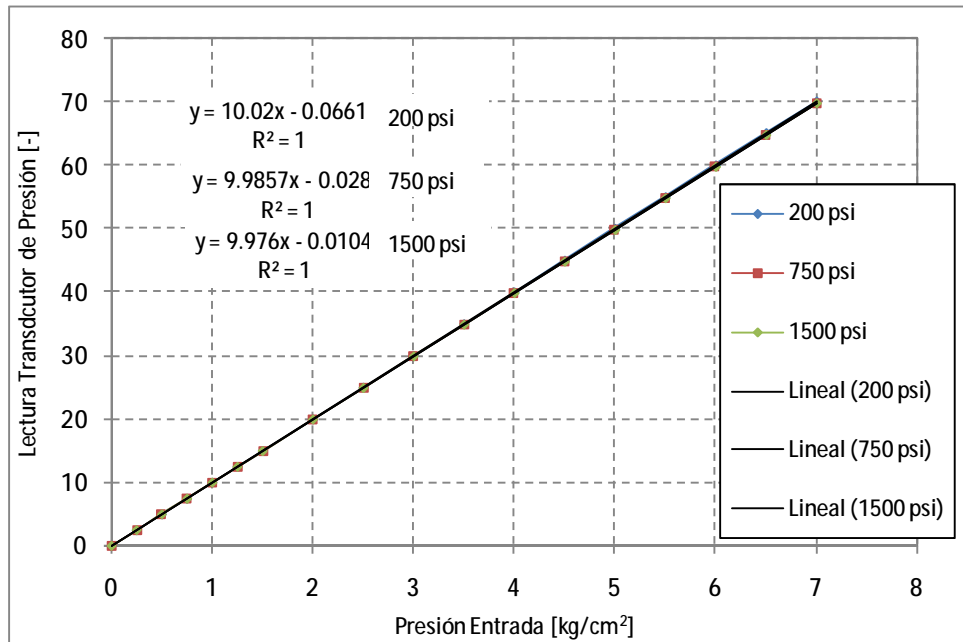


Fig. Anexo A.1.21.- Resultados calibración transductores de presión panel patrón 0 a 7 kg/cm<sup>2</sup>

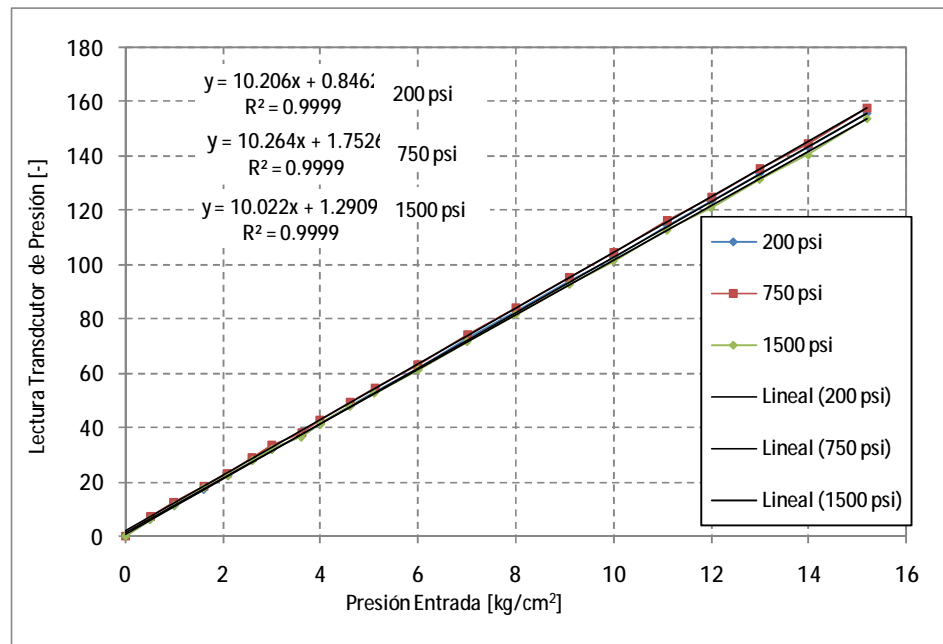


Fig. Anexo A.1.22.- Resultados calibración transductores de presión panel patrón 0 a 15 kg/cm<sup>2</sup>

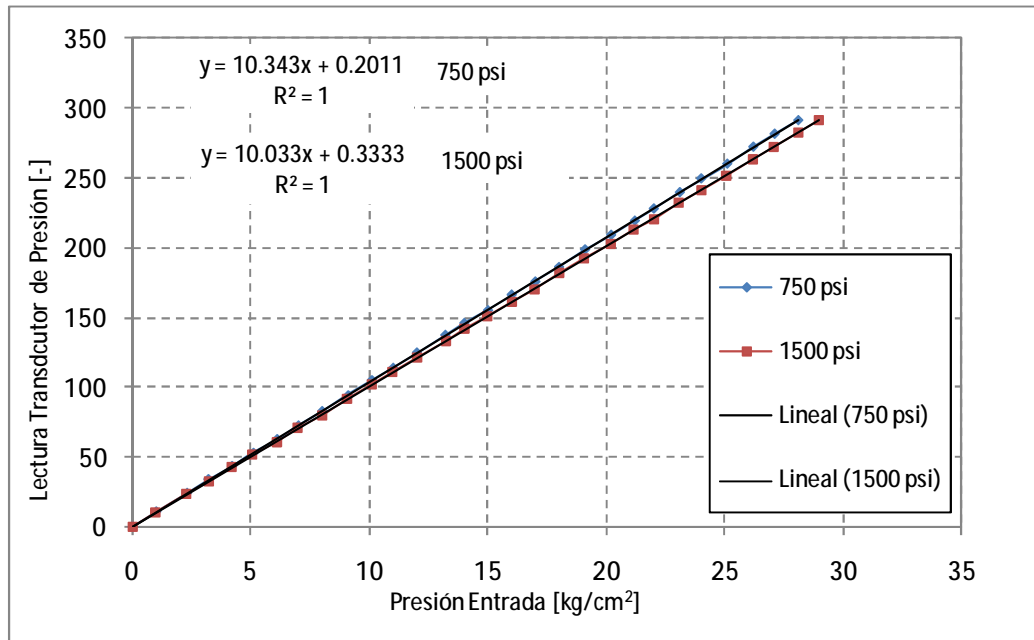


Fig. Anexo A.1.23.- Resultados calibración transductores de presión panel patrón 0 a 30 kg/cm<sup>2</sup>

De lo anterior se observa que las calibraciones entregan resultados muy similares para los tres transductores de presión, así como excelentes factores de correlación, sin embargo para cada instrumento será necesario distinta calibración.

Es importante destacar que el máximo rango de presiones en que se obtuvieron las calibraciones es de 0 a 30 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que tuvo que ser necesario extrapolar los resultados hasta 60 kg/cm<sup>2</sup> pues se carece de una unidad patrón de esa magnitud.

- *Calibración Celdas de Carga (LC)*

Dependiendo de la capacidad de cada celda de carga, las calibraciones fueron realizadas de dos formas: la primera, se calibró la celda de carga externa mediante un anillo de carga (unidad patrón IDIEM) para compresión y extensión en un rango de carga de 0 a 8000 kgf; la segunda, corresponde a la calibración de la celda de carga sumergible, que se realizó a tres presiones de confinamiento utilizando como unidad patrón la celda de carga externa.

En las Fig. Anexo A.1.24. y Fig. Anexo A.1.25. se presenta la configuración para la calibración de la celda de carga externa y resultados de dicho análisis, respectivamente.



Fig. Anexo A.1.24.- Configuración calibración celda de carga externa

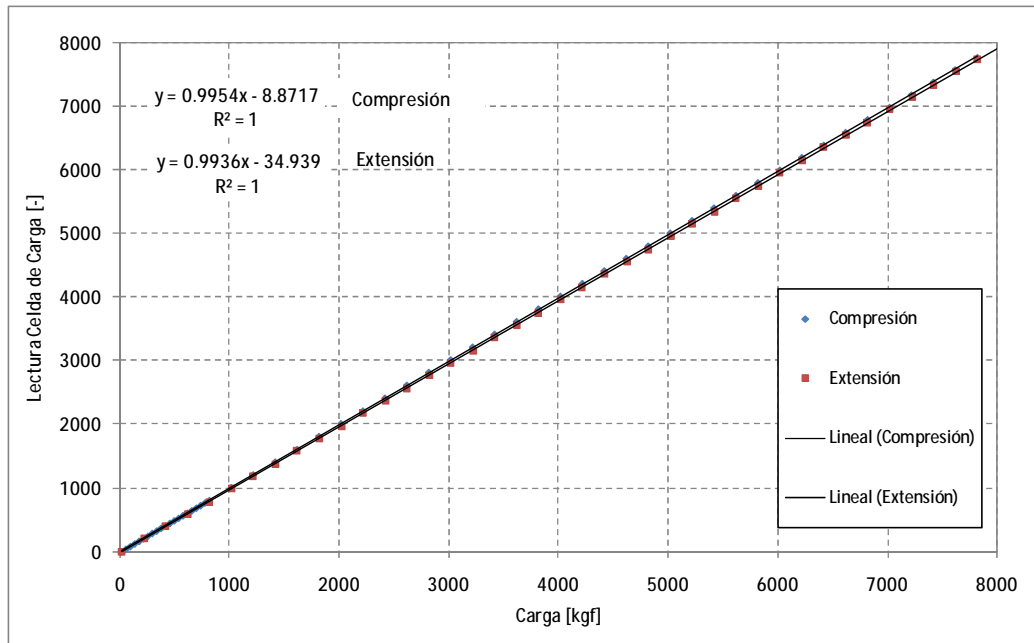


Fig. Anexo A.1.25.- Resultados calibración celda de carga externa en compresión y extensión

En las Fig. Anexo A.1.26. y Fig. Anexo A.1.27. se presentan los resultados de la calibración de la celda de carga sumergible para presiones de confinamiento de 0, 20 y 35 kg/cm<sup>2</sup>, en compresión y extensión, respectivamente.

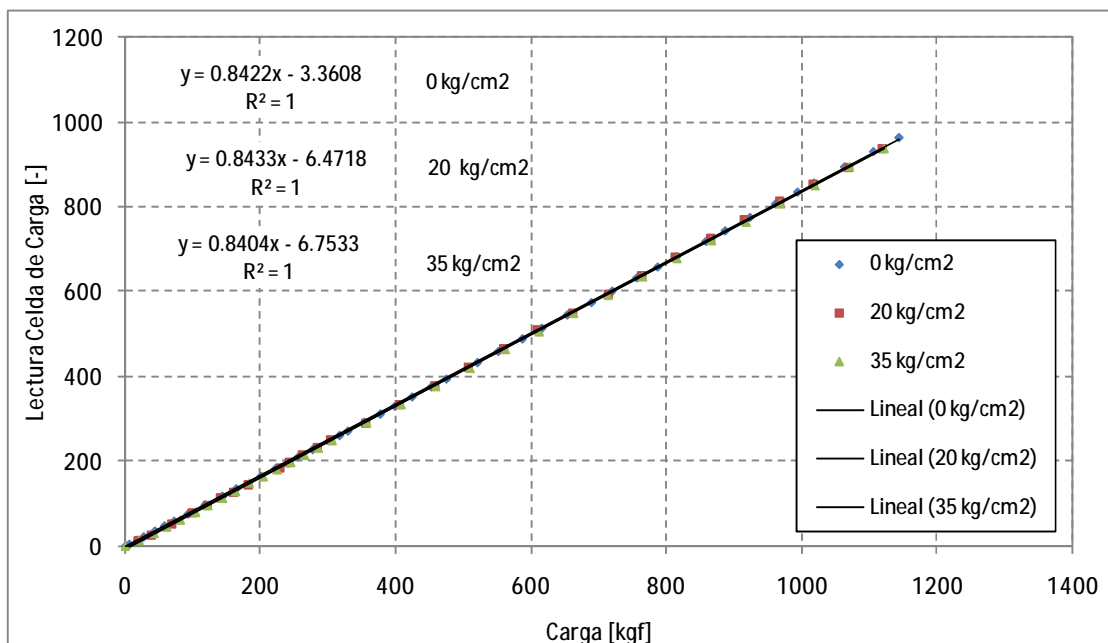


Fig. Anexo A.1.26.- Resultados calibración celda de carga sumergible en compresión para diversas presiones

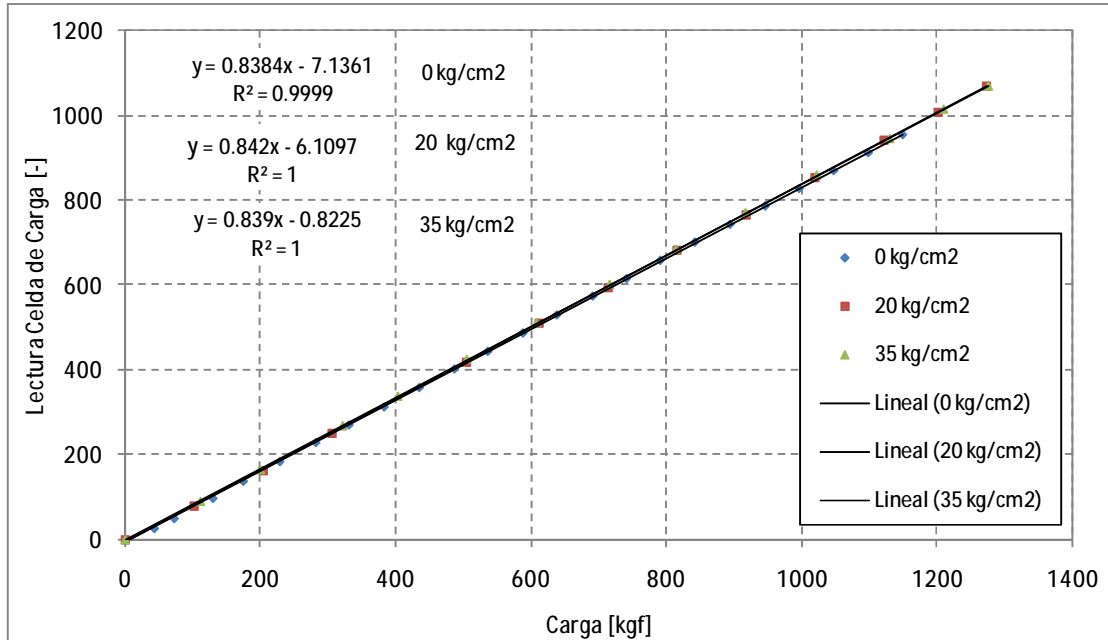


Fig. Anexo A.1.27.- Resultados calibración celda de carga sumergible en extensión para diversas presiones

De los resultados obtenidos para la calibración, se tiene para ambas celdas excelentes factores de correlación. En el caso particular de la celda sumergible se observa una independencia de la respuesta en términos de la presión de confinamiento.

- *Calibración Transductor Diferencial de Presión (DPT)*

La calibración del transductor diferencial de presión se realizó igualando las presiones en las dos buretas del panel del equipo triaxial, para luego hacer variar la altura de la bureta interior graduada de 3 cm de diámetro. Con lo anterior, es posible obtener el cambio volumétrico en función del registro de datos del transductor diferencial.

En la Fig. Anexo A.1.28. se presenta la configuración para la calibración y en la Fig. Anexo A.1.29. se presentan los resultados de esta calibración presiones 0, 1, 4 y 7 kg/cm<sup>2</sup>, que serán presiones asociadas a contrapresión. Se observa que la respuesta es independiente de la contrapresión aplicada y se obtiene un excelente factor de correlación.





Fig. Anexo A.1.28.- Configuración calibración transductor de presión diferencial

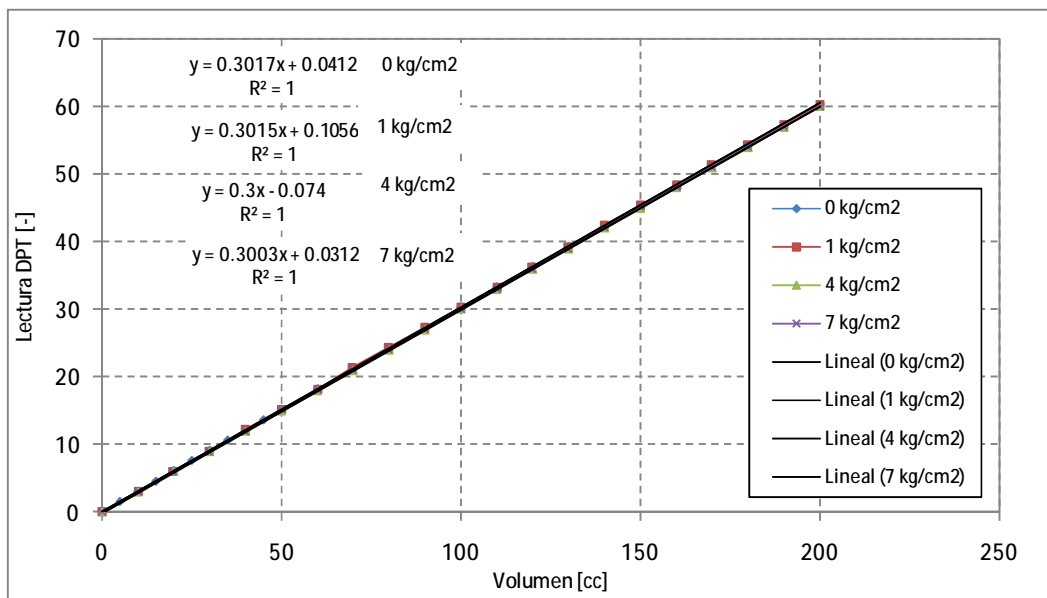


Fig. Anexo A.1.29.- Resultados calibración transductor de presión diferencial para diversas presiones

Anexo A.1.3.2.- Ensayos de Verificación

Como validación del equipo triaxial desarrollado en esta investigación se ha utilizado una serie de ensayos triaxiales estáticos CIU ejecutados con el equipo, con presiones de confinamiento de 5, 10 y 20 kg/cm<sup>2</sup>. El material de ensayo corresponde a arena de relaves del tranque “El Torito”, que corresponde a la misma utilizada en esta investigación. La serie fue ensayada a una densidad relativa inicial de 60%.

Los resultados de esta serie se muestran en las Fig. Anexo A.1.30. y Fig. Anexo A.1.31. En la Fig. Anexo A.1.30.a) se presenta el comportamiento tensión – deformación y en la Fig. Anexo A.1.30.b) variación de presión de poros – deformación, donde se observa un comportamiento similar a lo reportado en la literatura internacional.

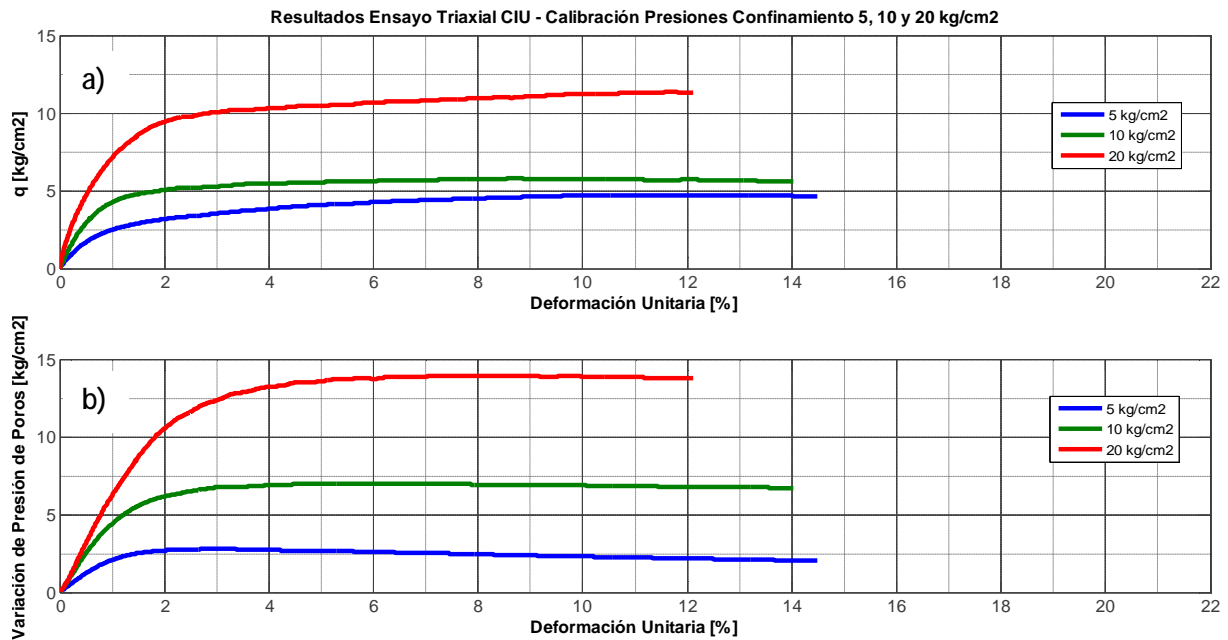


Fig. Anexo A.1.30.- Resultados ensayos triaxiales CIU. a) Respuesta tensión – deformación. b) Variación de presión de poros – deformación

En la Fig. Anexo A.1.31. se presenta la repuesta en términos de trayectoria de tensiones efectivas, donde se observa que se alcanza el estado último con un ángulo de fricción de 40° y cohesión nula. También se observa que para esta densidad relativa a una presión de 5 kg/cm<sup>2</sup>, el comportamiento es dilatante y a medida que se aumenta la presión de confinamiento empieza a contraer. Lo anterior se ajusta a lo presentado en las curvas tensión y variación de presión de poros – deformación, Fig. Anexo A.1.30.

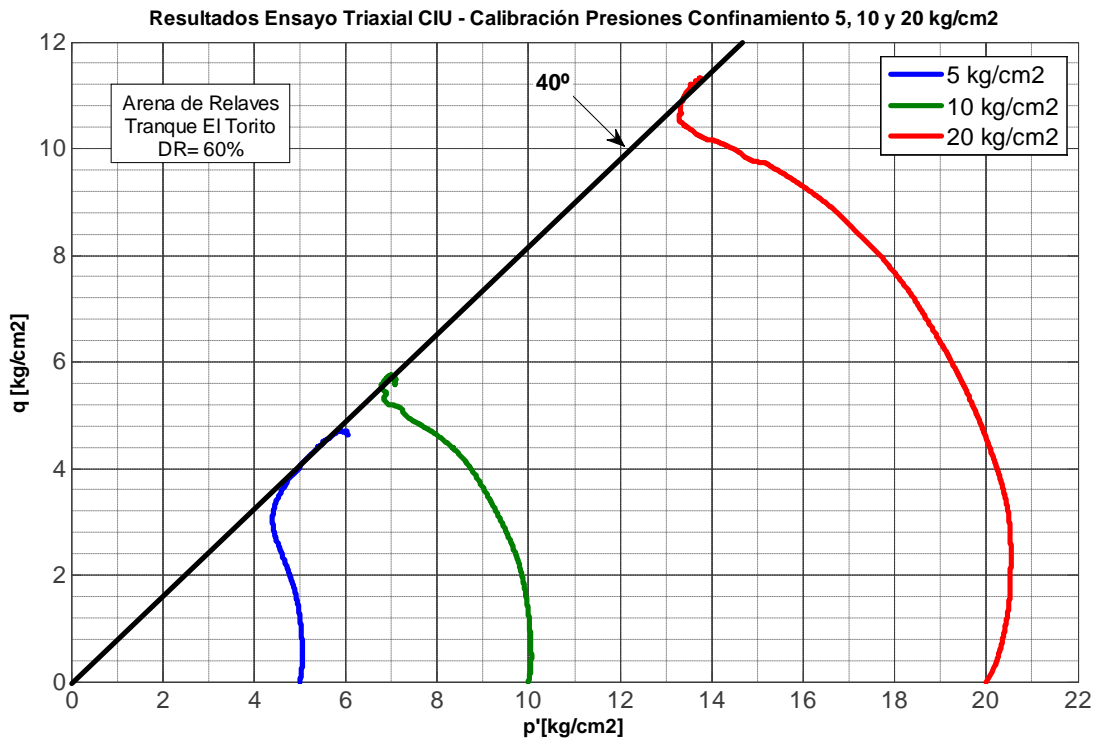


Fig. Anexo A.1.31.- Resultados ensayos triaxiales CIU. Respuesta trayectoria de tensiones efectivas

Para la verificación de respuesta cíclica, se realizaron ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotrópamente con presiones de confinamiento de 5 y 20 kg/cm<sup>2</sup> y razón de tensiones cíclicas de 0.25 y 0.21, respectivamente. Estos ensayos se realizaron a una densidad relativa de 60% y son presentados en las Fig. Anexo A.1.32. y Fig. Anexo A.1.33., para presión de confinamiento de 5 kg/cm<sup>2</sup> y Fig. Anexo A.1.34. y Fig. Anexo A.1.35. para 20 kg/cm<sup>2</sup>. Se observa que este comportamiento cíclico coincide con los resultados reportados en la literatura internacional. Se observa un paulatino incremento en la variación de presión de poros y deformaciones a medida que aumentan los ciclos de carga y descarga. También se observa que se alcanza la condición de licuación en términos de movilidad cíclica, pues la variación de presión de poros iguala la presión de confinamiento y se tiene una pérdida de rigidez reflejada en grandes deformaciones y disminución del modulo de deformación, Fig. Anexo A.1.33. y Fig. Anexo A.1.35.

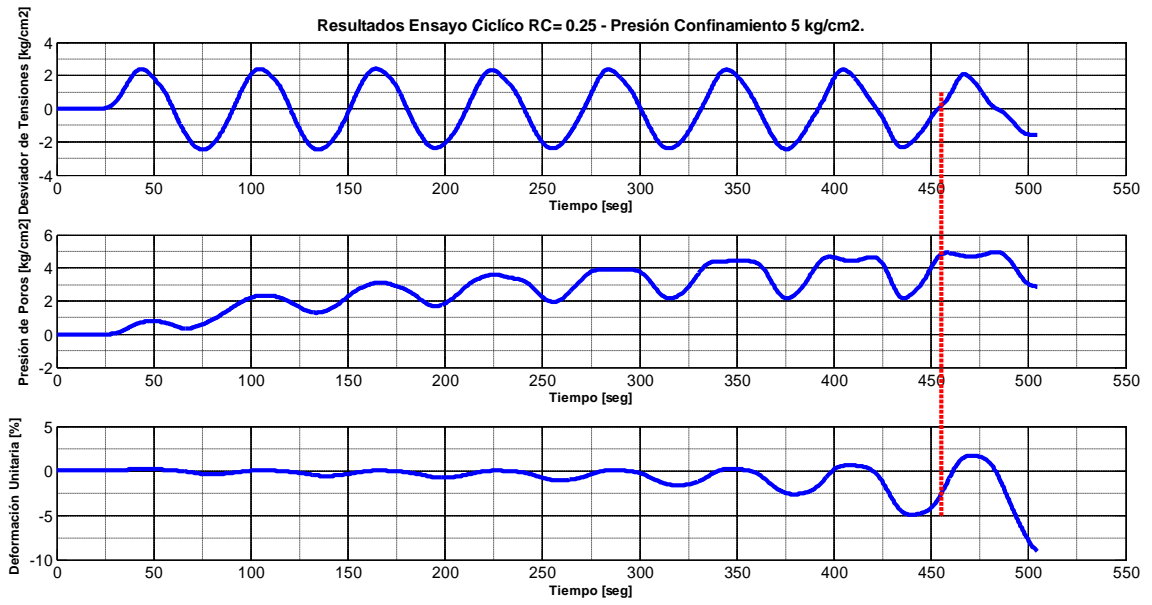


Fig. Anexo A.1.32.- Resultados Ensayo Triaxial Cíclico  $R_c=0.25$ ,  $s_0' = 5 \text{ kg/cm}^2$ .

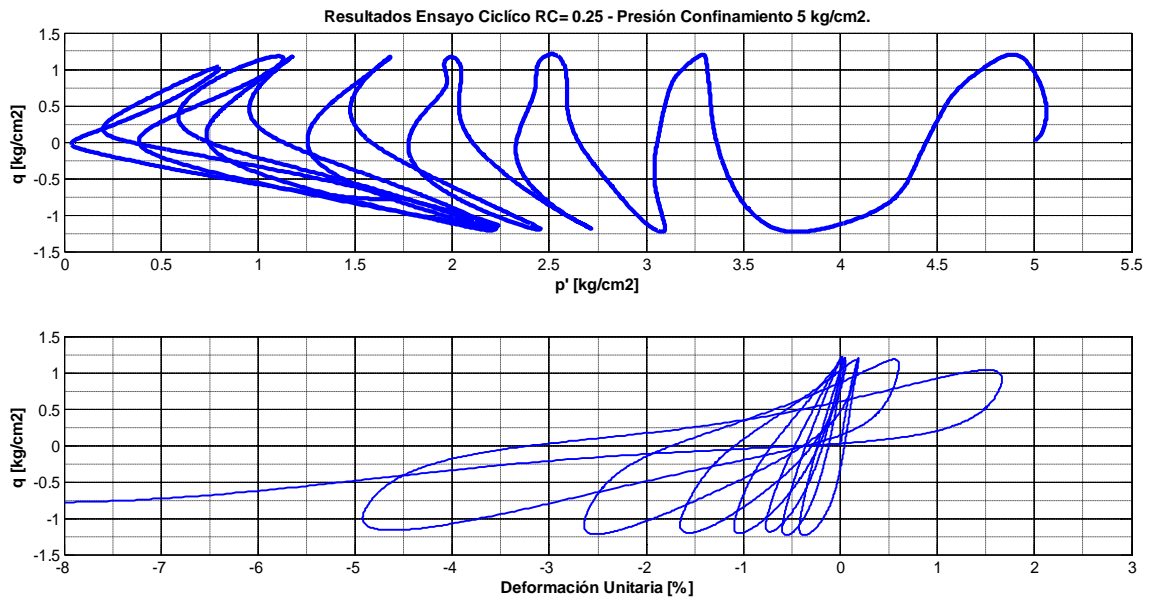


Fig. Anexo A.1.33.- Resultados Ensayo Cíclico  $R_c=0.25$ ,  $s_0' = 5 \text{ kg/cm}^2$ . q-p' y q- e.

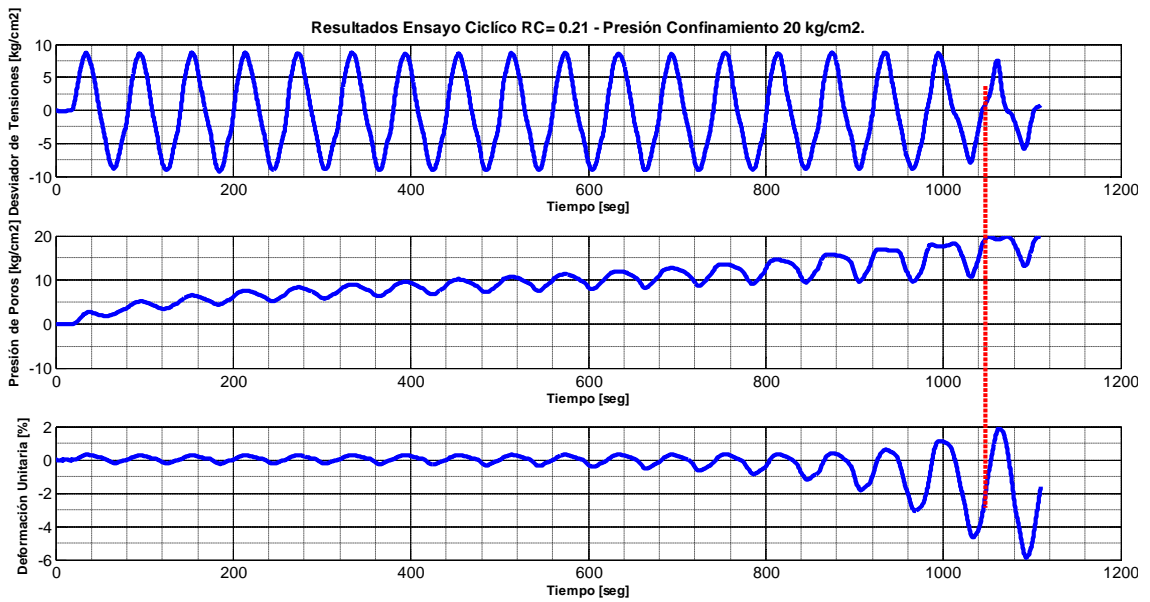


Fig. Anexo A.1.34.- Resultados Ensayo Triaxial Cíclico  $R_c=0.21$ ,  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ .

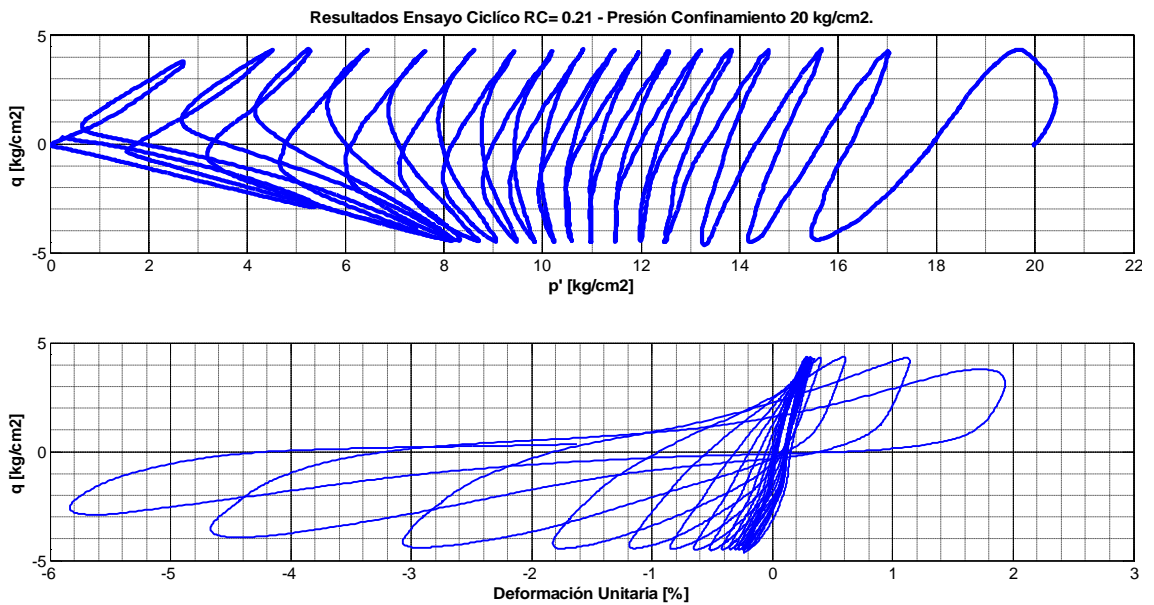


Fig. Anexo A.1.35.- Resultados Ensayo Cíclico  $R_c=0.21$ ,  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ . q-p' y q- e.

## **ANEXO A.2: MEMORIA DE CALCULO EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES**

ANEXO A.2.1: CAMARA TRIAXIAL

**CÁLCULO PIEZAS CÁMARA TRIAXIAL**

Propiedades Acero Inoxidable 316L

$$f_y := 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tensión de Fluencia}$$

$$f_y = 2039.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_r := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tensión de Rotura}$$

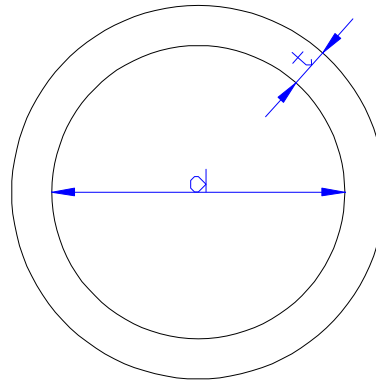
$$f_r = 5098.58 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**Cálculo Cámara**

$$d := 260\text{mm}$$

$$t := 20\text{mm}$$

$$\sigma_c := 60 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Presión de cámara}$$



Para Pared Gruesa:

$$a := \frac{d}{2} \quad a = 13\text{cm}$$

$$b := \frac{d}{2} + t \quad b = 15\text{cm}$$

$$\sigma(r) := \left( \frac{a^2 \cdot \sigma_c}{b^2 - a^2} \right) \left( 1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad \sigma(a) = 422.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_r(r) := \left( \frac{a^2 \cdot \sigma_c}{b^2 - a^2} \right) \left( 1 - \frac{b^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_r(a) = -60 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma := \sqrt{\sigma_t(a)^2 + \sigma_r(a)^2}$$

$$\sigma = 426.39 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_1 := \sigma_t(a)$$

$$\sigma_3 := \sigma_r(a)$$

$$\sigma_2 := \sigma_r(a)$$

$$\sigma_{\text{von\_Misses}} := \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}}$$

$$\sigma_{\text{von\_Misses}} = 482.14 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{FS}_{\text{cam\_fluencia}} := \frac{f_y}{\sigma_{\text{von\_Misses}}}$$

$$\text{FS}_{\text{cam\_fluencia}} = 4.23$$

$$\text{FS}_{\text{cam\_rotura}} := \frac{f_r}{\sigma}$$

$$\text{FS}_{\text{cam\_rotura}} = 11.96$$



**Cálculo barras soporte tapa superior**

$$P := \sigma_c \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} \quad \text{Presión Tapa superior}$$

$$P = 35.11 \cdot \text{tonf}$$

$$d_b := 35\text{mm} \quad \text{Díametro barras soporte}$$

$$\sigma_b := \frac{\left(\frac{P}{3}\right)}{\pi \cdot \frac{d_b^2}{4}} \quad \text{Tensión solicitante sobre barras}$$

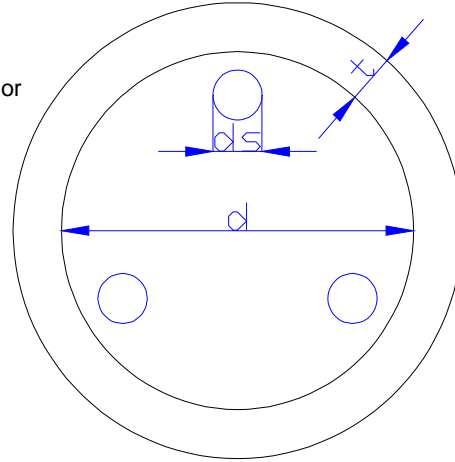
$$\sigma_b = 1103.67 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{FS}_{\text{bar\_fluencia}} := \frac{f_y}{\sigma_b} \quad \text{Factor de seguridad barra fluencia}$$

$$\text{FS}_{\text{bar\_fluencia}} = 1.85$$

$$\text{FS}_{\text{bar\_rotura}} := \frac{f_r}{\sigma_b} \quad \text{Factor de seguridad barra rotura}$$

$$\text{FS}_{\text{bar\_rotura}} = 4.62$$



**Cálculo Conexión Barra Tapa Superior**

$$d_i := 30\text{mm}$$

$$h_i := 35\text{mm}$$

$$f_y_{\text{pernos}} := 120000\text{psi}$$

$$R_{\text{con}} := 0.6\pi \cdot d_i \cdot h_i \cdot f_y_{\text{pernos}} \quad R_{\text{con}} = 184.07 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{FS}_{\text{con}} := \frac{R_{\text{con}} \cdot 3}{P} \quad \text{FS}_{\text{con}} = 15.73$$

**Cálculo Pistón Carga**

Material Cromo Niquel AISI 4340

Probeta 10 x 20

$$f_{y\_cmi} := 9000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de Fluencia Cromo Niquel

$$E := 2100 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$K := 1.0$$

Cte Pandeo

$$L_p := 20\text{cm}$$

$$d_p := 2.0\text{cm}$$

$$I := \frac{\pi \cdot d_p^4}{64}$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{\frac{\pi \cdot d_p^2}{4}}}$$

$$r = 0.5\text{ cm}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_p}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 12.95 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := \begin{cases} \left[ \left( \frac{f_{y\_cmi}}{F_e} \right) \right] \cdot f_{y\_cmi} & \text{if } \frac{K \cdot L_p}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y\_cmi}}} \\ (0.877 \cdot F_e) & \text{if } \frac{K \cdot L_p}{r} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y\_cmi}}} \end{cases}$$

$$F_{cr} = 7.2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{pistón\_1} := 13\text{tonf}$$

$$FS_{piston\_1} := \frac{F_{cr}}{\left[ \frac{P_{pistón\_1}}{\left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)} \right]}$$

$$FS_{piston\_1} = 1.74$$

Probeta 5 x 10

$L_{p2} := 35\text{cm}$

$$F_{e_{www}} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_{p2}}{r}\right)^2} \quad F_e = 4.23 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr_{www}} := \begin{cases} \left[ \left( \frac{f_{y\_cmi}}{F_e} \right) \right] \\ \left[ \left( 0.658 \cdot \frac{f_{y\_cmi}}{F_e} \right) \right] \text{ if } \frac{K \cdot L_{p2}}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y\_cmi}}} \\ (0.877 \cdot F_e) \text{ if } \frac{K \cdot L_{p2}}{r} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y\_cmi}}} \end{cases}$$

$$F_{cr} = 3.71 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$P_{pistón\_2} := 5\text{tonf}$

$$FS_{piston\_2} := \frac{F_{cr}}{\left[ \frac{P_{pistón\_2}}{\left( \frac{\pi \cdot dp^2}{4} \right)} \right]}$$

$$FS_{piston\_2} = 2.33$$

EXTENSIÓN

$$FS_{pistón\_ext1} := \frac{f_{y\_cmi}}{\left[ \frac{P_{pistón\_1}}{\left( \frac{\pi \cdot dp^2}{4} \right)} \right]}$$

$$FS_{pistón\_ext1} = 2.4$$

Probeta 10 x 20

$$FS_{pistón\_ext2} := \frac{f_{y\_cmi}}{\left[ \frac{P_{pistón\_2}}{\left( \frac{\pi \cdot dp^2}{4} \right)} \right]}$$

$$FS_{pistón\_ext2} = 6.23$$

Probeta 5 x 10

ANEXO A.2.2: MARCO DE CARGA TRIAXIAL

**CALCULO MARCO DE CARGA TRIAXIAL**

Perfil [ ] 75x75x4.5

Propiedades

$$\begin{array}{lll}
 t := 2\text{mm} & I_{xx} := 0.50 \cdot 10^6 \text{mm}^4 & I_{yy} := 0.5 \cdot 10^6 \text{mm}^4 \\
 A := 570\text{mm}^2 & Z_x := 15.5 \cdot 10^3 \text{mm}^3 & Z_y := 15.5 \cdot 10^3 \text{mm}^3 \\
 & S_x := 13.3 \cdot 10^3 \text{mm}^3 & S_y := 13.3 \cdot 10^3 \text{mm}^3 \\
 J := 28.4 \cdot 10^4 \text{mm}^4 & r_x := 29.6\text{mm} & r_y := 29.6\text{mm} \\
 E := 2100 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} & F_y := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} & 
 \end{array}$$

Esbeltez

$$\lambda_{ala} := 32.5$$

$$\lambda_{alma} := 32.5$$

**Análisis Viga Central**

**FLEXIÓN**

**Solicitaciones**

$$P := 40\text{ton} \quad L_b := 50\text{cm}$$

$$M_{ep} := 5\text{ton} \cdot \text{cm} \quad M_{ep} = 5 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

**ANALISIS VIGA**

$$\Delta_{ep} := \frac{(P \cdot L_b^3)}{192 \cdot E \cdot I_{xx}} \quad \Delta_{ep} = 0.248 \text{cm}$$

LIMITES ESBELTEZ

Perfiles Rectangulares Huecos

$$\text{ALA} \quad \lambda_{rf} := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{rf} = 41.413$$

$$\lambda_{pf} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{pf} = 33.13$$

ALA := if( $\lambda_{ala} \leq \lambda_{pf}$ , "COMPACTA", if( $\lambda_{pf} < \lambda_{ala} \leq \lambda_{rf}$ , "NO COMPACTA", "ESBELTA"))

ALA = "COMPACTA"

ALMA

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{rw} = 168.608$$

$$\lambda_{pw} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{pw} = 111.222$$

ALMA := if( $\lambda_{alma} \leq \lambda_{pw}$ , "COMPACTA", if( $\lambda_{pw} < \lambda_{alma} \leq \lambda_{rw}$ , "NO COMPACTA", "ESBELTA"))

ALMA = "COMPACTA"

RESISTENCIA FLEXION EJE FUERTE

Caso := "F7"

CASO F7

**ESTADO LIMITE 1: PLASTIFICACIÓN TOTAL**

$$M_p := Z_x \cdot F_y \quad M_p = 37.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{n1} := M_p$$

$$F_y = 2.4 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

**ESTADO LIMITE 2: PANDEO LOCAL ALA**

DADO QUE ALA ES COMPACTA EL FENOMENO NO APLICA

**ESTADO LIMITE 3: PANDEO LOCAL ALMA**

DADO QUE ALMA ES COMPACTA EL FENOMENO NO APLICA

**RESUMEN**

$$M_{dis\_ep} := M_{n1}$$

$$M_{dis\_ep} = 37.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ep} = 5 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$F_{Sep} := \frac{M_{dis\_ep}}{M_{ep}}$$

$$F_{Sep} = 7.44$$

$$\Delta_{ep} = 0.248 \cdot \text{cm}$$

**Análisis Columna**

**TRACCIÓN**

Pt := 10ton

$$FS\_Columna := \frac{Fy}{\left(\frac{Pt}{A}\right)}$$

FS\_Columna = 1.368

**COMPRESIÓN**

Pc := 1ton

ALA = "COMPACTA"

ALMA = "COMPACTA"

$$E = 2.1 \times 10^3 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 1.905 \times 10^4 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

K := 1.0

Cte Pandeo

Lp := 60cm

r := rx

r = 2.96·cm

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot Lp}{r}\right)^2}$$

$$Fe = 50.443 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcr := \begin{cases} \left[ \left( \frac{Fy}{\left[ (0.658 \cdot Fe) \cdot Fy \right]} \right) \right] & \text{if } \frac{K \cdot Lp}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} \\ (0.877 \cdot Fe) & \text{if } \frac{K \cdot Lp}{r} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} \end{cases}$$

$$Fcr = 2.353 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$FS\_Columna := \frac{Fcr}{\left(\frac{Pc}{A}\right)}$$

FS\_Columna = 13.41

**Flexo - Tracción**

**Solicitaciones**

Msol := 20ton·cm

Psol := 10ton

LIMITES ESBELTEZ

Perfiles Rectangulares Huecos

$$\text{ALA} \quad \lambda_{rf\_f} := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{rf\_f} = 41.413$$

$$\lambda_{pf\_f} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{pf\_f} = 33.13$$

ALA\_f := if( $\lambda_{ala} \leq \lambda_{pf\_f}$ , "COMPACTA", if( $\lambda_{pf\_f} < \lambda_{ala} \leq \lambda_{rf\_f}$ , "NO COMPACTA", "ESBELTA"))

ALA\_f = "COMPACTA"

ALMA

$$\lambda_{rw\_w} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{rw\_w} = 168.608$$

$$\lambda_{pw\_w} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{pw\_w} = 111.222$$

ALMA\_w := if( $\lambda_{alma} \leq \lambda_{pw\_w}$ , "COMPACTA", if( $\lambda_{pw\_w} < \lambda_{alma} \leq \lambda_{rw\_w}$ , "NO COMPACTA", "ESBELTA"))

ALMA\_w = "COMPACTA"

RESISTENCIA FLEXION EJE FUERTE

Caso := "F7"

CASO F7



**ESTADO LIMITE 1: PLASTIFICACIÓN TOTAL**

$$M_{p\_f} := Z_x \cdot F_y \quad M_{p\_f} = 37.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{n1\_f} := M_p$$

$$F_y = 2.4 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

**ESTADO LIMITE 2: PANDEO LOCAL ALA**

DADO QUE ALA ES COMPACTA EL FENOMENO NO APLICA

**ESTADO LIMITE 3: PANDEO LOCAL ALMA**

DADO QUE ALMA ES COMPACTA EL FENOMENO NO APLICA

**RESUMEN**

$$M_{ndis\_ep} := M_{n1}$$

$$M_{ndis\_ep} = 37.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{sol} = 20 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$F_{Sep} := \frac{M_{ndis\_ep}}{M_{sol}}$$

$$F_{Sep} = 1.86$$

**Barras Marco**

**TRACCIÓN**

$$E := 2100 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 1.868 \times 10^5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$db := 7.0\text{cm}$$

$$A := \frac{\pi \cdot db^2}{4}$$

$$A = 38.485 \cdot \text{cm}^2$$

$$I := \frac{\pi \cdot db^4}{64}$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{\frac{\pi \cdot db^2}{4}}}$$

$$r = 1.75 \cdot \text{cm}$$

$$P_{\text{barras}} := 12\text{ton}$$

$$FS_{\text{barra}} := \frac{F_y}{\left[ \frac{P_{\text{barras}}}{\left( \frac{\pi \cdot db^2}{4} \right)} \right]}$$

$$FS_{\text{barra}} = 7.697$$

**FLEXION**

$$M_{\text{barras}} := 100\text{ton} \cdot \text{cm}$$

**ESTADO LIMITE 1: PLASTIFICACIÓN TOTAL**

$$Z_{\text{barra}} := \frac{db^3}{6}$$

$$M_p := Z_{\text{barra}} \cdot F_y \quad M_p = 137.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{n1} := M_p \quad F_y = 2.4 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$FS_{\text{b\_fle}} := \frac{M_p}{M_{\text{barras}}}$$

$$FS_{\text{b\_fle}} = 1.372$$

ANEXO A.2.3: MARCO DE LEVANTE

**CÁLCULO MARCO LEVANTE**

Perfil [ ] 15x15x0.6

Propiedades

$$\begin{array}{lll}
 t := 1.5\text{mm} & I_{xx} := 0.00208 \cdot 10^6 \text{mm}^4 & I_{yy} := 0.00208 \cdot 10^6 \text{mm}^4 \\
 A := 73.3\text{mm}^2 & Z_x := 0.355 \cdot 10^3 \text{mm}^3 & Z_y := 0.355 \cdot 10^3 \text{mm}^3 \\
 J := 0.369 \cdot 10^4 \text{mm}^4 & S_x := 0.277 \cdot 10^3 \text{mm}^3 & S_y := 0.277 \cdot 10^3 \text{mm}^3 \\
 & r_x := 5.33\text{mm} & r_y := 5.33\text{mm}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 E := 2100 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} & F_y := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}
 \end{array}$$

Esbeltez

$$\lambda_{ala} := 5$$

$$\lambda_{alma} := 5$$

**FLEXIÓN**

**Solicitaciones**

$$M_{ep} := 0.25\text{ton}\cdot\text{cm} \quad M_{ep} = 0.25 \cdot \text{ton}\cdot\text{cm}$$

LIMITES ESBELTEZ

Perfiles Rectangulares Huecos

$$\text{ALA} \quad \lambda_{rf} := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{rf} = 41.413$$

$$\lambda_{pf} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{pf} = 33.13$$

ALA := if( $\lambda_{ala} \leq \lambda_{pf}$ , "COMPACTA", if( $\lambda_{pf} < \lambda_{ala} \leq \lambda_{rf}$ , "NO COMPACTA", "ESBELTA"))

ALA = "COMPACTA"

ALMA

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{rw} = 168.608$$

$$\lambda_{pw} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{pw} = 111.222$$

ALMA := if( $\lambda_{alma} \leq \lambda_{pw}$ , "COMPACTA", if( $\lambda_{pw} < \lambda_{alma} \leq \lambda_{rw}$ , "NO COMPACTA", "ESBELTA"))

ALMA = "COMPACTA"

RESISTENCIA FLEXION EJE FUERTE

Caso := "F7"

CASO F7

ESTADO LIMITE 1: PLASTIFICACIÓN TOTAL

$$M_p := Z_x \cdot F_y \quad M_p = 0.852 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{n1} := M_p$$

$$F_y = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

**ESTADO LIMITE 2: PANDEO LOCAL ALA**

DADO QUE ALA ES COMPACTA EL FENOMENO NO APLICA

**ESTADO LIMITE 3: PANDEO LOCAL ALMA**

DADO QUE ALMA ES COMPACTA EL FENOMENO NO APLICA

**RESUMEN**

$$M_{dis\_ep} := M_{n1}$$

$$M_{dis\_ep} = 0.852 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ep} = 0.25 \cdot \text{ton} \cdot \text{cm}$$

$$FSep := \frac{M_{dis\_ep}}{M_{ep}} \quad FSep = 3.408$$

**TRACCIÓN**

$$Pct := 0.5 \text{ton}$$

$$FS\_Columna := \frac{F_y}{\left(\frac{Pct}{A}\right)} \quad FS\_Columna = 3.518$$

**COMPRESIÓN**

$$Pc := 0.7 \text{ton}$$

ALA = "COMPACTA"

ALMA = "COMPACTA"

$$E = 2.1 \times 10^3 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$K := 1.0$$

$$L_p := 20 \text{cm}$$

$$E = 1.905 \times 10^4 \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cte Pandeo

$$r := r_x$$

$$r = 0.533 \cdot \text{cm}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_p}{r}\right)^2} \quad F_e = 14.72 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := \begin{cases} \left[ \left( \frac{F_y}{0.658} \right) \right] & \text{if } \frac{K \cdot L_p}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ (0.877 \cdot F_e) & \text{if } \frac{K \cdot L_p}{r} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{cases}$$

$$F_{cr} = 2.242 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.324$$

$$\frac{K \cdot L_p}{r} = 37.523$$

$$P_c = 0.7 \cdot \text{ton}$$

$$FS_{\text{Columna}} := \frac{F_{cr}}{\left(\frac{P_c}{A}\right)}$$

$$FS_{\text{Columna}} = 2.347$$

### Análisis Casos

Caso 1:

Compresión = 0.7 ton  
Momento = 0,3 ton-cm

$$FU_{\text{caso1}} := \frac{\left(\frac{P_c}{A}\right)}{F_{cr}} + \frac{M_{ep}}{M_{\text{dis\_ep}}} \quad FU_{\text{caso1}} = 0.719$$

Caso 2:

Tracción = 0,3 ton  
Momento = 0,3 ton-cm

$$FU_{\text{caso1}} := \frac{\left(\frac{P_{ct}}{A}\right)}{F_y} + \frac{M_{ep}}{M_{\text{dis\_ep}}} \quad FU_{\text{caso1}} = 0.578$$

ANEXO A.2.4: SISTEMA DE CARGA TORNILLO DE POTENCIA

**CÁLCULO TORNILLO DE POTENCIA**

$F := 20 \text{ tonf}$  Carga solicitante de diseño

$d_m := 50 \text{ mm}$

$d_c := 30 \text{ mm}$

$\mu := 0.05$

$\mu_c := (0.00)$

$l := 5 \text{ mm}$

$$T_{\text{levante}} := \left( \frac{F \cdot d_m}{2} \right) \left( \frac{1 + \mu \cdot d_m \cdot \pi}{\pi \cdot d_m - \mu \cdot l} \right) + \frac{F \cdot \mu_c \cdot d_c}{2} \quad T_{\text{levante}} = 364.58 \cdot \text{N} \cdot \text{m}$$

$$T_{\text{descender}} := \left( \frac{F \cdot d_m}{2} \right) \left( \frac{\mu \cdot d_m \cdot \pi - 1}{\pi \cdot d_m + \mu \cdot l} \right) + \frac{F \cdot \mu_c \cdot d_c}{2} \quad T_{\text{descender}} = 80.69 \cdot \text{N} \cdot \text{m}$$

Verificación Autoasegurante

$$\text{Condicion} := \begin{cases} \text{"Autoasegurante"} & \text{if } \pi \cdot \mu \cdot d_m > 1 \\ \text{"No Auto"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\pi \cdot \mu \cdot d_m = 7.85 \cdot \text{mm}$$

Condicion = "Autoasegurante"



Verificación Pandeo

Material Cromo Niquel Bonificado 4340

$$f_{y\_cmi4340} := 900\text{MPa}$$

$$E := 2100 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 1.87 \times 10^5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$K := 1.0$$

Cte Pandeo

$$L_p := 40\text{cm}$$

$$d_p := 5.0\text{cm}$$

$$I := \frac{\pi \cdot d_p^4}{64}$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{\frac{\pi \cdot d_p^2}{4}}}$$

$$r = 1.25 \cdot \text{cm}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_p}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 20.24 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr4340} := \begin{cases} \left[ \left[ \frac{(f_{y\_cmi4340})}{F_e} \right] \right] \cdot f_{y\_cmi4340} & \text{if } \frac{K \cdot L_p}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y\_cmi4340}}} \\ (0.877 \cdot F_e) & \text{if } \frac{K \cdot L_p}{r} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y\_cmi4340}}} \end{cases}$$

$$F_{cr4340} = 8.21 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$K \cdot \frac{L_p}{r} = 32$$

$$P_{\text{tornillo}} := 20\text{tonf}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y\_cmi4340}}} = 67.86$$

$$FS_{\text{tornillo}} := \frac{F_{cr4340}}{\left[ \frac{P_{\text{tornillo}}}{\left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)} \right]}$$

$$FS_{\text{tornillo}} = 8.06$$

Verificación Paso:

$$\tau_{\text{solicitante}} := \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d_m \cdot l}$$

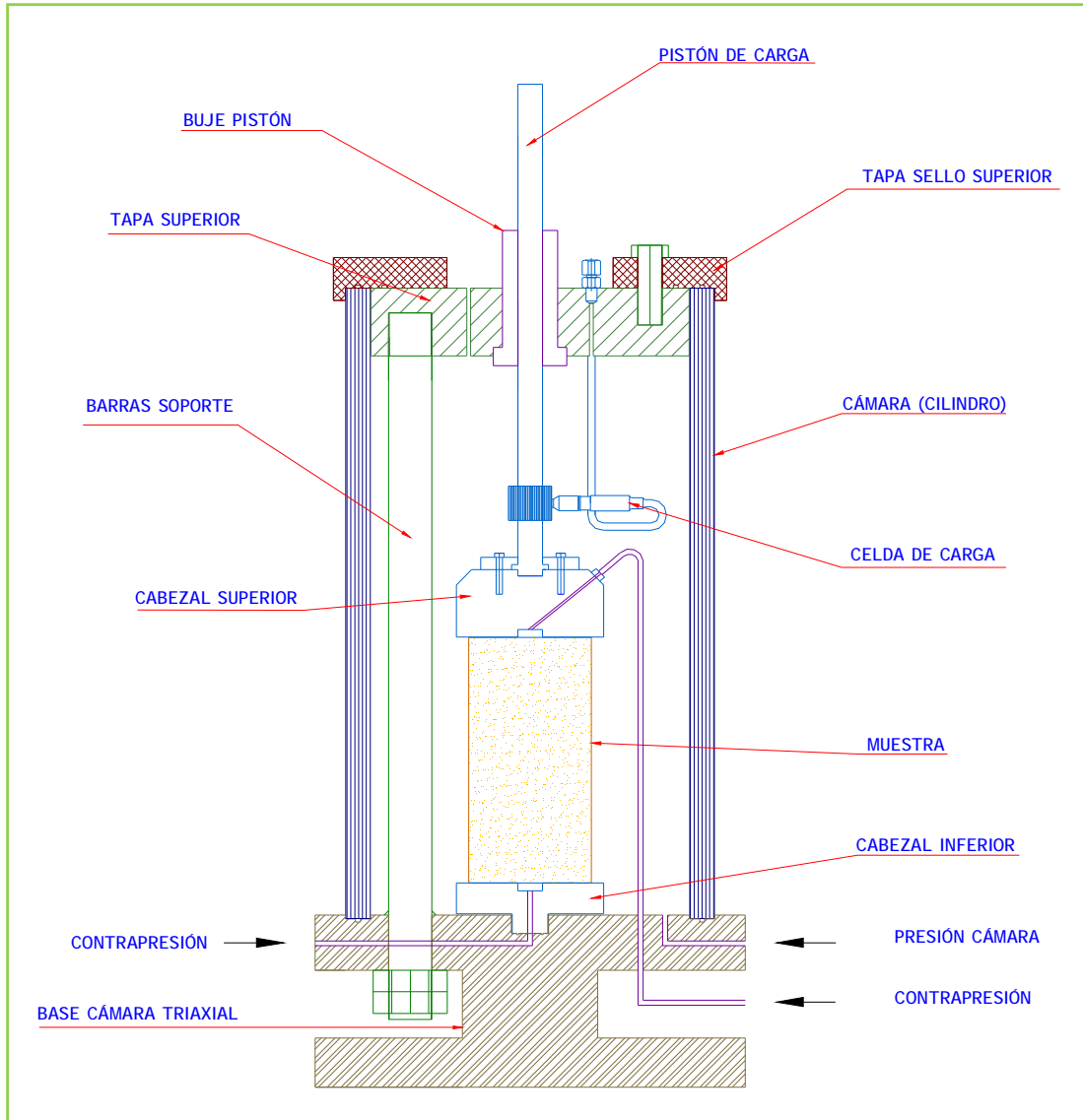
$$\tau_{\text{solicitante}} = 453.09 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{FS}_{\text{paso}} := \frac{f_{y\_cmi4340}}{\tau_{\text{solicitante}}}$$

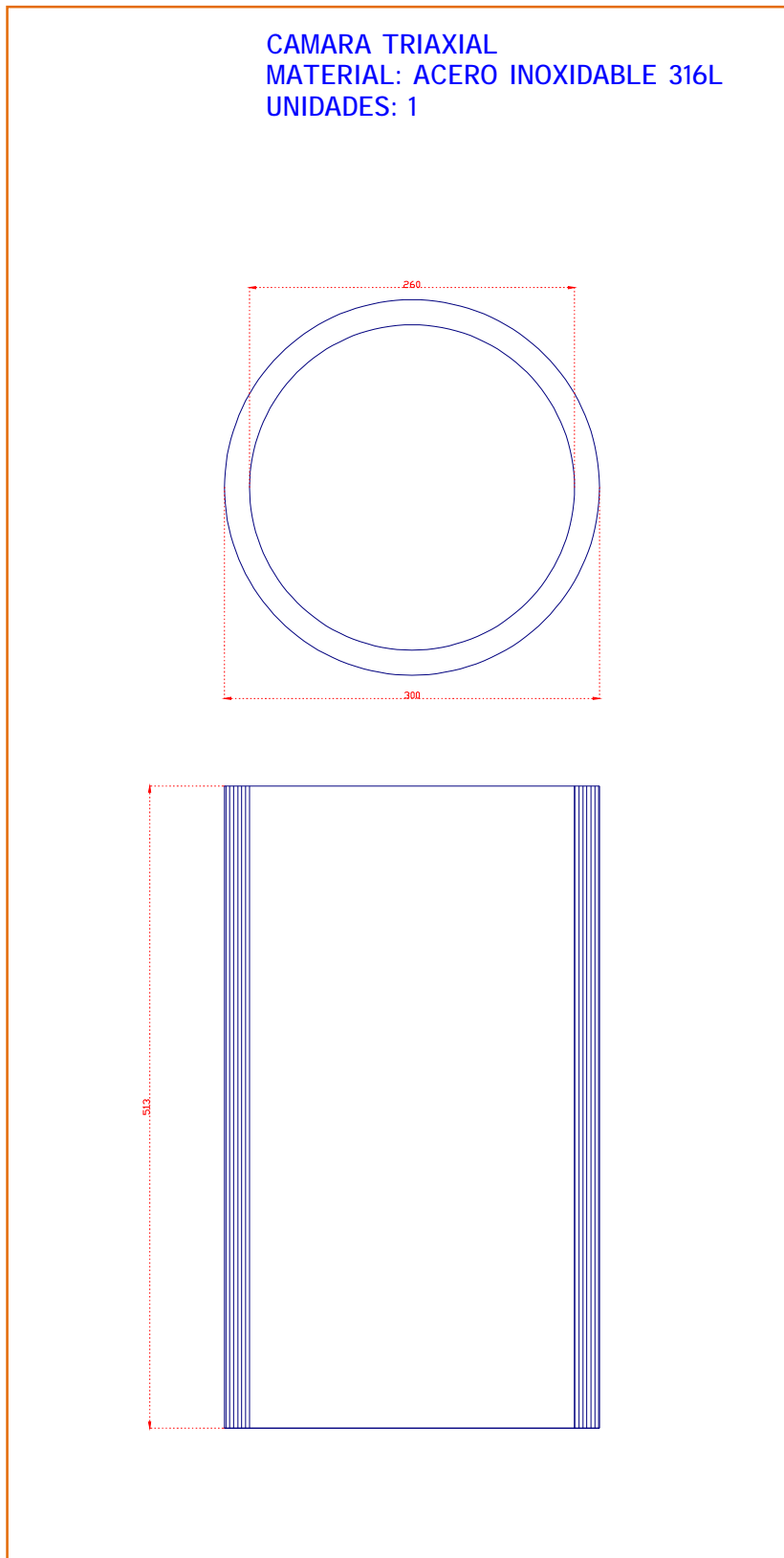
$$\text{FS}_{\text{paso}} = 1.99$$

## **ANEXO A.3: PLANOS DE CONSTRUCCIÓN EQUIPO TRIAxIAL DE ALTAS PRESIONES**

ANEXO A.3.1: PLANOS CAMARA TRIAXIAL



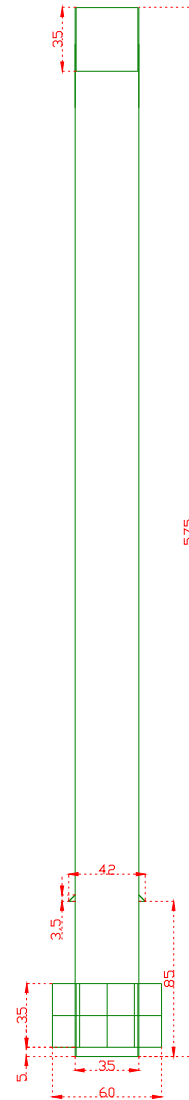
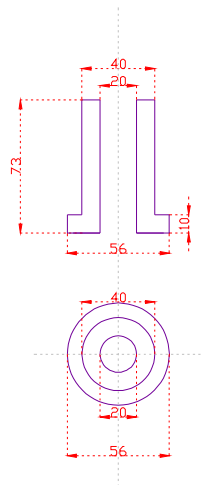
Plano Anexo A.3.1.- Configuración cámara triaxial



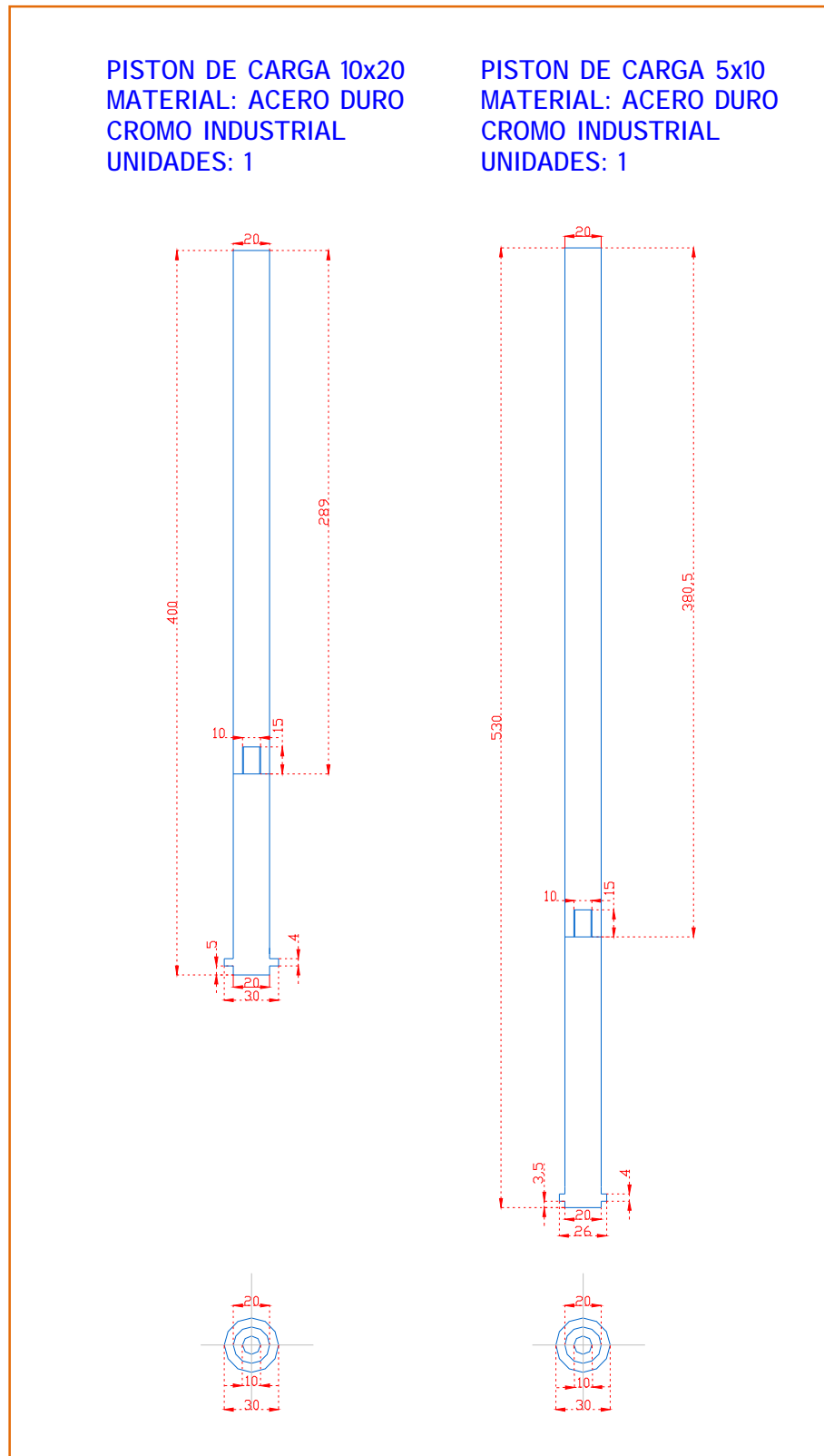
Plano Anexo A.3.1.- Detalle cámara triaxial (cilindro).

BARRA SOPORTE  
MATERIAL: ACERO INOXIDABLE 316L  
UNIDADES: 3

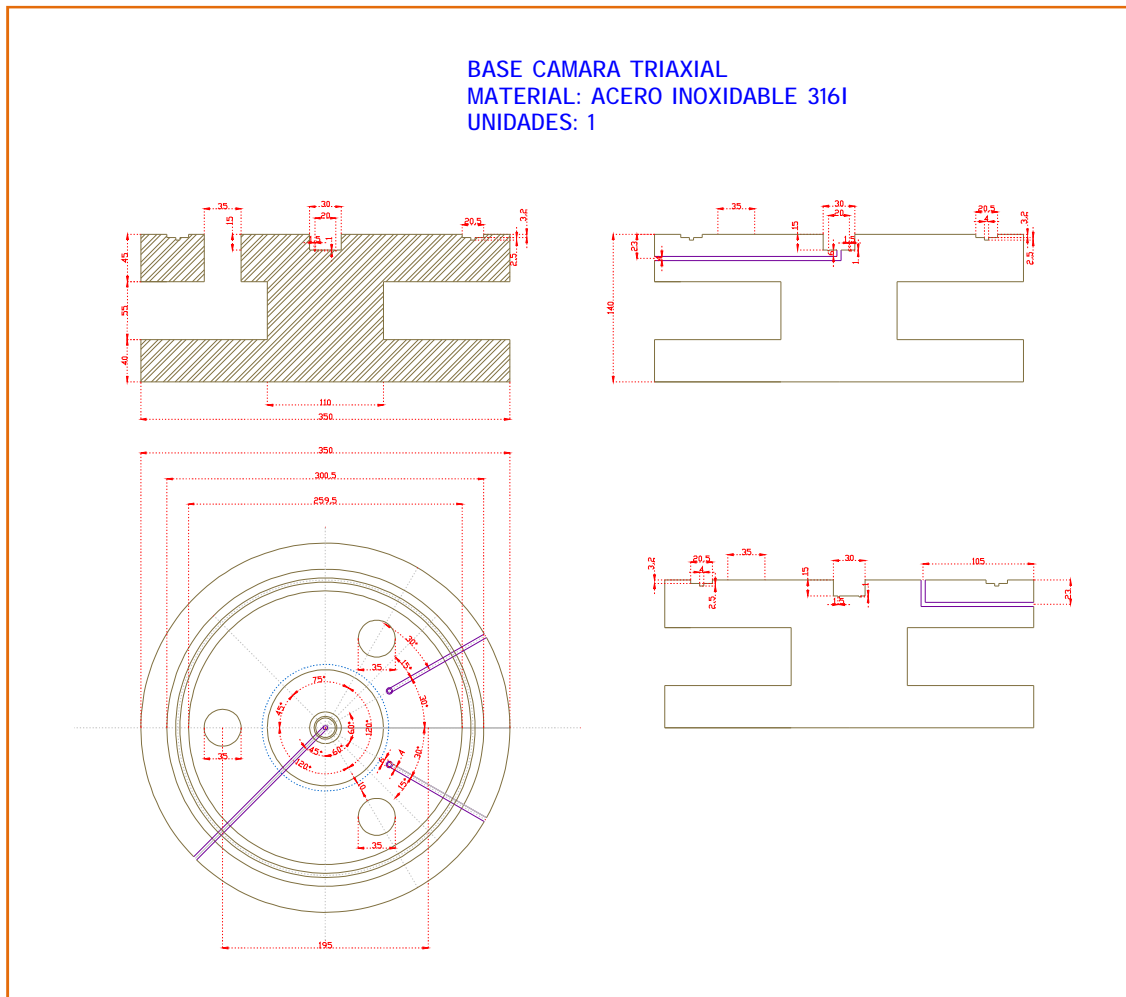
BUJE PISTON DE CARGA  
MATERIAL: BRONCE FOSFORICO  
UNIDADES: 1



Plano Anexo A.3.2.- Detalle buje pistón de carga y barras de soporte.



Plano Anexo A.3.3.- Detalle pistón de carga para probetas de 5 x 10 cm y 10 x 20 cm.

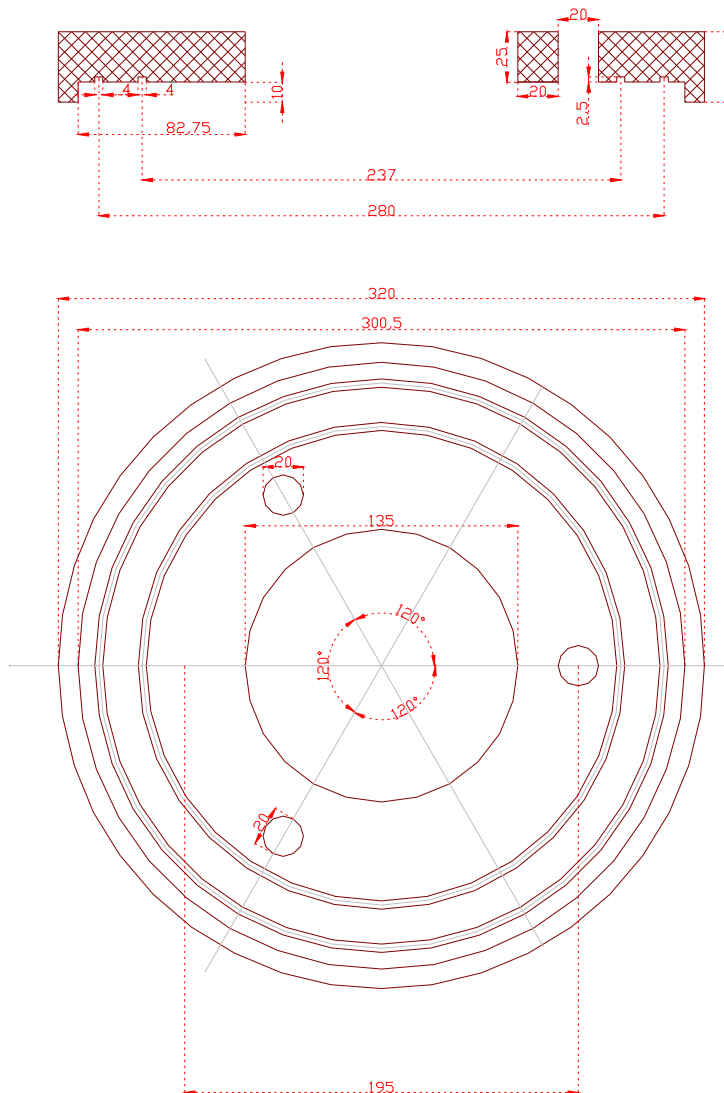


Plano Anexo A.3.4.- Detalle base cámara triaxial.

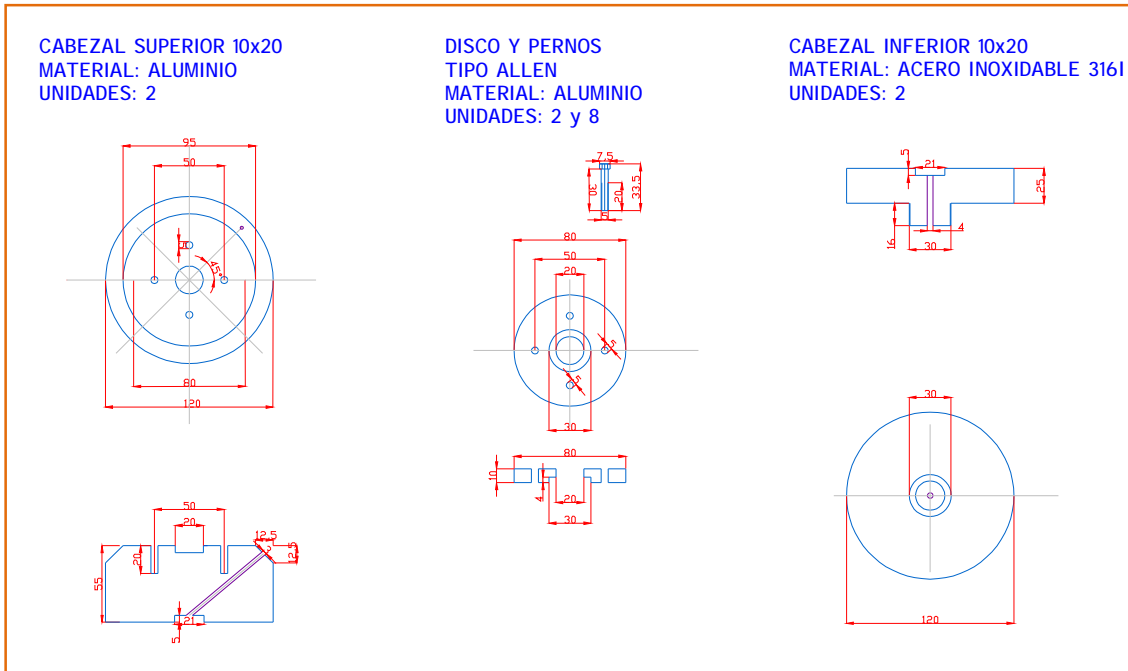




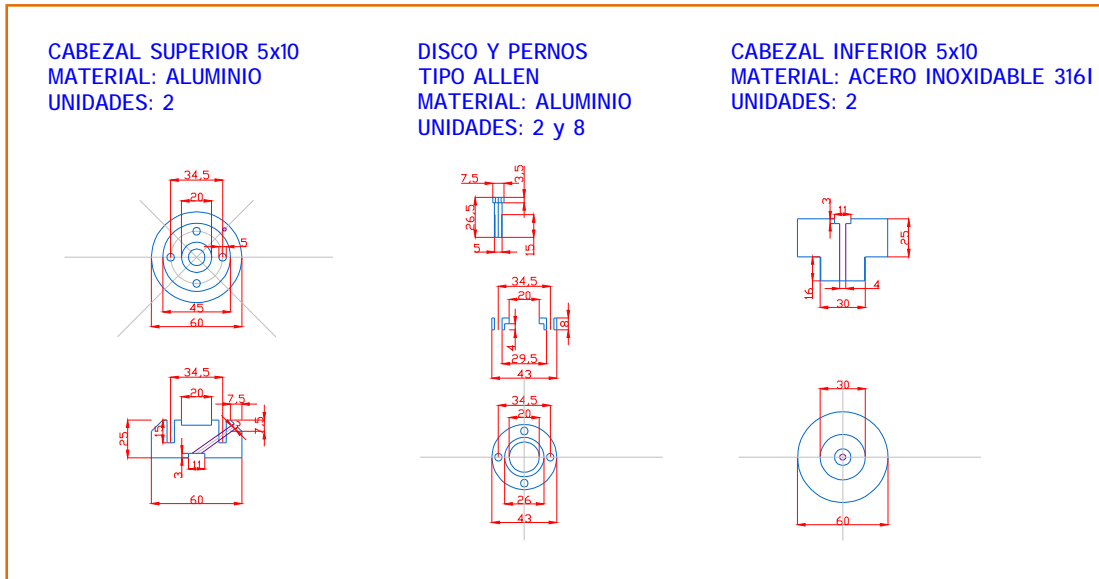
**TAPA SELLO SUPERIOR**  
**MATERIAL: ACERO INOXIDABLE 316L**  
**UNIDADES: 1**



Plano Anexo A.3.7.- Detalle tapa sello superior.

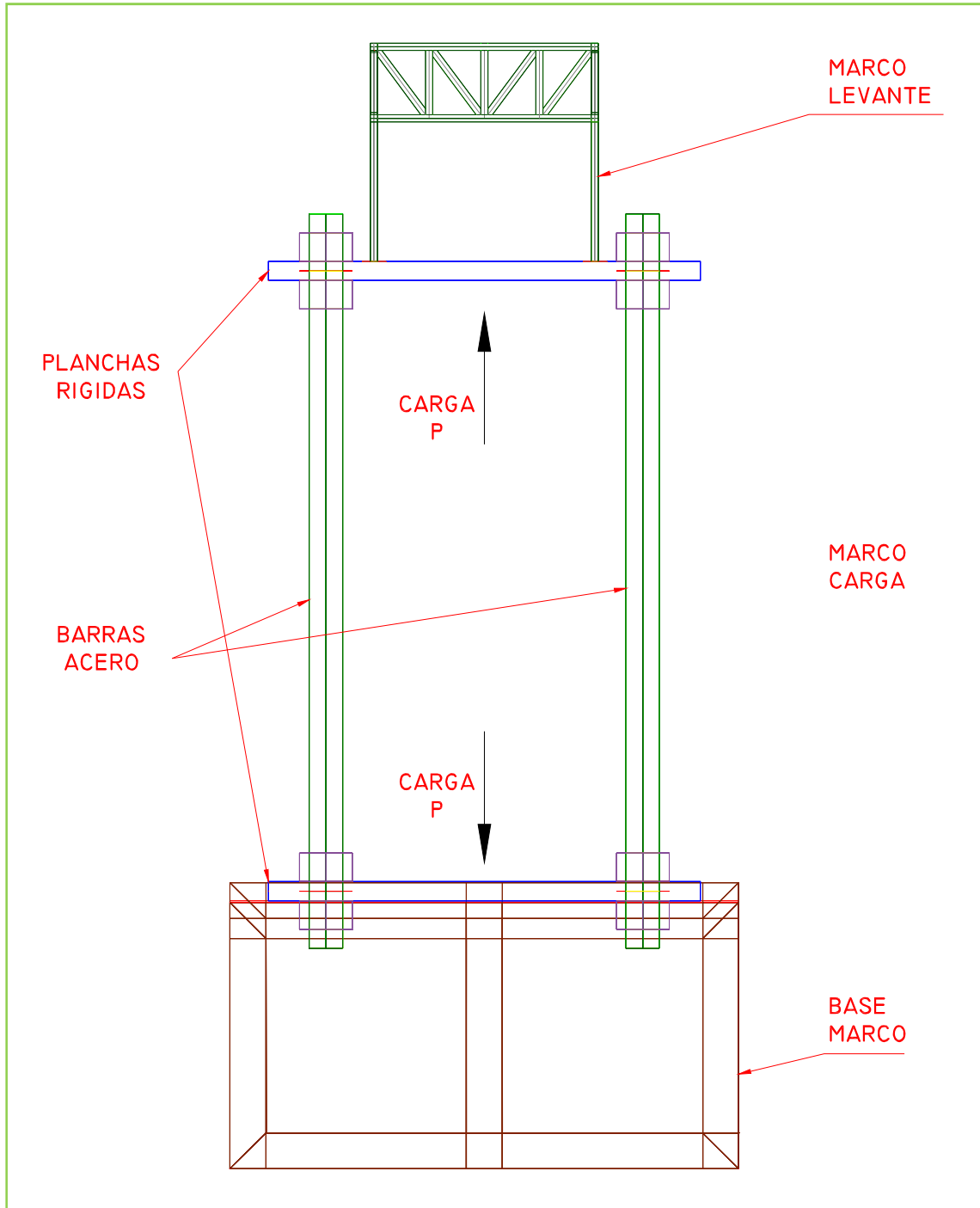


Plano Anexo A.3.8.- Detalle Cabezas probeta 10 x 20 cm.

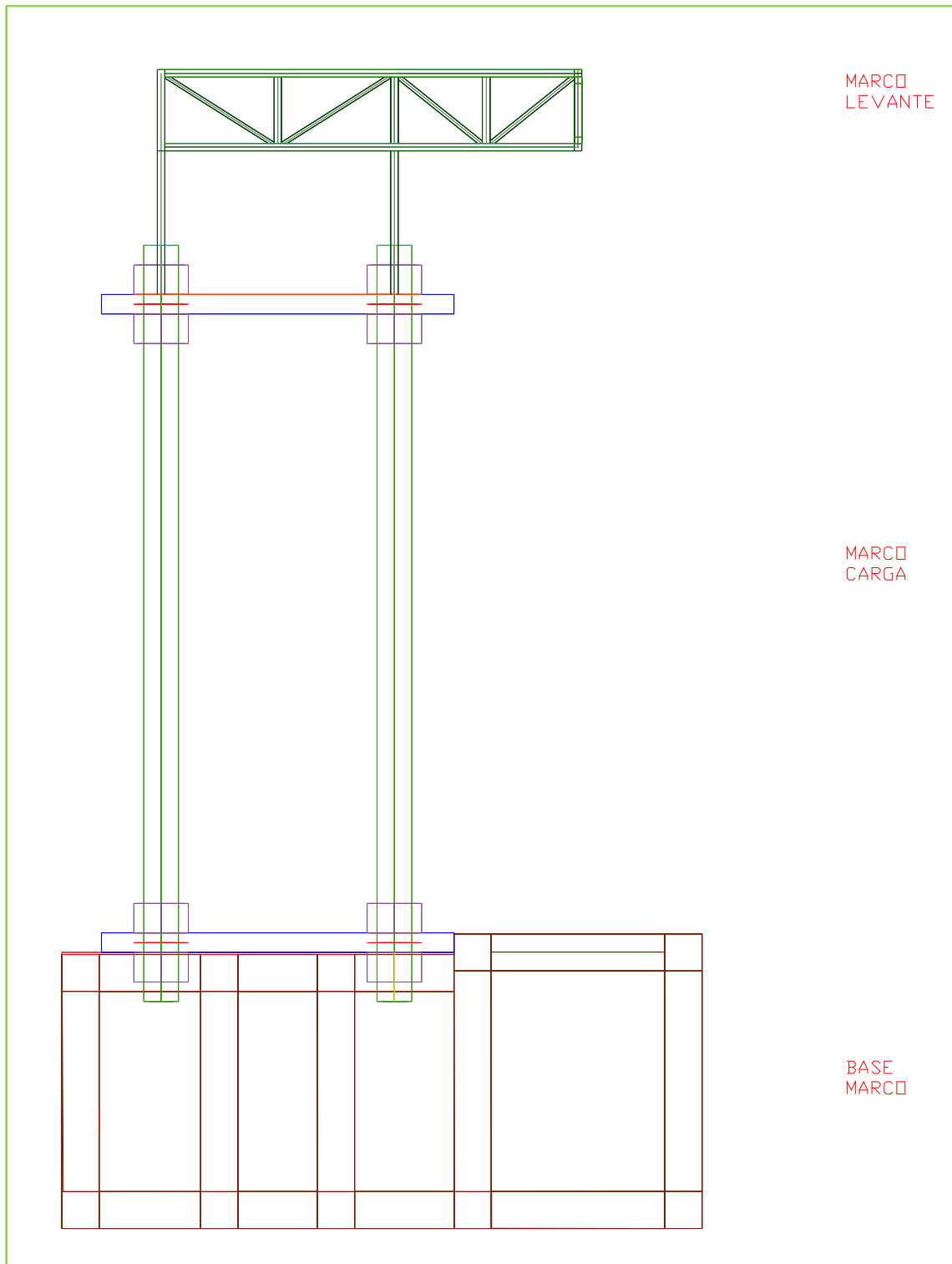


Plano Anexo A.3.9.- Detalle Cabezas probeta 5 x 10 cm.

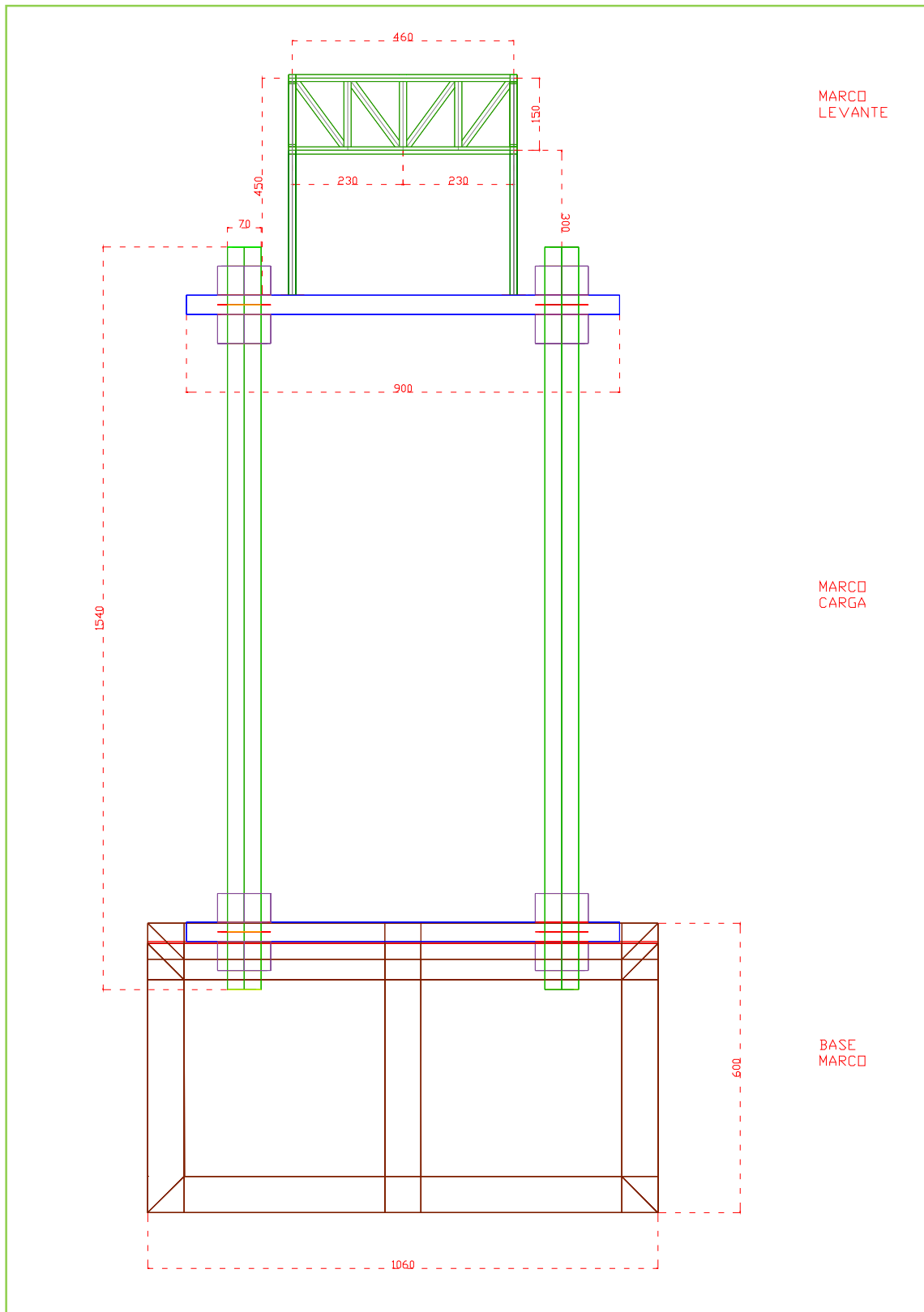
ANEXO A.3.2: PLANOS MARCO DE CARGA TRIAXIAL



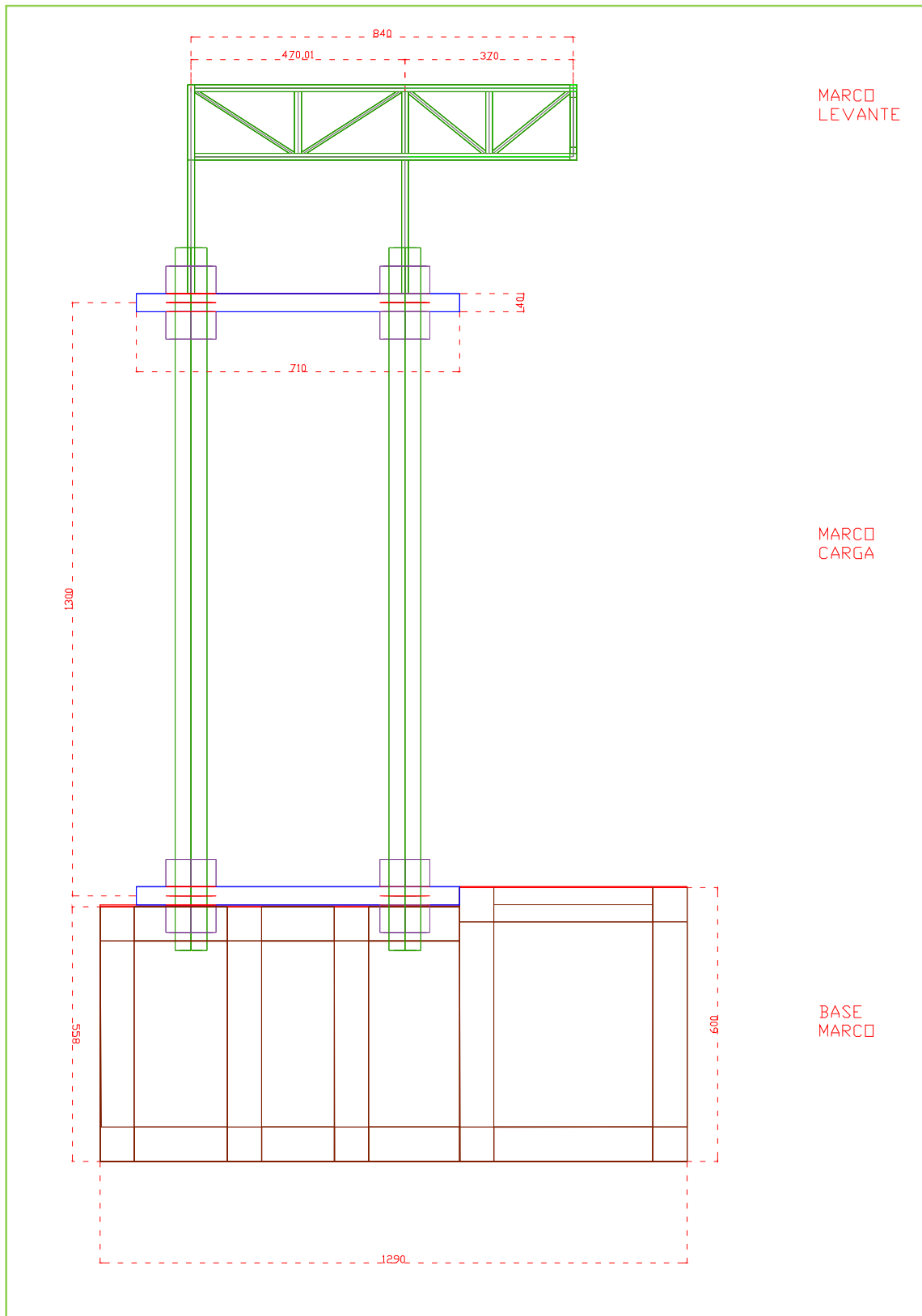
Plano Anexo A.3.10.- Configuración marco de carga triaxial, vista frontal.



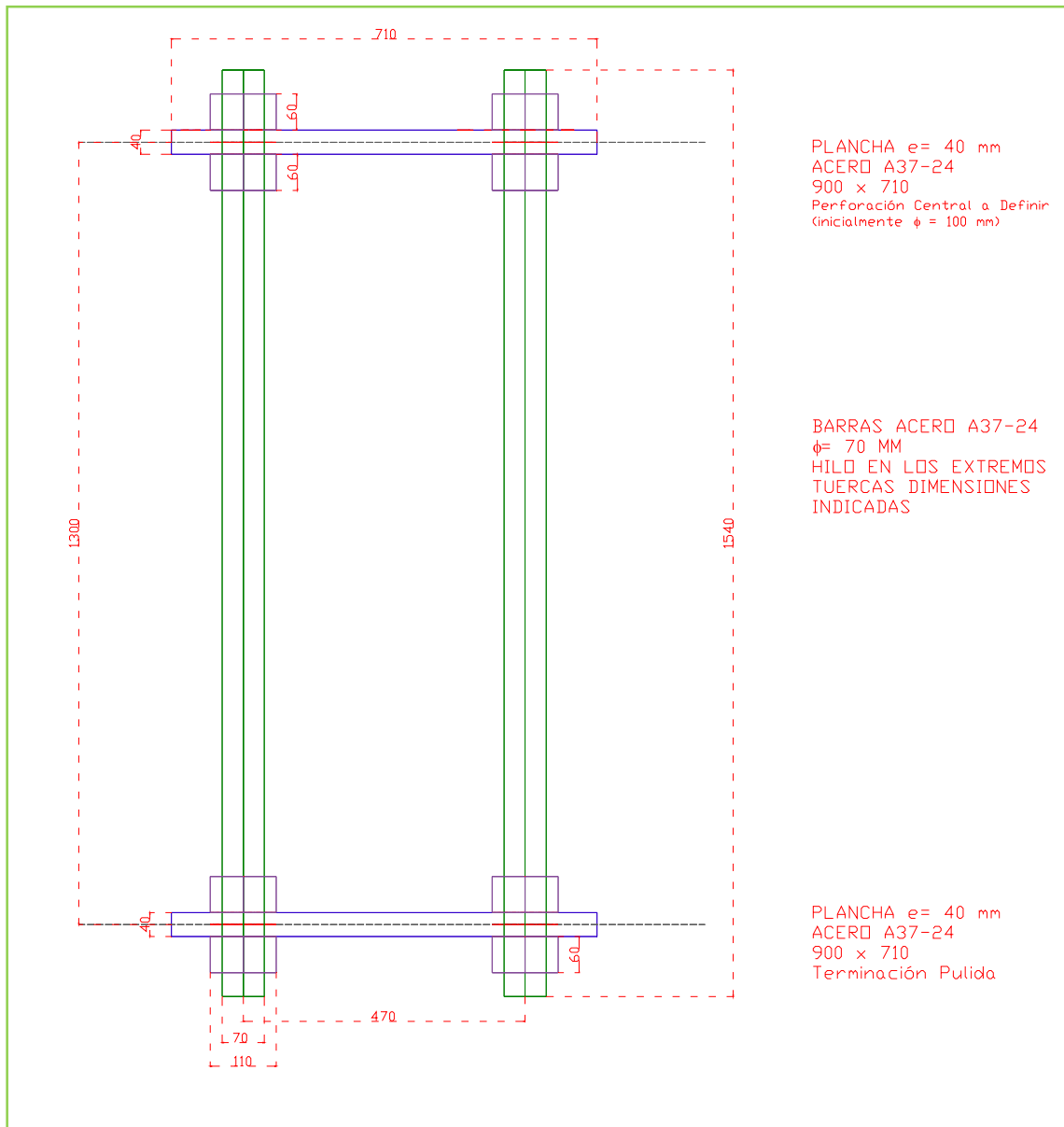
Plano Anexo A.3.11.- Configuración marco de carga triaxial, vista lateral.



Plano Anexo A.3.12.- Detalle marco de carga triaxial, vista frontal.

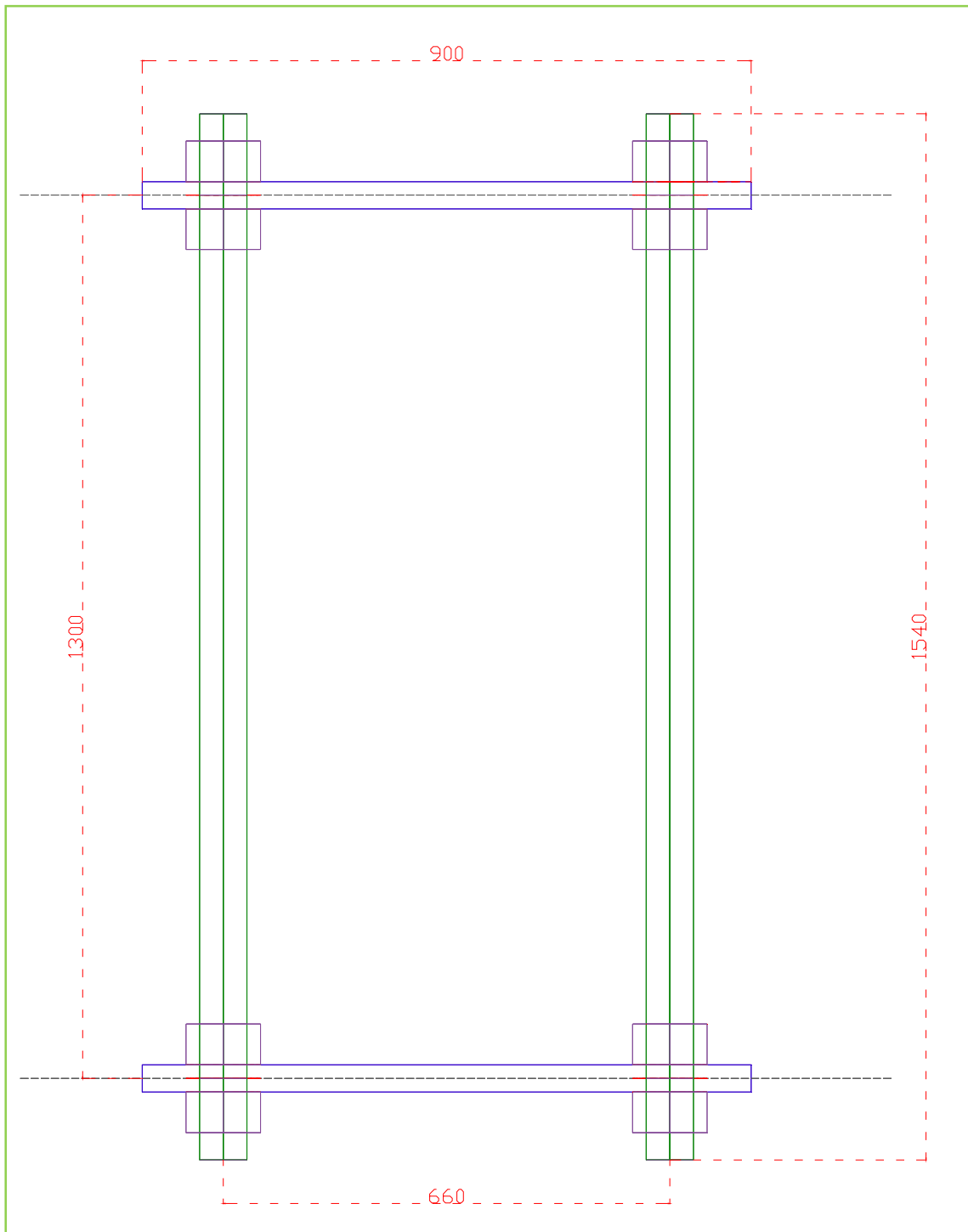


Plano Anexo A.3.13.- Detalle marco de carga triaxial, vista lateral.

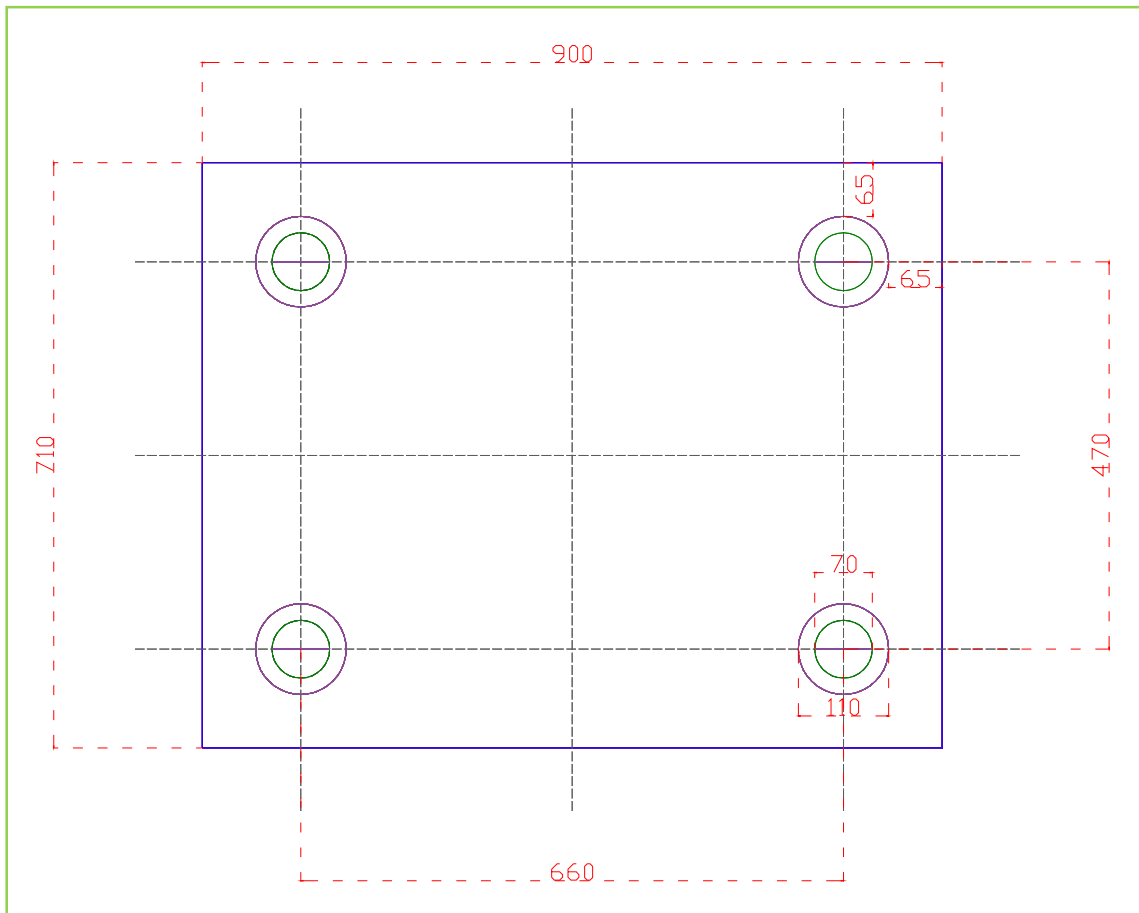


Plano Anexo A.3.14.- Detalle marco de carga, vista lateral.

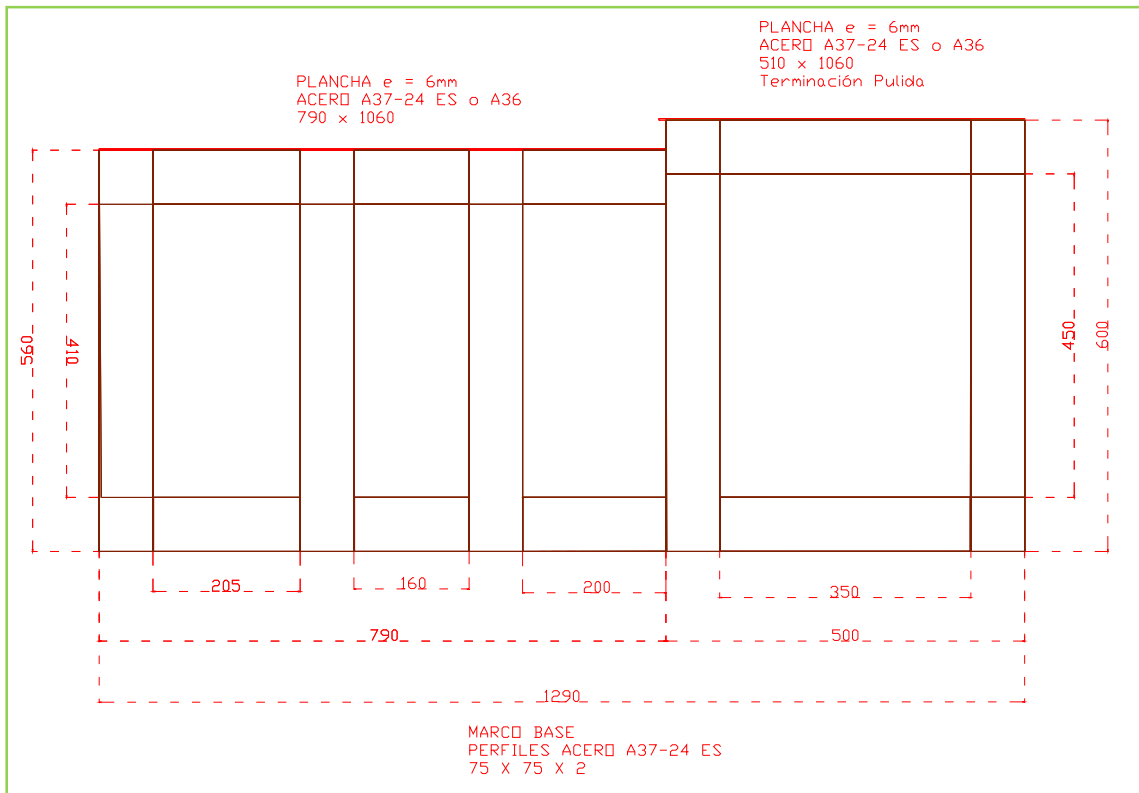




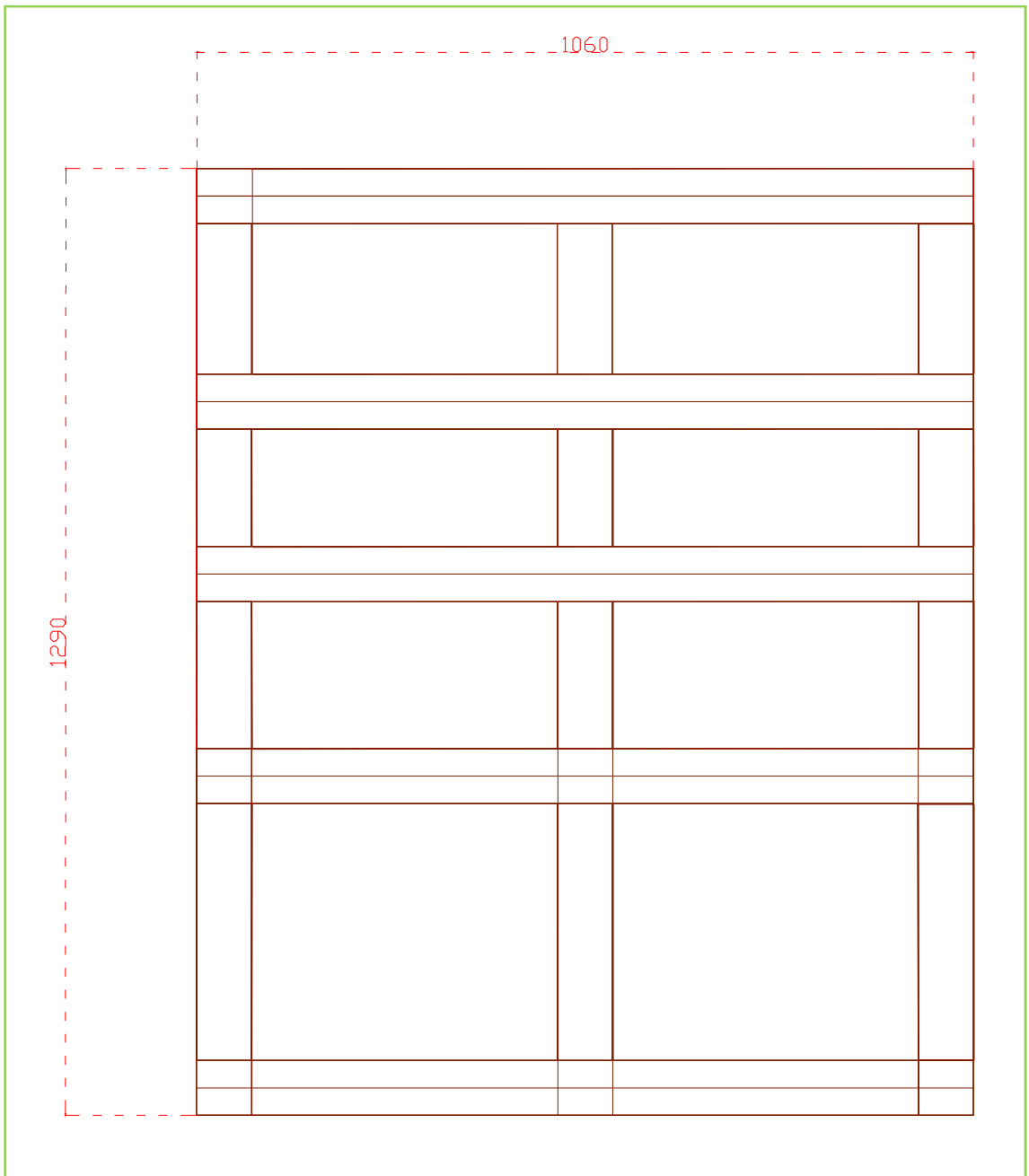
Plano Anexo A.3.15.- Detalle marco de carga, vista frontal.



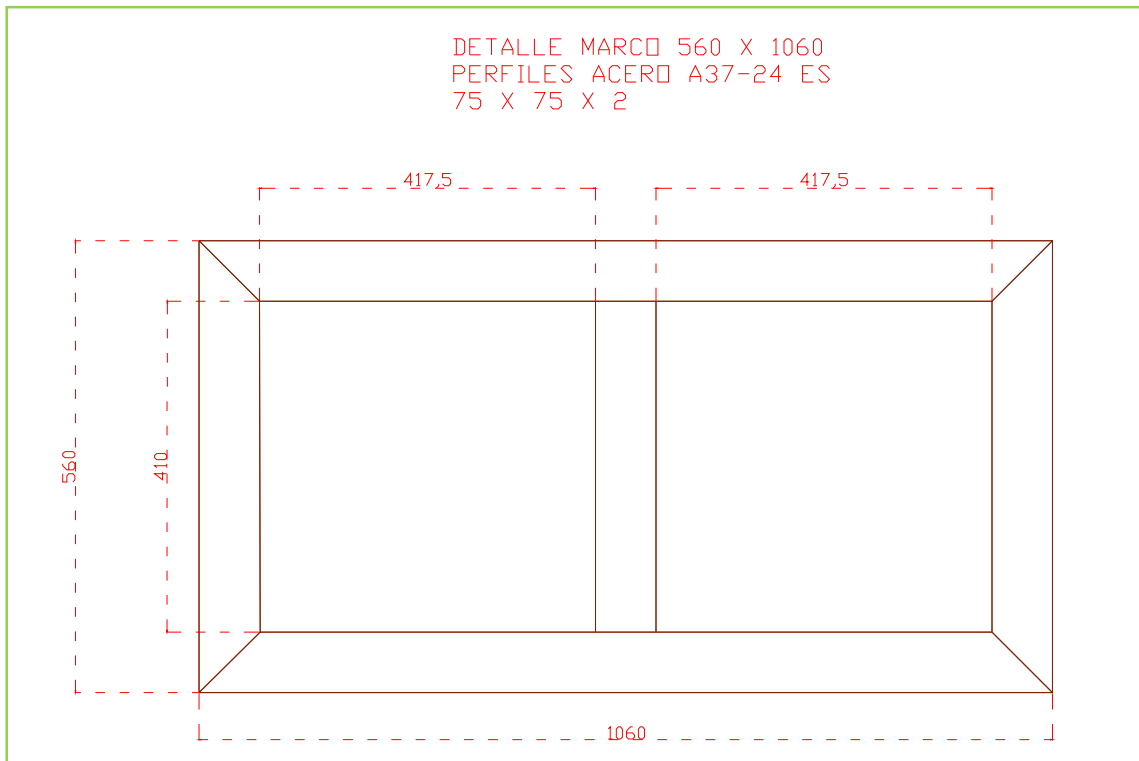
Plano Anexo A.3.16.- Detalle plancha marco de carga.



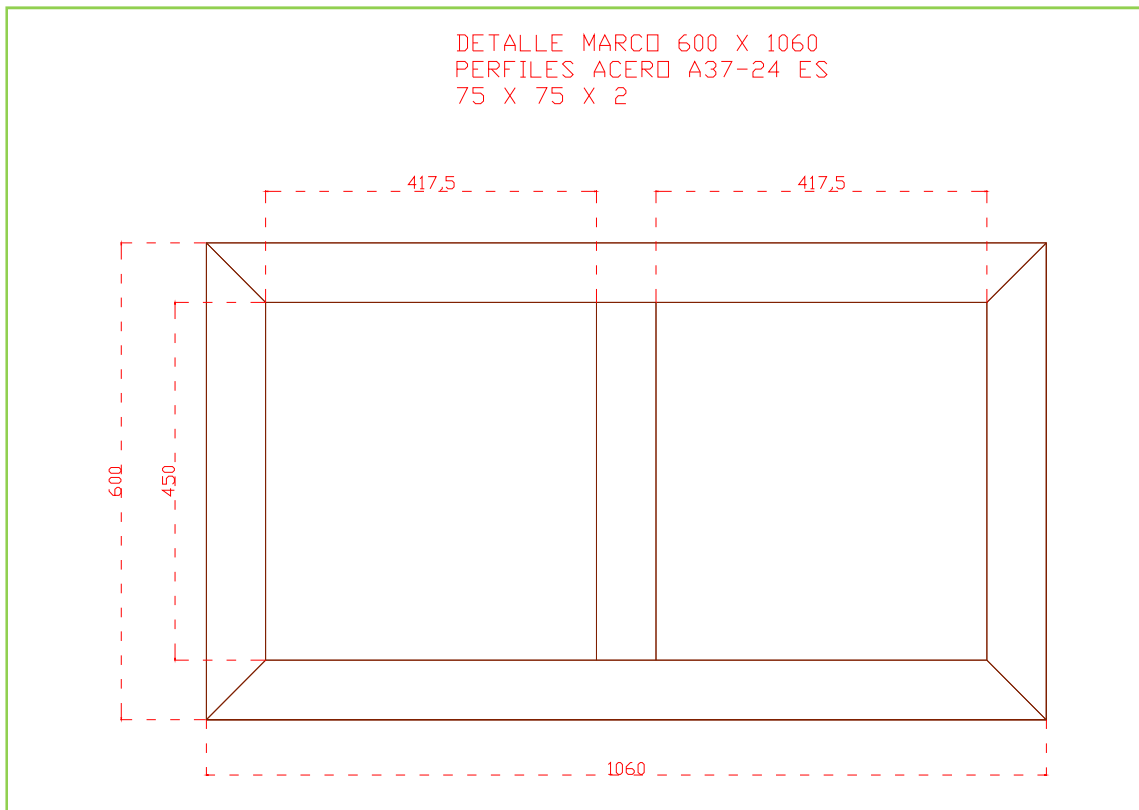
Plano Anexo A.3.17.- Detalle marco base, vista lateral.



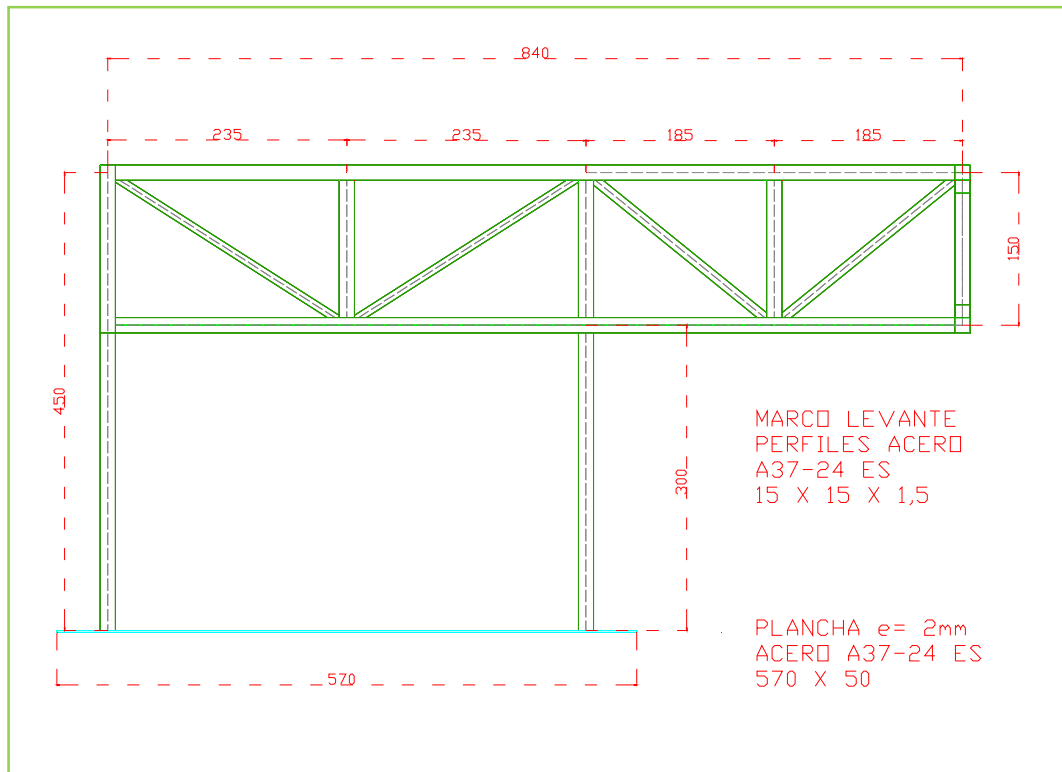
Plano Anexo A.3.18.- Detalle marco base, vista planta.



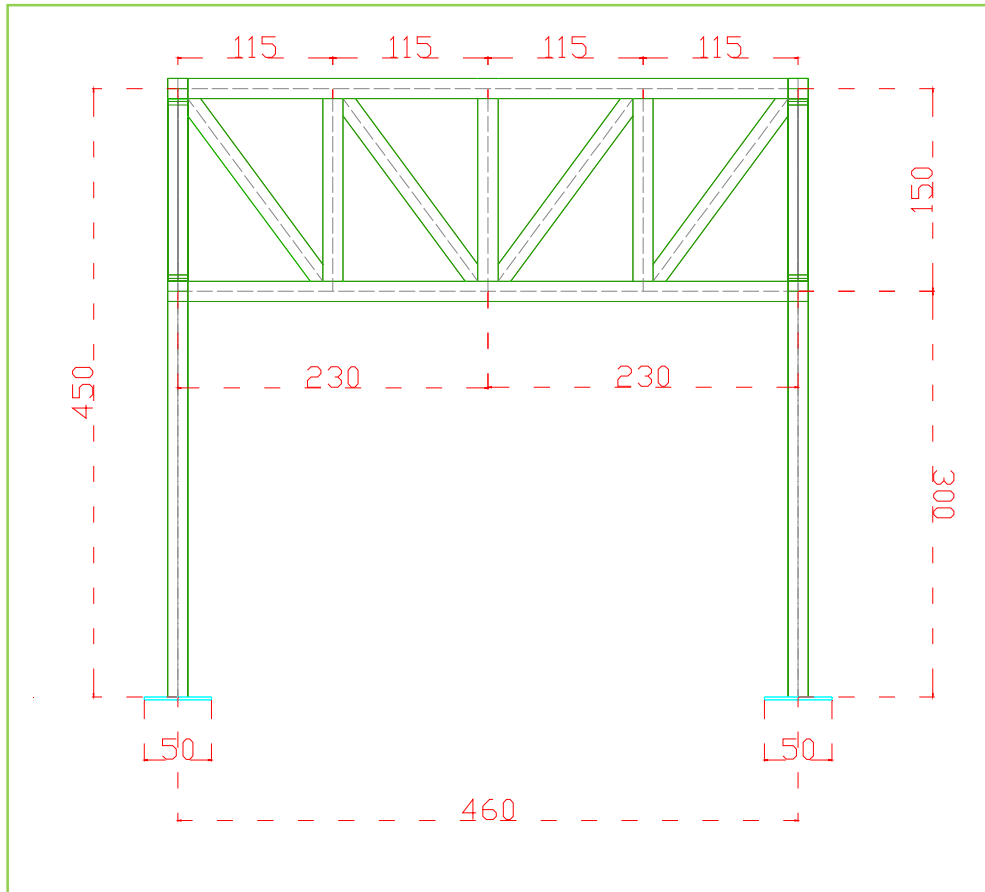
Plano Anexo A.3.19.- Detalle marco 560 x 1060 cm, vista frontal.



Plano Anexo A.3.20.- Detalle marco 600 x 1060 cm, vista frontal.

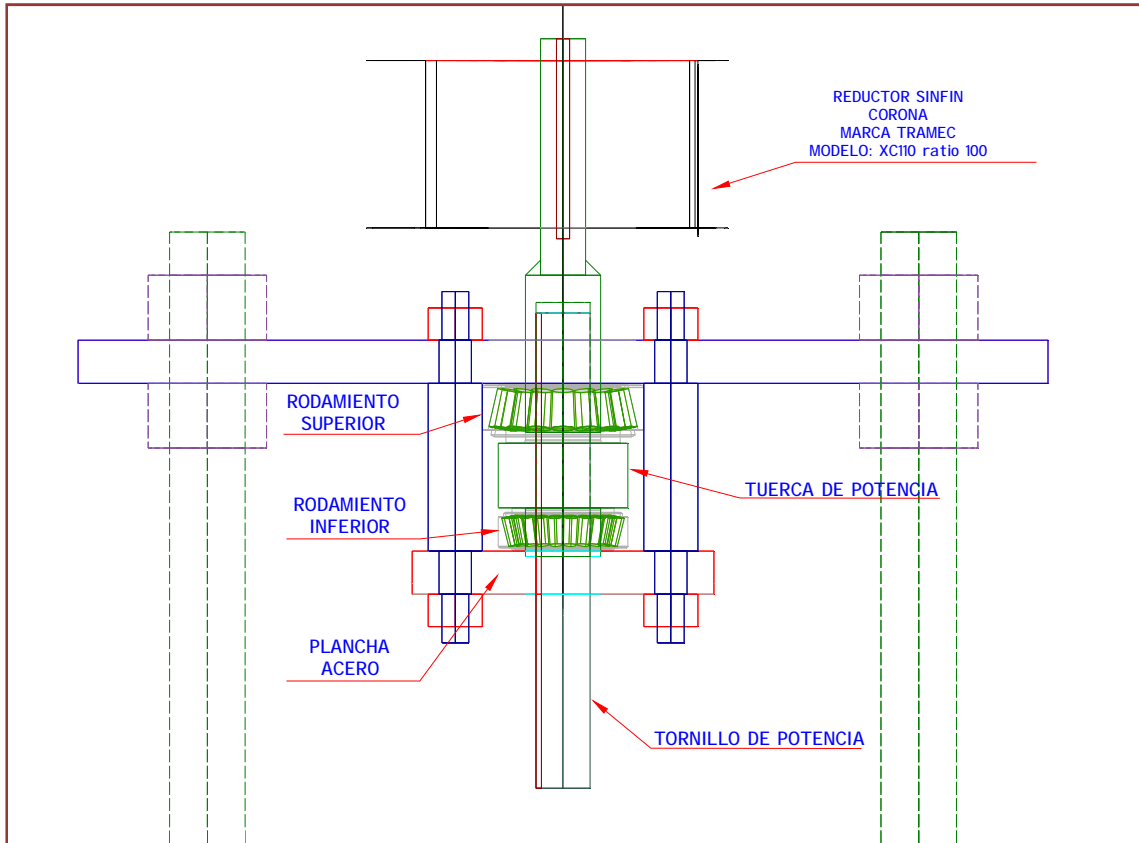


Plano Anexo A.3.21.- Detalle marco levante, vista lateral.



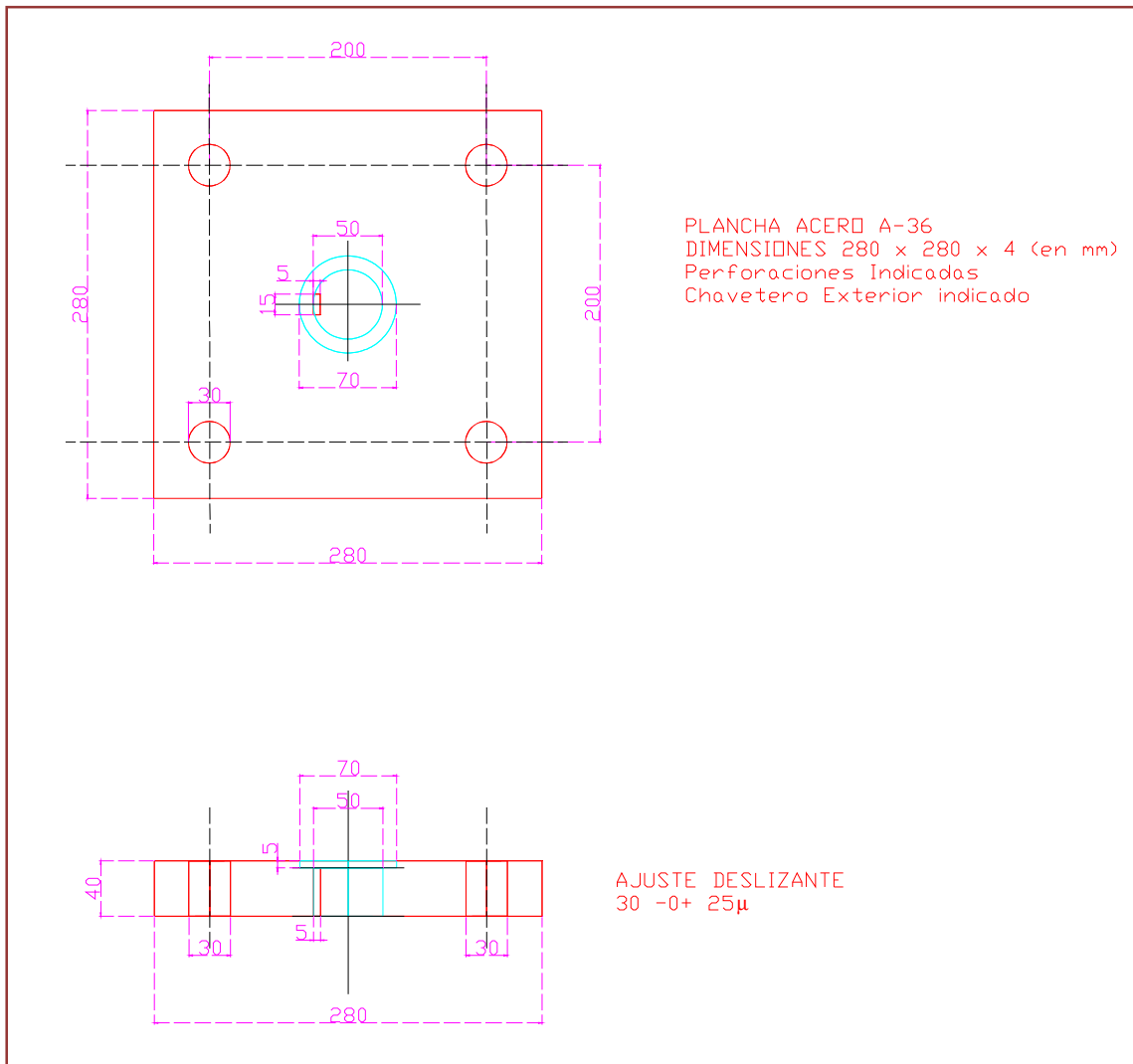
Plano Anexo A.3.22.- Detalle marco levante, vista frontal.

ANEXO A.3.3: PLANOS SISTEMA DE CARGA

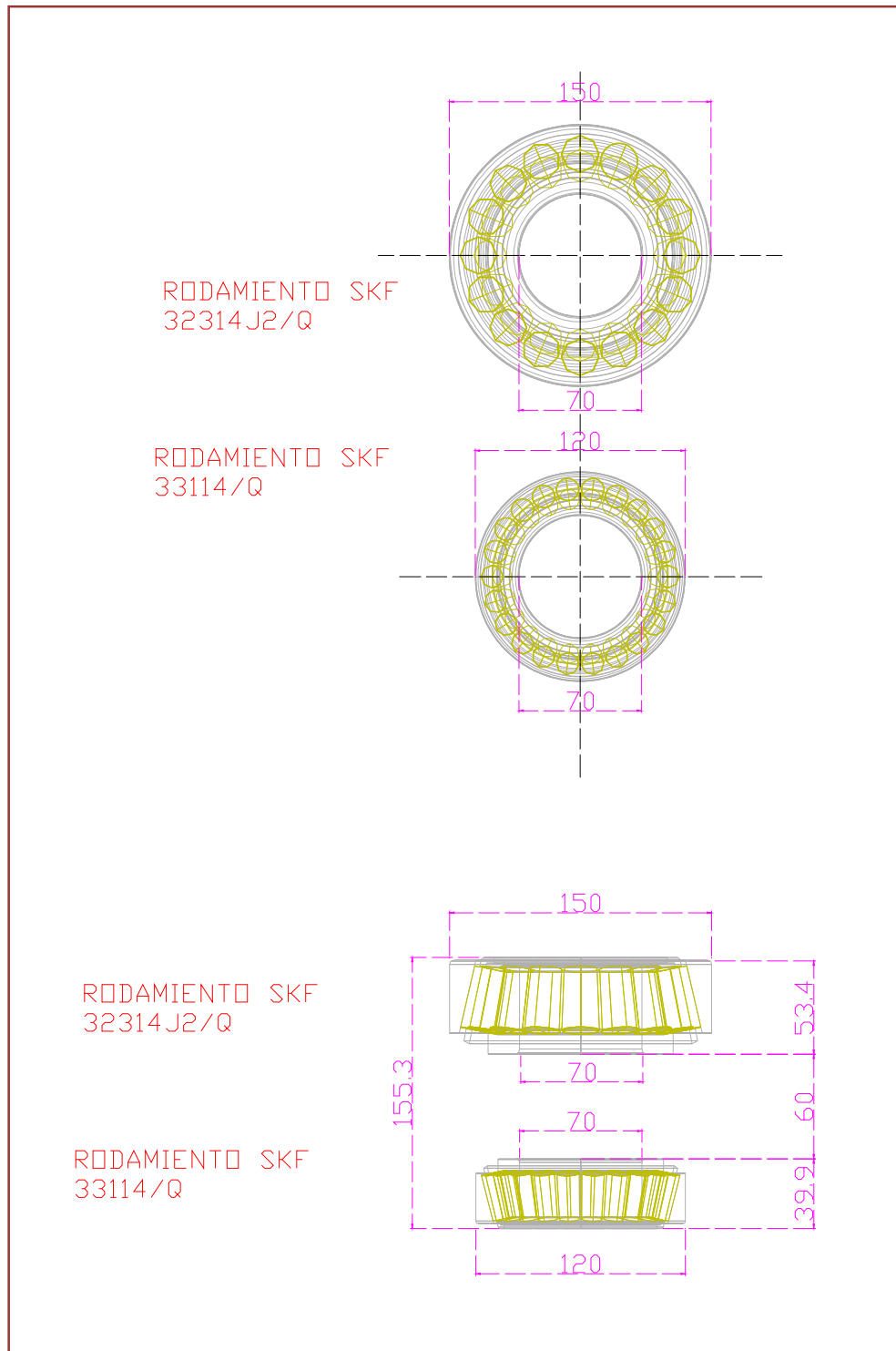


Plano Anexo A.3.23.- Configuración sistema de carga.

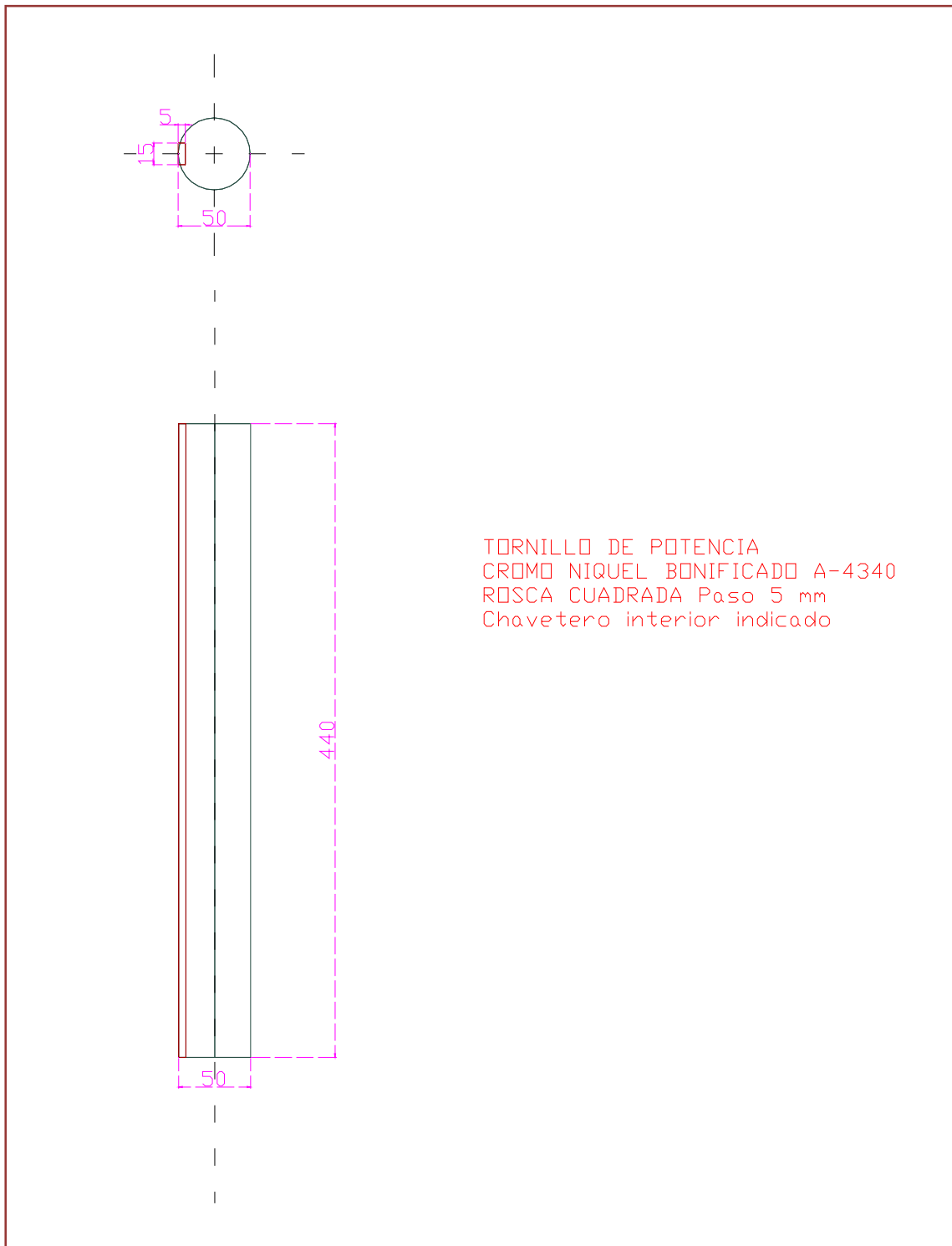




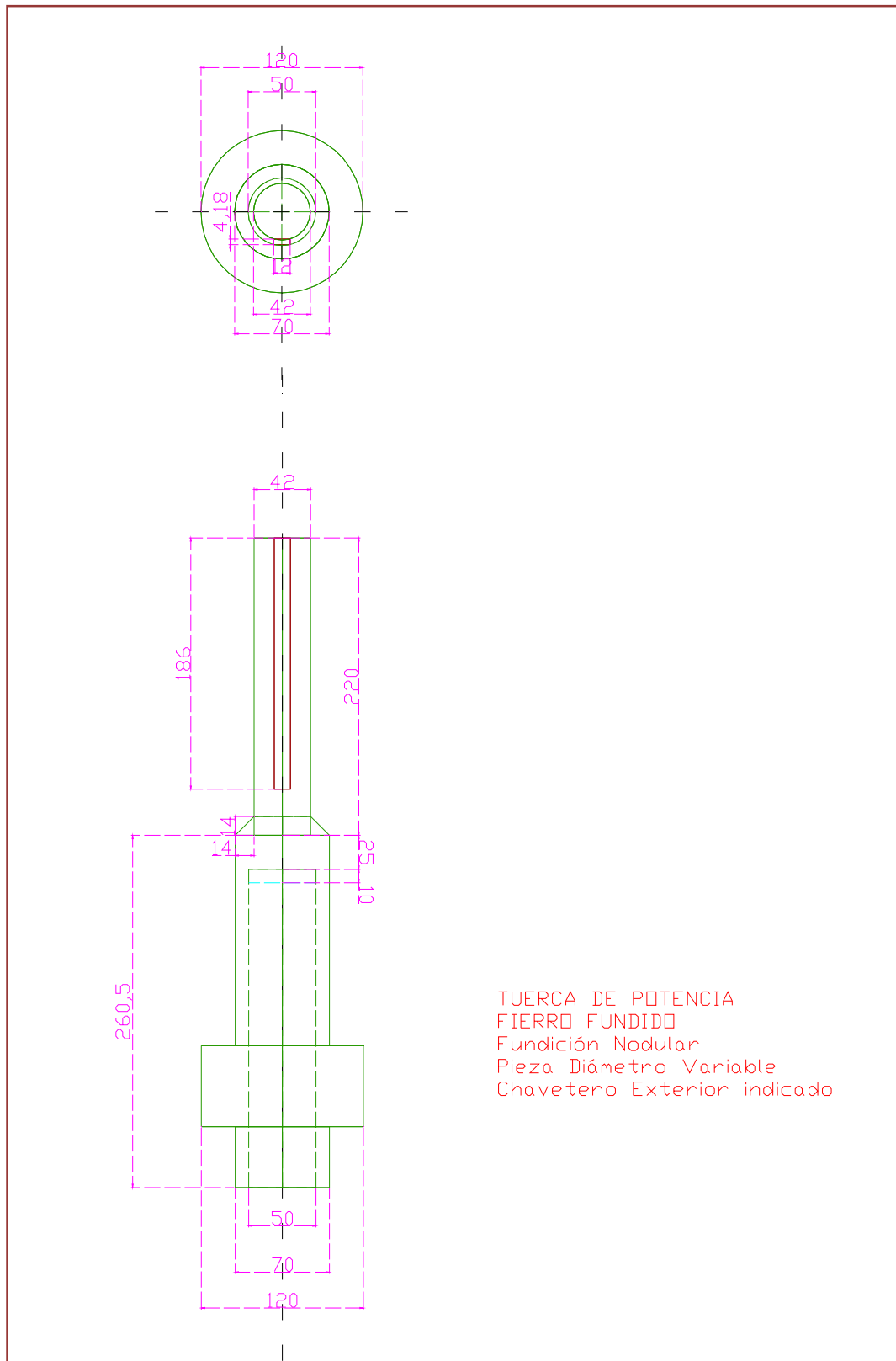
Plano Anexo A.3.24.- Detalle plancha de acero sistema de carga.



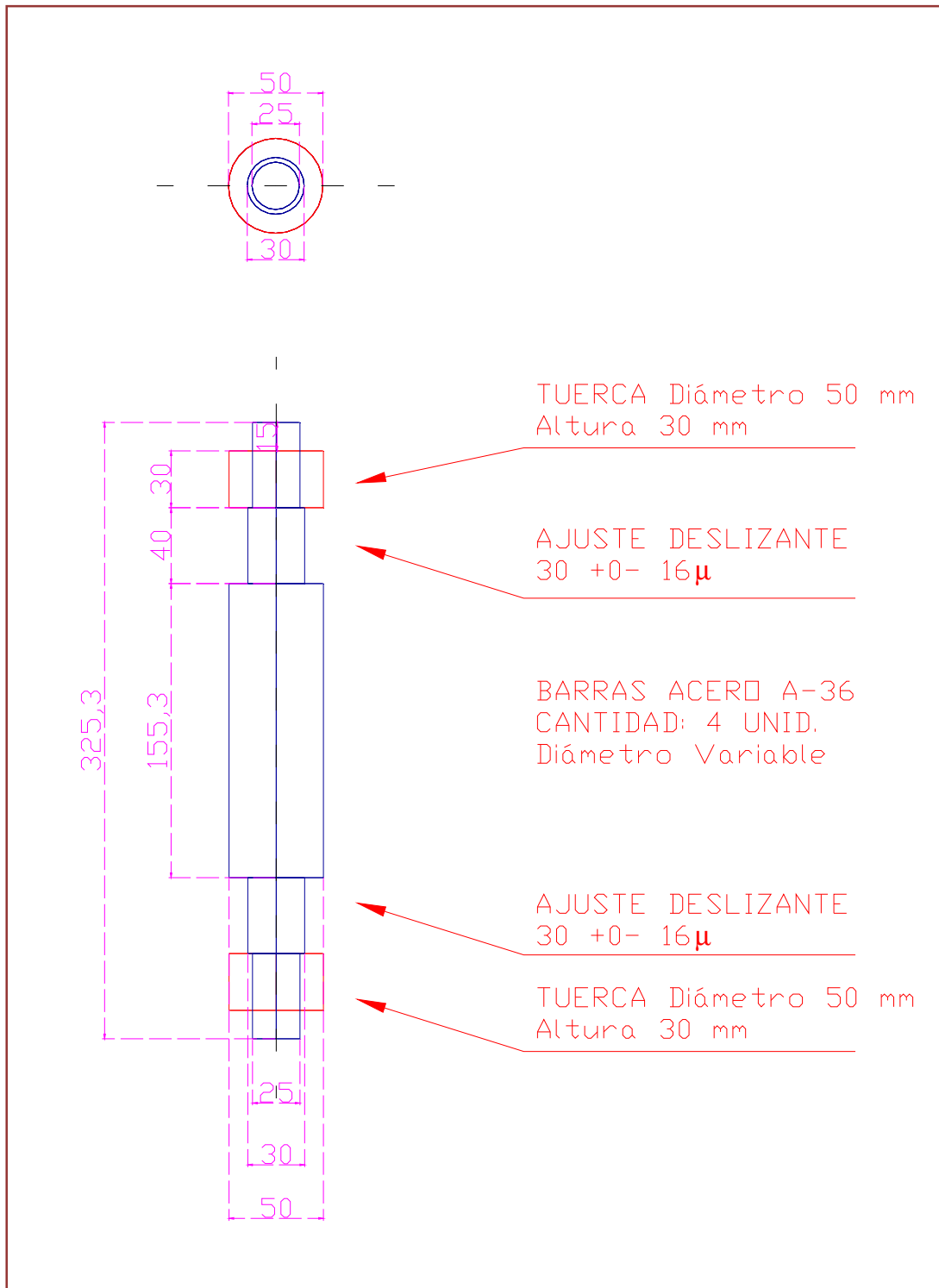
Plano Anexo A.3.25.- Detalle rodamientos sistema de carga.



Plano Anexo A.3.26.- Detalle tornillo de potencia sistema de carga.



Plano Anexo A.3.27.- Detalle tuerca de potencia sistema de carga.



Plano Anexo A.3.28.- Detalle barras de acero sistema de carga.

## **ANEXO A.4: CONSTRUCCIÓN EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES**



Fig. Anexo A.4.1.- Ejecución torneado piezas cámara triaxial, 1.



Fig. Anexo A.4.2.- Ejecución torneado piezas cámara triaxial, 2.





Fig. Anexo A.4.3.- Cámara triaxial.



Fig. Anexo A.4.4.- Construcción marco de carga triaxial, 1.



Fig. Anexo A.4.5.- Construcción marco de carga triaxial, 2.

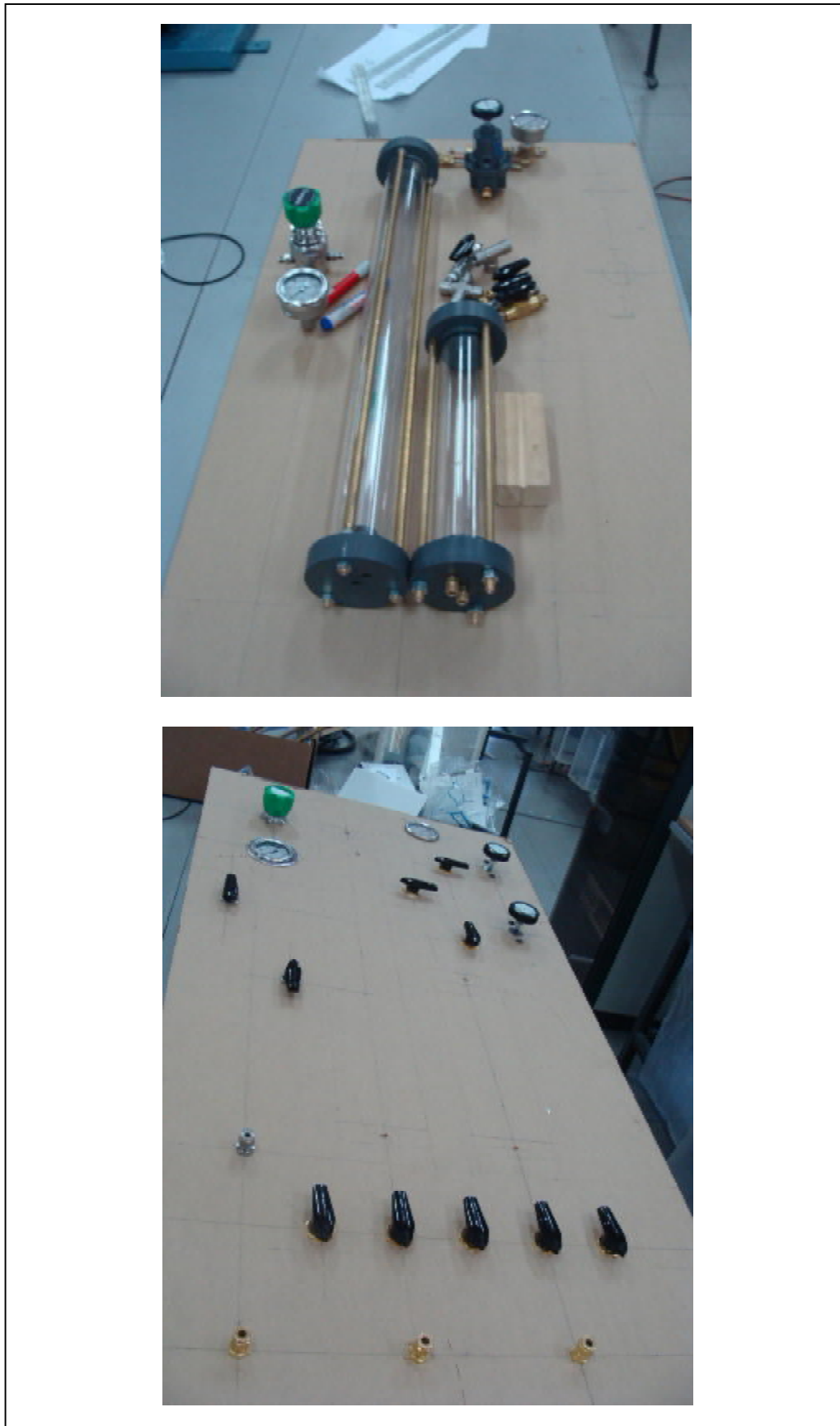


Fig. Anexo A.4.6.- Construcción panel equipo triaxial, 1.



Fig. Anexo A.4.7.- Construcción panel equipo triaxial, 2.



Fig. Anexo A.4.8.- Construcción panel equipo triaxial, 3.



Fig. Anexo A.4.9.- Construcción panel equipo triaxial, 4.



Fig. Anexo A.4.10.- Panel equipo triaxial en operación.



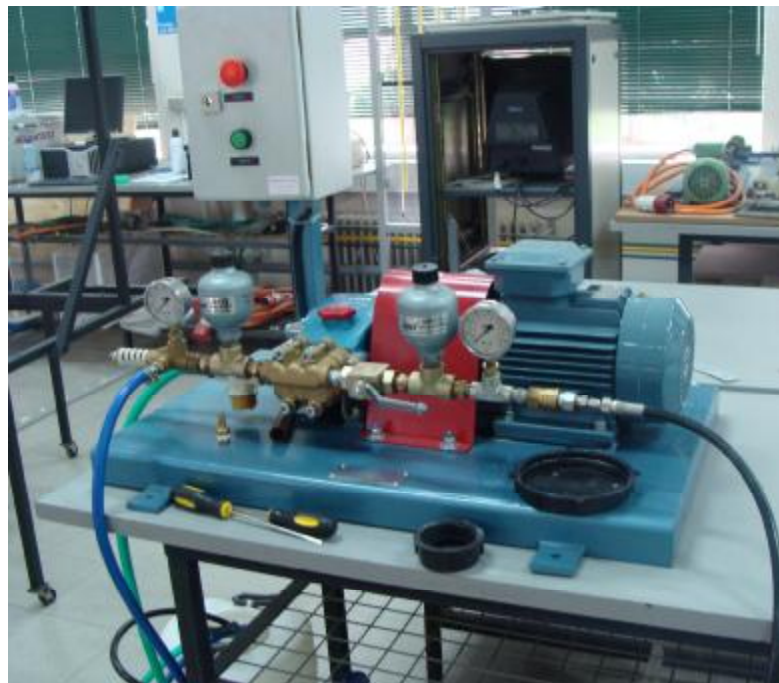


Fig. Anexo A.4.11.- Sistema aplicación presión de cámara.



Fig. Anexo A.4.12.- Equipo triaxial en funcionamiento.



Fig. Anexo A.4.13.- Disposición general equipo triaxial.

# **ANEXO B: RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO**

**ANEXO B.1.: RESULTADOS ENSAYOS DE  
CONSOLIDACIÓN ISOTROPA Y LINEAS CARACTERISTICAS  
PLANO  $e$ -  $p'$**

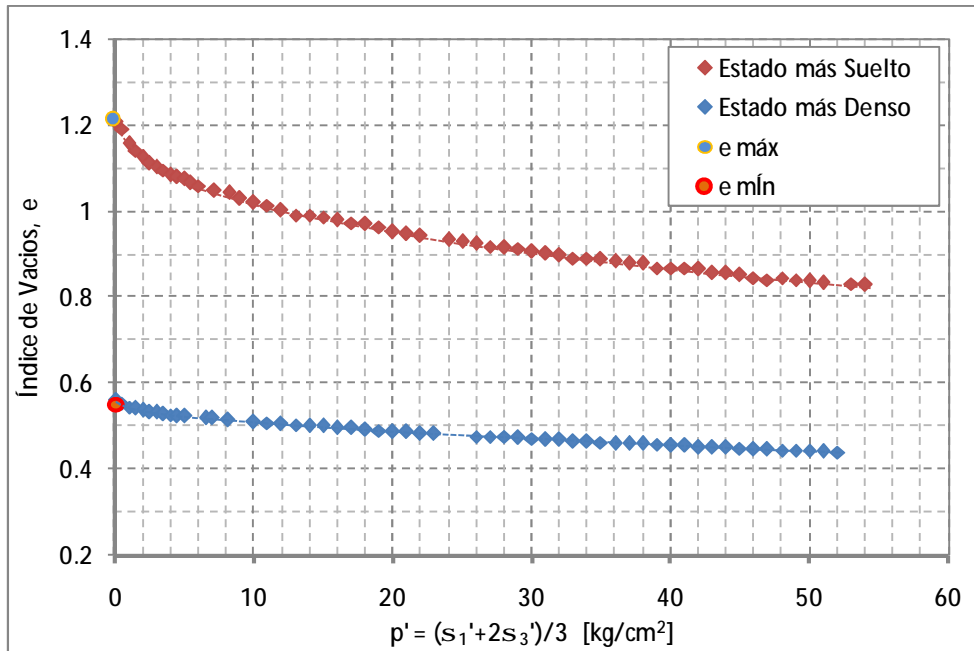


Fig. B.1.1.- Líneas de consolidación isotrópica estado más denso y estado más suelto, escala aritmética.

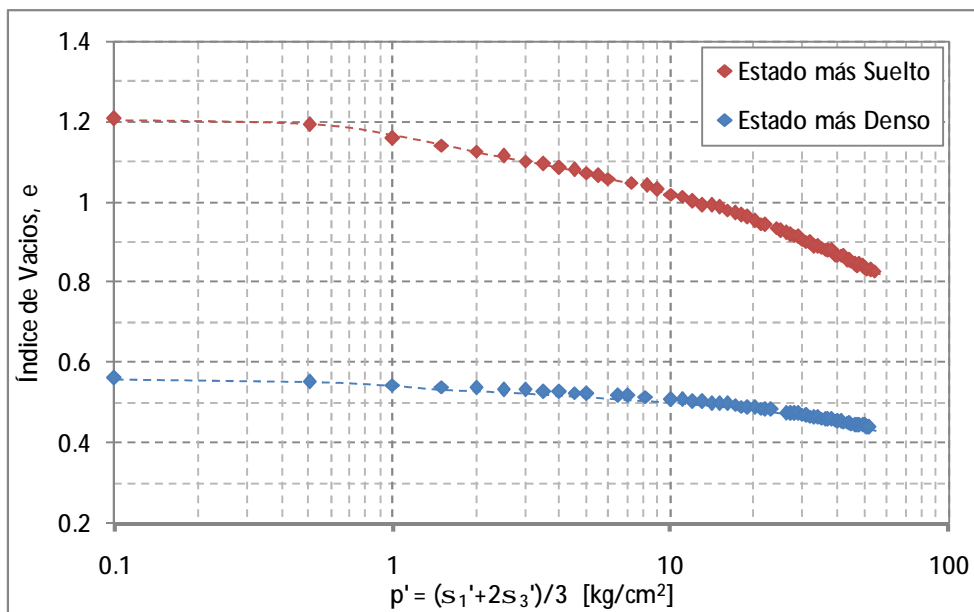


Fig. B.1.2.- Líneas de consolidación isotrópica estado más denso y estado más suelto, escala logarítmica.

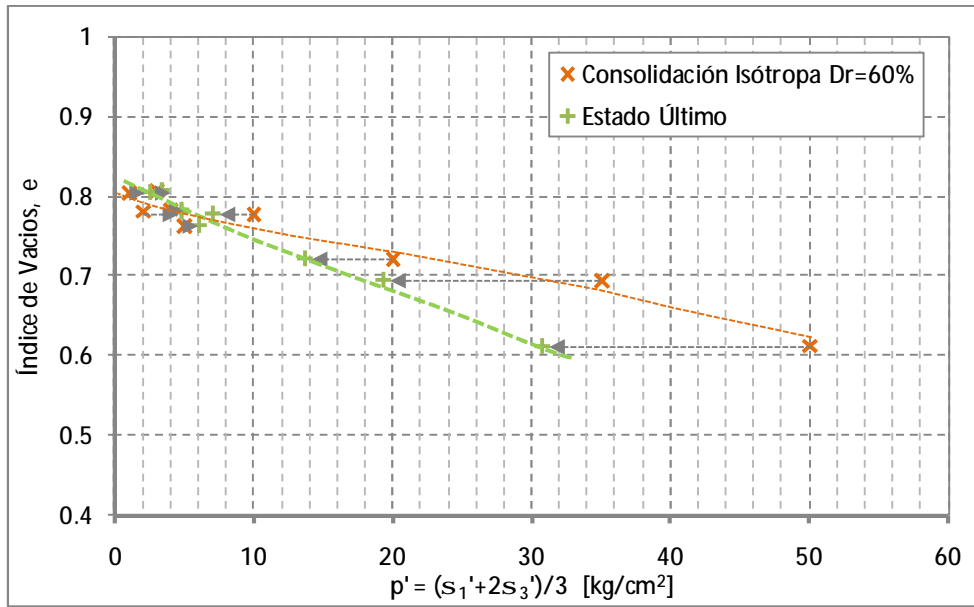


Fig. B.1.3.- Línea de consolidación isotrópica  $D_R=60\%$  y línea de estado último plano  $e-p'$ , escala aritmética.

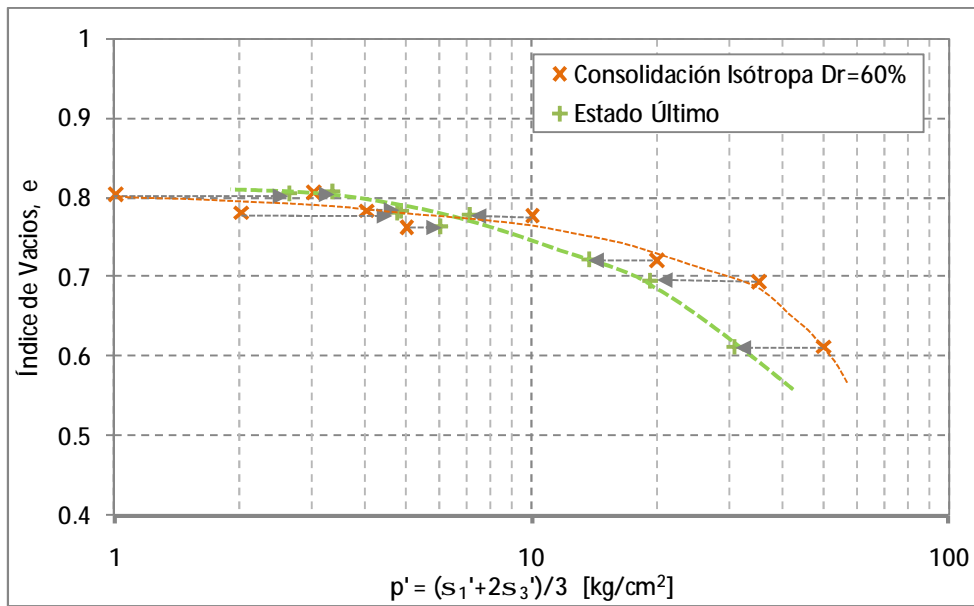


Fig. B.1.4.- Línea de consolidación isotrópica  $D_R=60\%$  y línea de estado último plano  $e-p'$ , escala logarítmica.

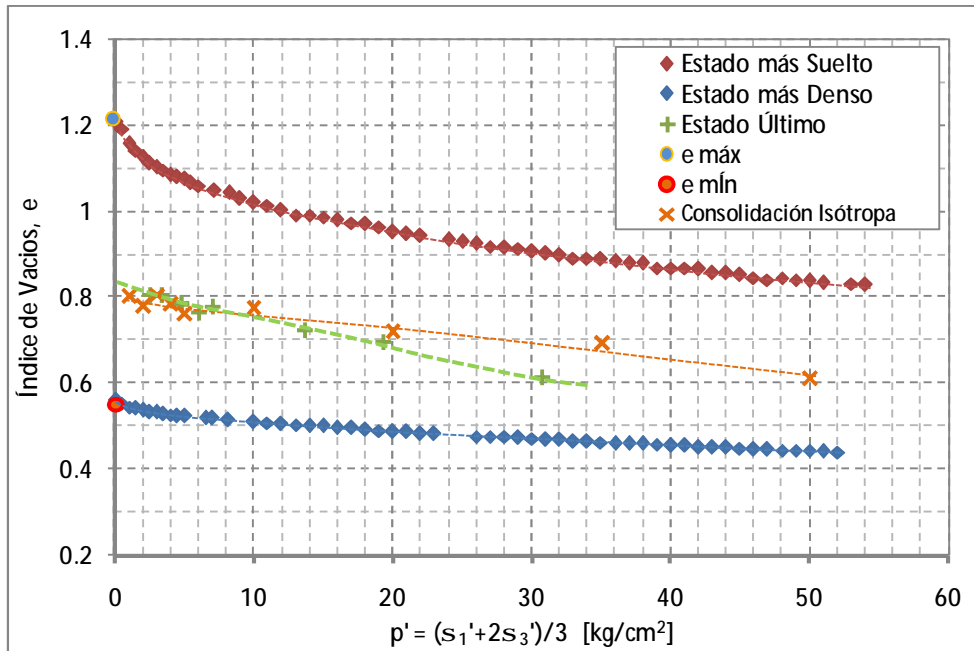


Fig. B.1.5.- Ubicación línea de consolidación isotrópica y línea de estado último plano  $e-p'$  respecto estados más suelto y más denso, escala aritmética.

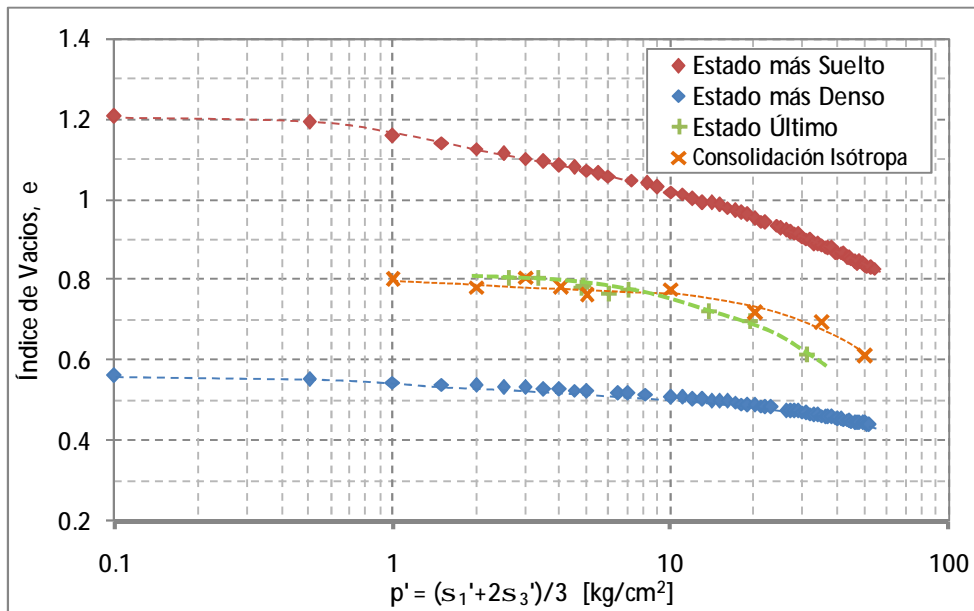


Fig. B.1.6.- Ubicación línea de consolidación isotrópica y línea de estado último plano  $e-p'$  respecto estados más suelto y más denso, escala logarítmica.



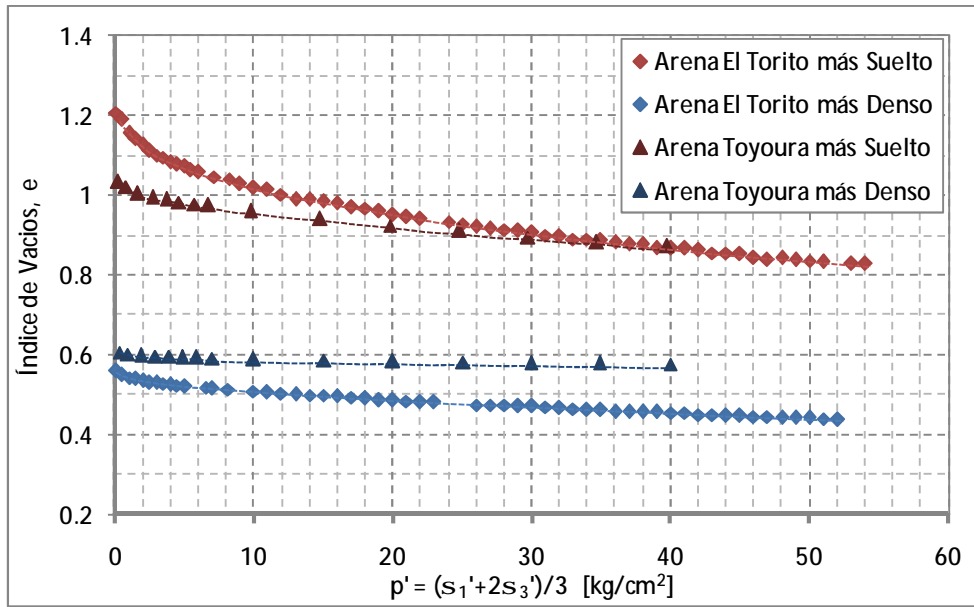


Fig. B.1.7.- Comparación estados limites arena de relaves y arena Toyoura.

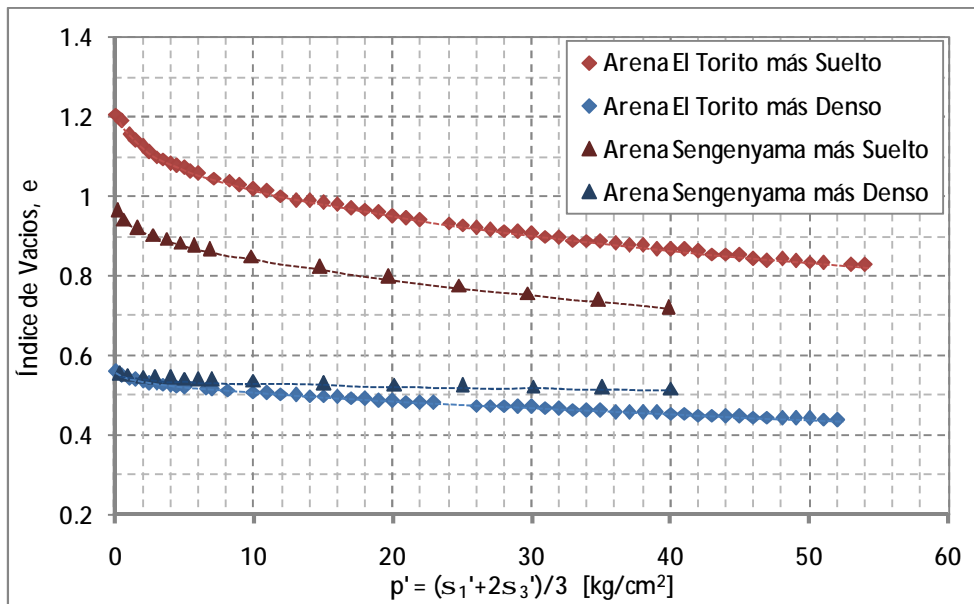


Fig. B.1.8.- Comparación estados limites arena de relaves y arena Sengenyama.

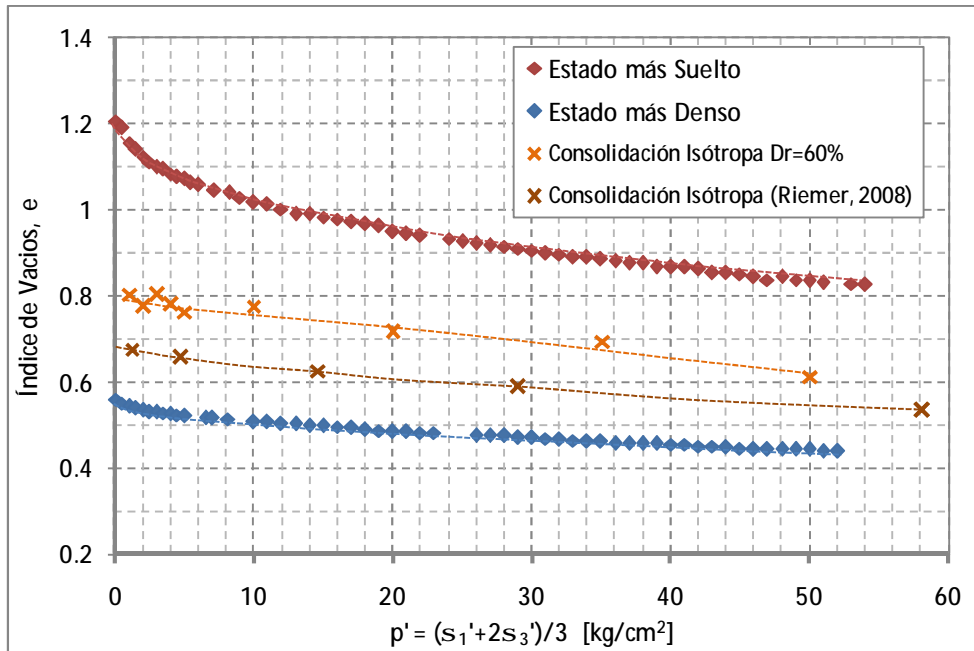


Fig. B.1.9.- Comparación consolidación isotrópica arena de relaves y relaves Cerro Verde, escala aritmética.

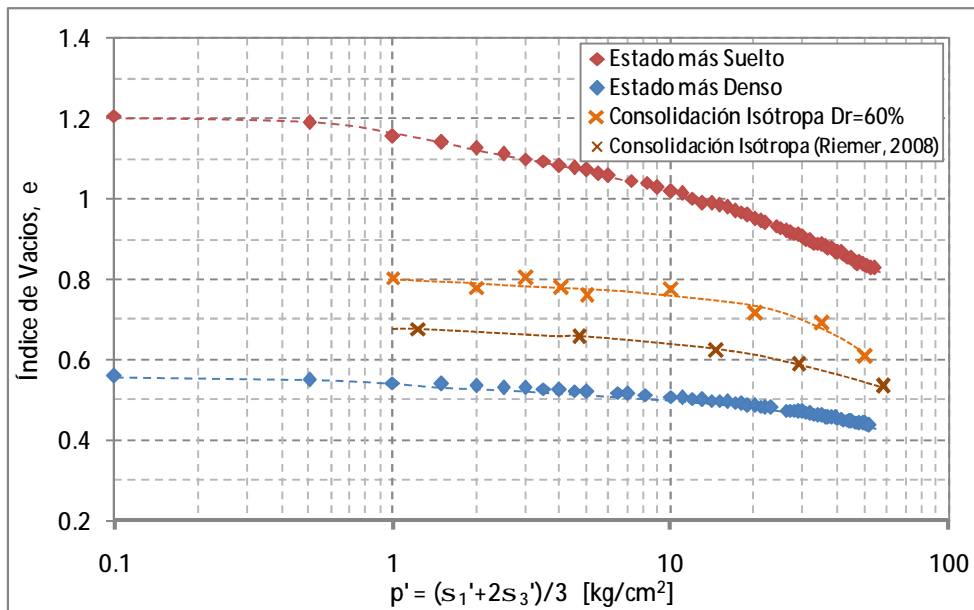


Fig. B.1.10.- Comparación consolidación isotrópica arena de relaves y relaves Cerro Verde, escala logarítmica.

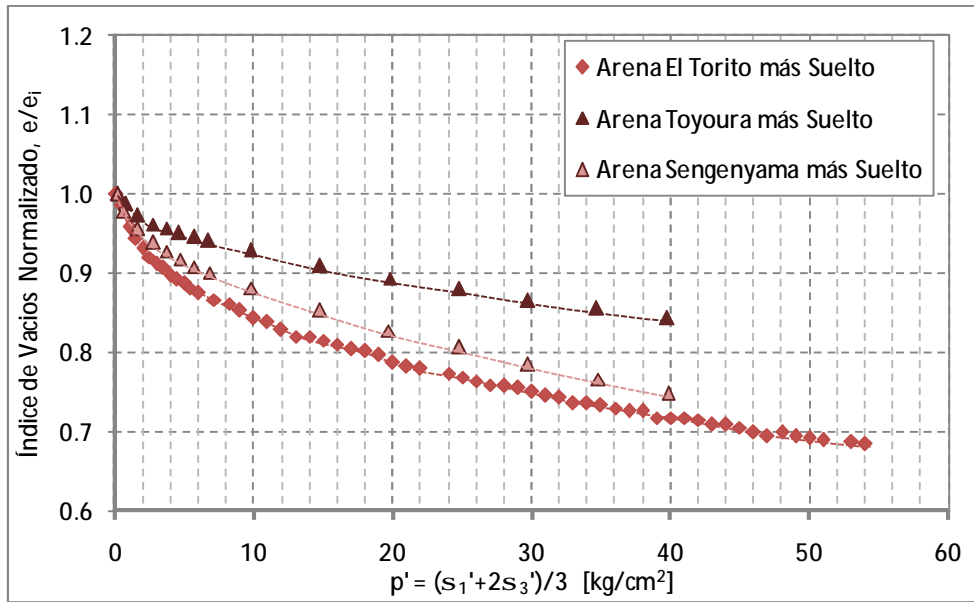


Fig. B.1.11.- Índice de vacíos normalizado en función de la presión de confinamiento, estados más sueltos.

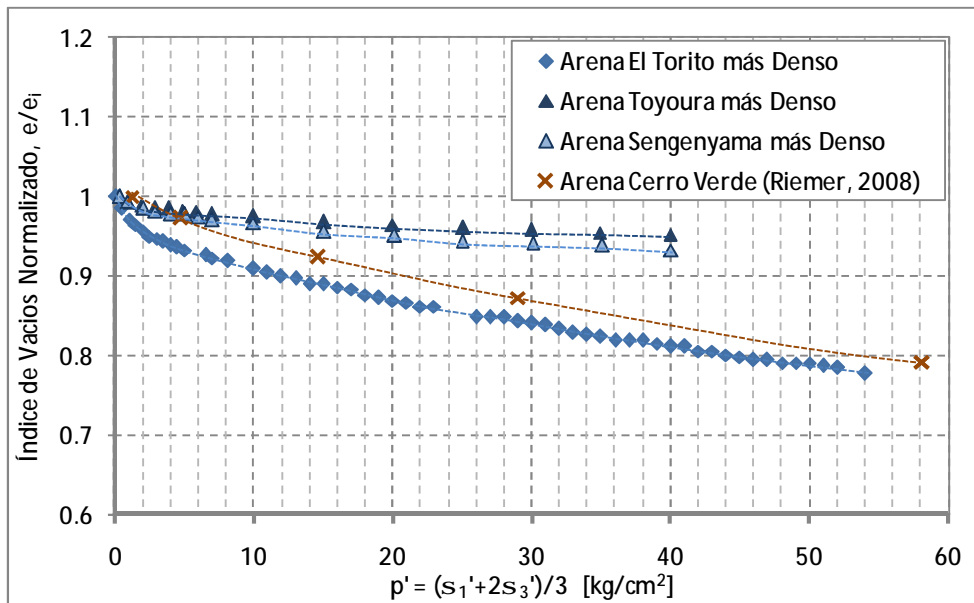


Fig. B.1.12.- Índice de vacíos normalizado en función de la presión de confinamiento, estados más densos.

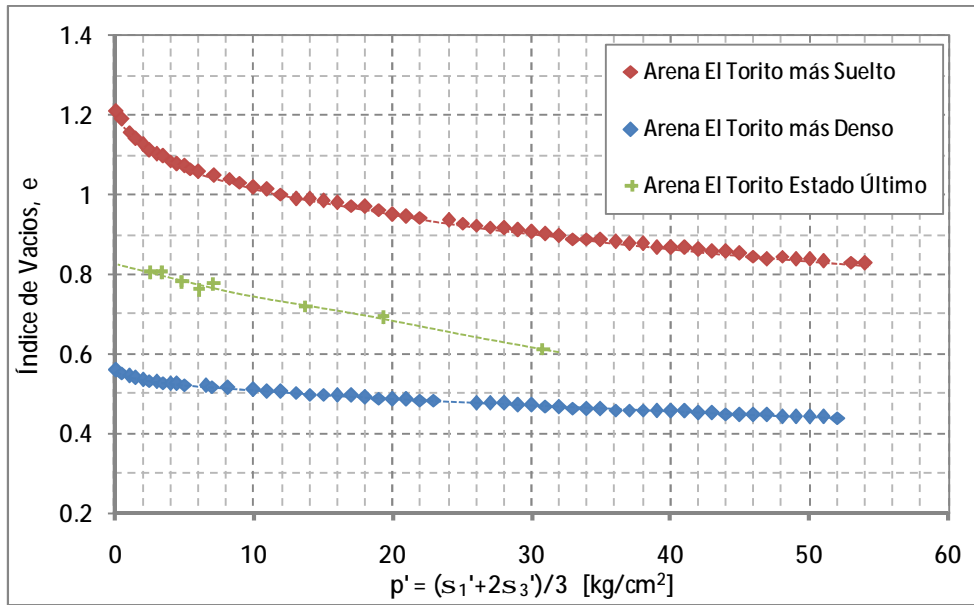


Fig. B.1.13.- Líneas de consolidación isotrópicas estado más suelto y más denso y línea de estado último arena de relaves.

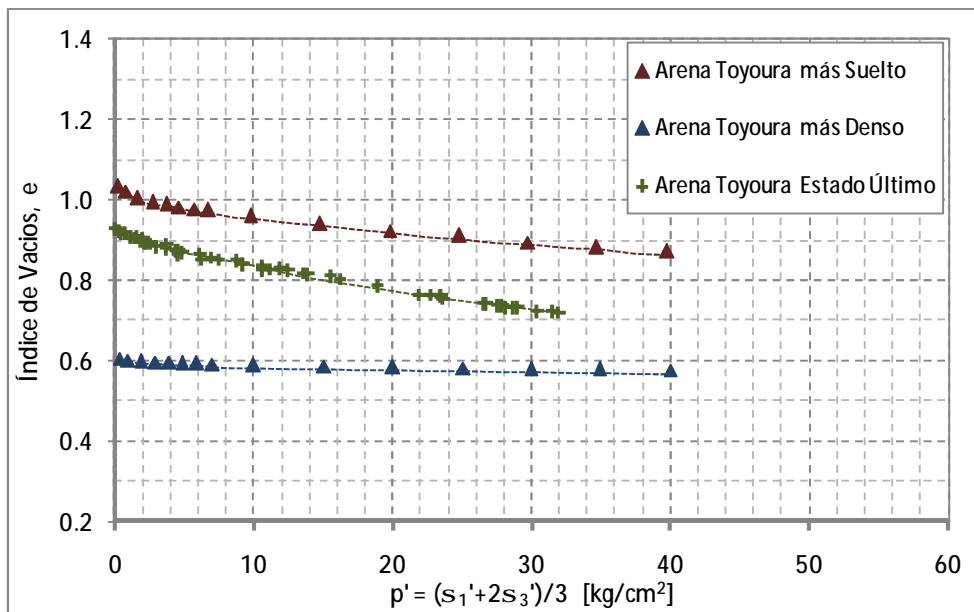


Fig. B.1.14.- Líneas de consolidación isotrópicas estado más suelto y más denso y línea de estado último arena Toyoura.

## **ANEXO B.2.: RESULTADOS ENSAYOS TRIAXIALES ESTATICOS CIU**

Anexo B: Resultados Ensayos de Laboratorio

$s_0'$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$e_{\text{ensayo}}$ [-]	$DR_{\text{ensayo}}$ [%]	B.P. [kg/cm <sup>2</sup> ]	DV cons. [cc]	B value [%]	$q_{\text{falla}}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$p'_{\text{falla}}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Análisis Granulométrico y Área Superficial	Fecha Ensayo
1 (*)	0.805	61.67	3.0	2.0	95%	1.98	2.61	SI	17-11-2009
2 (*)	0.781	65.24	2.0	2.8	95%	3.74	4.76	NO	18-11-2009
3 (*)	0.806	61.41	2.0	4.1	96%	2.49	3.32	NO	19-11-2009
4 (*)	0.784	64.80	2.0	4.4	96%	3.81	4.84	NO	23-11-2009
5 (+)	0.763	67.90	2.0	5.0	95%	4.64	6.02	SI	09-04-2010
10 (+)	0.777	65.80	3.0	8.5	95%	5.59	7.08	SI	08-04-2010
20 (+)	0.721	74.32	3.0	10.5	95%	11.29	13.71	SI	07-04-2010
35 (+)	0.695	78.25	5.0	14.0	95%	15.11	19.28	SI	13-04-2010
50 (+)	0.613	90.68	5.0	18.0	98%	21.92	30.80	SI	12-04-2010

(\*): Ensayo realizado en equipo triaxial de bajas presiones

(+): Ensayo realizado en equipo triaxial de altas presiones

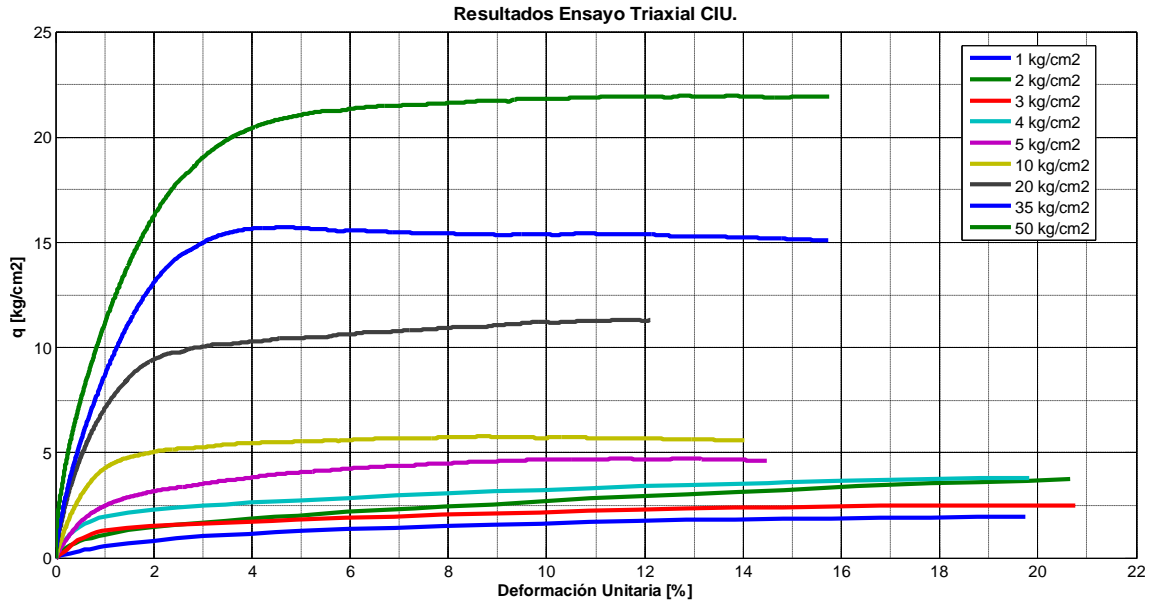


Fig. B.2.1.- Respuesta Tensión – Deformación ensayos triaxiales CIU.

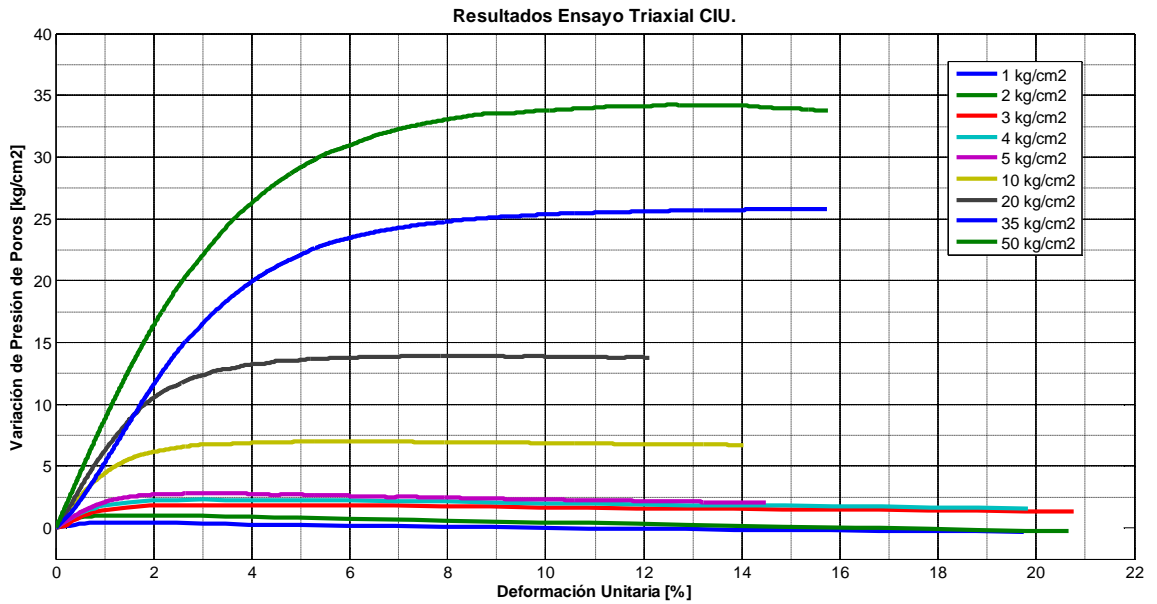


Fig. B.2.2.- Respuesta Variación de Presión de Poros – Deformación ensayos triaxiales CIU.

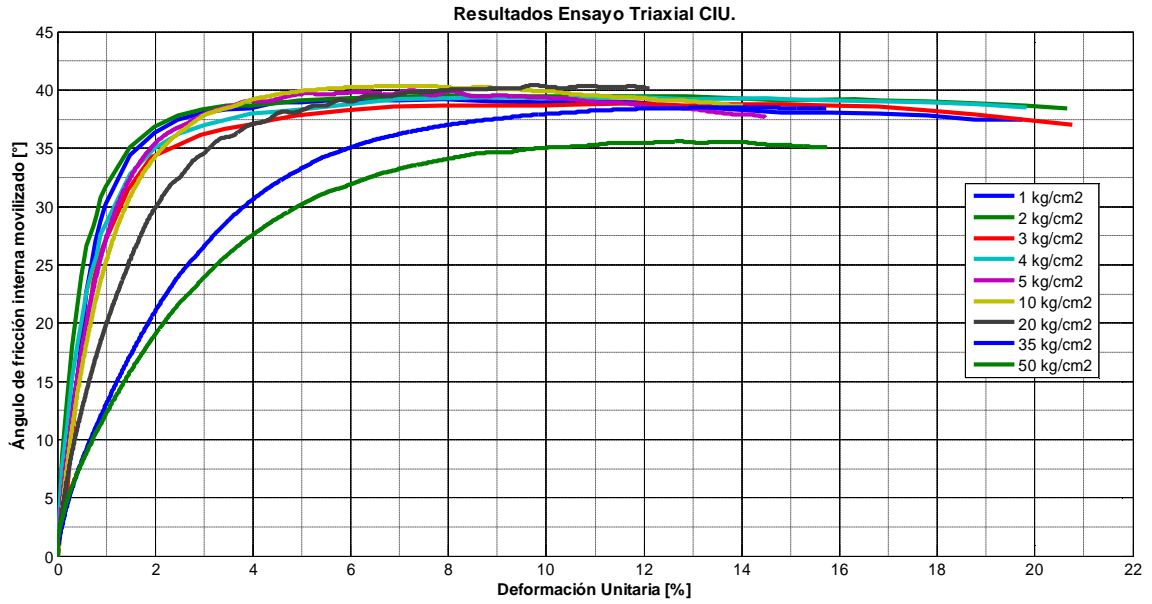


Fig. B.2.3.- Respuesta Ángulo de fricción interna movilizado – Deformación ensayos triaxiales CIU.

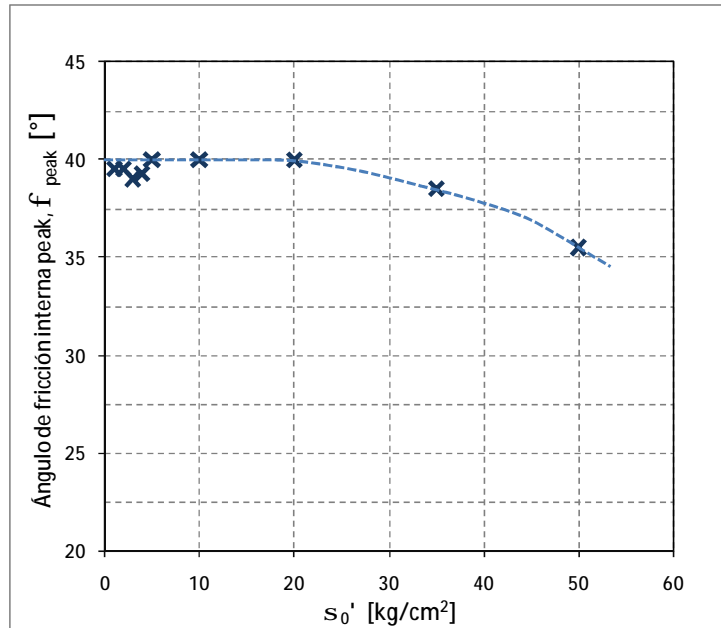


Fig. B.2.4.- Ángulo de fricción interna Peak en función de la presión de confinamiento.



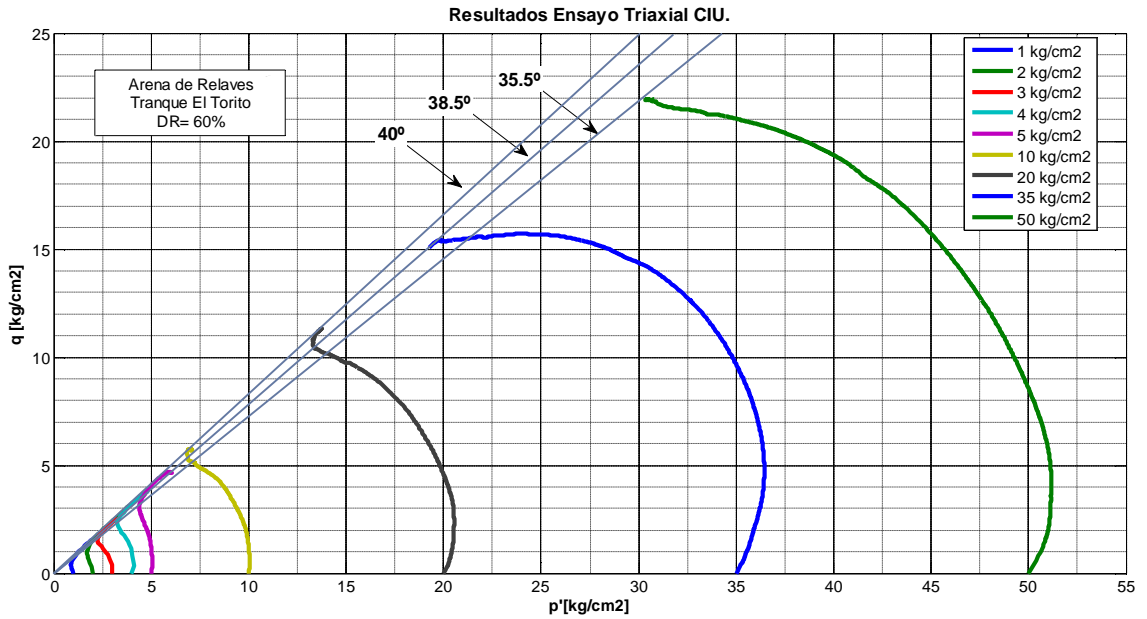


Fig. B.2.5.- Trayectoria de tensiones efectivas ensayos triaxiales CIU.

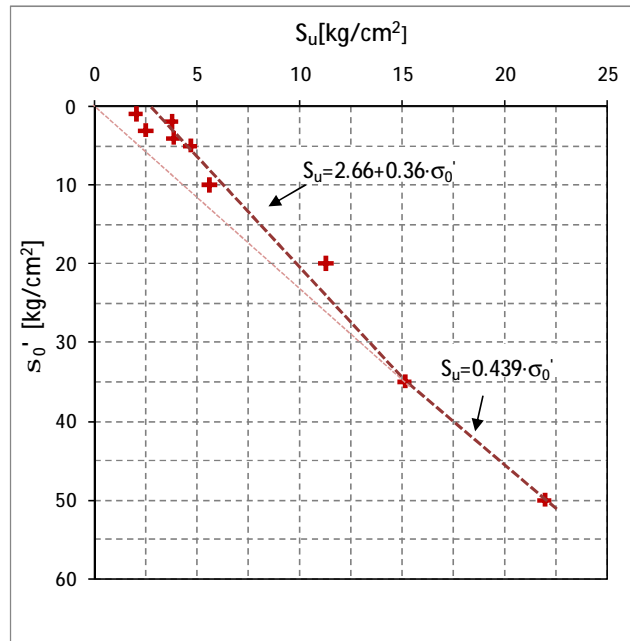


Fig. B.2.6.- Variación de resistencia no drenada en función de la presión de confinamiento.

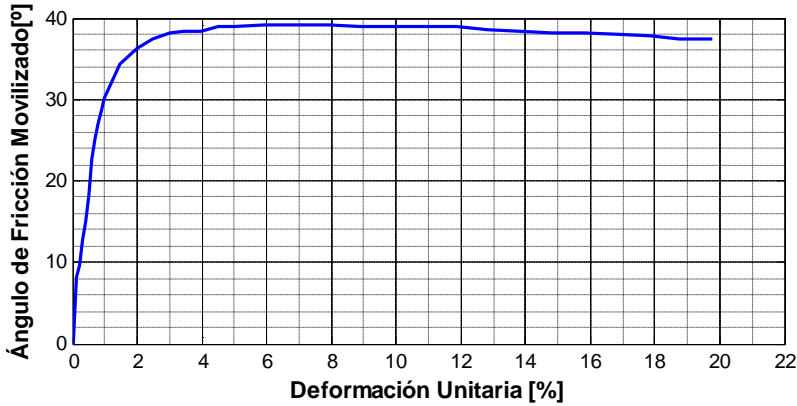
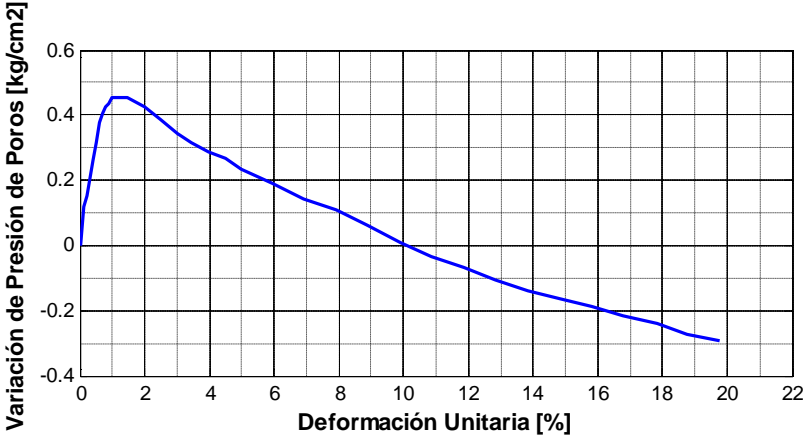
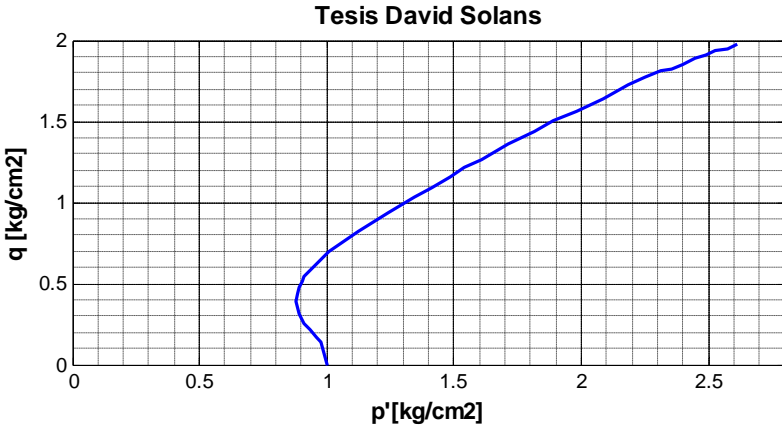
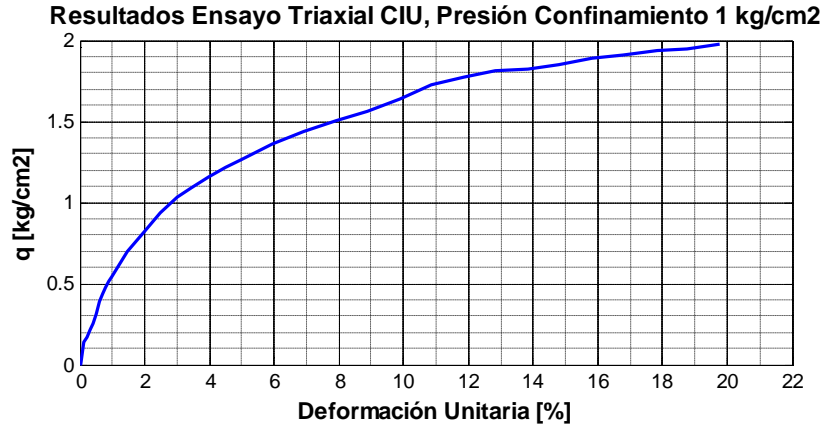


Fig. B.2.7.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ .

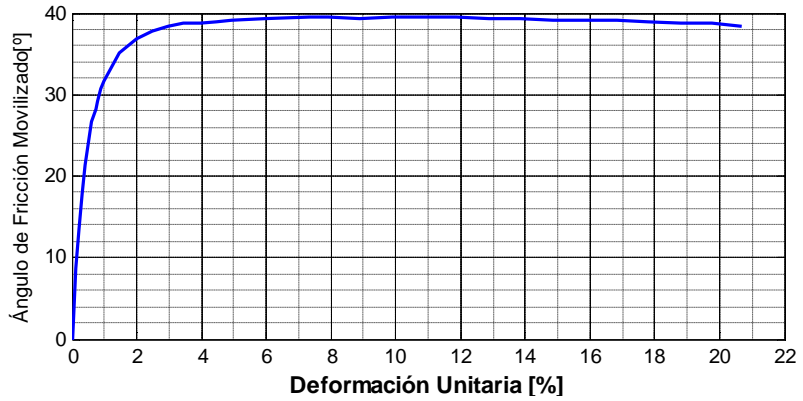
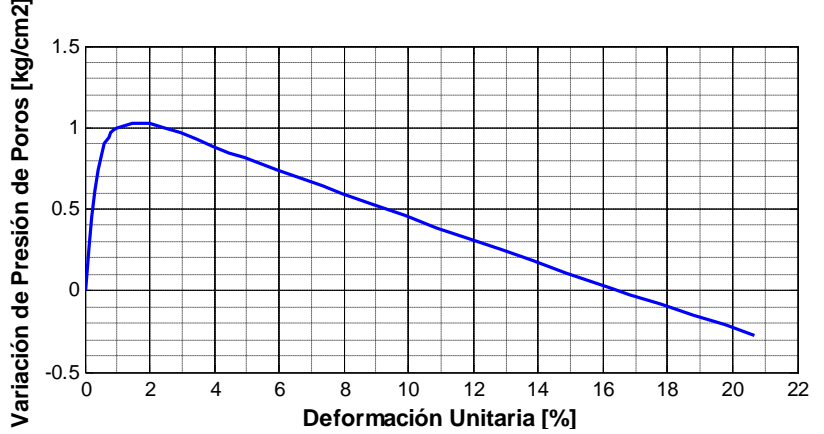
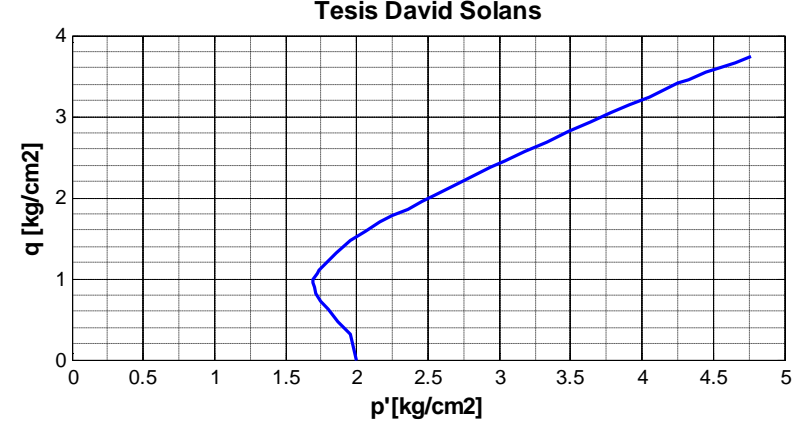
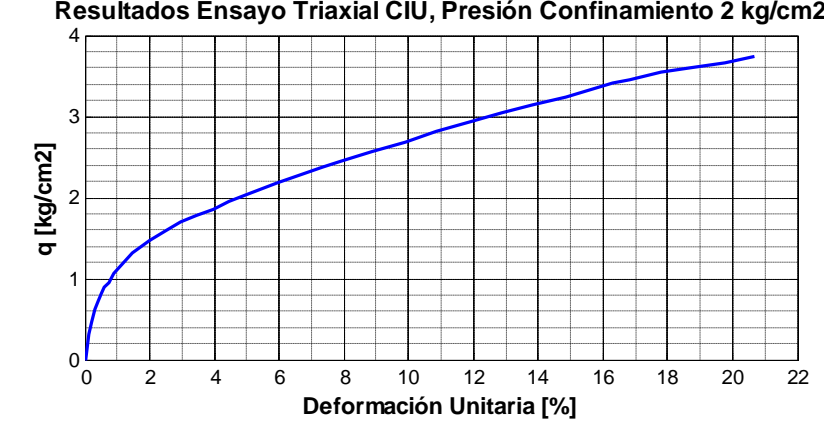


Fig. B.2.8.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0 = 2 \text{ kg/cm}^2$ .

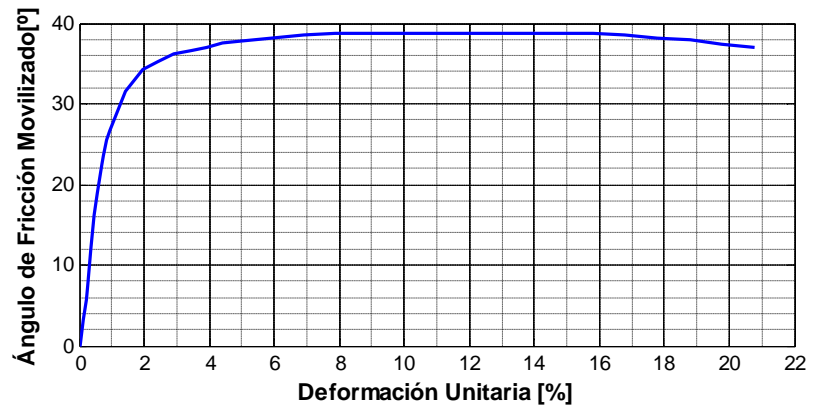
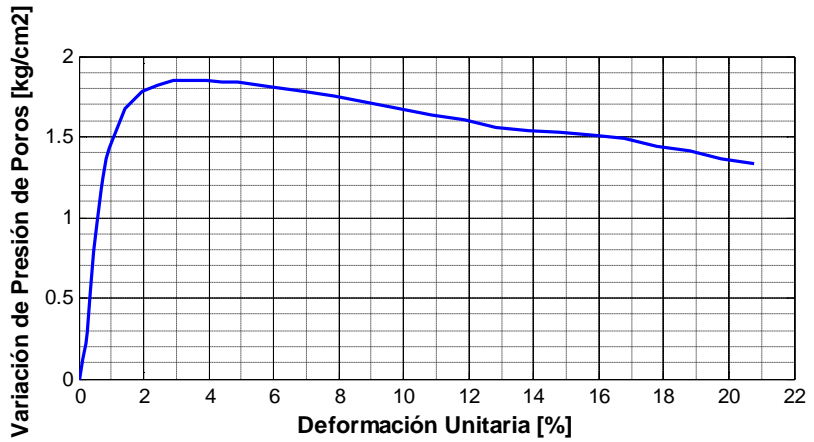
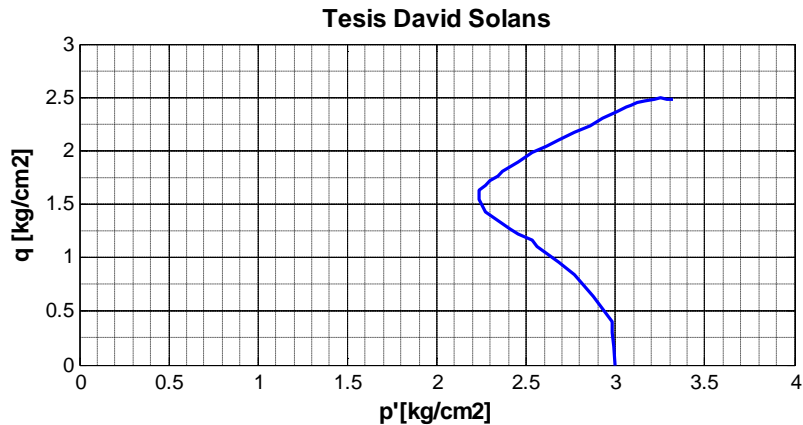
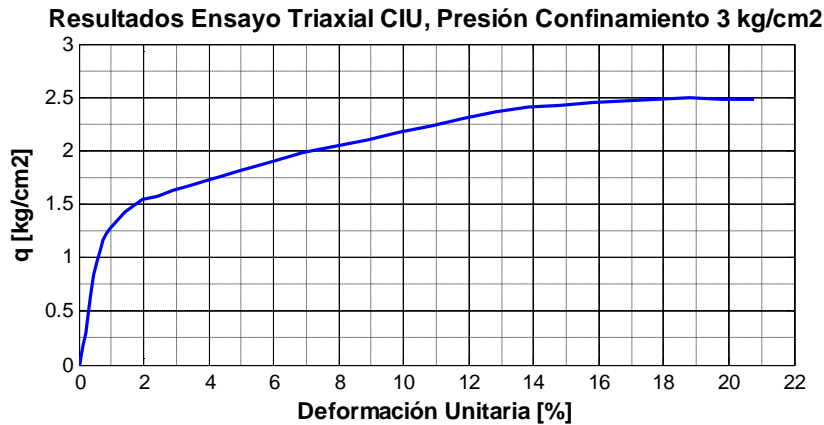


Fig. B.2.9.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0' = 3 \text{ kg/cm}^2$ .

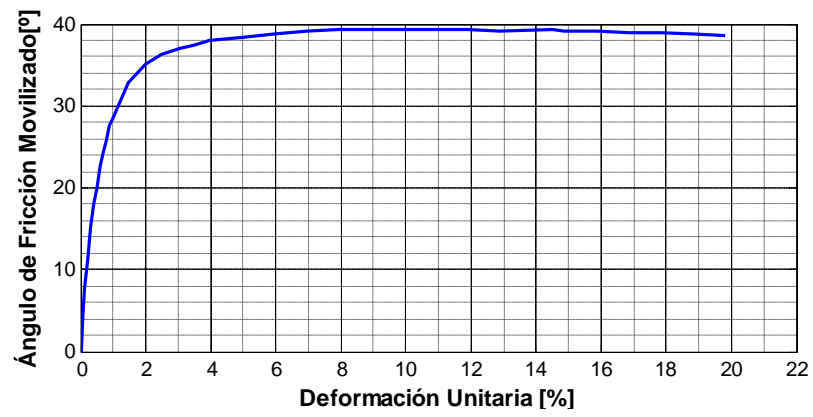
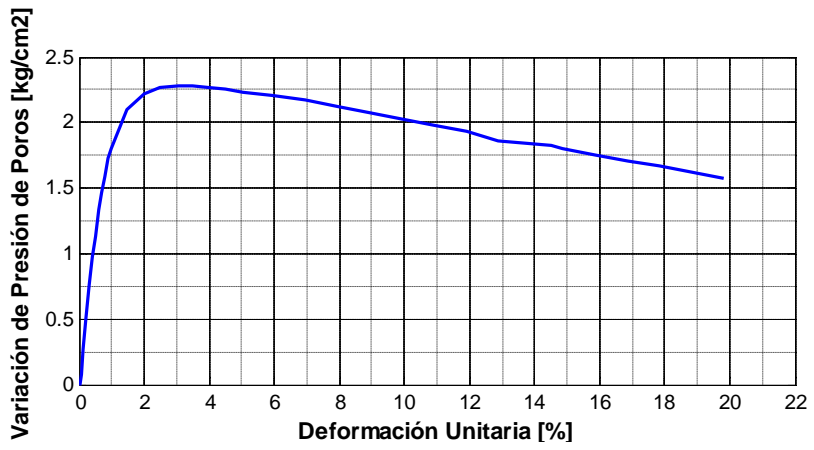
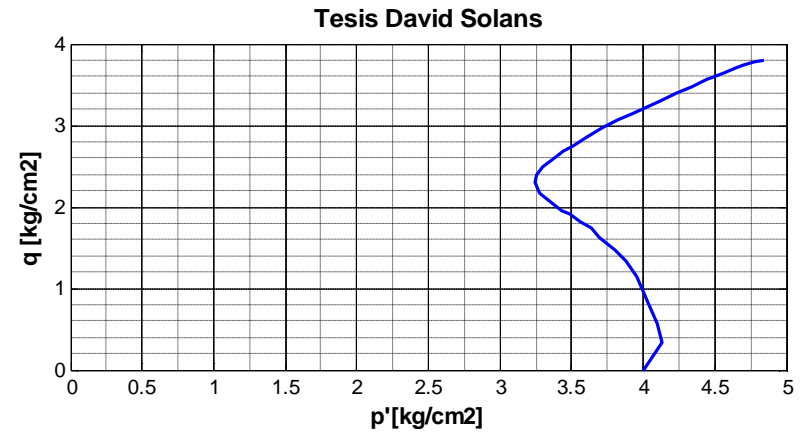
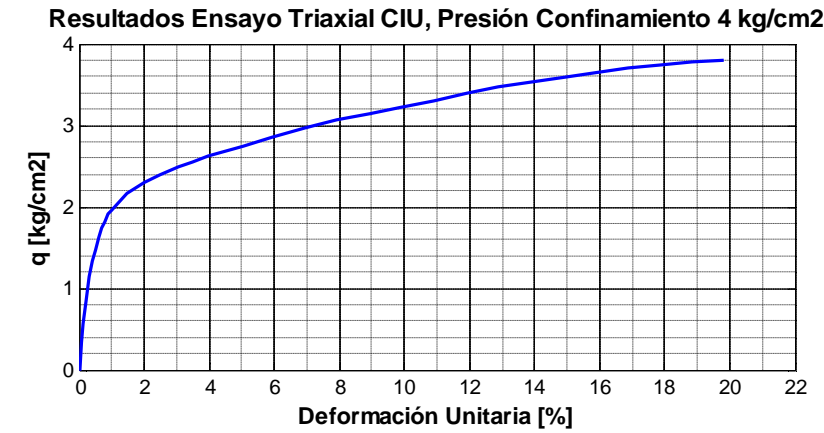


Fig. B.2.10.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0' = 4 \text{ kg/cm}^2$ .

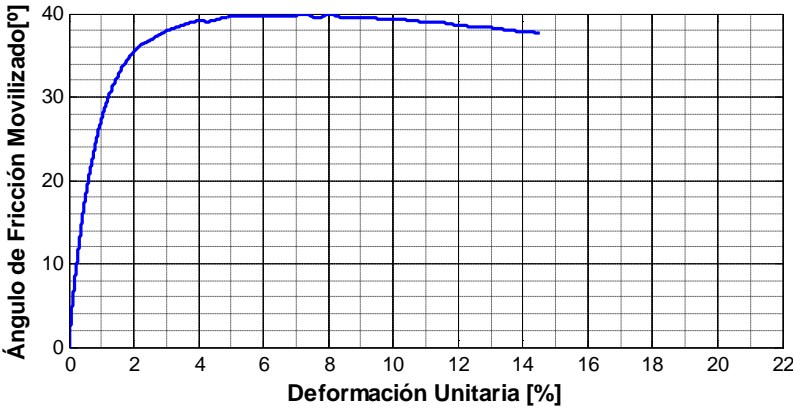
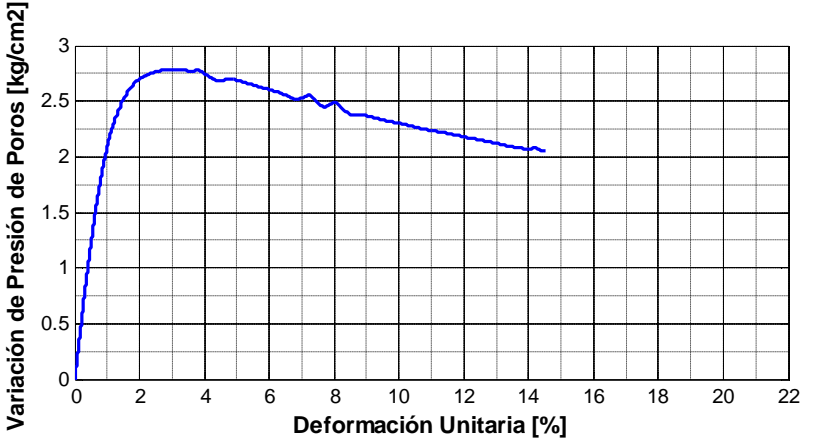
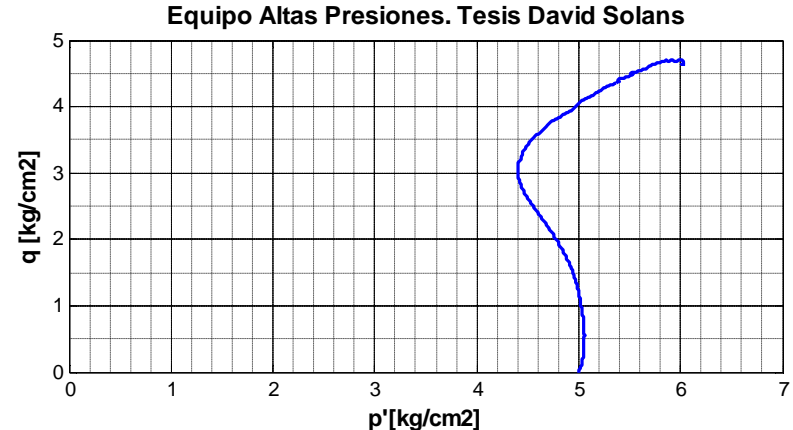
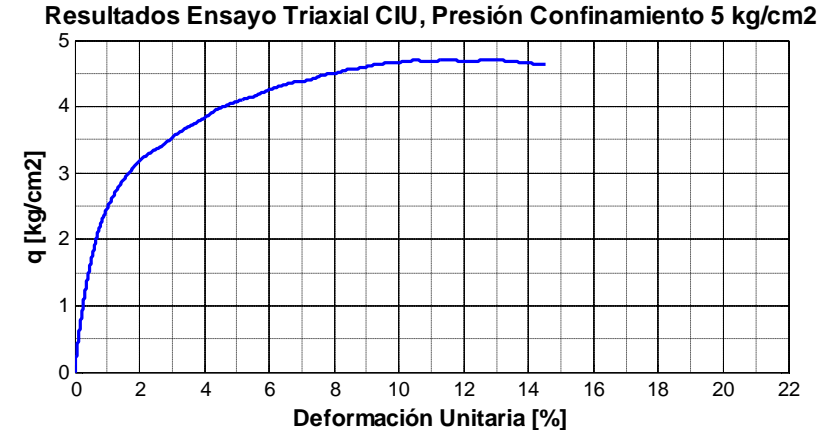
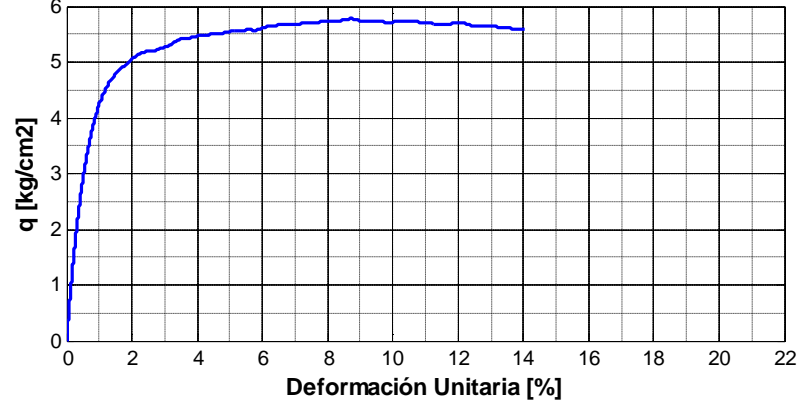


Fig. B.2.11.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0' = 5 \text{ kg/cm}^2$ .

Resultados Ensayo Triaxial CIU, Presión Confinamiento 10 kg/cm<sup>2</sup>



Equipo Altas Presiones. Tesis David Solans

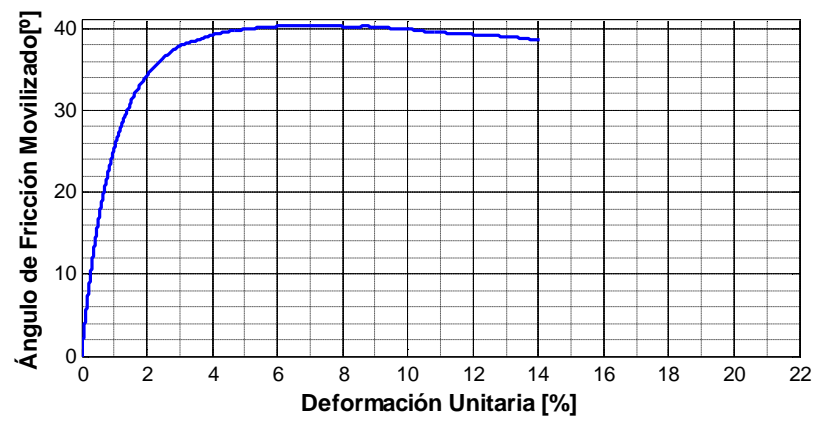
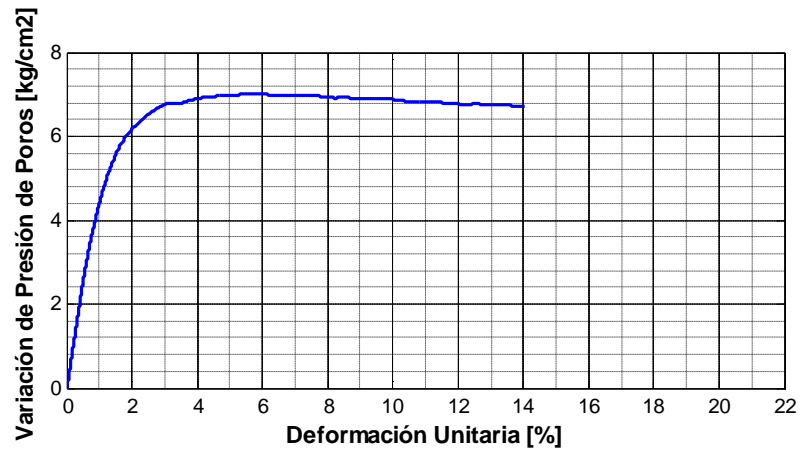
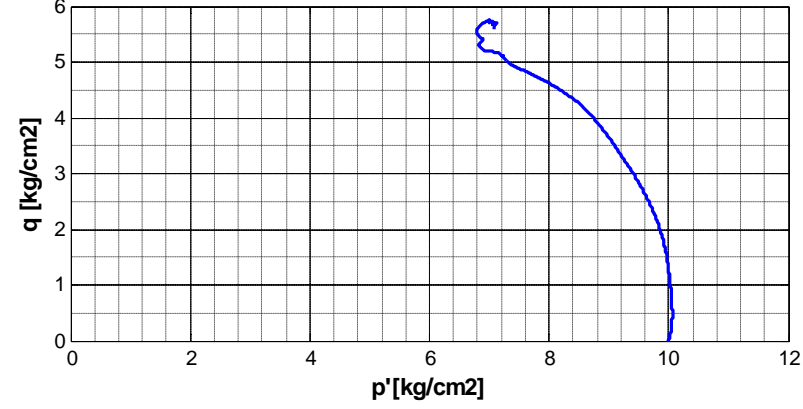
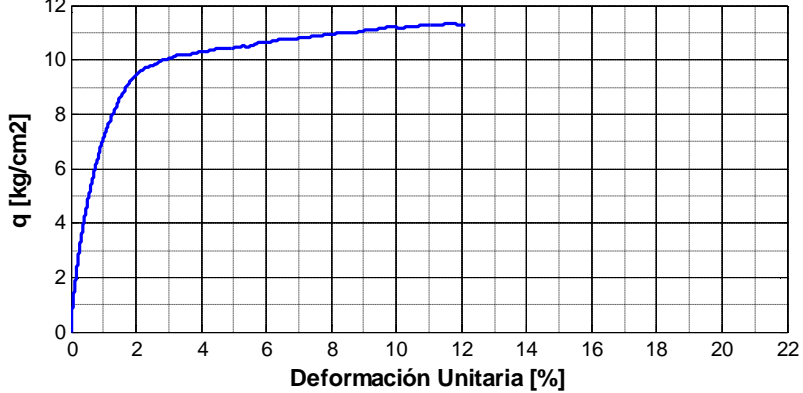


Fig. B.2.12.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0' = 10 \text{ kg/cm}^2$ .

Resultados Ensayo Triaxial CIU, Presión Confinamiento 20 kg/cm<sup>2</sup>



Equipo Altas Presiones. Tesis David Solans

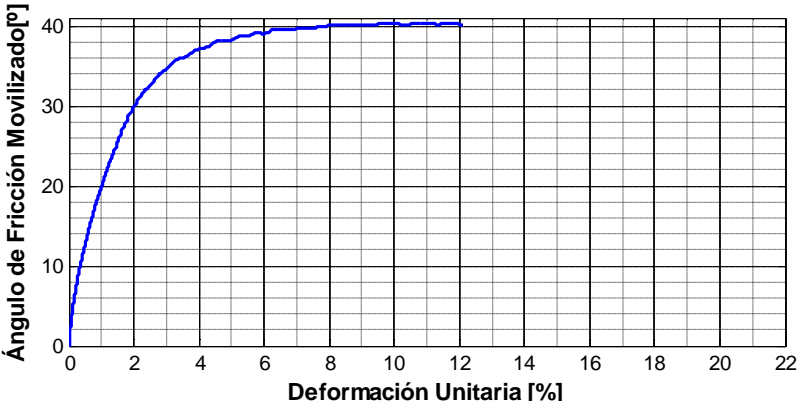
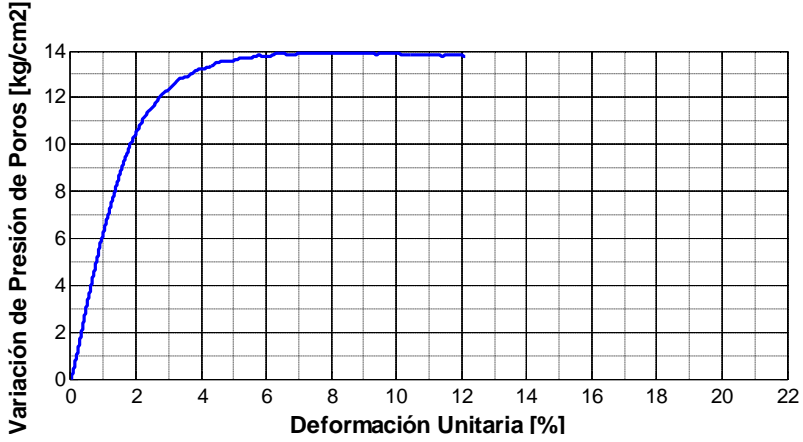
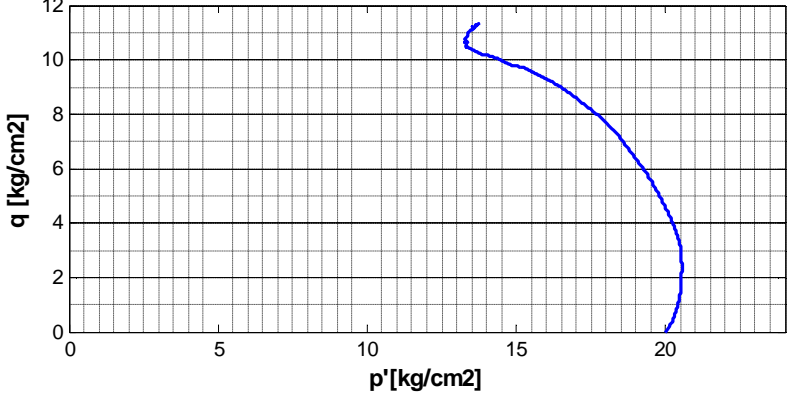
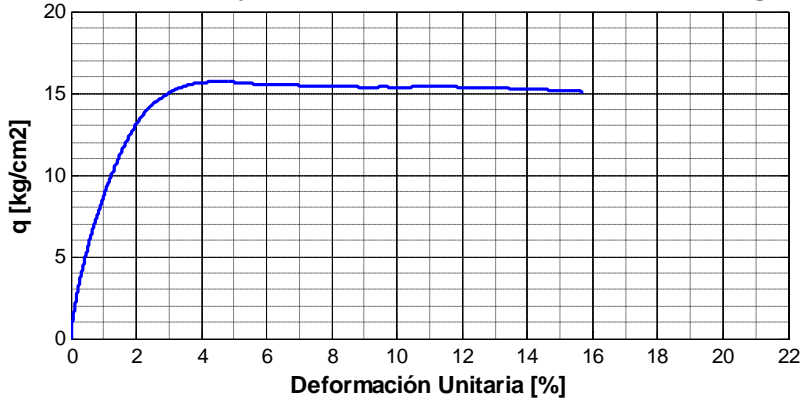


Fig. B.2.13.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ .



Resultados Ensayo Triaxial CIU, Presión Confinamiento 35 kg/cm<sup>2</sup>



Equipo Altas Presiones. Tesis David Solans

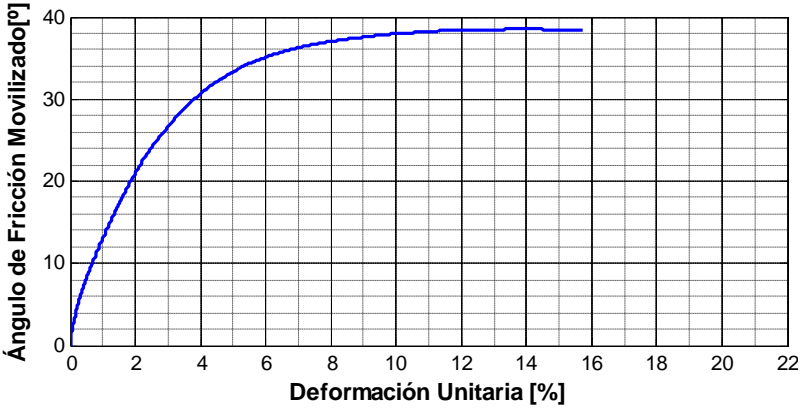
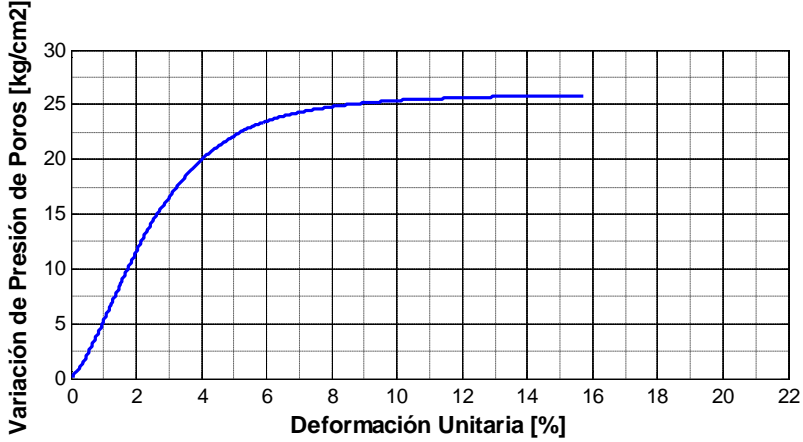
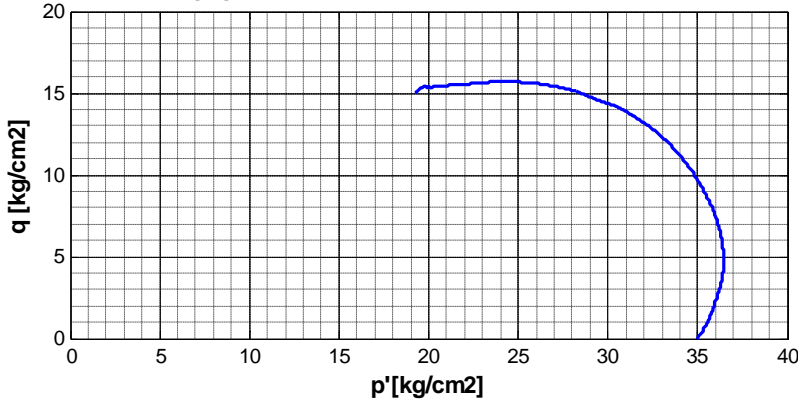
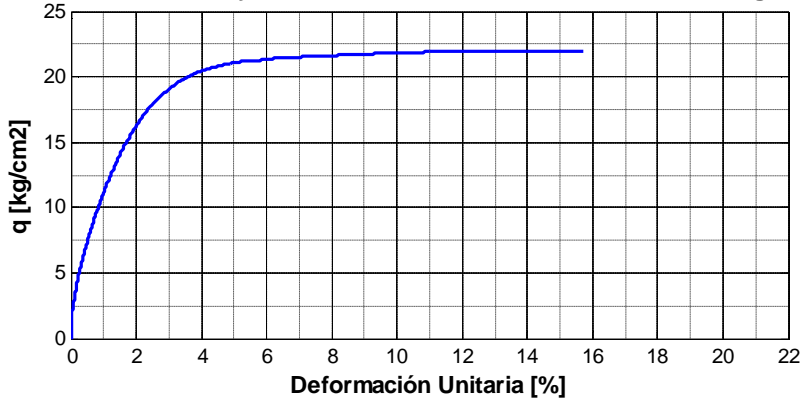


Fig. B.2.14.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0' = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,

Resultados Ensayo Triaxial CIU, Presión Confinamiento 50 kg/cm<sup>2</sup>



Equipo Altas Presiones. Tesis David Solans

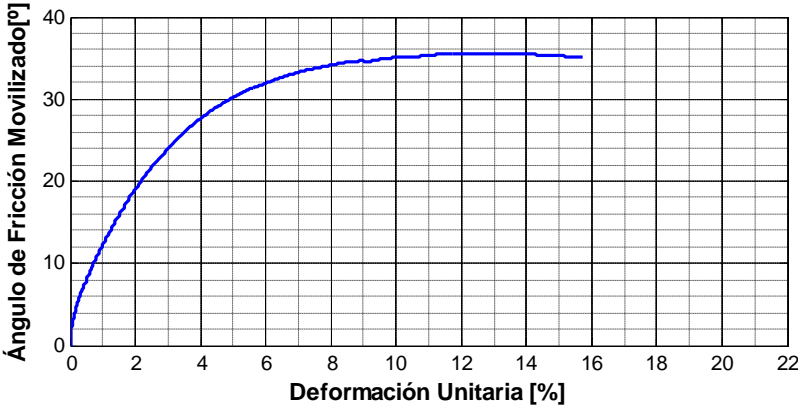
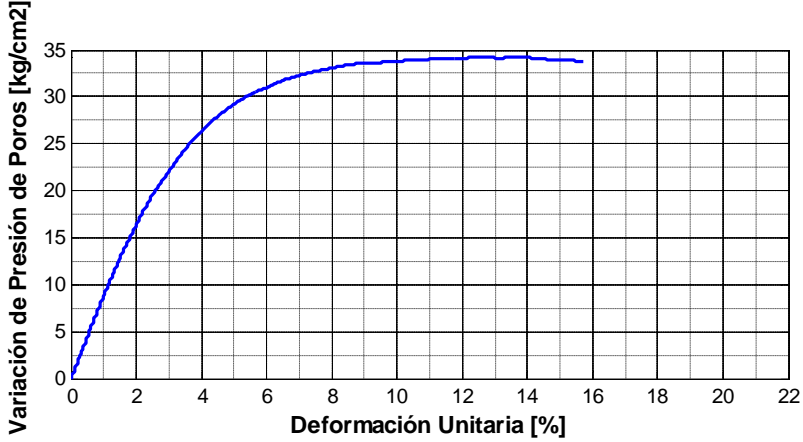
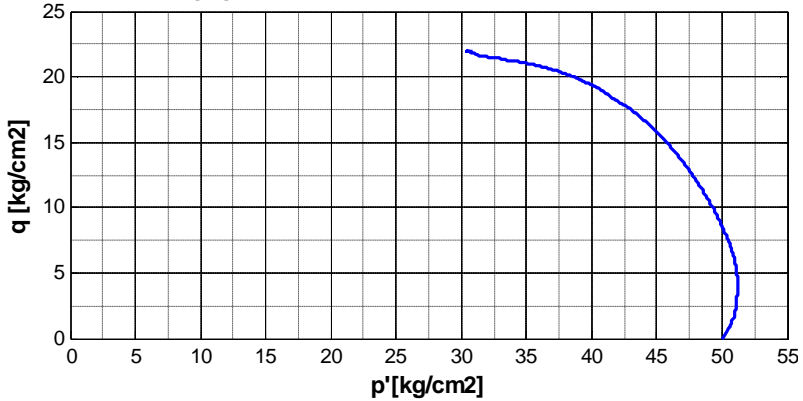


Fig. B.2.15.- Resultados ensayos triaxial CIU.  $s_0' = 50 \text{ kg/cm}^2$ .

## **ANEXO B.3.: RESULTADOS ENSAYOS TRIAXIALES CICLICOS**

Anexo B: Resultados Ensayos de Laboratorio

$s_0'$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$R_c$ [-]	$R_{c \text{ ensayo}}$ [-]	$e_{\text{ ensayo}}$ [-]	$DR_{\text{ ensayo}}$ [%]	B.P. [kg/cm <sup>2</sup> ]	DV cons. [cc]	B value [%]	$N_c$ 100% P.P.	$N_c$ e =10%. D.A.	$N_c$ e =5%. D.A.	Análisis Granulométrico y Área Superficial	Fecha Ensayo
1.0 (*)	0.45	0.436	0.797	62.74	3.0	1.4	97%	6	6	7	SI	26-04-2010
	0.38	0.36	0.786	64.46	1.0	1.8	95%	9	8	9	SI	23-12-2009
	0.36	0.34	0.800	62.32	3.0	1.6	97%	10	8	9	SI	26-11-2009
	0.28	0.28	0.799	62.50	2.0	1.2	96%	20	19	20	NO	26-11-2009
2.0 (*)	0.26	0.26	0.799	62.55	2.0	1.6	95%	69	67	68	SI	25-11-2009
	0.35	0.348	0.788	64.13	2.0	3.3	95%	4	4	5	NO	22-04-2010
	0.3	0.3	0.790	63.84	4.0	2.8	95%	16	15	17	NO	23-04-2010
	0.27	0.266	0.795	63.17	4.0	2.2	96%	18	16	17	NO	26-04-2010
5.0 (*)	0.25	0.25	0.777	65.90	2.0	3.1	97%	100	102	103	NO	23-04-2010
	0.32	0.3	0.777	65.80	1.0	5.5	96%	5	5	5	NO	21-12-2009
	0.25	0.23	0.778	65.62	1.0	5.5	97%	13	13	14	NO	05-12-2009
	0.21	0.2	0.773	66.49	1.0	6.9	95%	25	26	26	NO	21-12-2009
5.0 (+)	0.19	0.17	0.778	65.63	1.0	5.5	97%	44	44	45	NO	23-12-2009
	0.34	0.32	0.781	65.26	2.0	6.0	96%	2	2	2	NO	16-03-2010
	0.32	0.31	0.784	64.73	2.0	7.0	95%	5	4	5	NO	15-03-2010
	0.28	0.275	0.779	65.60	3.0	5.0	94%	4	3	4	NO	11-03-2010
	0.25	0.25	0.762	68.16	2.0	5.5	96%	7	7	8	NO	09-03-2010
	0.2	0.2	0.788	64.16	2.0	7.0	95%	15	14	15	NO	10-03-2010
20.0 (+)	0.185	0.18	0.781	65.26	2.0	6.5	95%	18	17	18	NO	16-03-2010
	0.27	0.268	0.722	74.09	2.0	14.0	98%	3	3	4	SI	18-03-2010
	0.25	0.25	0.723	74.07	2.0	14.0	99%	4	4	5	SI	23-03-2010
	0.23	0.23	0.712	75.67	2.0	14.0	95%	10	10	11	SI	22-03-2010
	0.21	0.21	0.718	74.73	2.0	15.0	99%	17	17	18	SI	23-03-2010
35.0 (+)	0.18	0.18	0.715	75.14	3.0	13.0	94%	51	50	52	SI	19-03-2010
	0.33	0.33	0.732	72.59	2.0	27.0	98%	2	1	2	SI	29-03-2010
	0.3	0.29	0.702	77.21	2.0	19.0	99%	3	2	2	SI	30-03-2010
	0.26	0.252	0.721	74.30	4.0	16.0	95%	8	6	8	NO	25-03-2010
	0.24	0.24	0.694	78.40	2.0	20.0	98%	7	6	7	SI	29-03-2010
	0.23	0.232	0.708	76.32	2.0	20.0	95%	9	8	9	NO	30-03-2010
50.0 (+)	0.2	0.2	0.692	78.66	2.0	15.0	97%	42	38	39	SI	25-03-2010
	0.27	0.25	0.675	81.23	3.0	22.0	95%	3	2	3	SI	15-04-2010
	0.25	0.23	0.662	83.29	4.0	21.0	96%	5	3	4	SI	14-04-2010
	0.22	0.21	0.680	80.50	3.0	21.0	97%	14	13	14	SI	15-04-2010
	0.2	0.19	0.657	83.94	3.0	21.5	95%	25	23	24	SI	16-04-2010

(\*): Ensayo realizado en equipo triaxial de bajas presiones

(+): Ensayo realizado en equipo triaxial de altas presiones

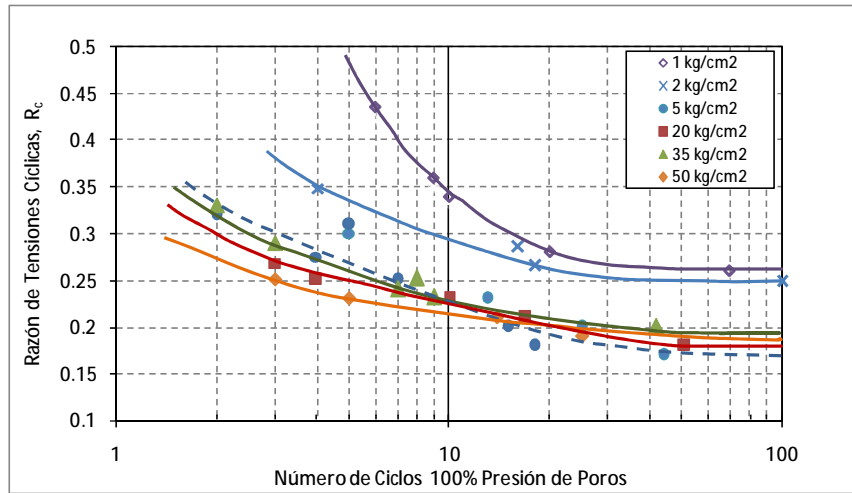


Fig. B.3.1.- Curvas de resistencia cíclica para criterio 100% de presión de poros.

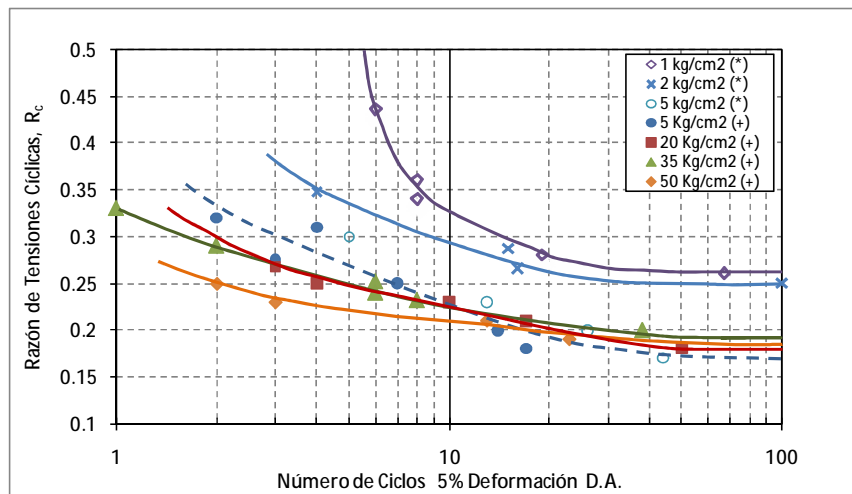


Fig. B.3.2.- Curvas de resistencia cíclica para criterio 5% de deformación en D.A.

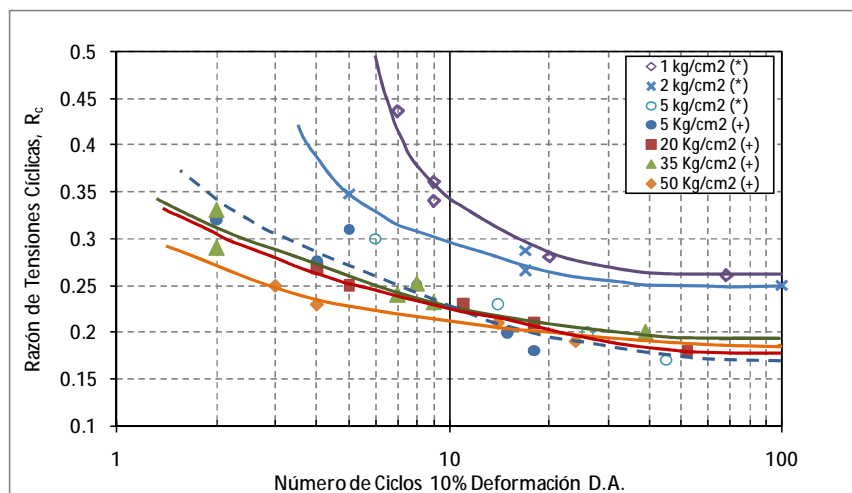


Fig. B.3.3.- Curvas de resistencia cíclica para criterio 10% de deformación en D.A.

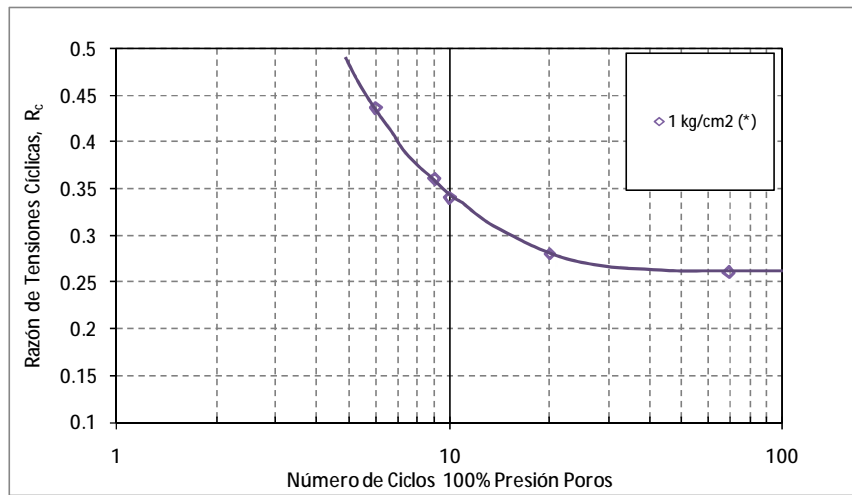


Fig. B.3.4.- Resistencia cíclica de 1 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 100% de presión de poros. Eq bajas presiones.

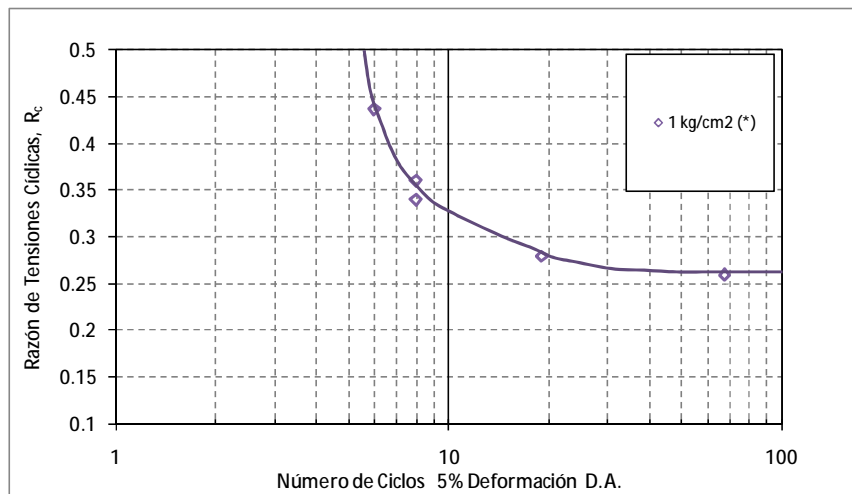


Fig. B.3.5.- Resistencia cíclica de 1 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 5% de deformación en D.A. Eq bajas presiones.

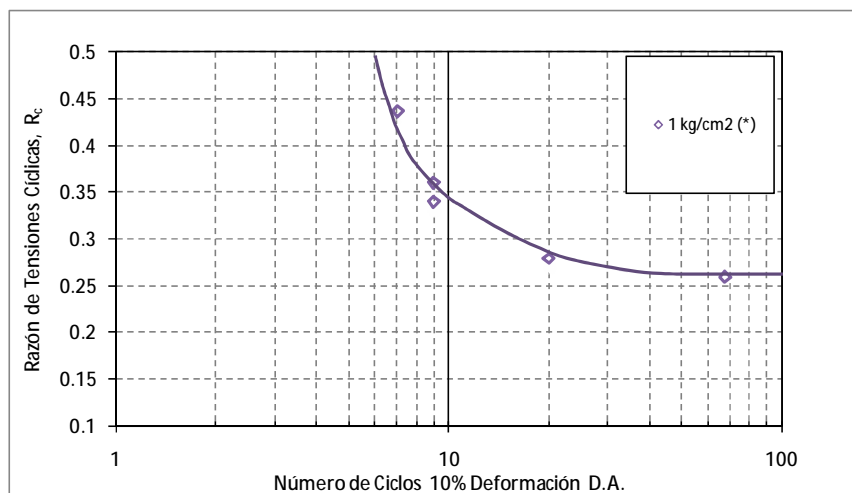


Fig. B.3.6.- Resistencia cíclica de 1 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 10% de deformación en D.A. Eq bajas presiones.

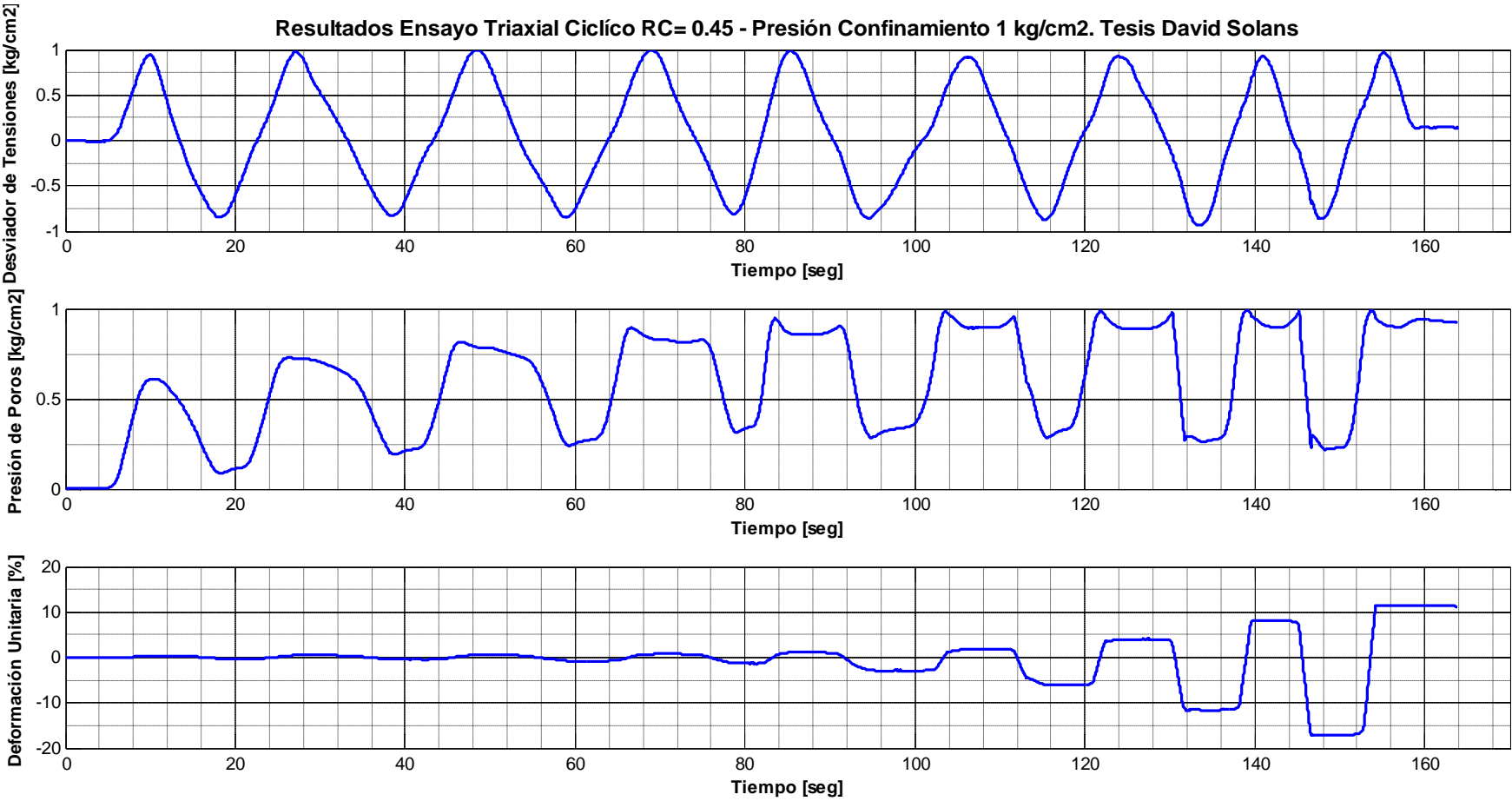


Fig. B.3.7.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.45$ .

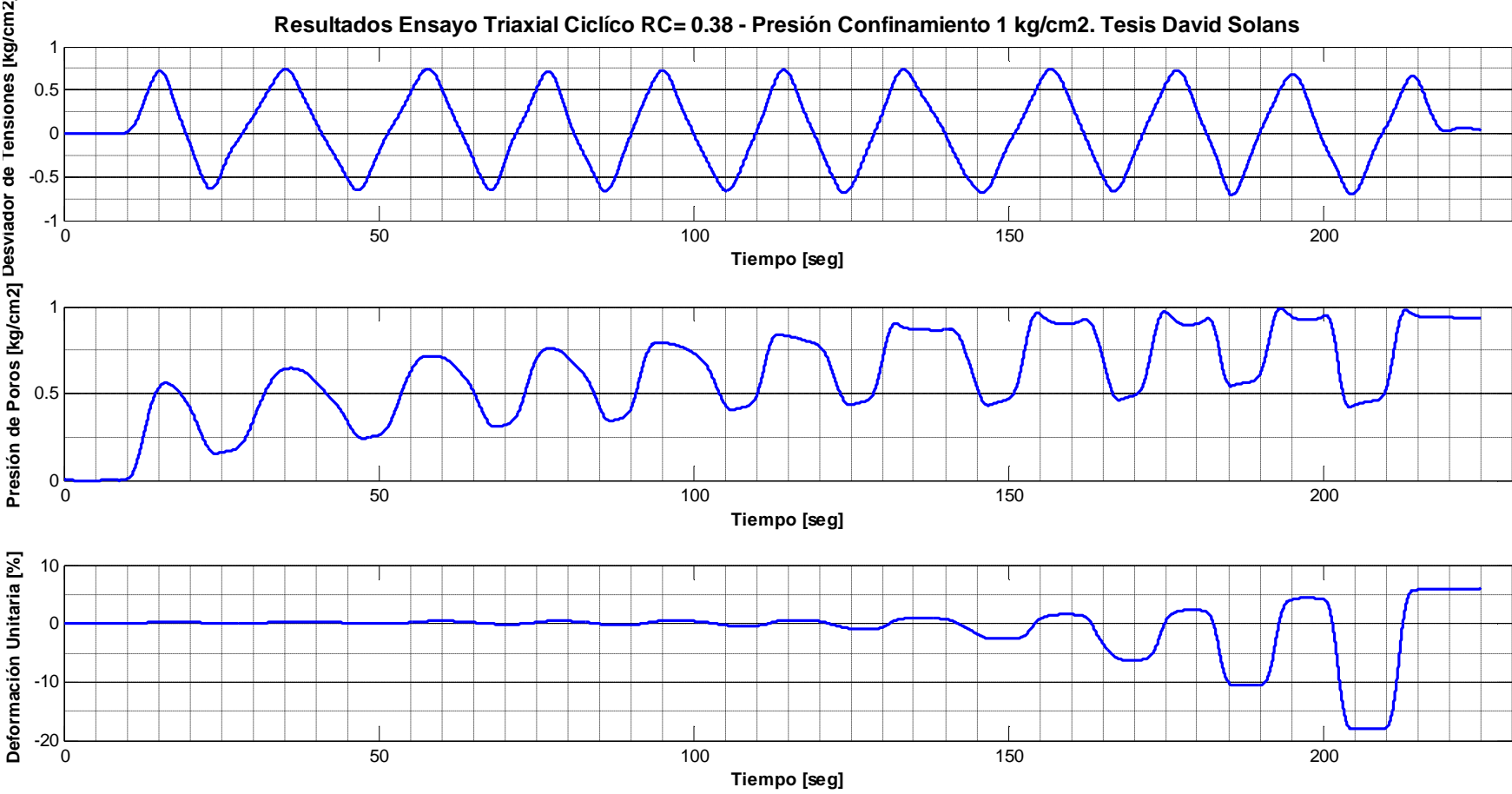


Fig. B.3.8.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.38$ .



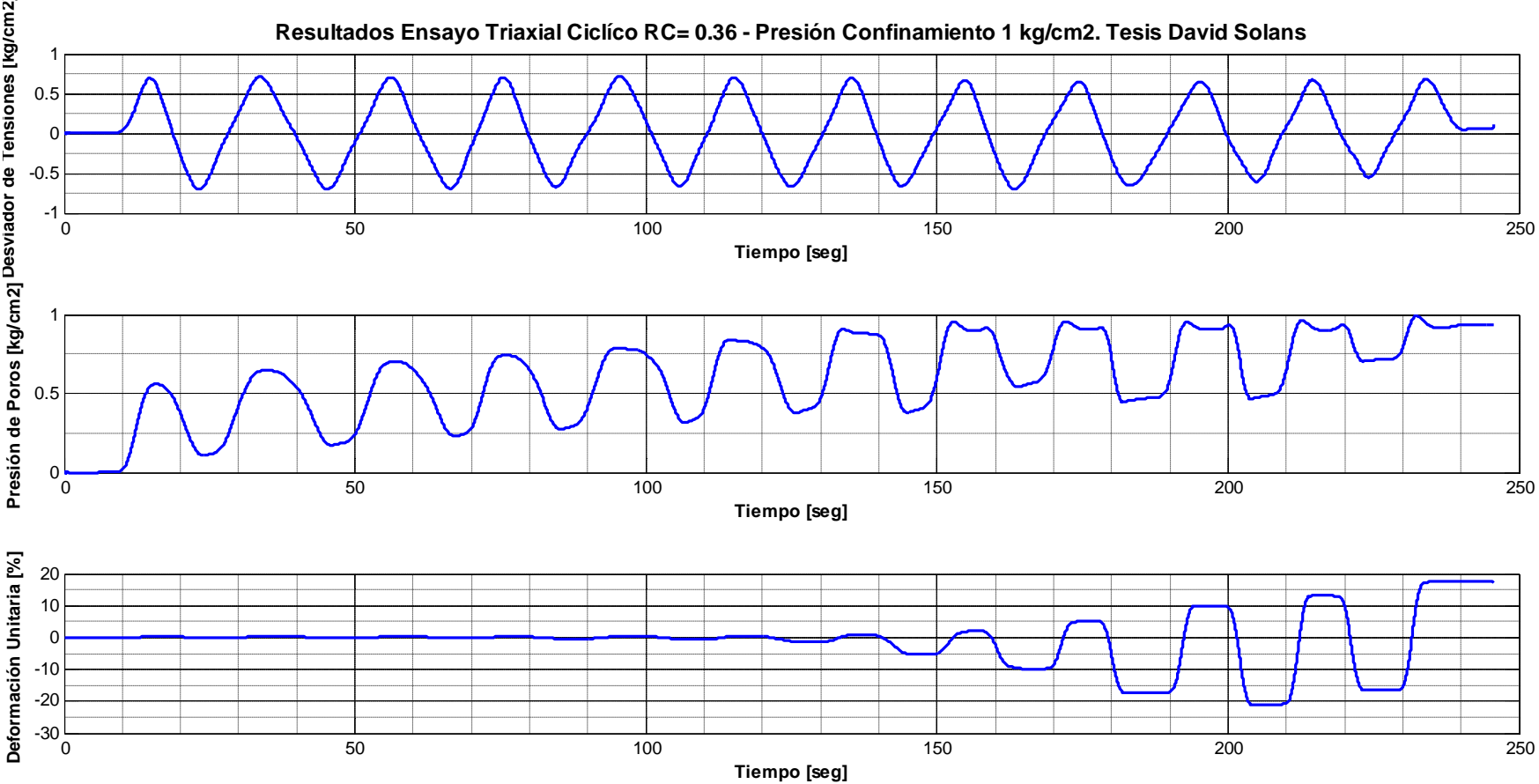


Fig. B.3.9.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.36$ .

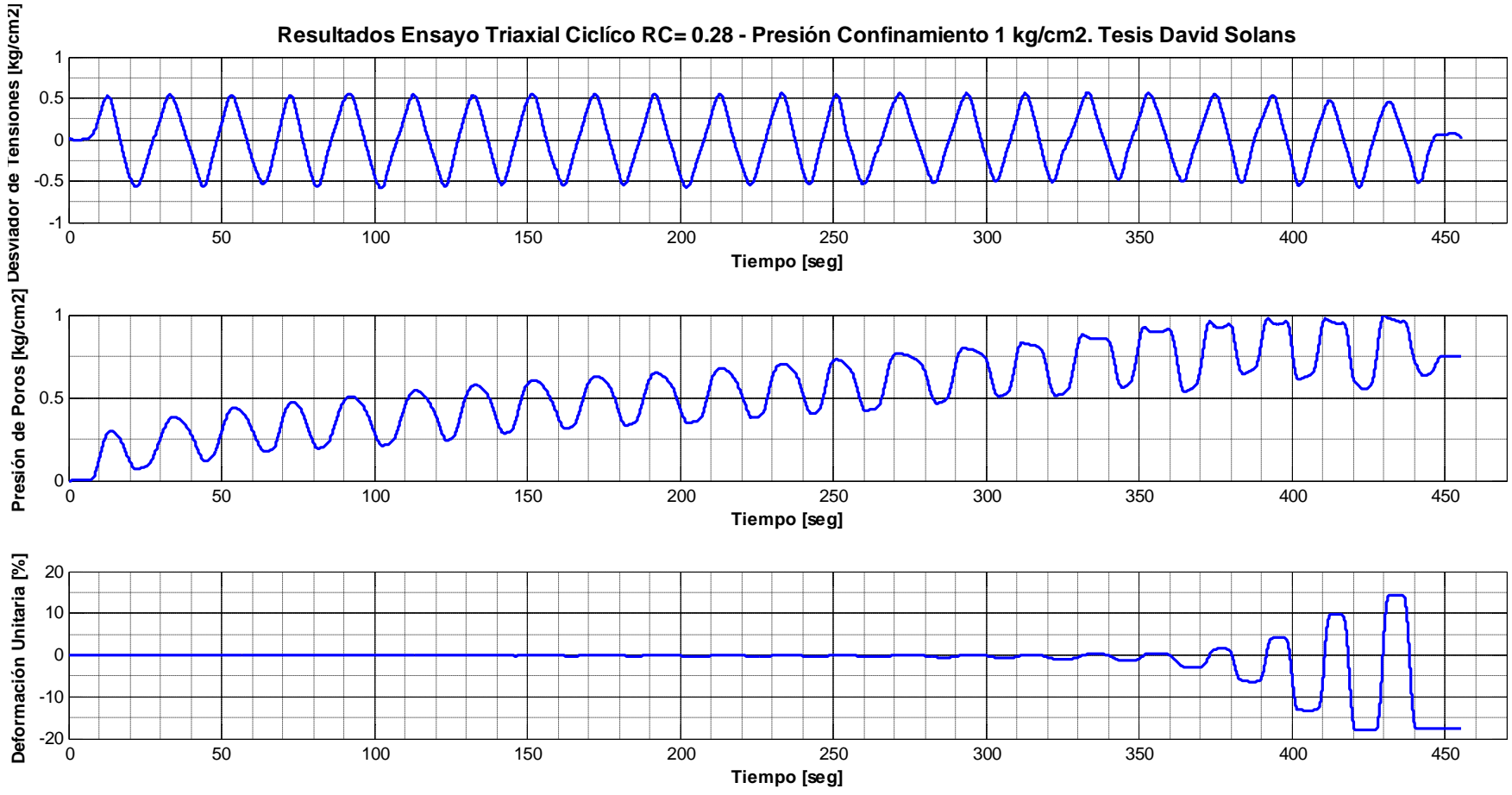


Fig. B.3.10.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.28$ .

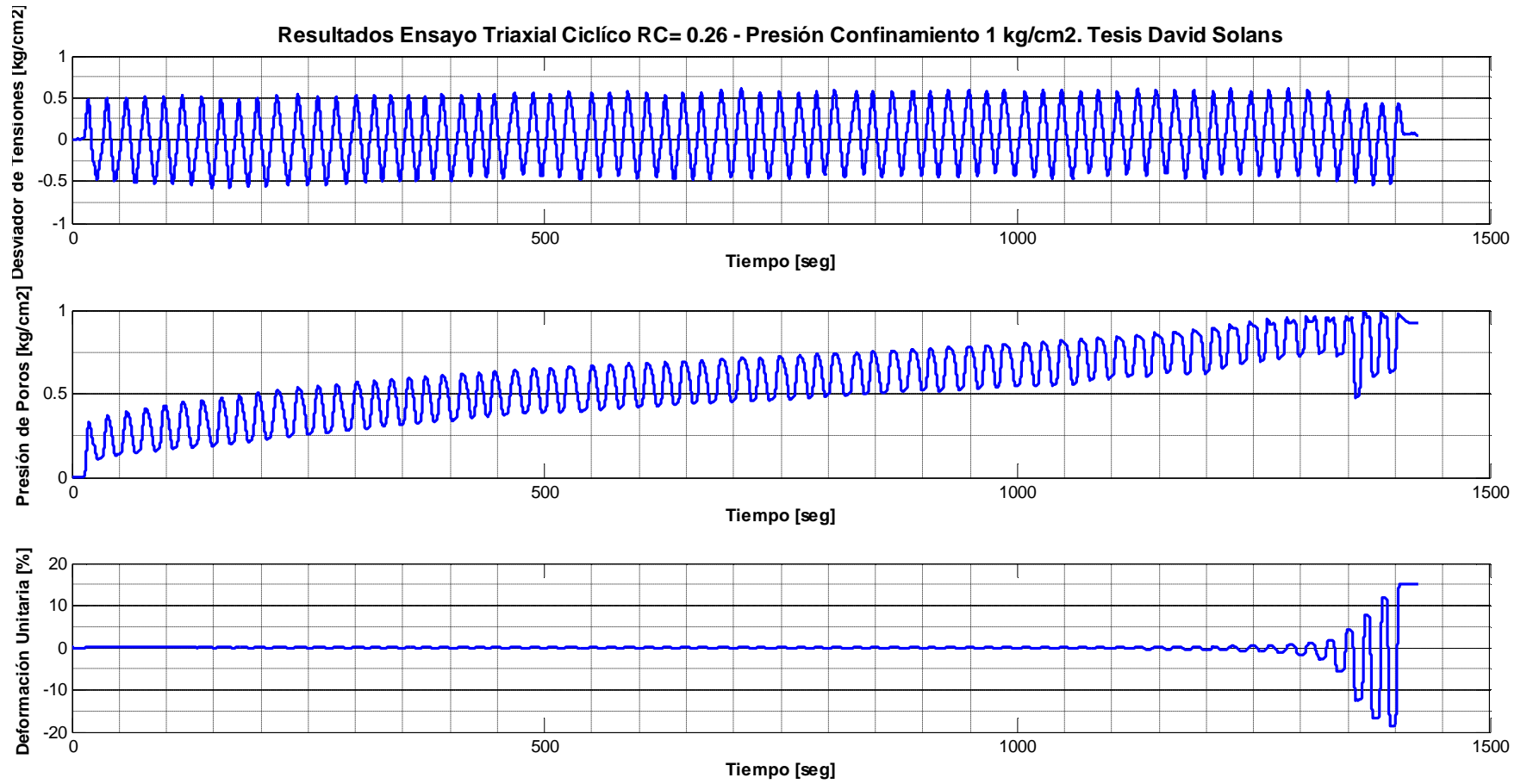


Fig. B.3.11.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.26$ .

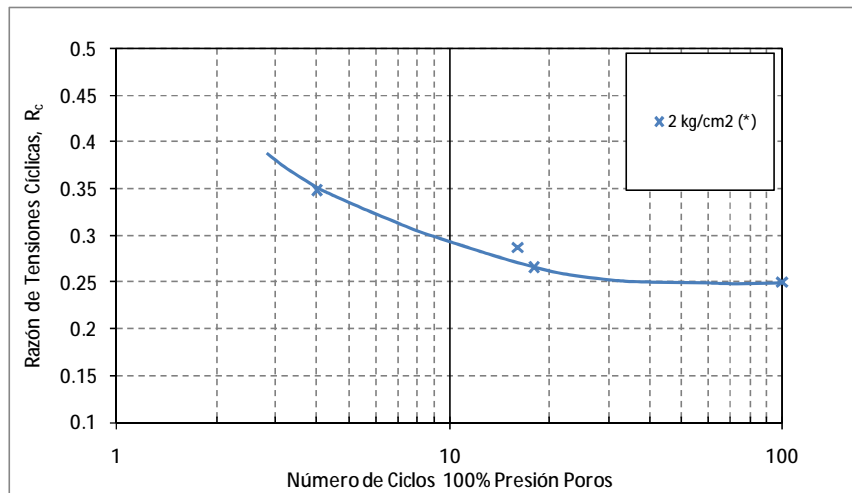


Fig. B.3.12.- Resistencia cíclica de 2 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 100% de presión de poros. Eq bajas presiones.

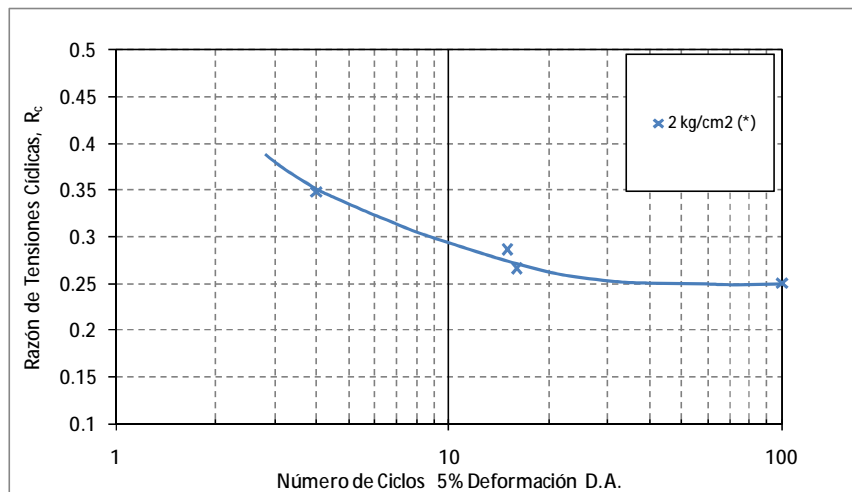


Fig. B.3.13.- Resistencia cíclica de 2 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 5% de deformación en D.A. Eq bajas presiones.

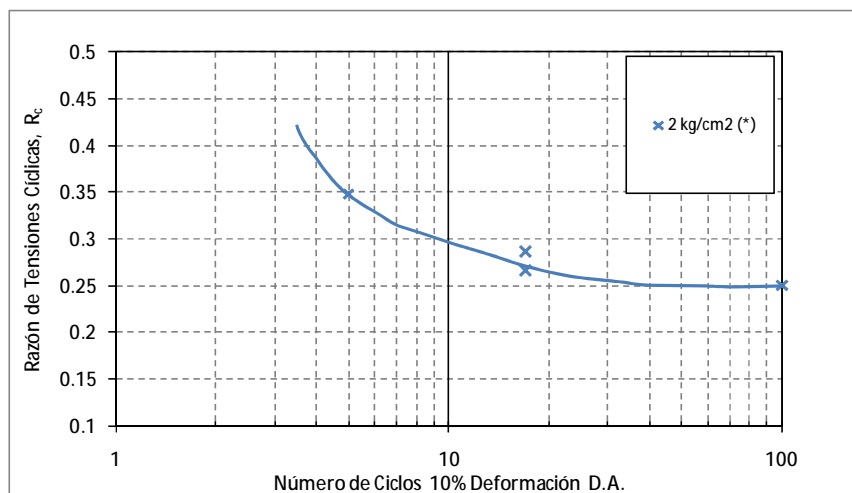


Fig. B.3.14.- Resistencia cíclica de 2 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 10% de deformación en D.A. Eq bajas presiones.

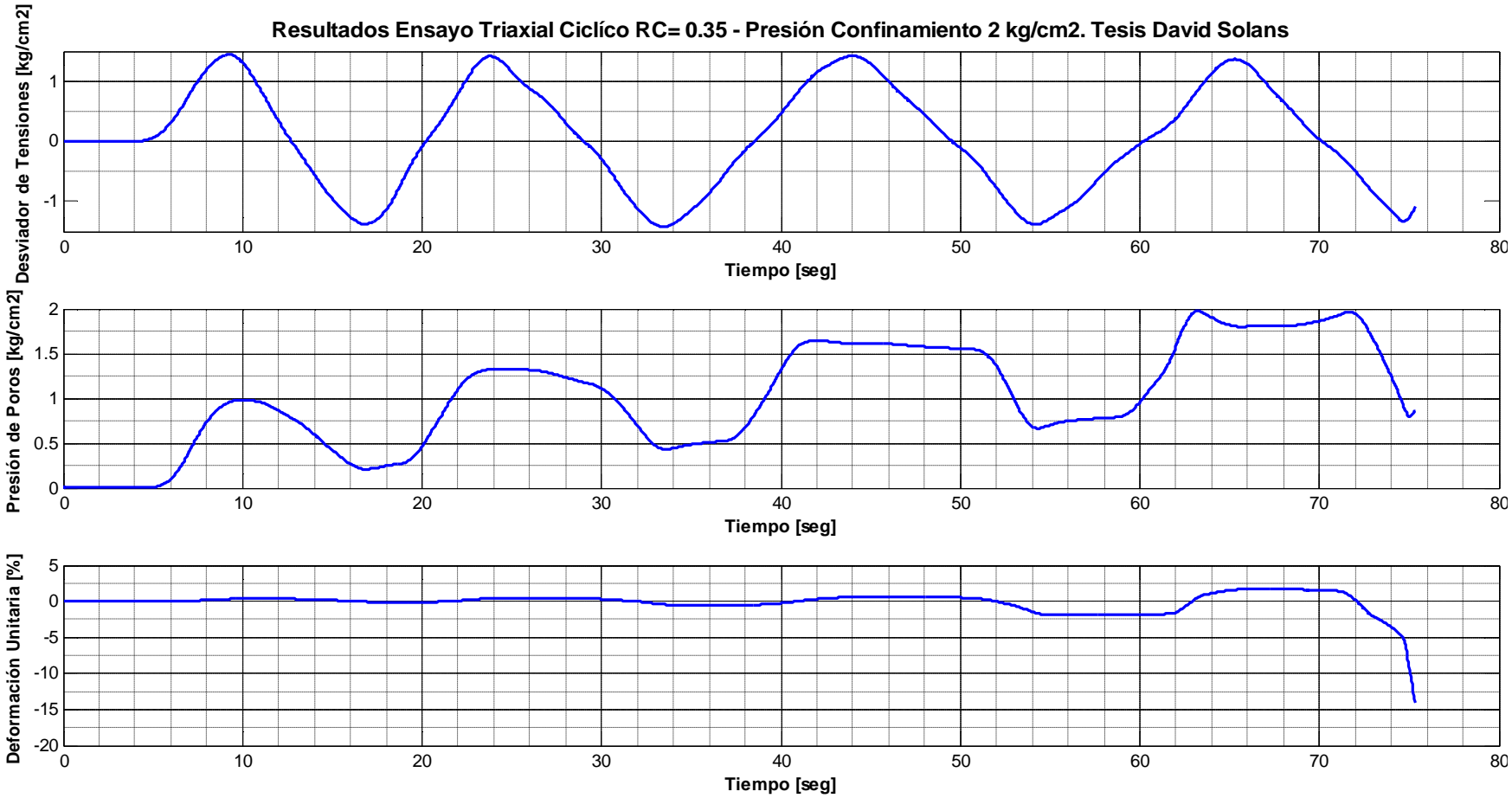


Fig. B.3.15.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=2 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.35$ .

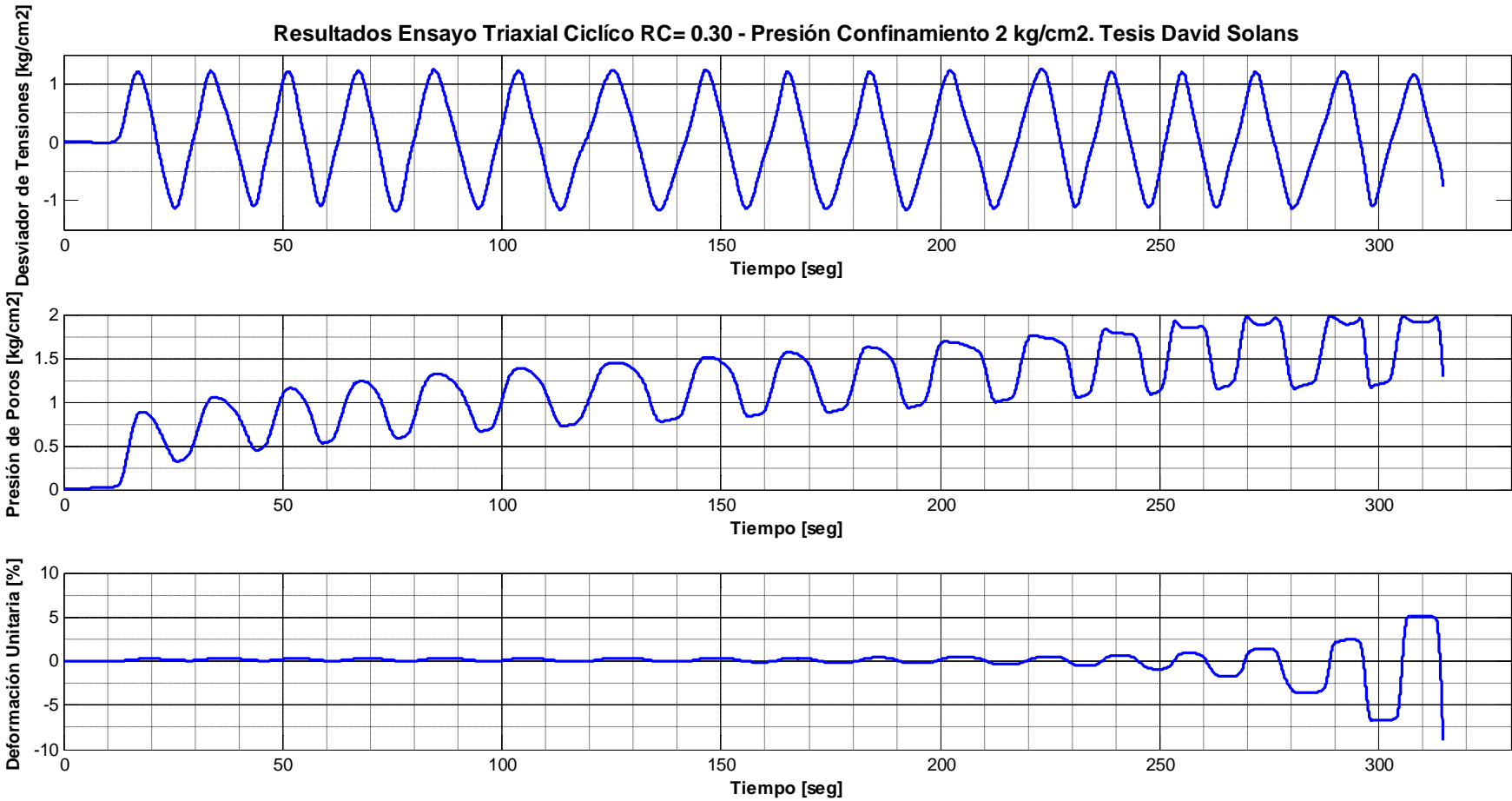


Fig. B.3.16.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=2 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.30$ .

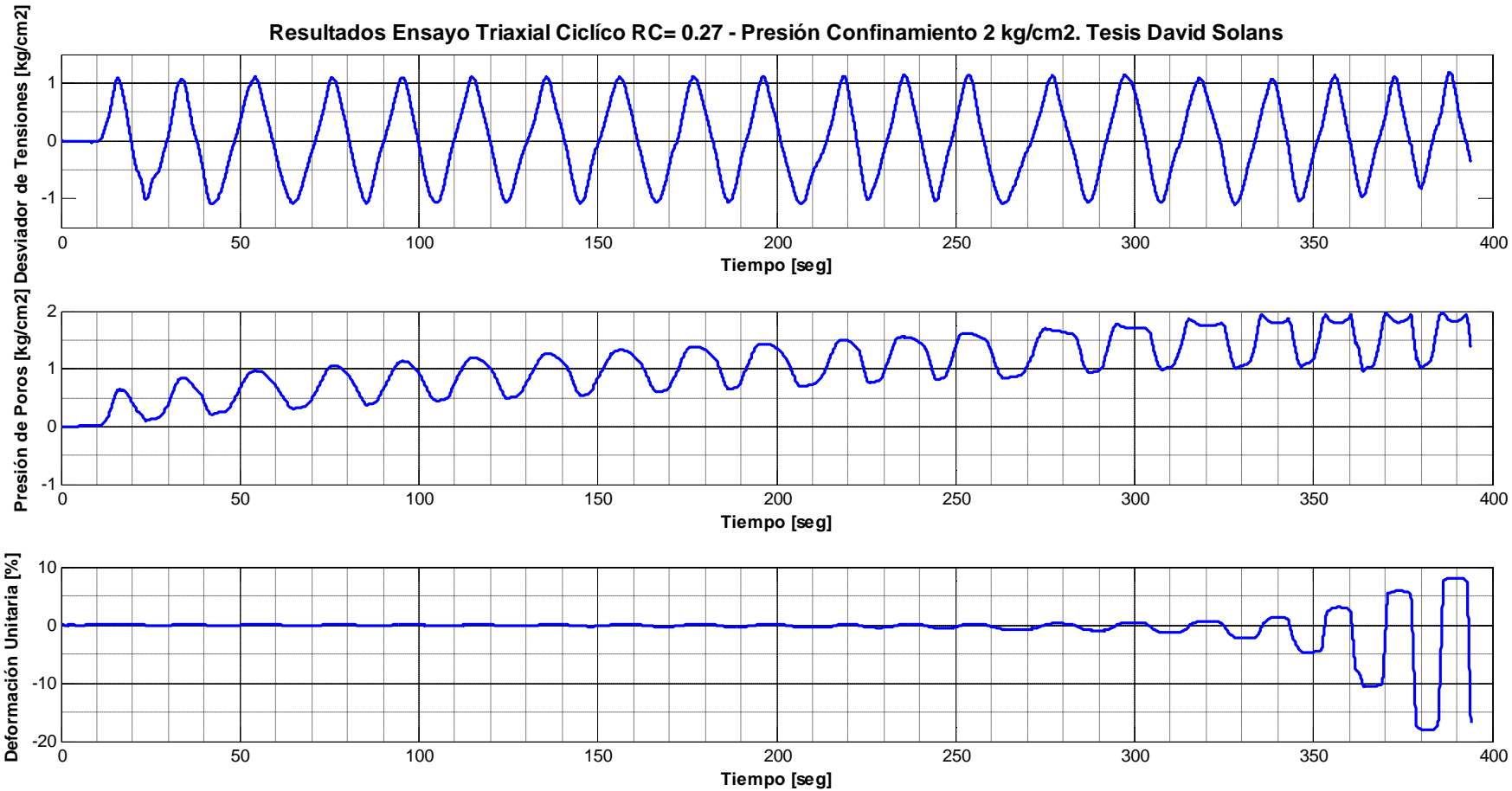


Fig. B.3.17.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=2 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.27$ .

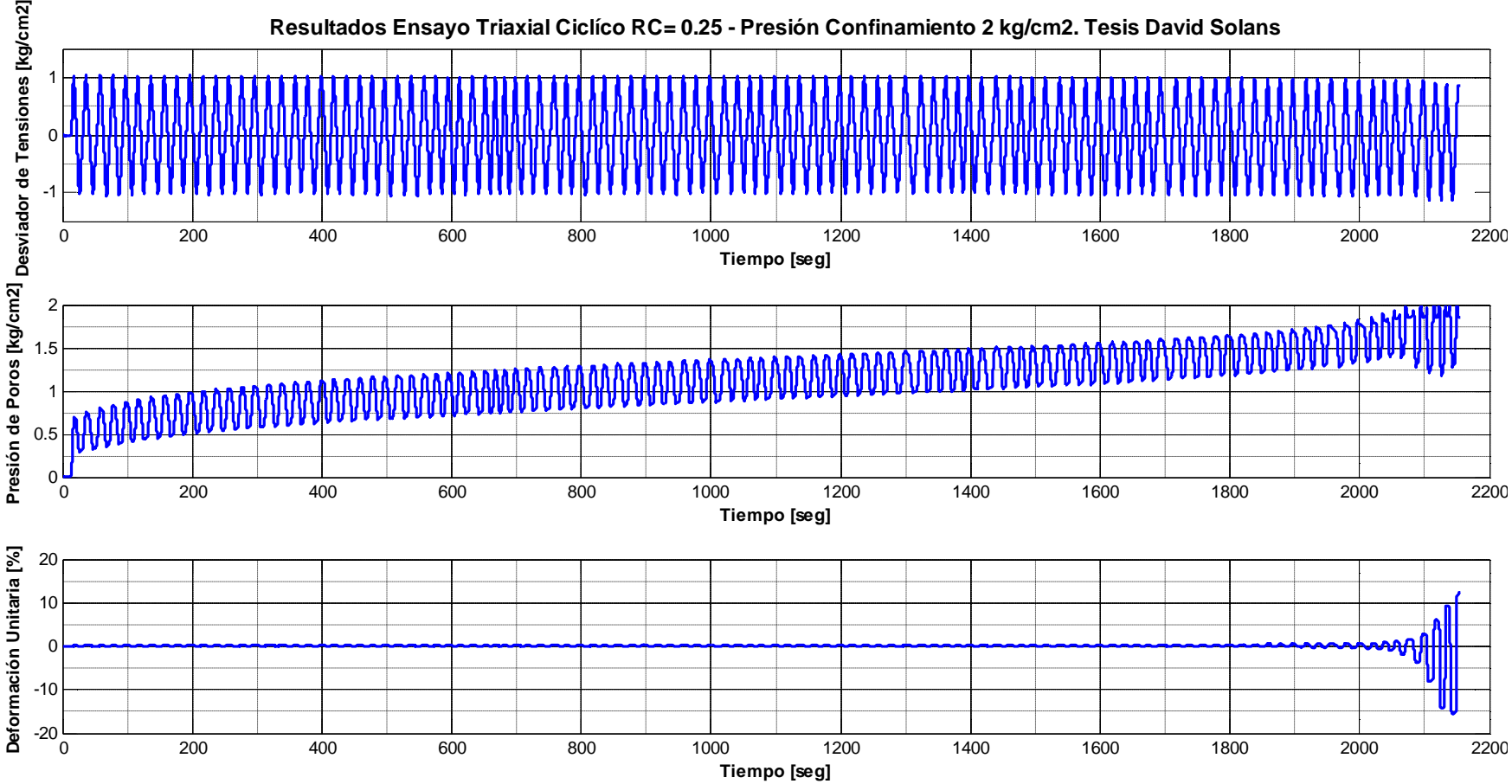


Fig. B.3.18.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=2 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.25$ .



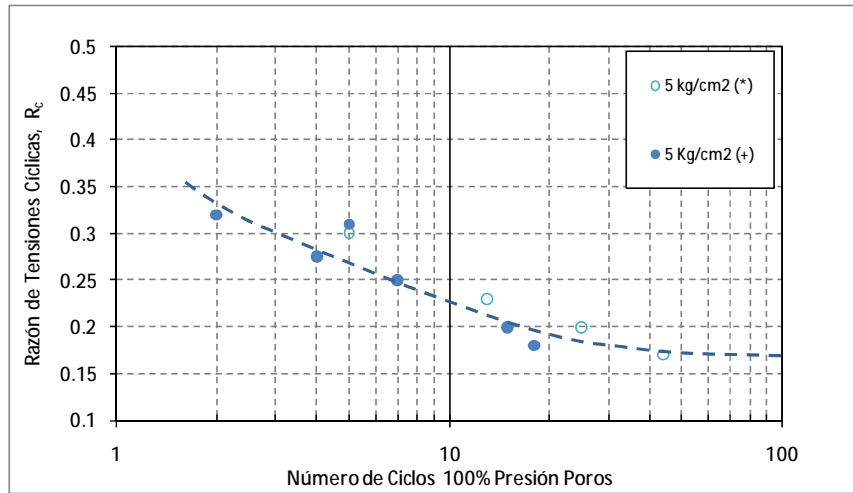


Fig. B.3.19.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 100% de presión de poros.

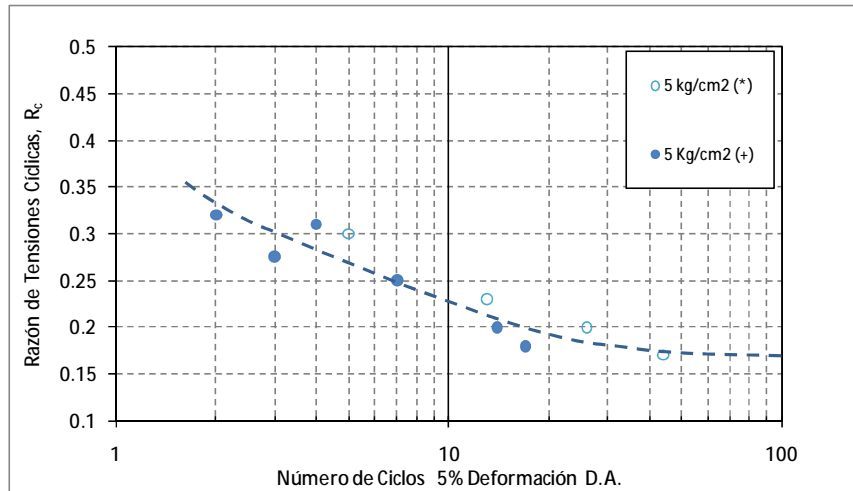


Fig. B.3.20.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 5% de deformación en D.A.

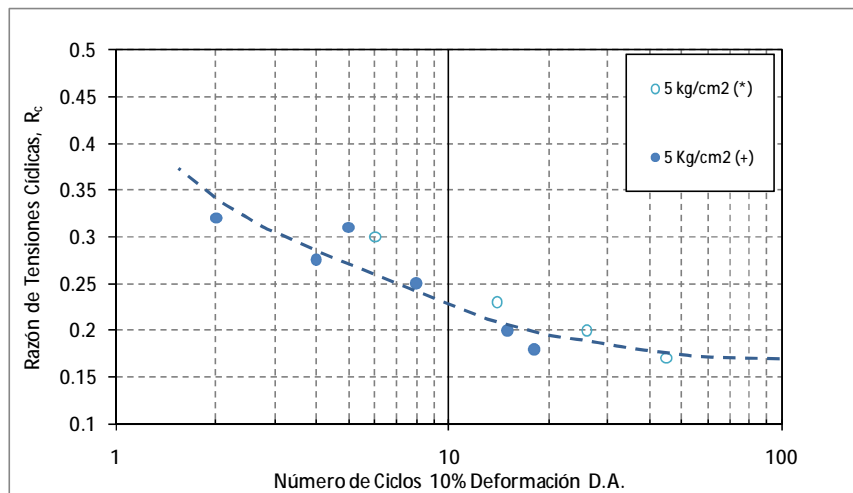


Fig. B.3.21.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 10% de deformación en D.A.

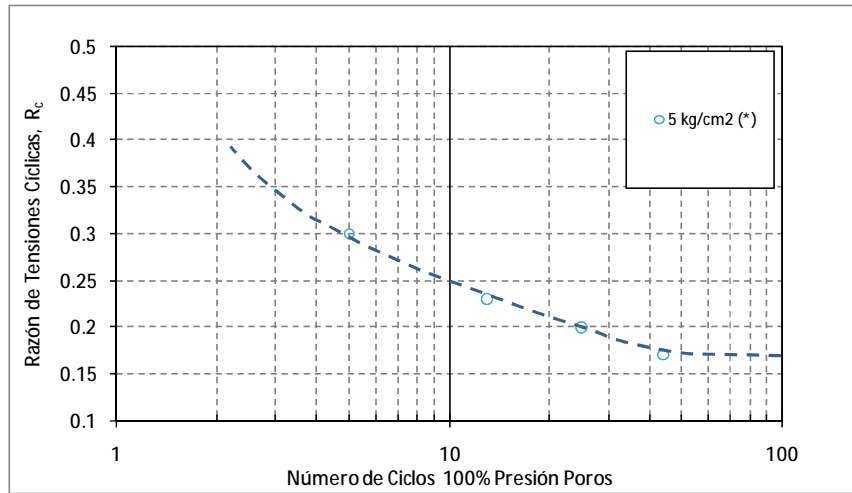


Fig. B.3.22.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 100% de presión de poros. Eq bajas presiones.

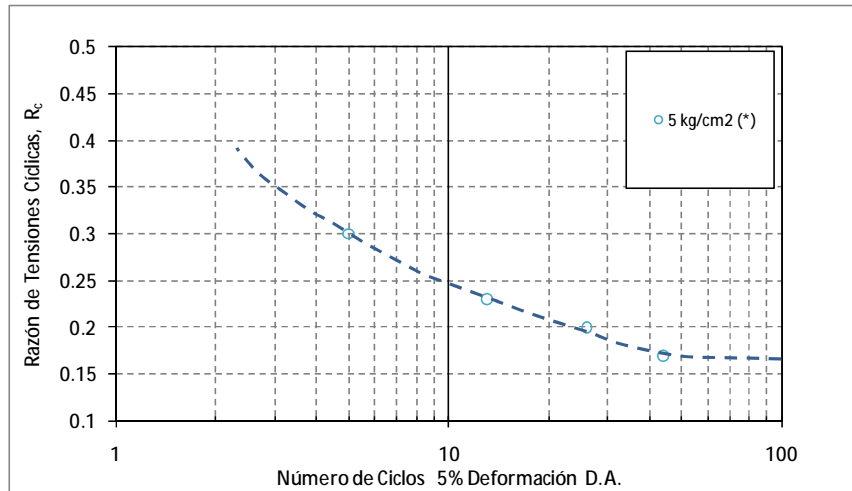


Fig. B.3.23.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 5% de deformación en D.A. Eq. bajas presiones.

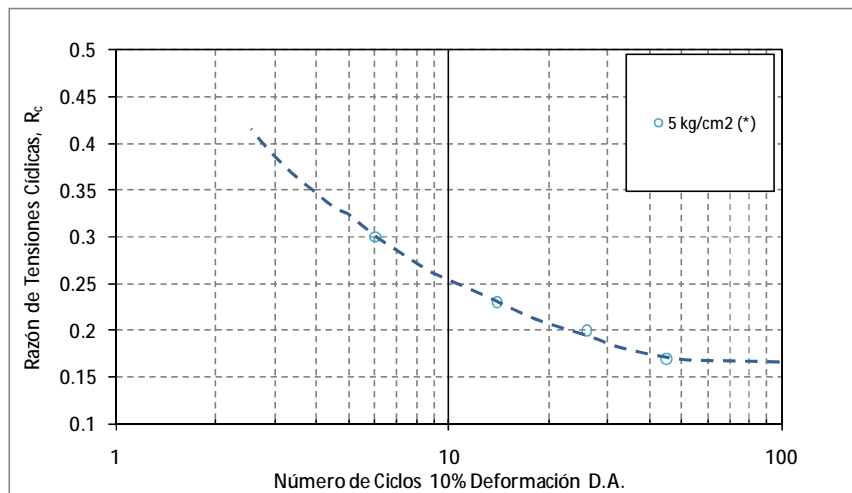


Fig. B.3.24.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 10% de deformación en D.A. Eq. bajas presiones.

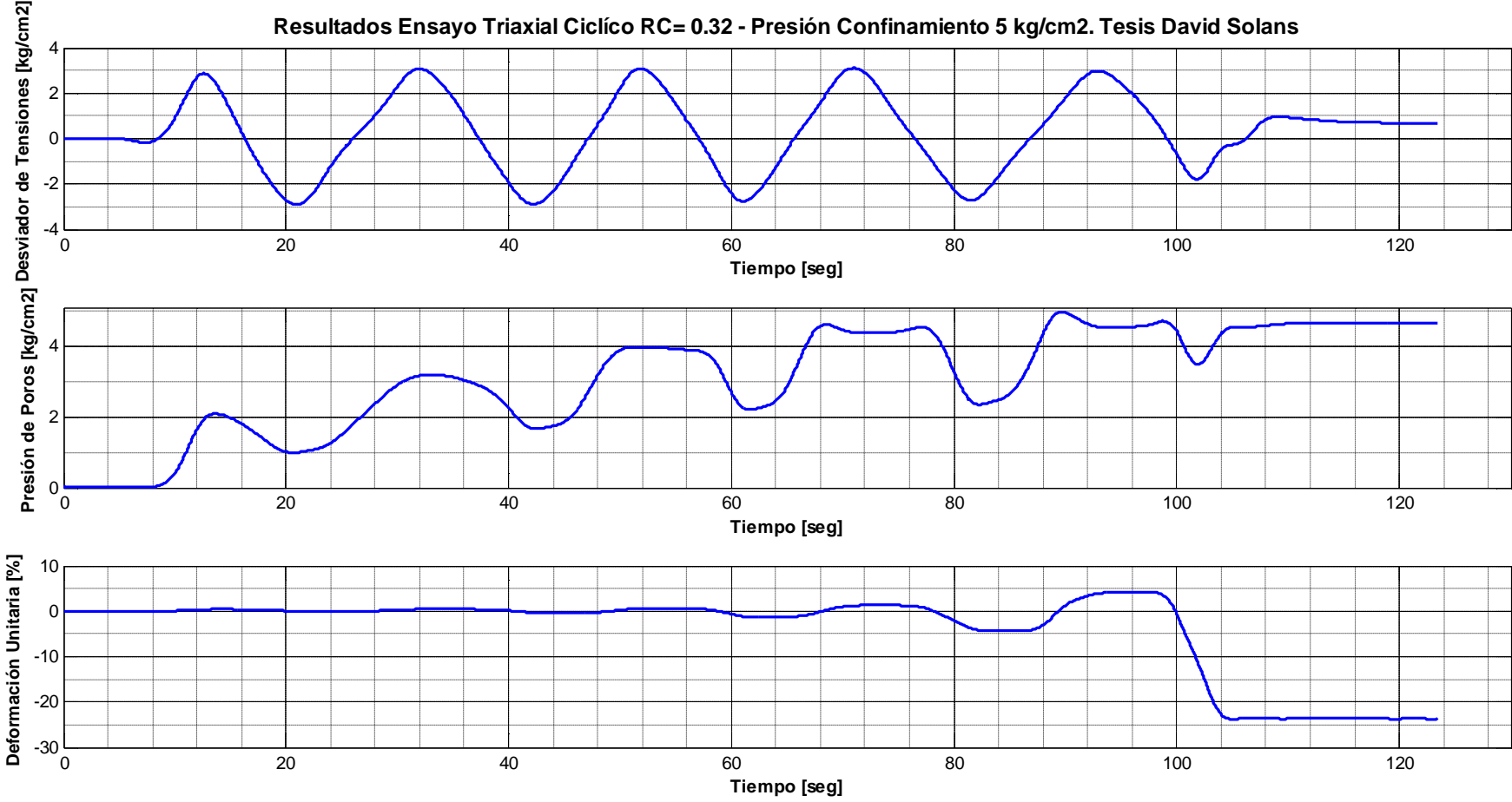


Fig. B.3.25.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.32$ .

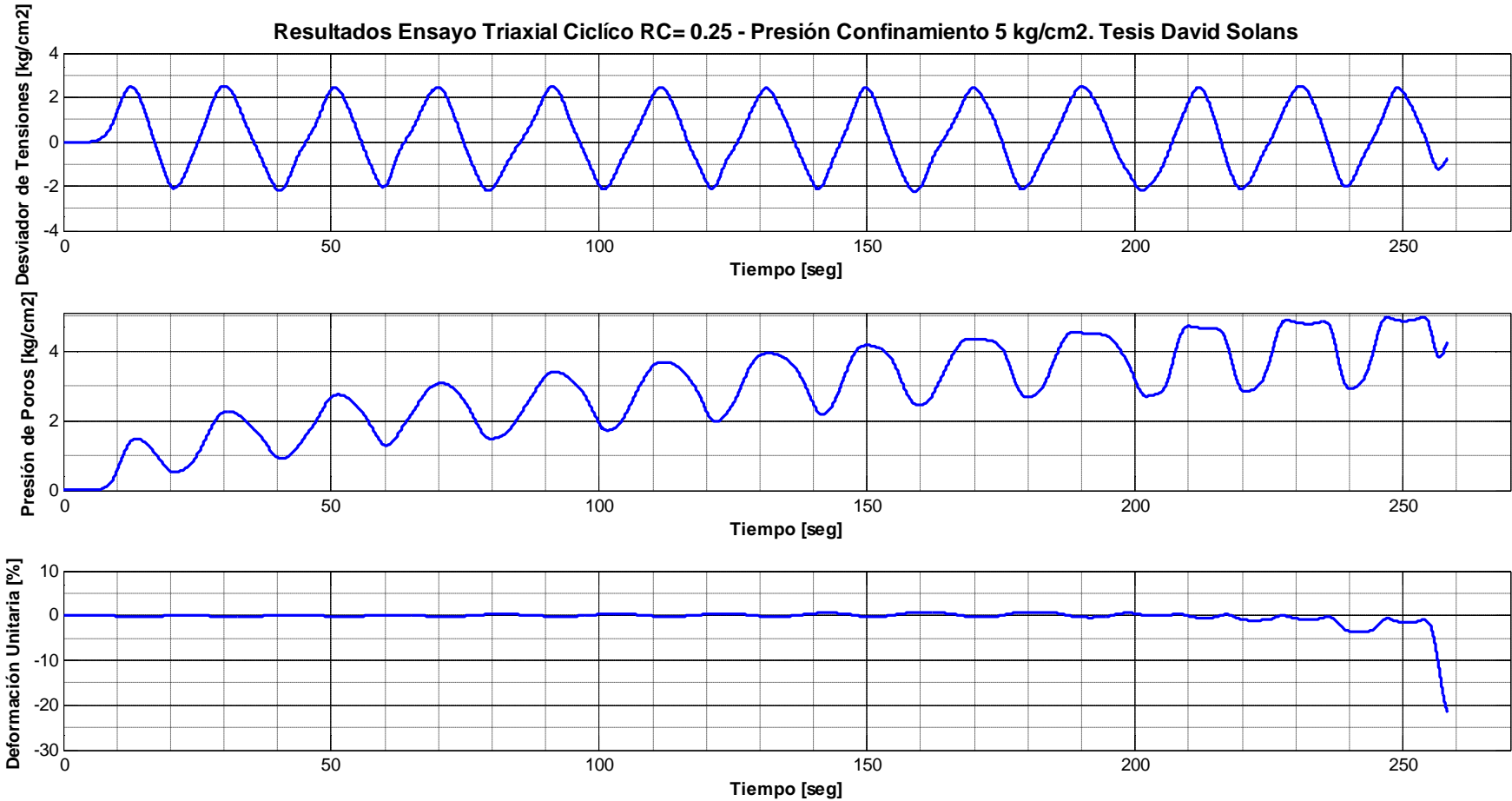


Fig. B.3.26.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.25$ .

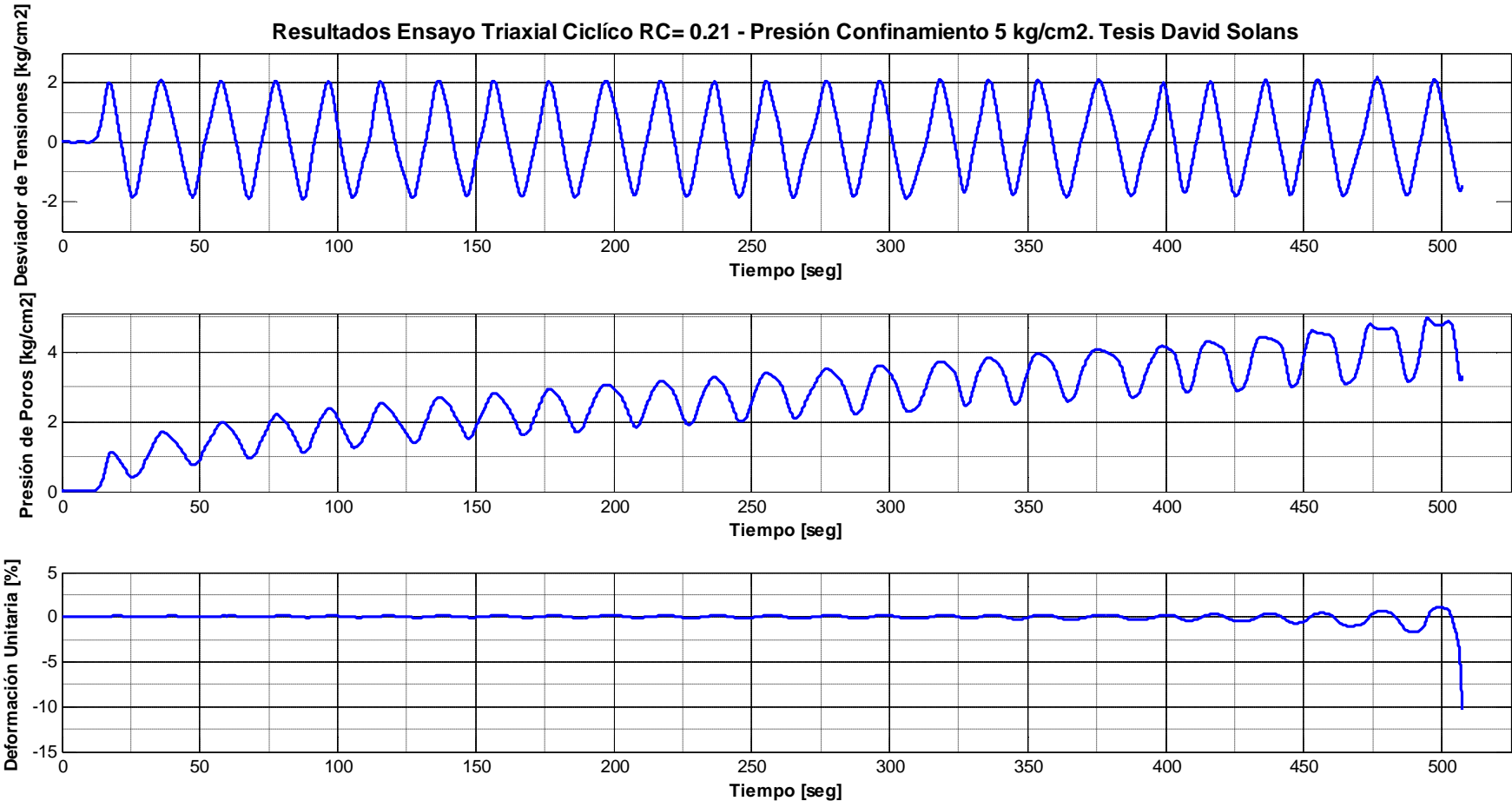


Fig. B.3. 27.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.21$ .

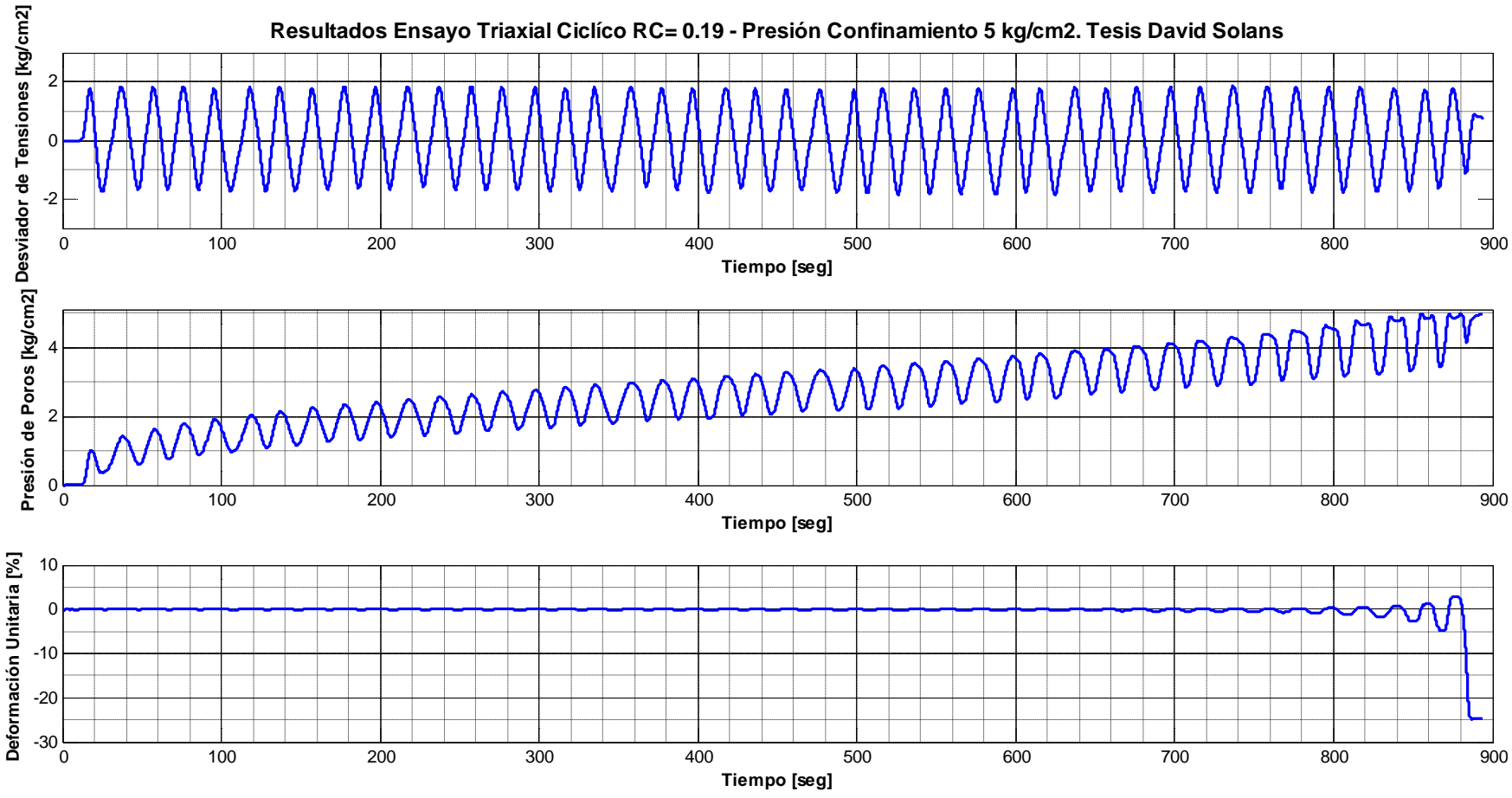


Fig. B.3.28.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.19$ .

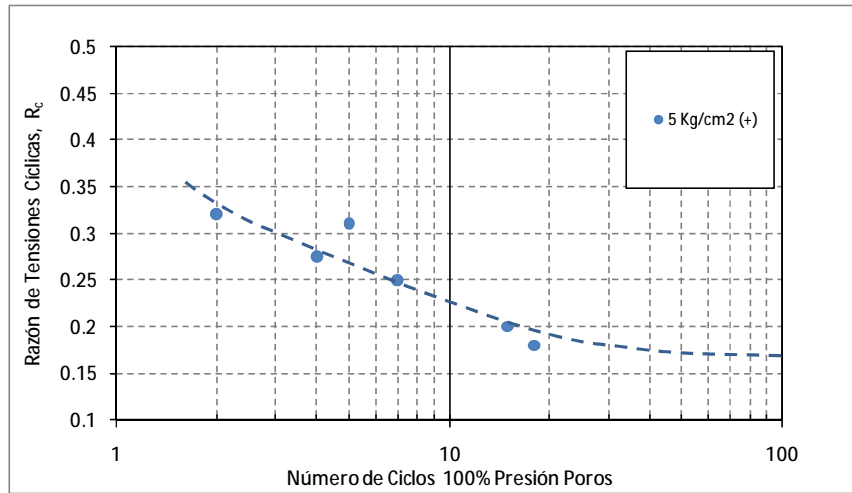


Fig. B.3.29.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 100% de presión de poros. Eq altas presiones.

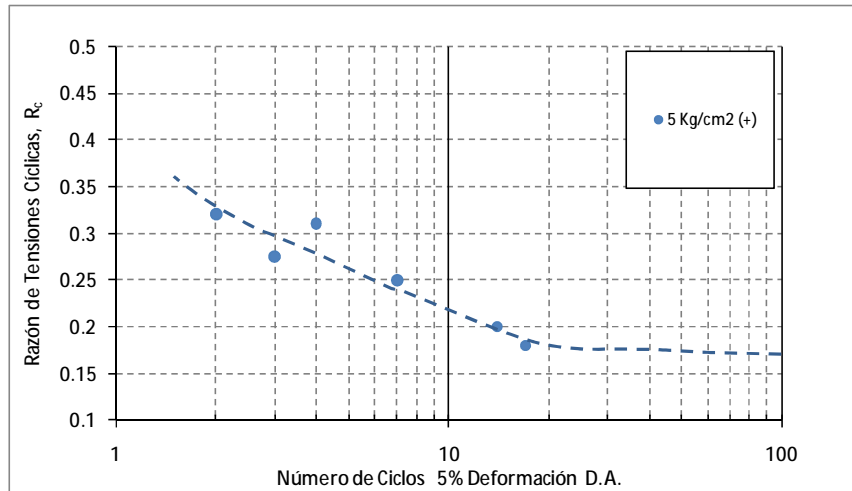


Fig. B.3.30.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 5% de deformación en D.A. Eq. altas presiones.

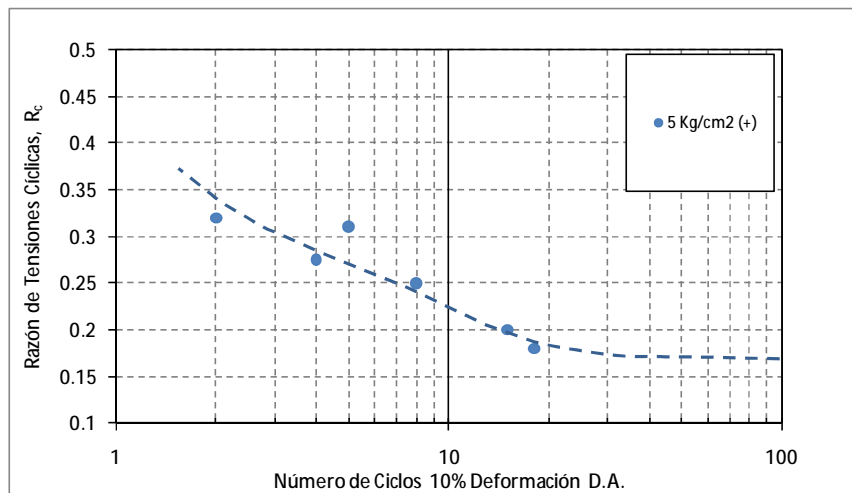


Fig. B.3.31.- Resistencia cíclica de 5 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 10% de deformación en D.A. Eq. altas presiones.

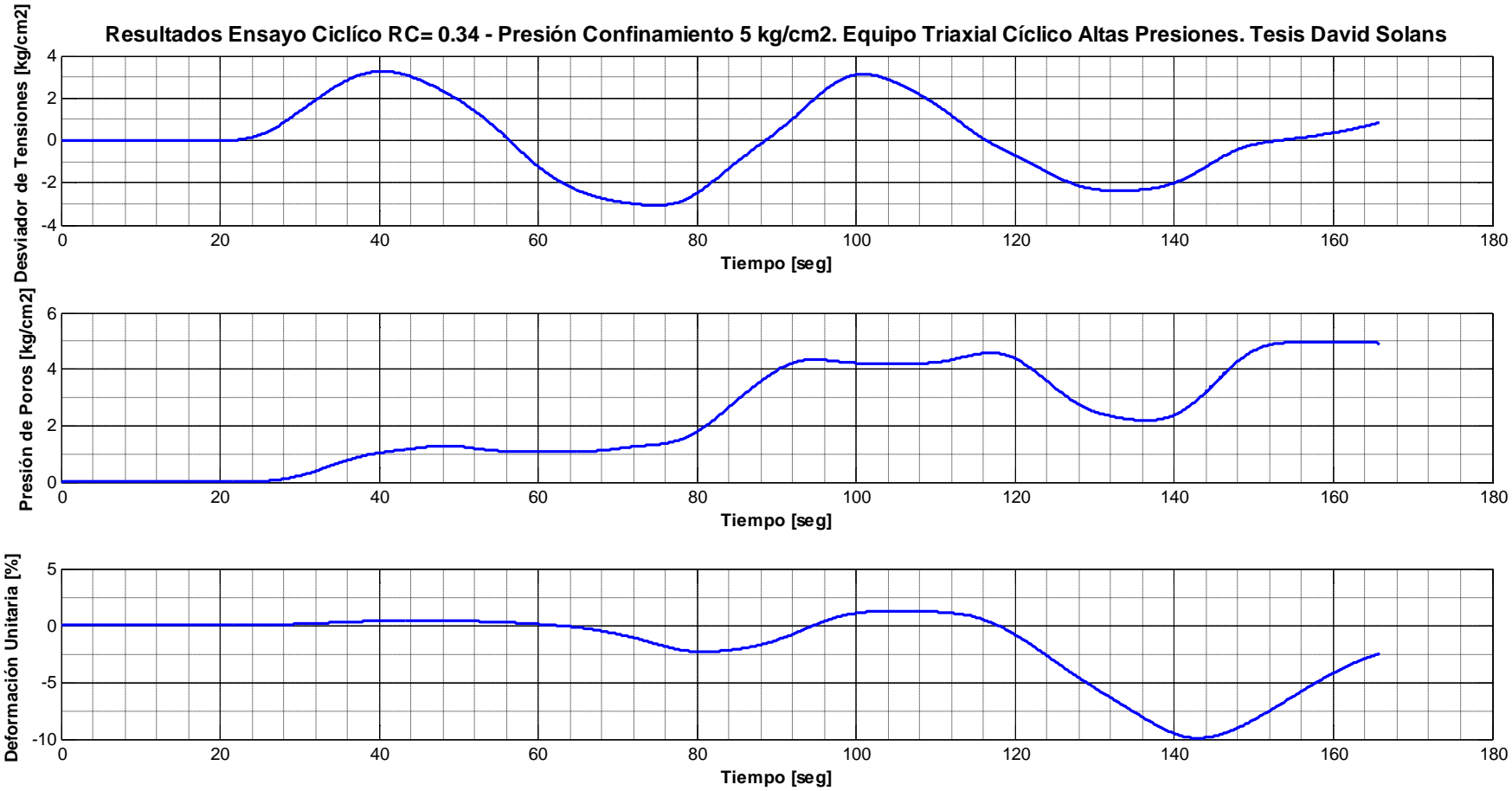


Fig. B.3.32.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.34$ .



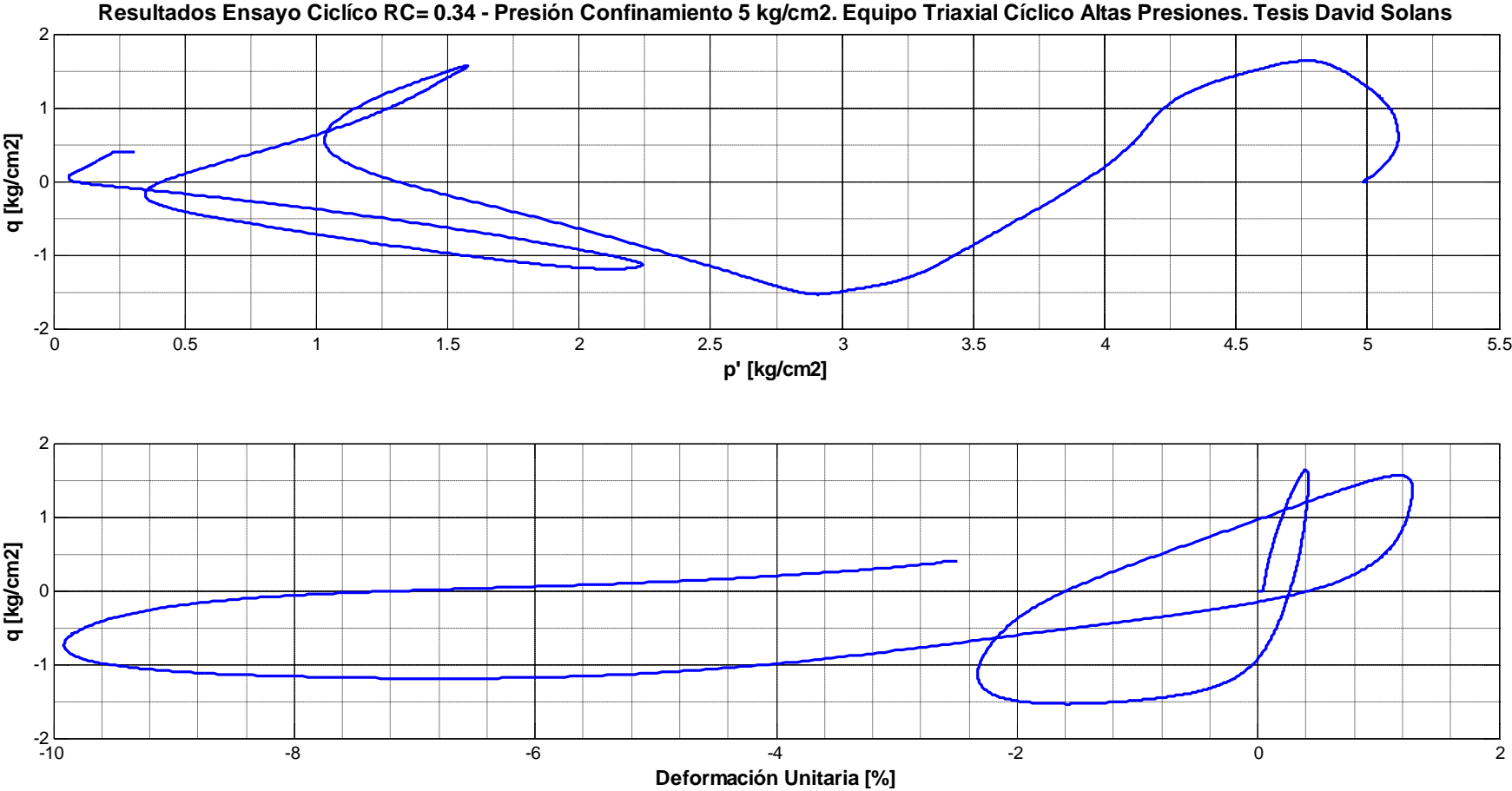


Fig. B.3.33.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.34$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

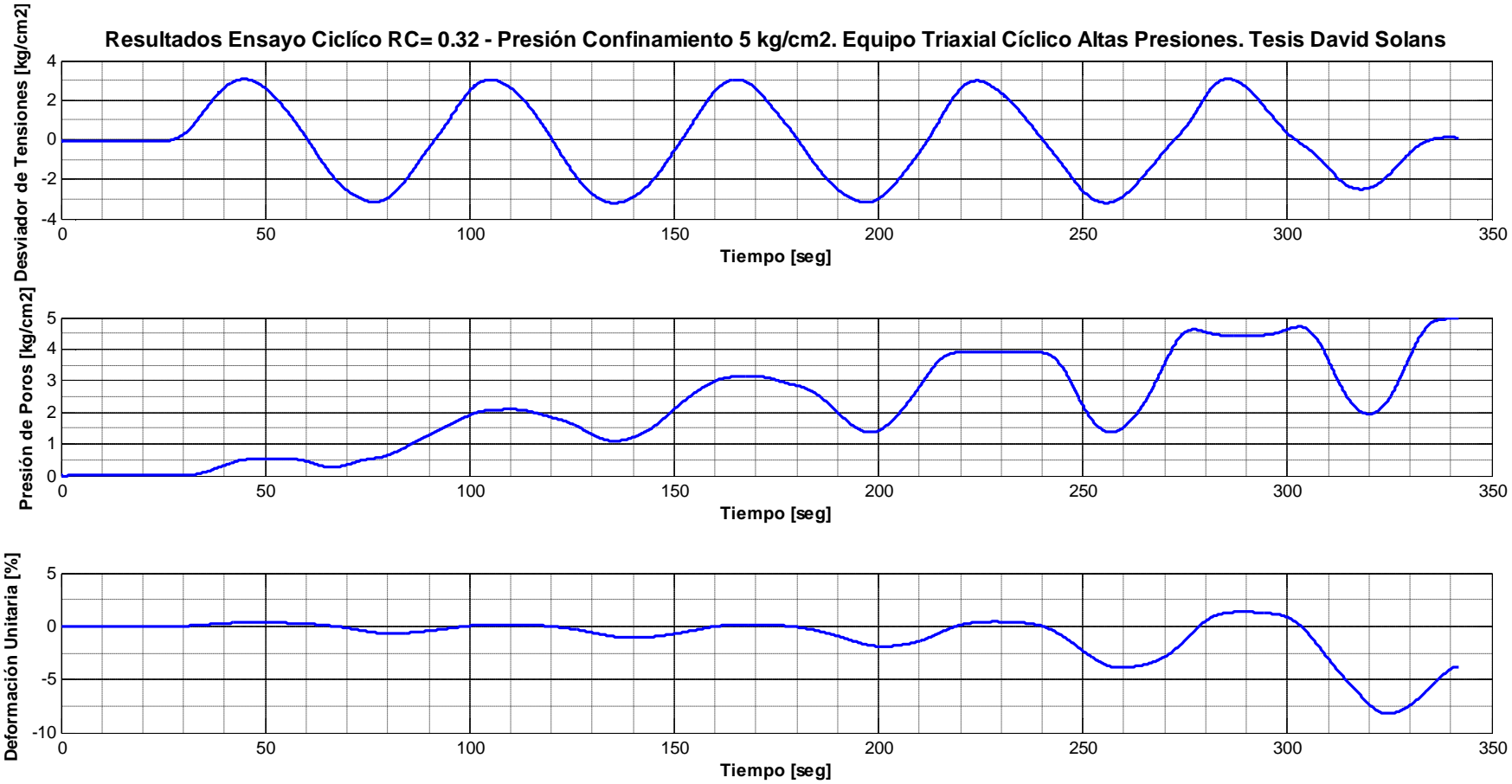


Fig. B.3.34.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.32$ .

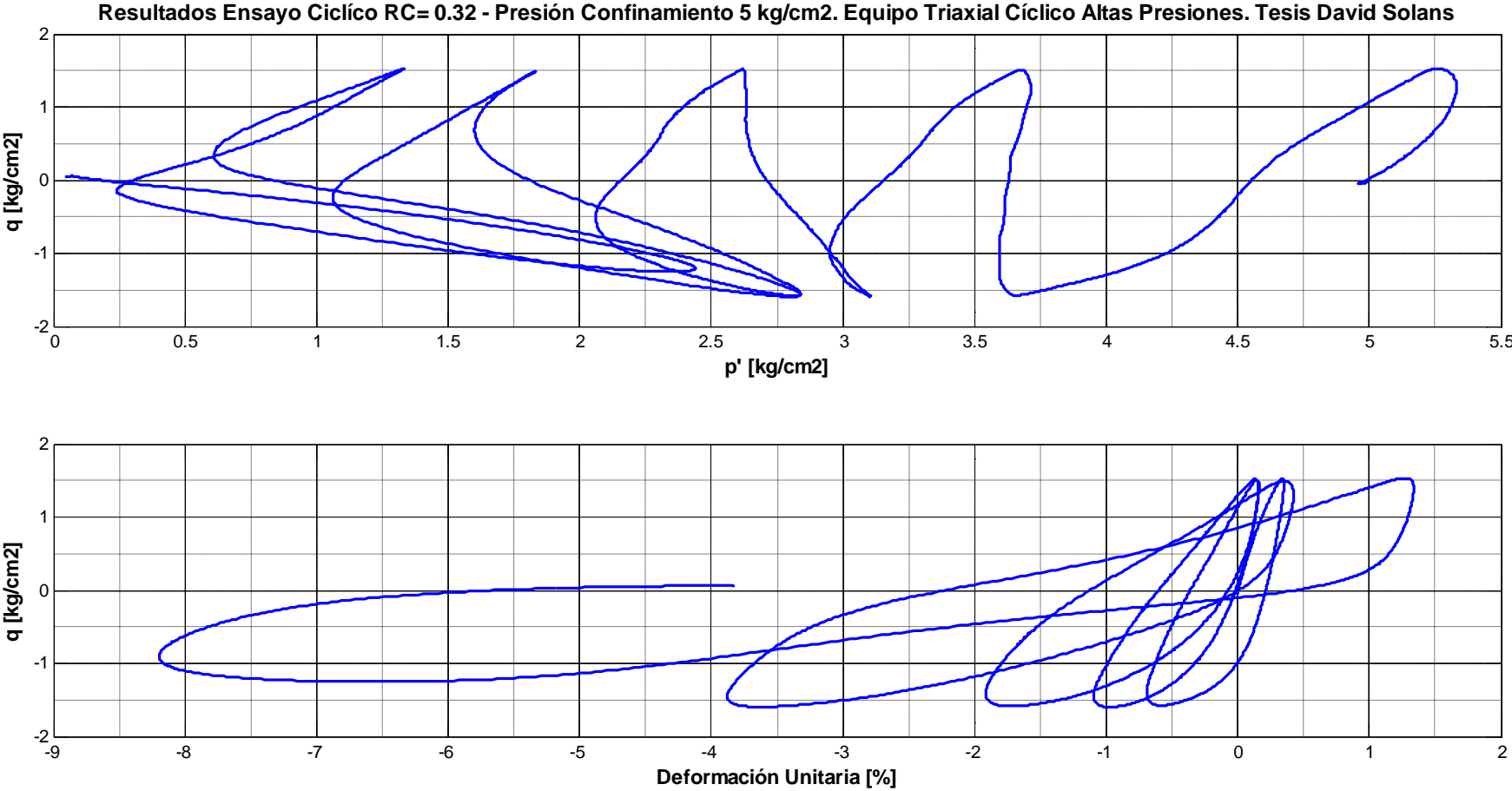


Fig. B.3.35.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.32$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

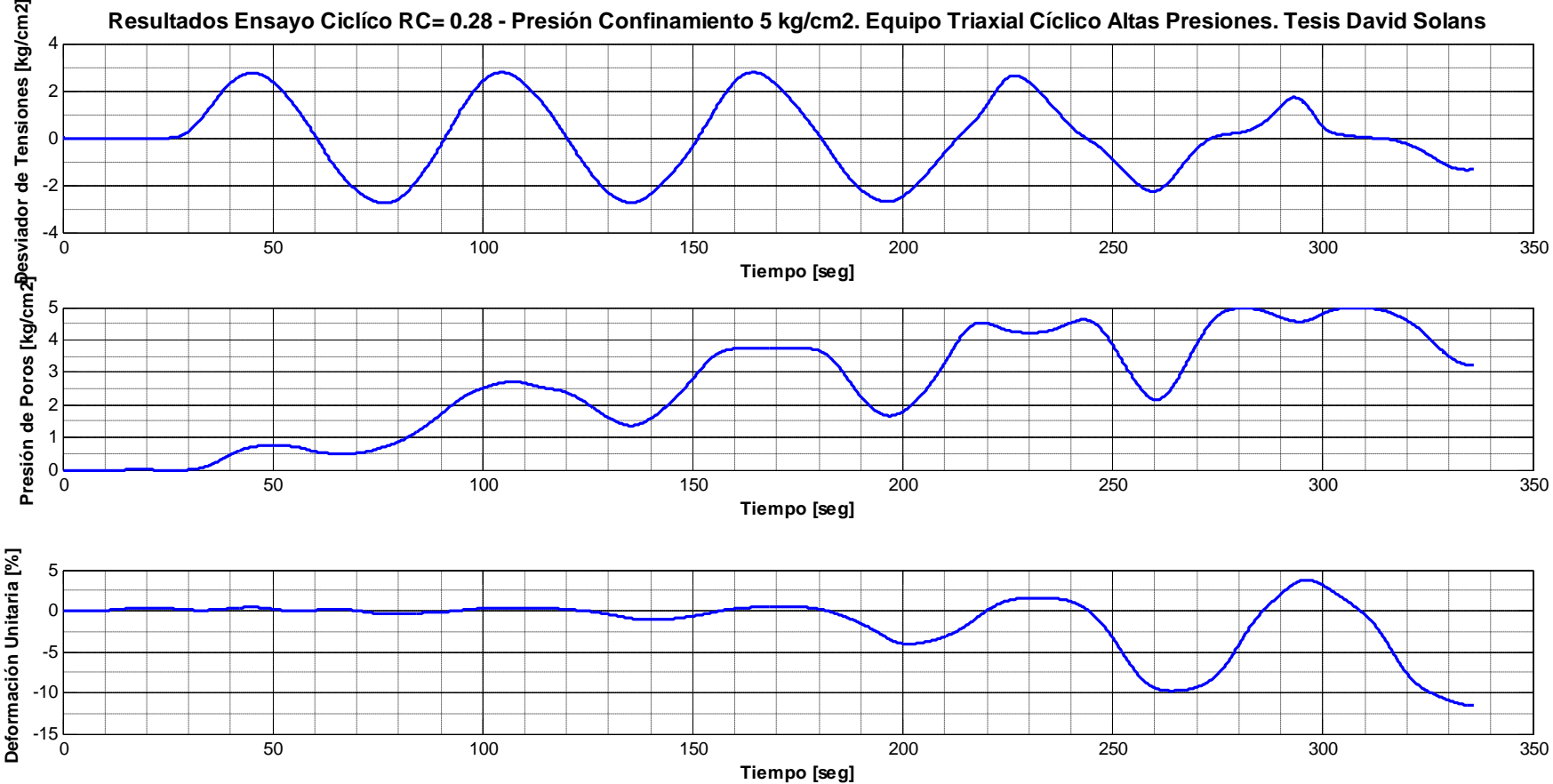


Fig. B.3.36.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.28$ .

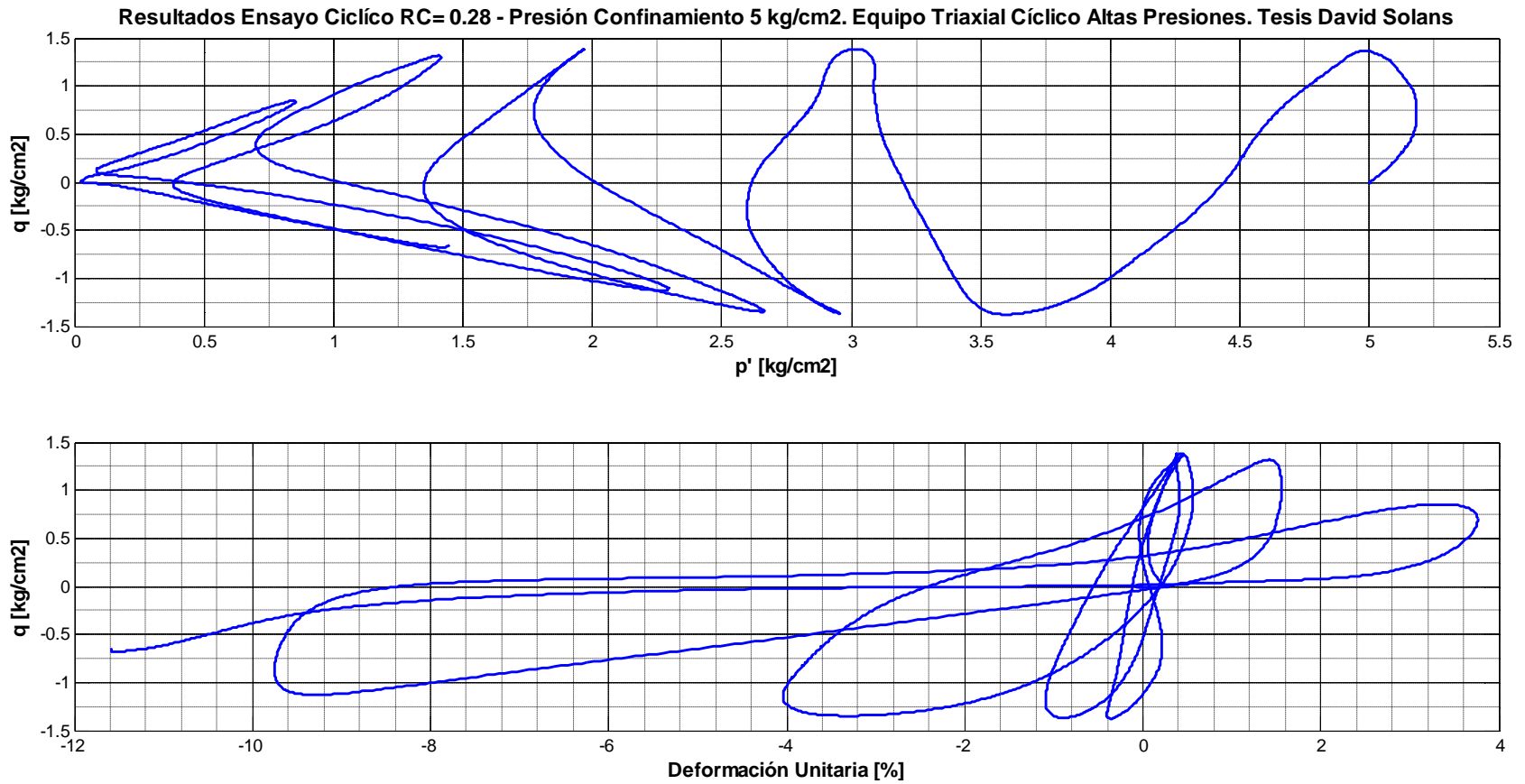


Fig. B.3.37.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5$  kg/cm<sup>2</sup>, R<sub>c</sub>=0.28. Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

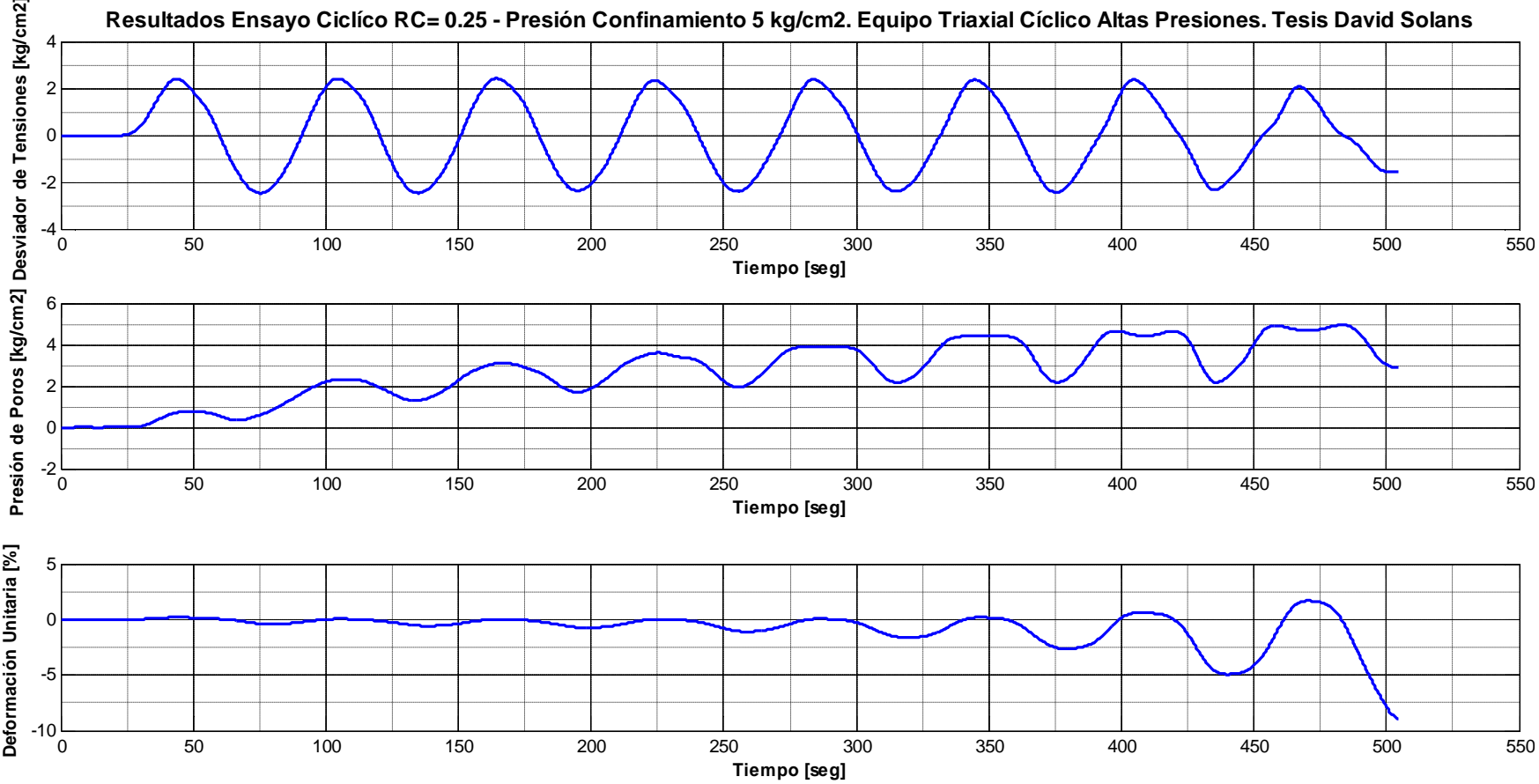


Fig. B.3.38.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.25$ .

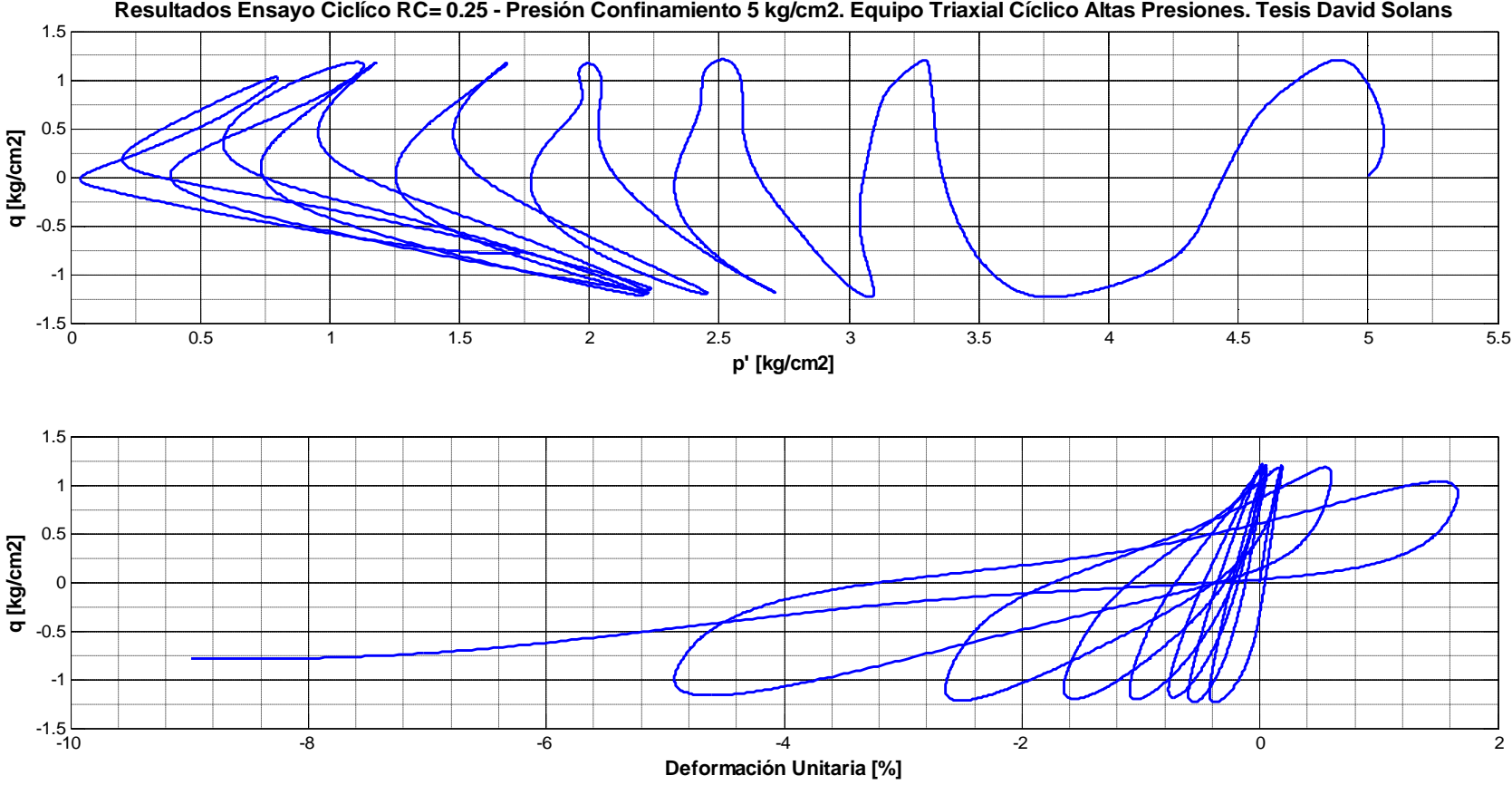


Fig. B.3.39.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.25$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

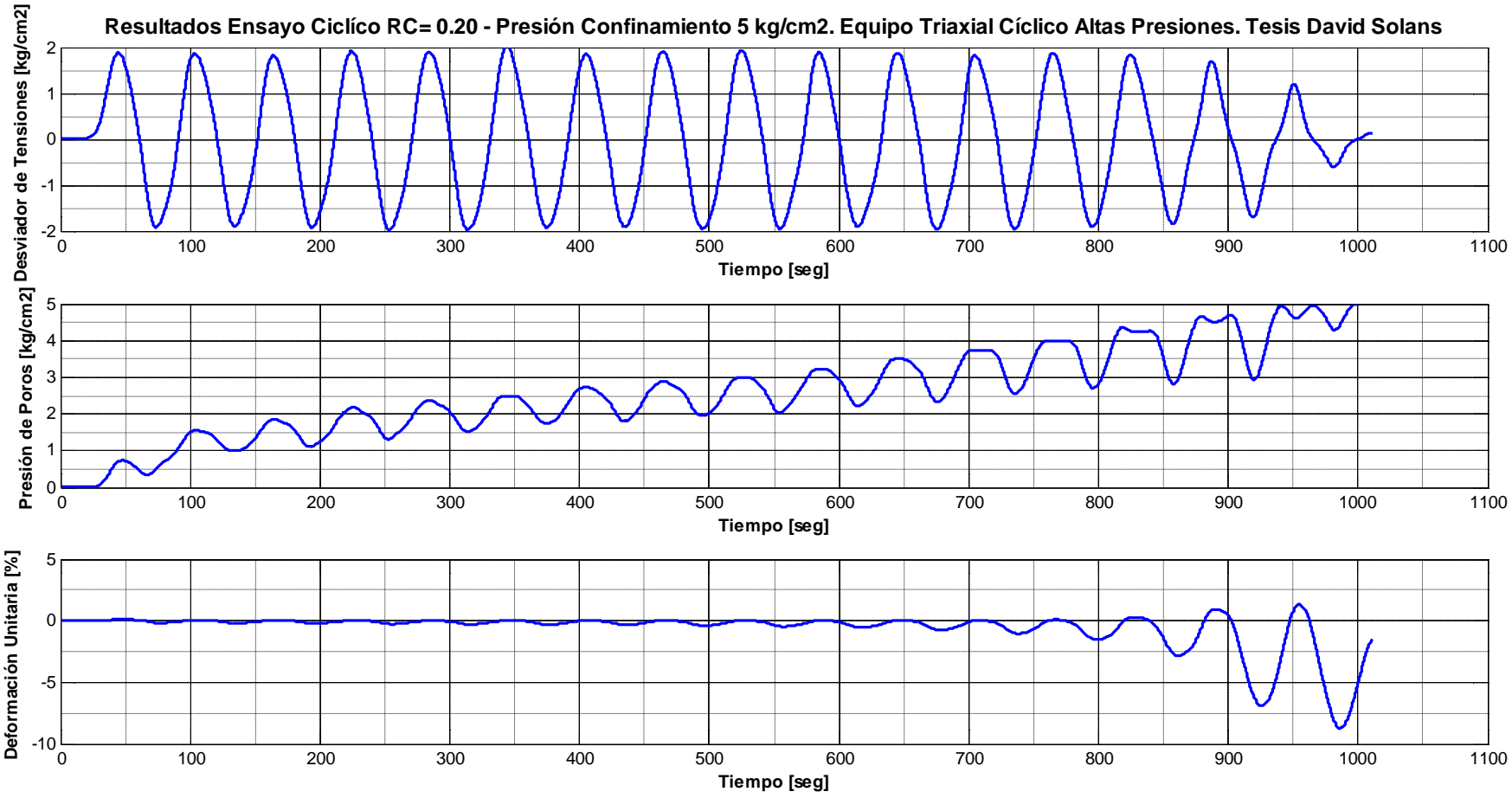


Fig. B.3.40.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.20$ .



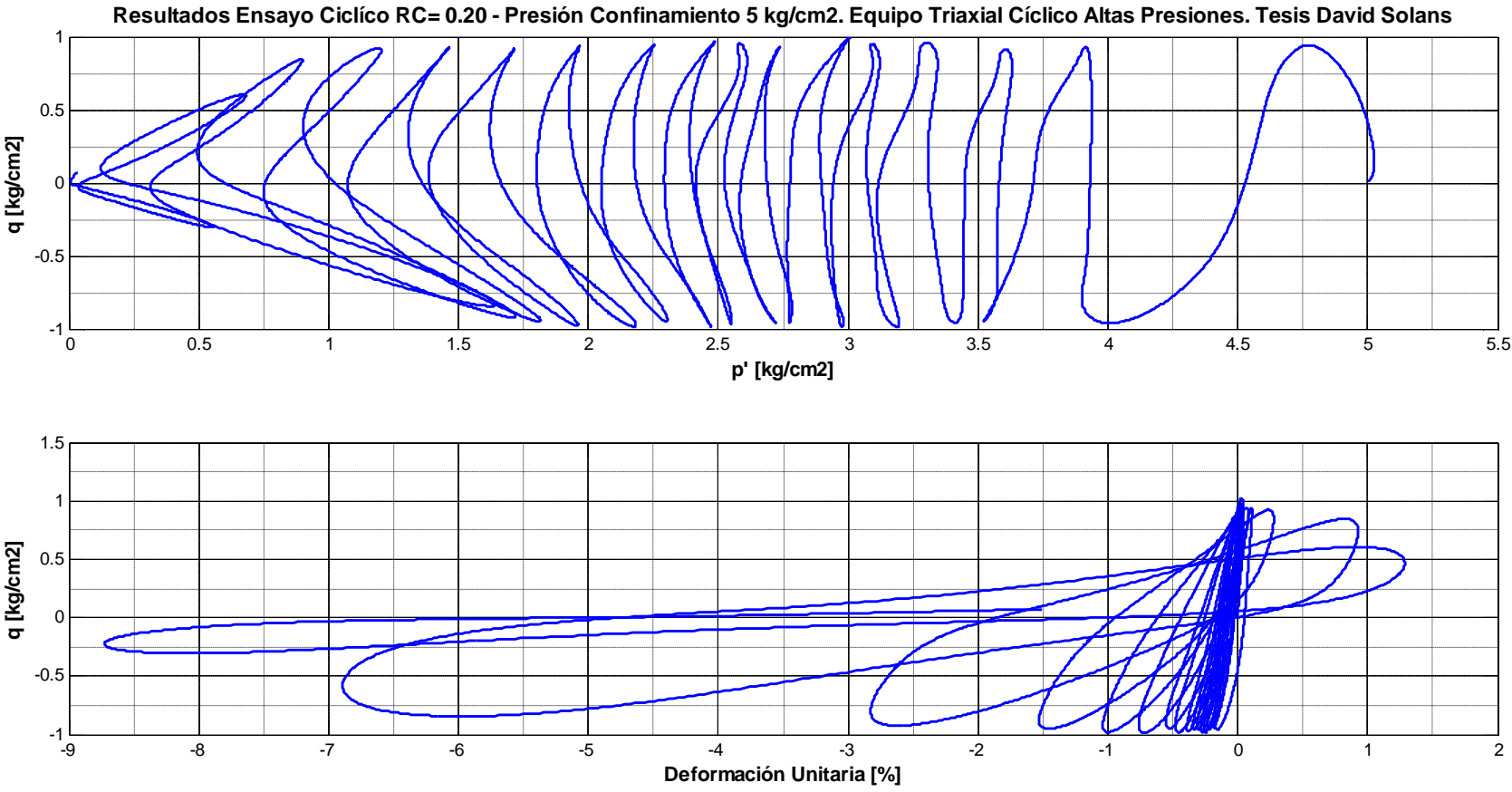


Fig. B.3.41.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.20$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

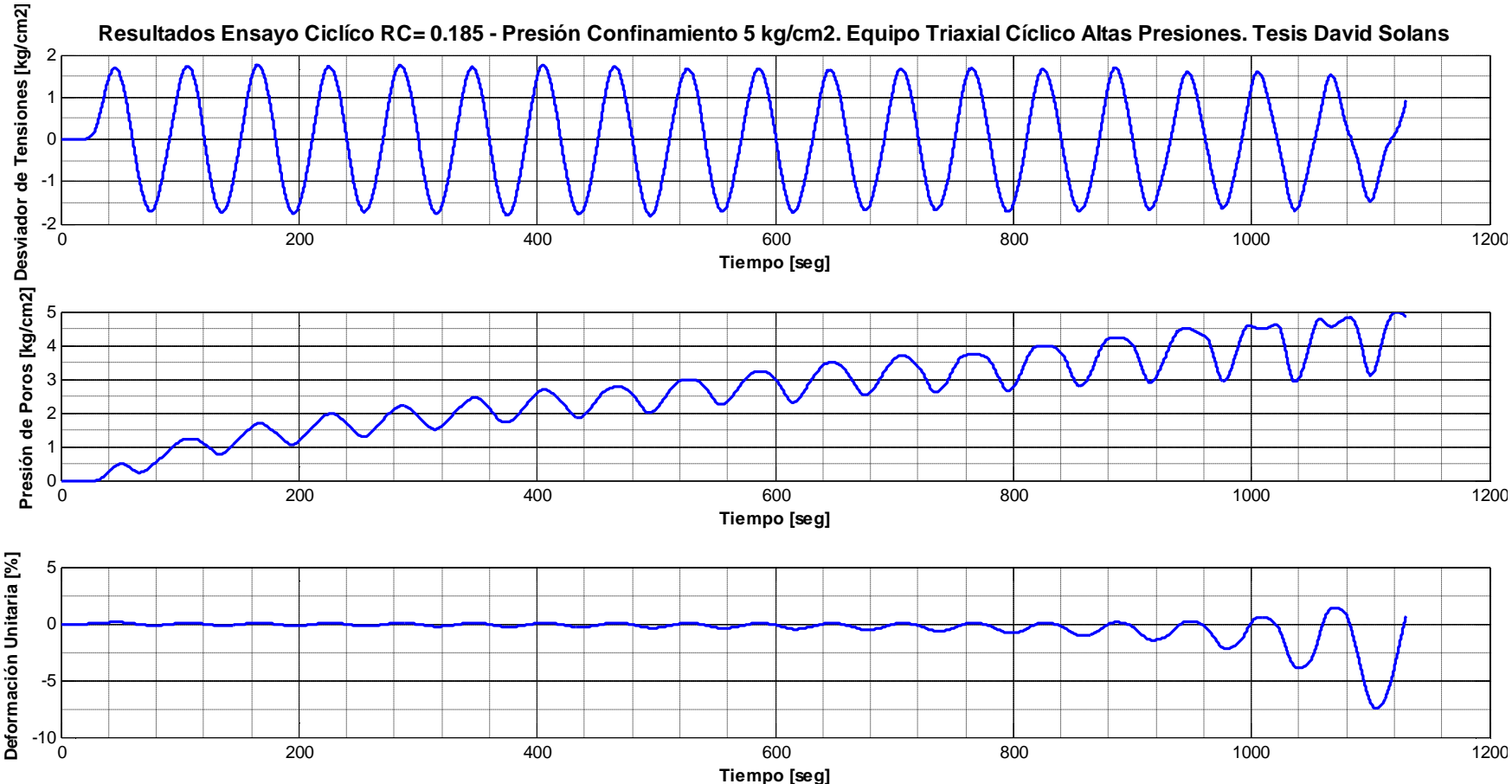


Fig. B.3.42.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.185$ .

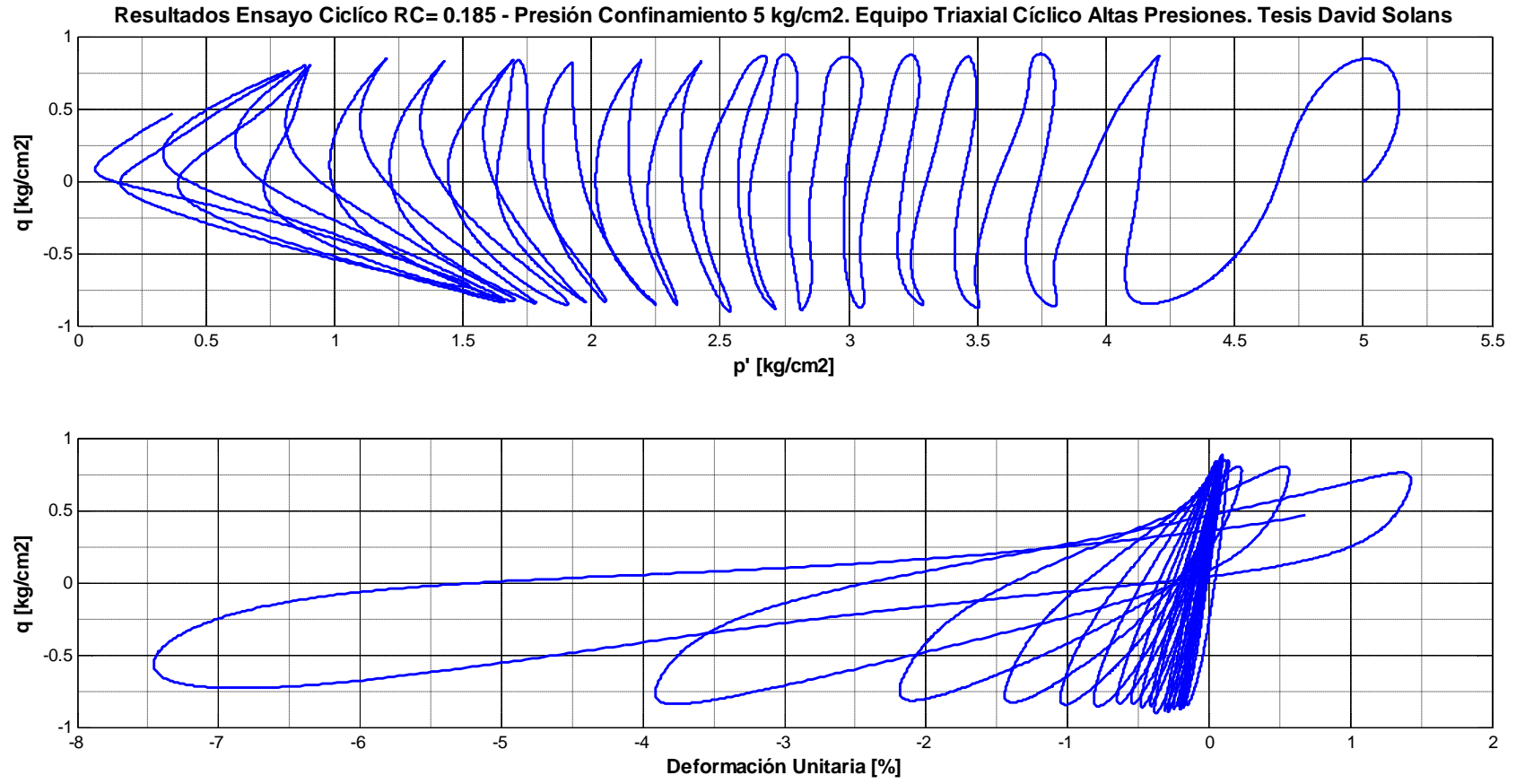


Fig. B.3.43.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.185$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

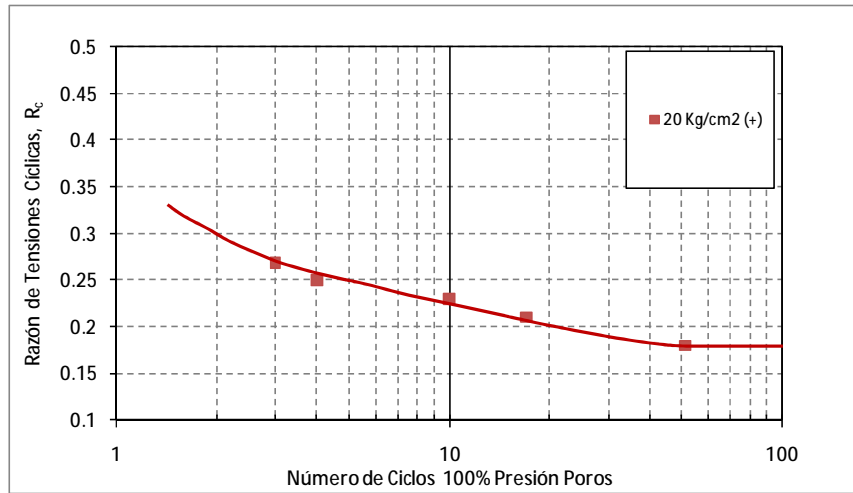


Fig. B.3.44.- Resistencia cíclica de 20 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 100% de presión de poros. Eq altas presiones.

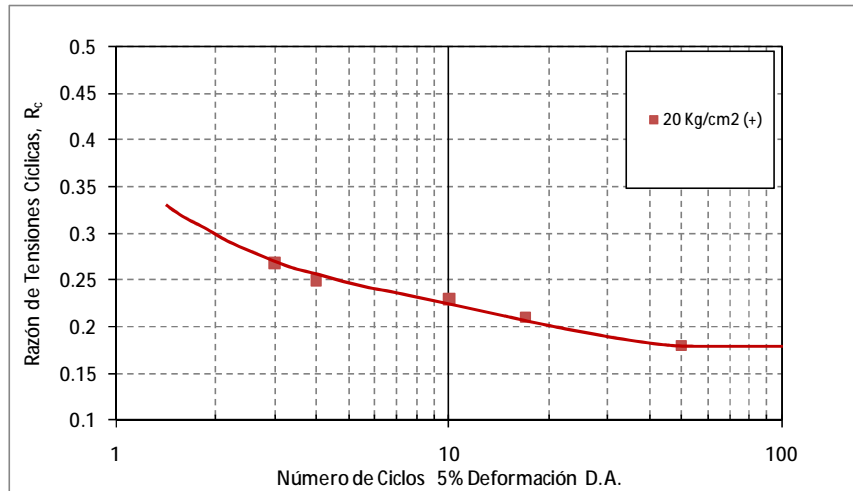


Fig. B.3.45.- Resistencia cíclica de 20 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 5% de deformación en D.A. Eq. altas presiones.

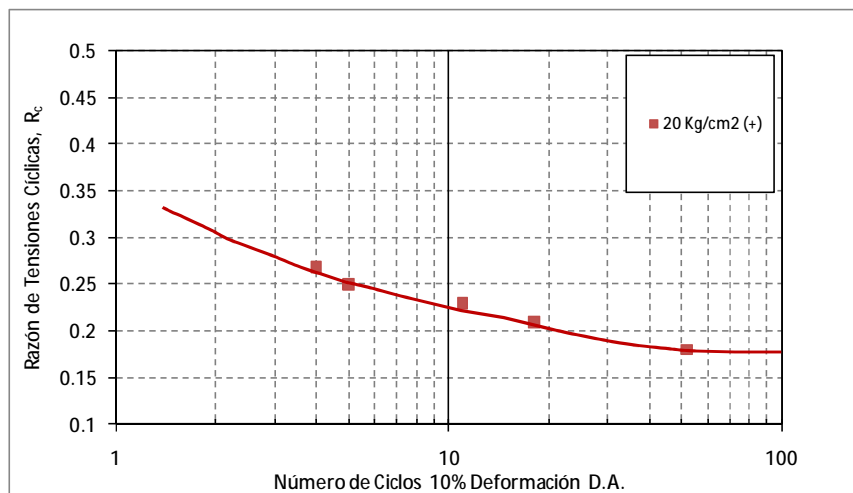


Fig. B.3.46.- Resistencia cíclica de 20 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 10% de deformación en D.A. Eq. altas presiones.

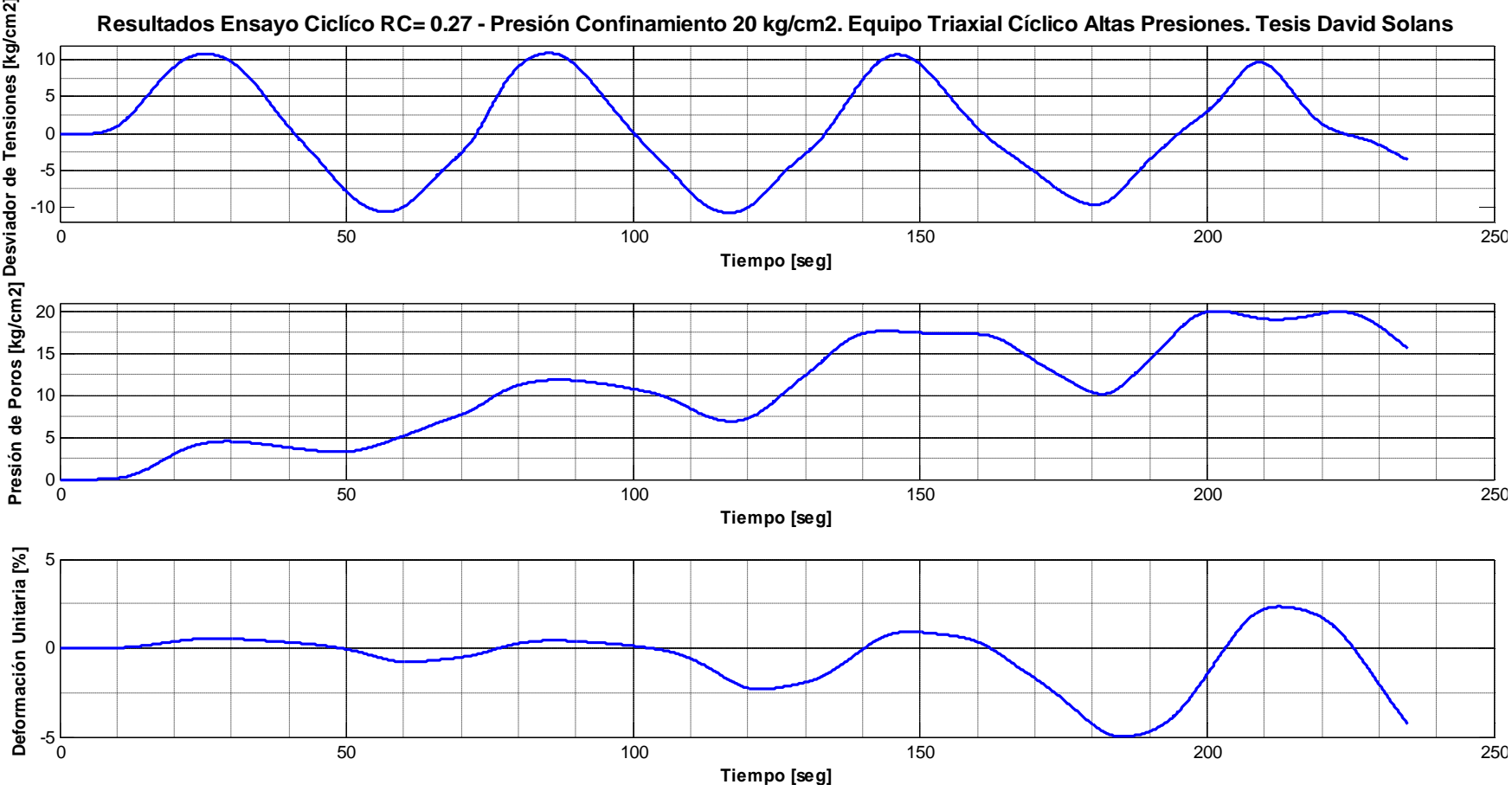


Fig. B.3.47.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.27$ .

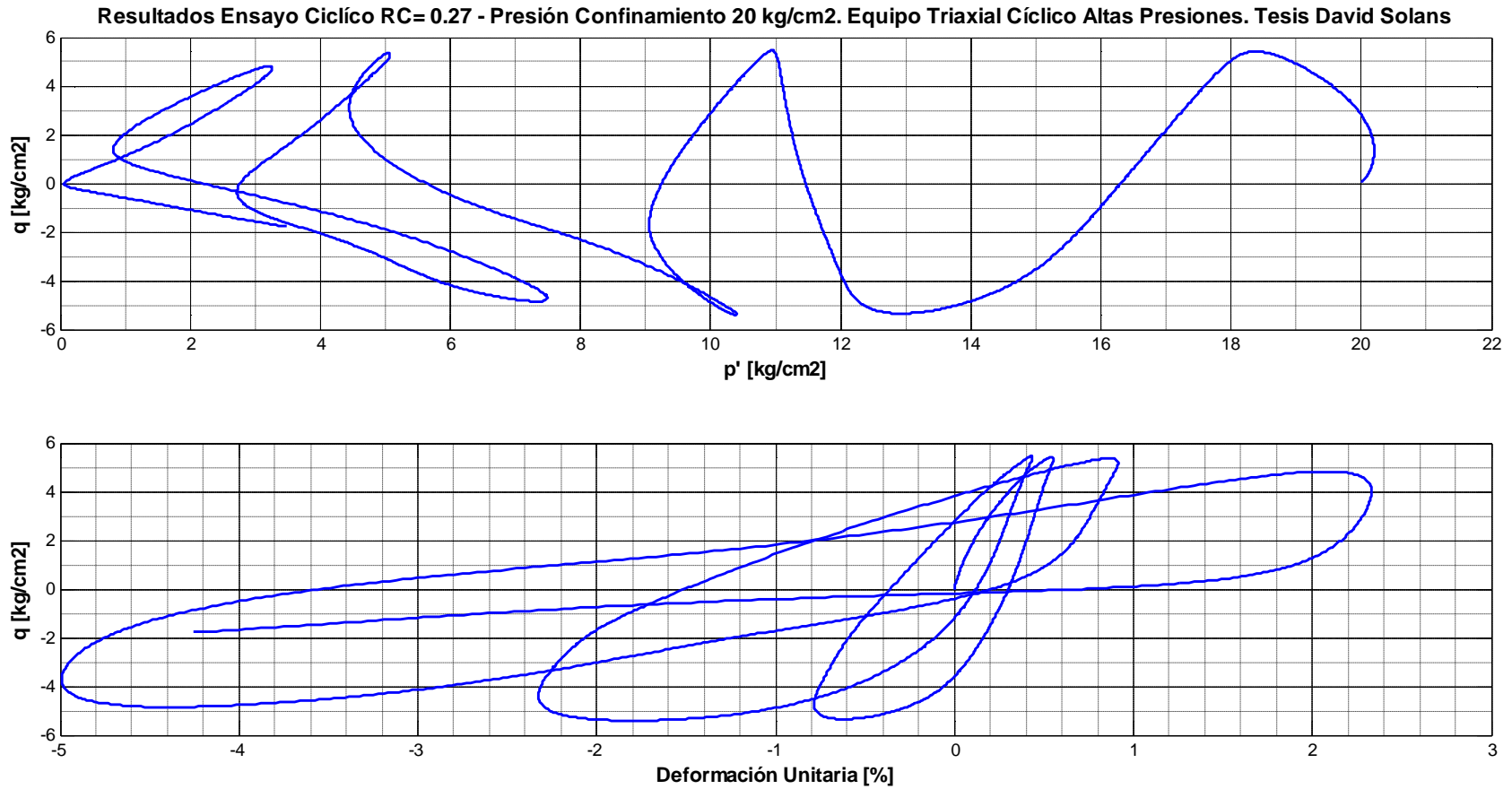


Fig. B.3.48.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.27$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

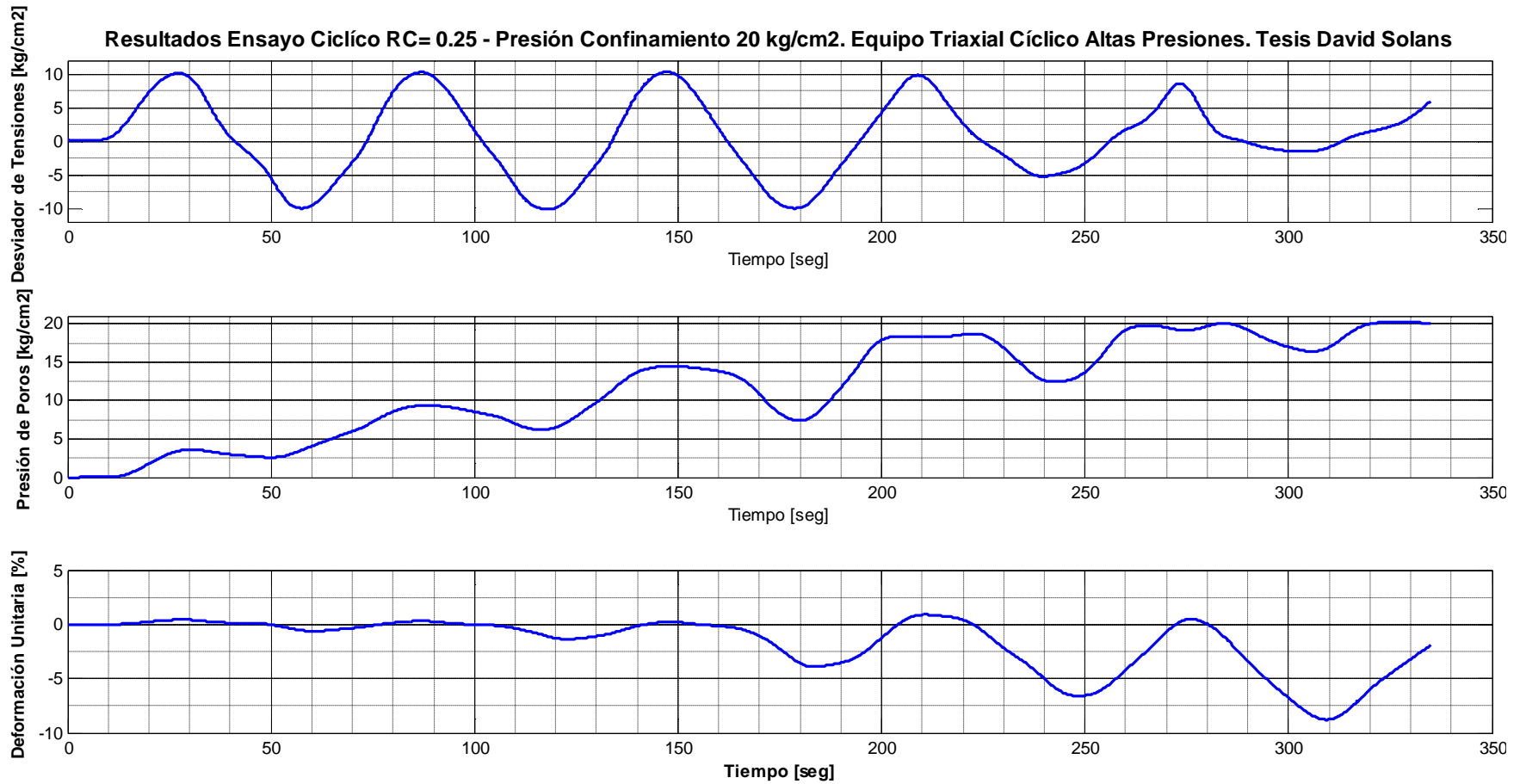


Fig. B.3.49.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.25$ .

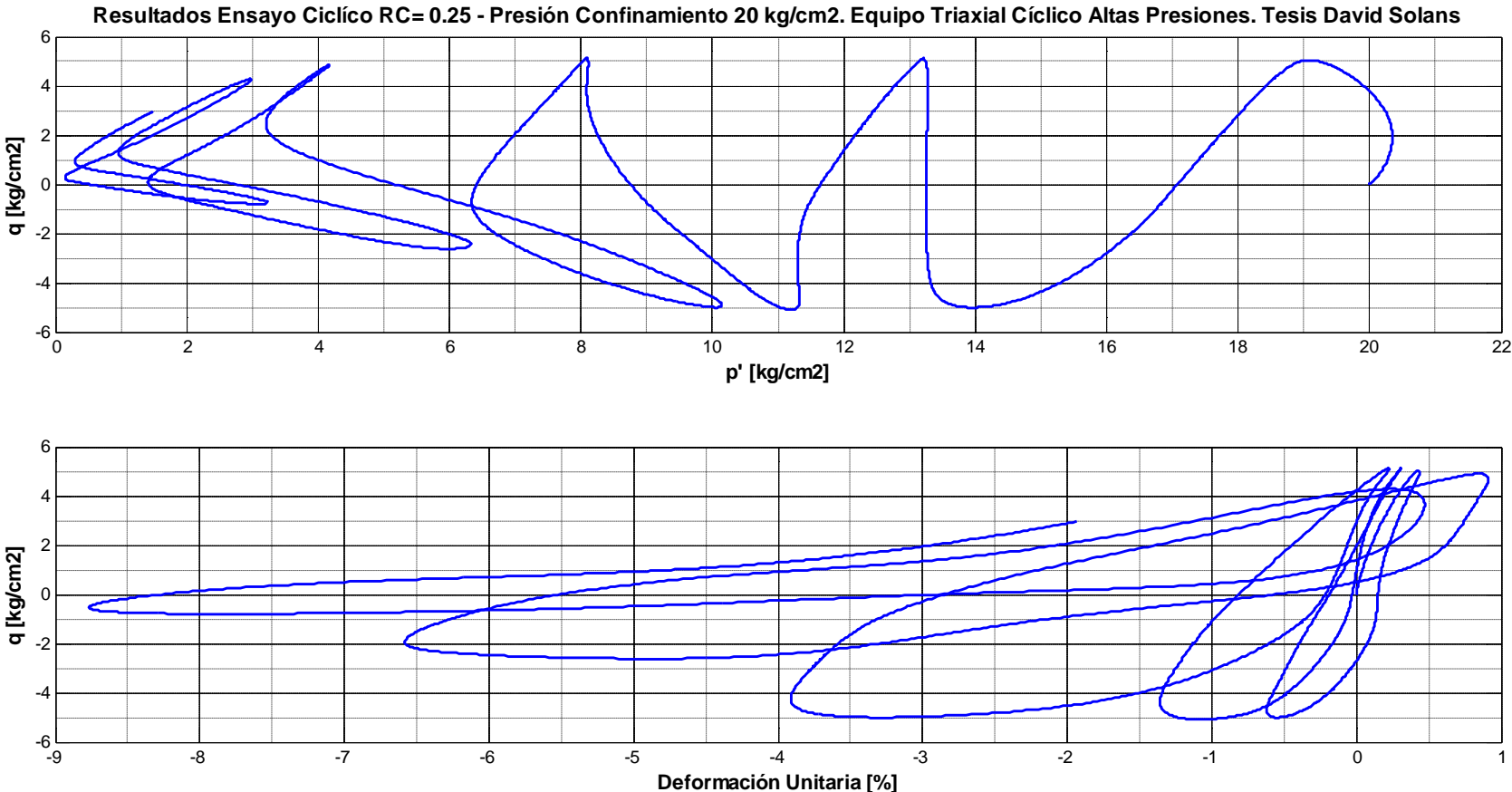


Fig. B.3.50.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.25$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.



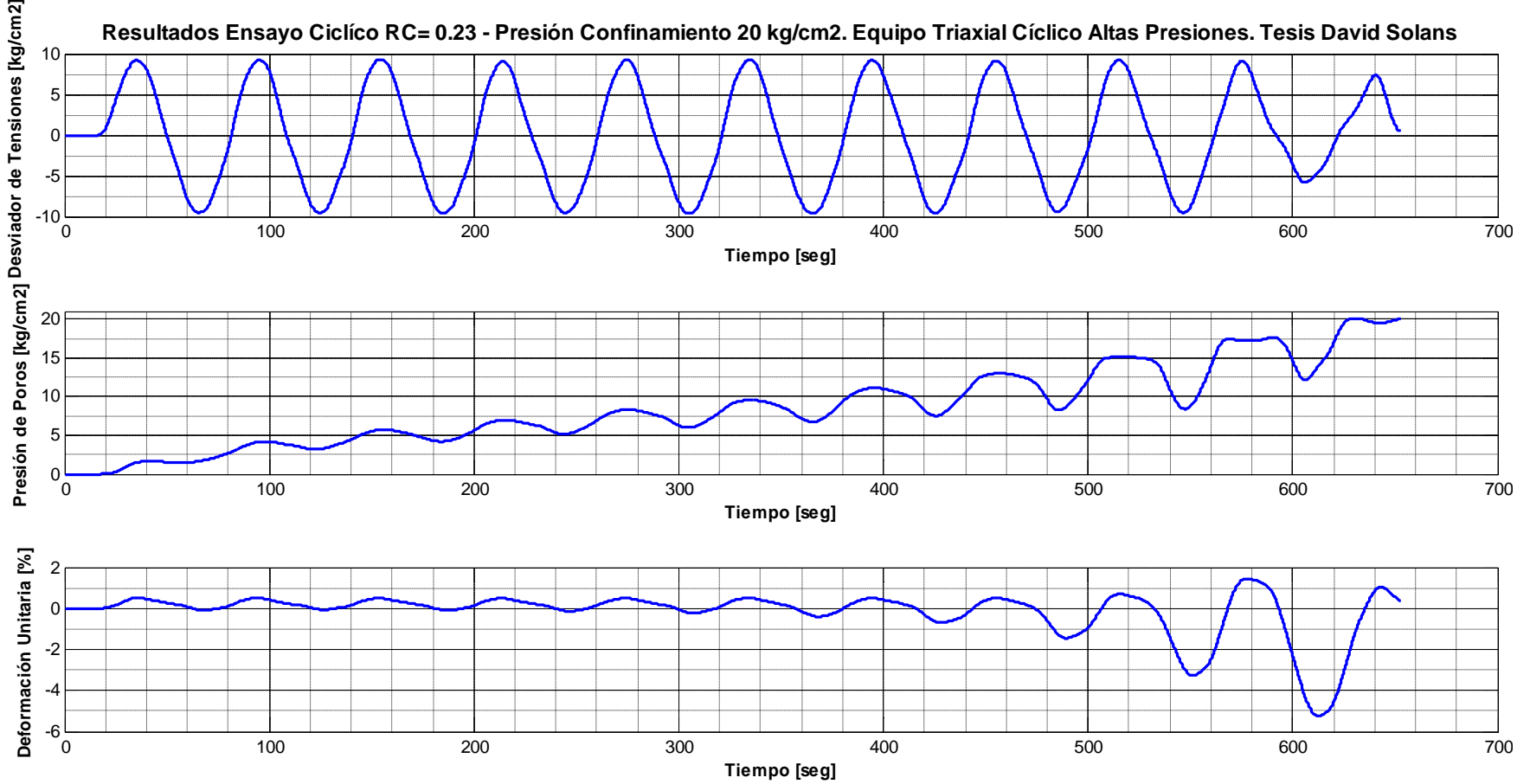


Fig. B.3.51.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.23$ .

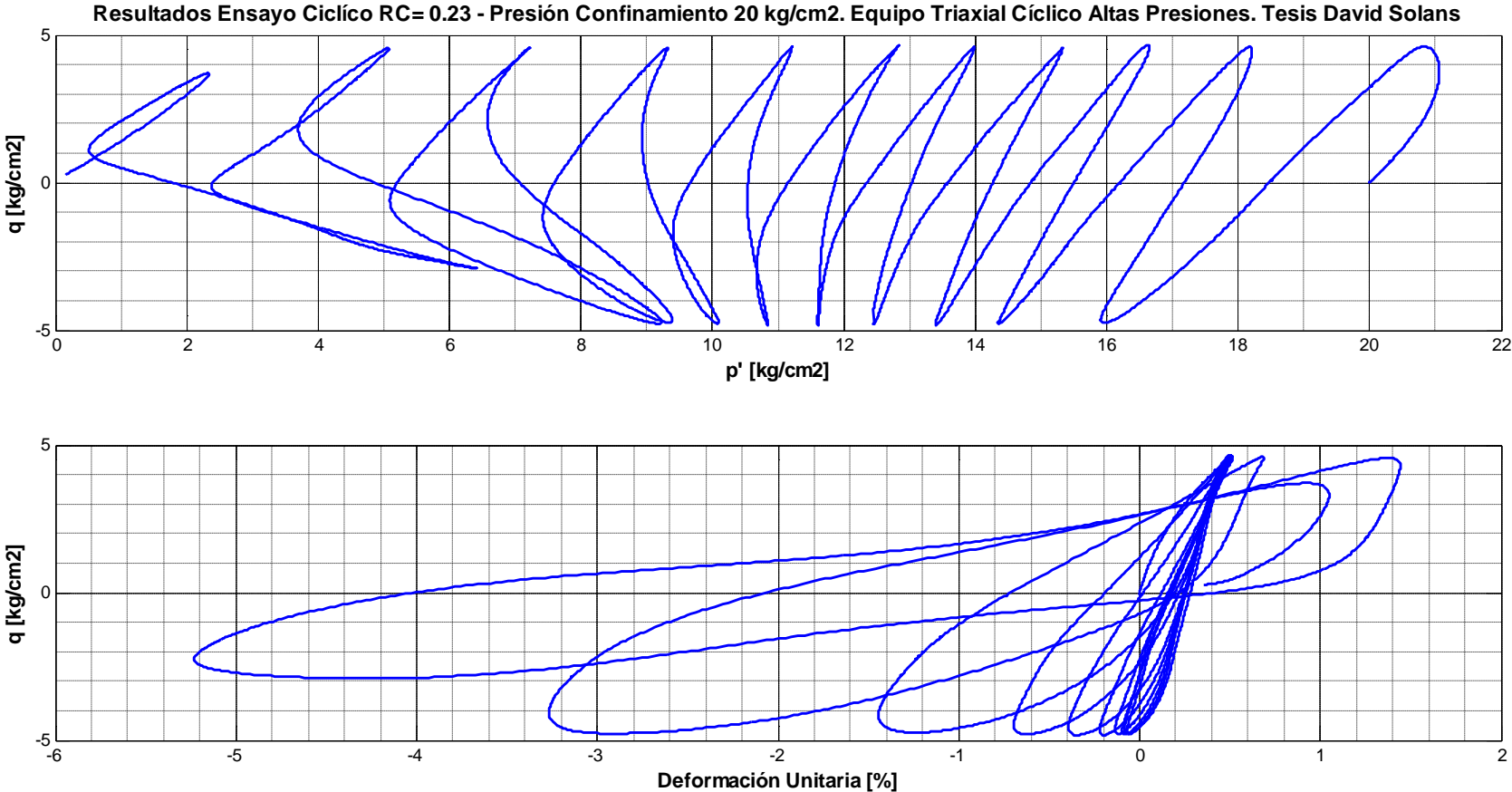


Fig. B.3.52.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=20$  kg/cm<sup>2</sup>, Rc=0.23. Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

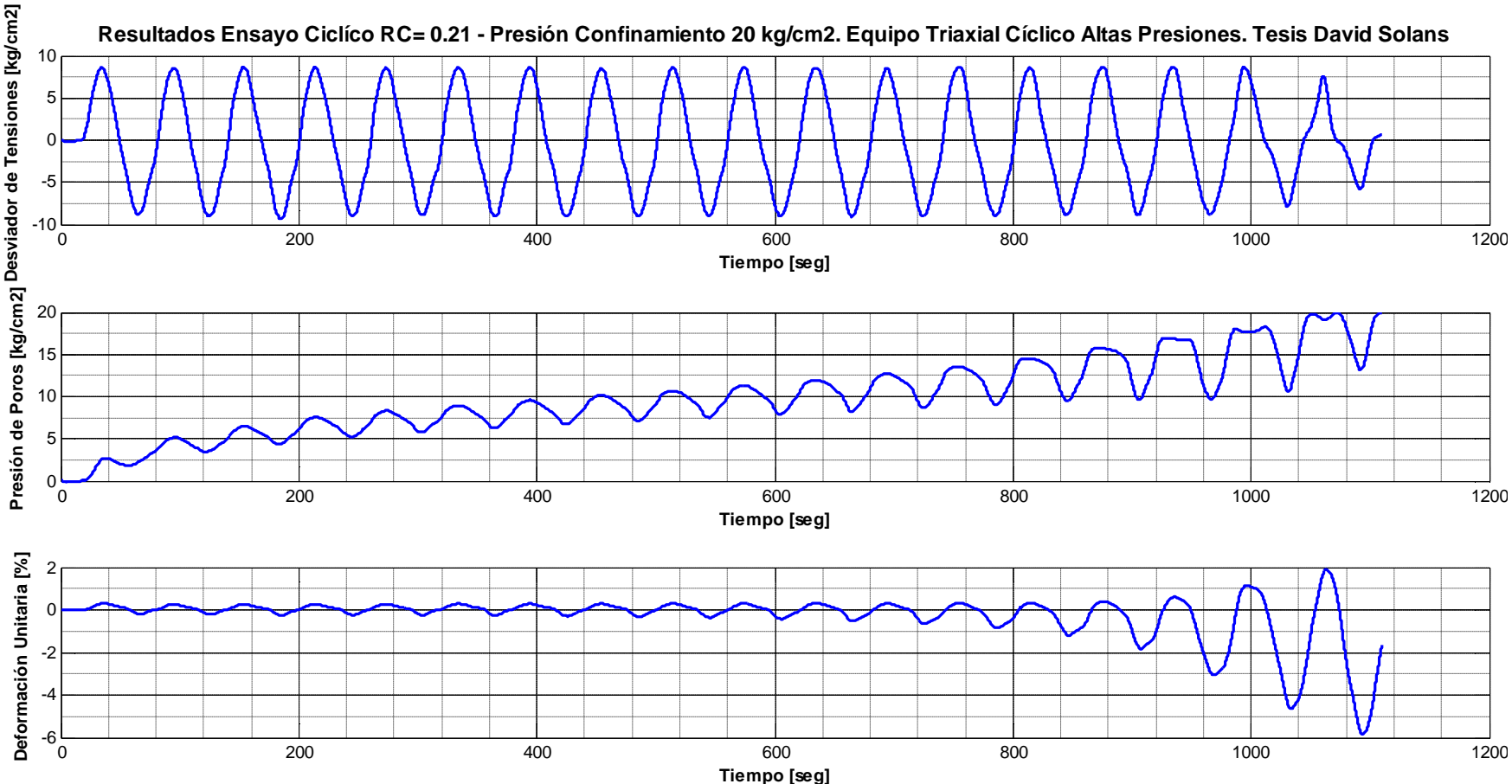


Fig. B.3.53.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.21$ .

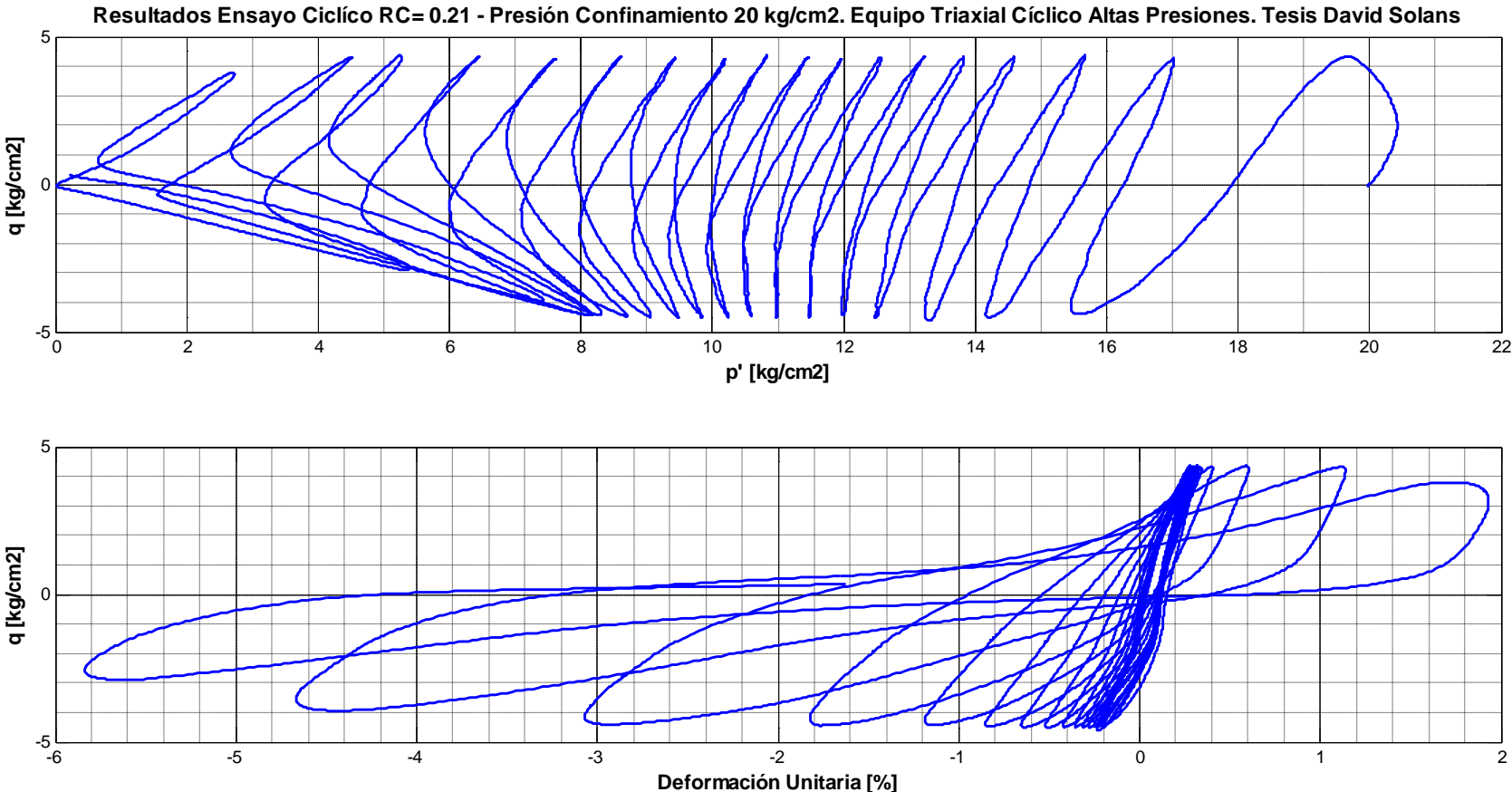


Fig. B.3.54.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=20$  kg/cm<sup>2</sup>, Rc=0.21. Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

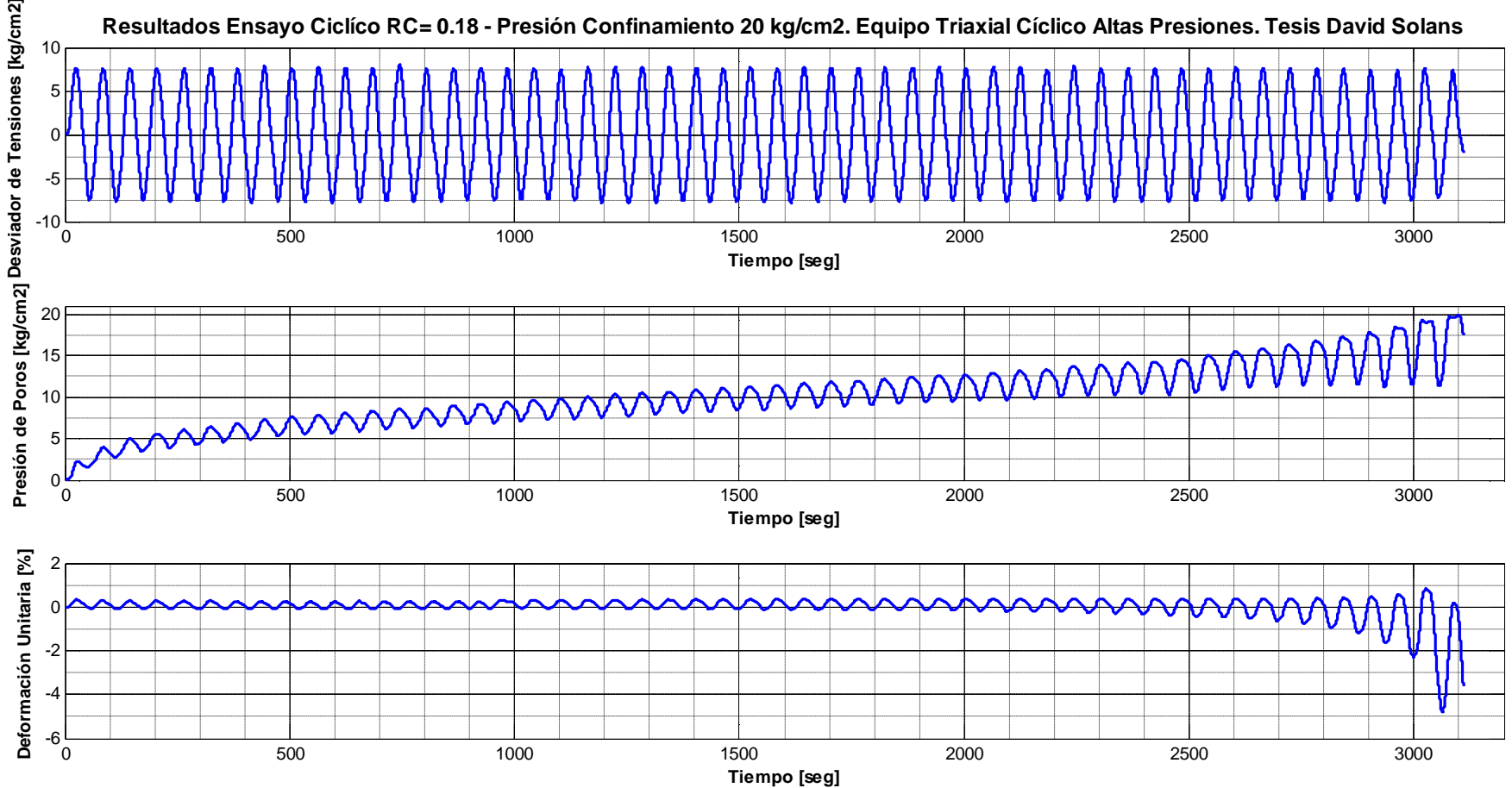


Fig. B.3.55.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.18$ .

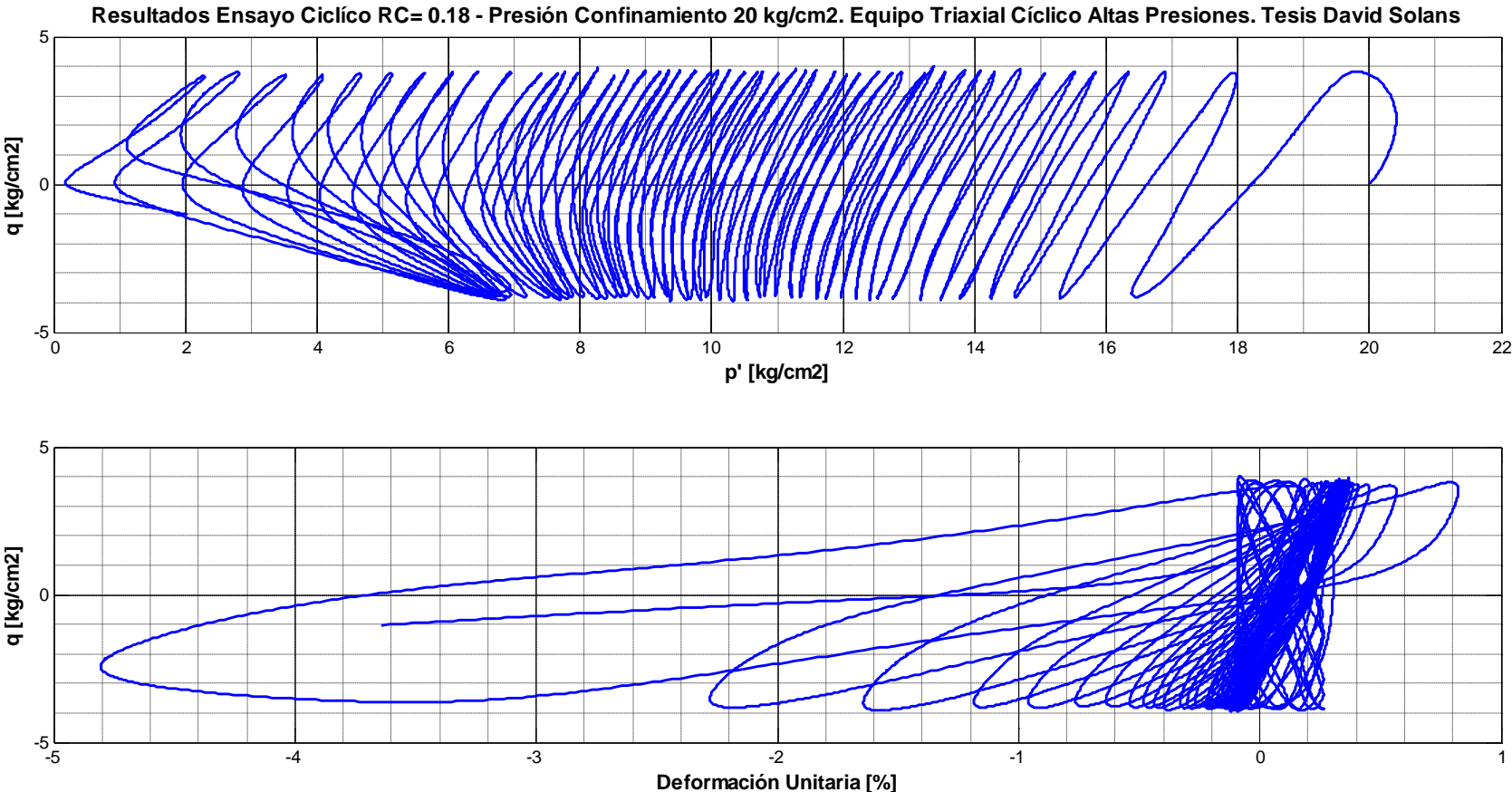


Fig. B.3.56.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=20$  kg/cm<sup>2</sup>, Rc=0.21. Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

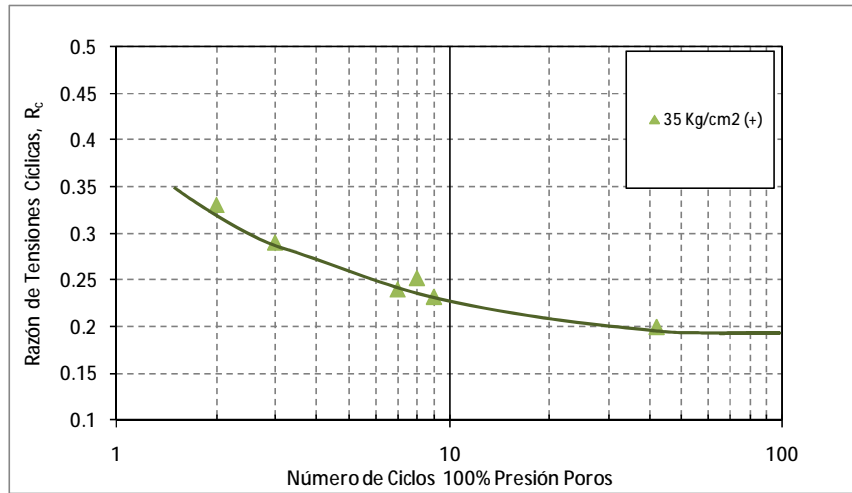


Fig. B.3.57.- Resistencia cíclica de 35 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 100% de presión de poros. Eq altas presiones.

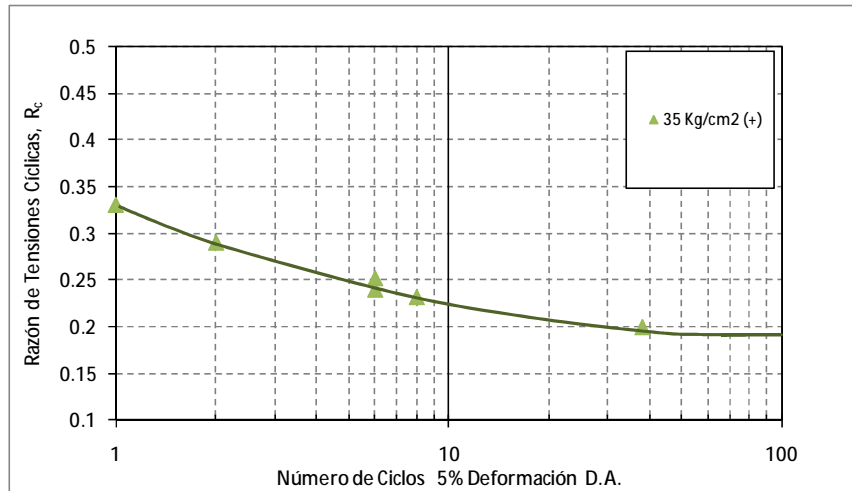


Fig. B.3.58.- Resistencia cíclica de 35 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 5% de deformación en D.A. Eq. altas presiones.

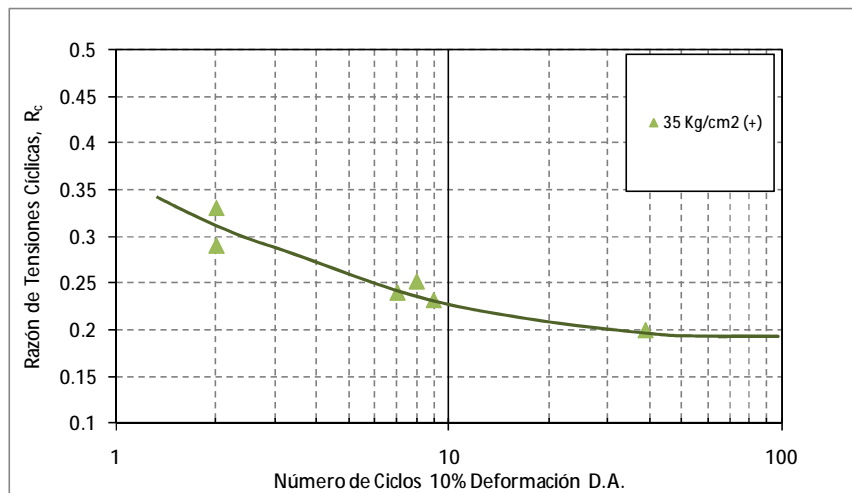


Fig. B.3.59.- Resistencia cíclica de 35 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 10% de deformación en D.A. Eq. altas presiones.

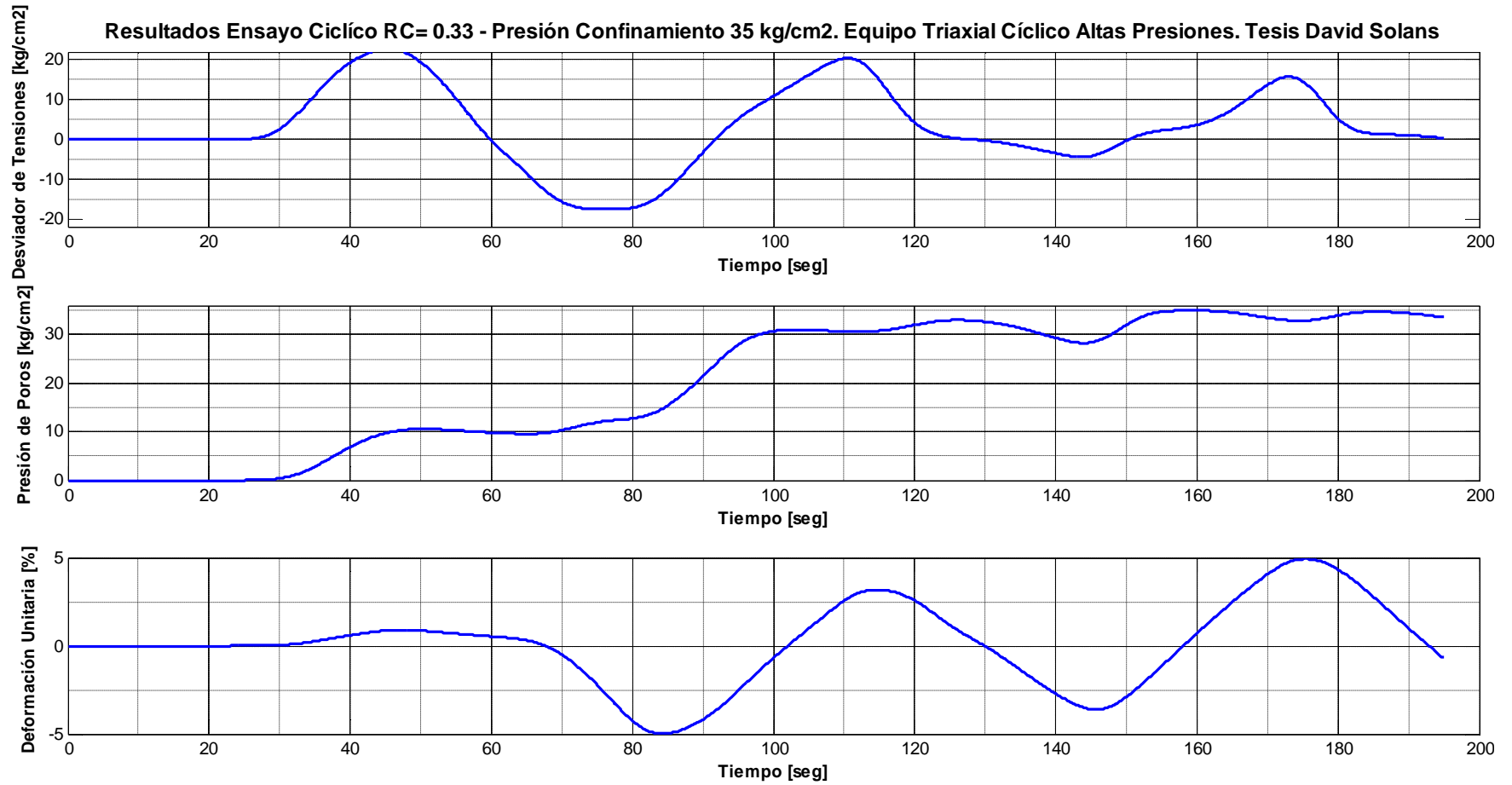


Fig. B.3.60.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.33$ .



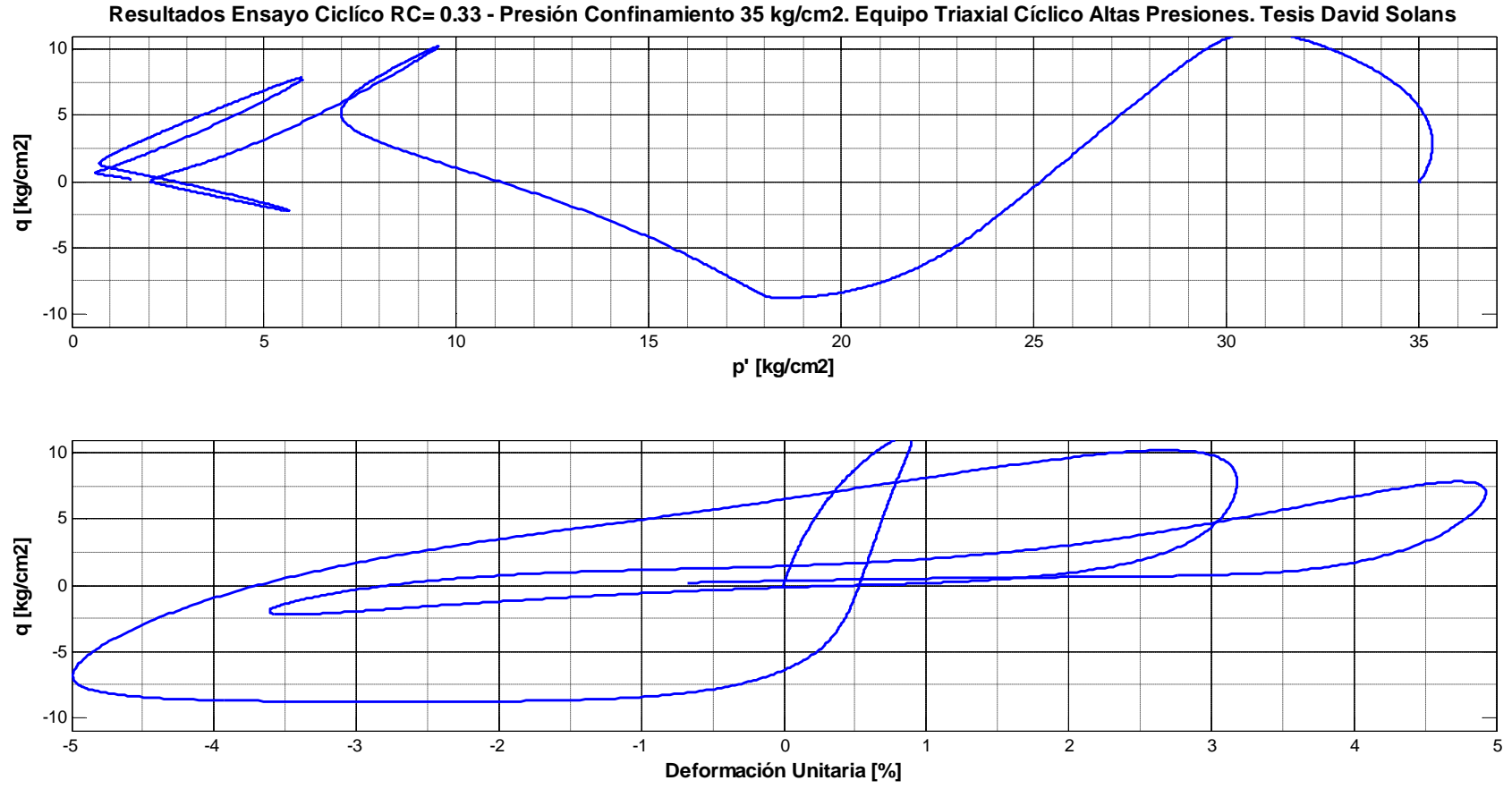


Fig. B.3.61.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.33$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

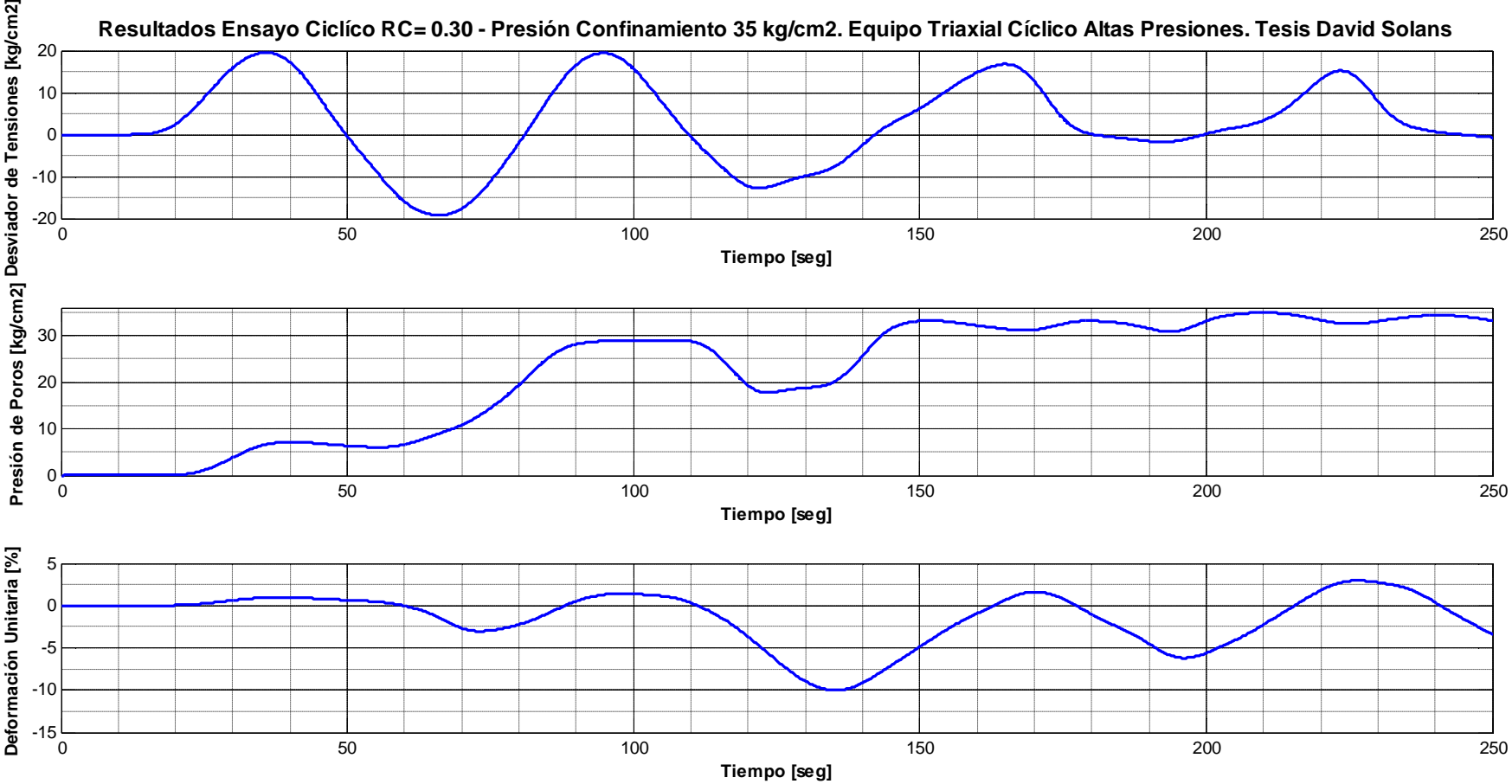


Fig. B.3.62.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.30$ .

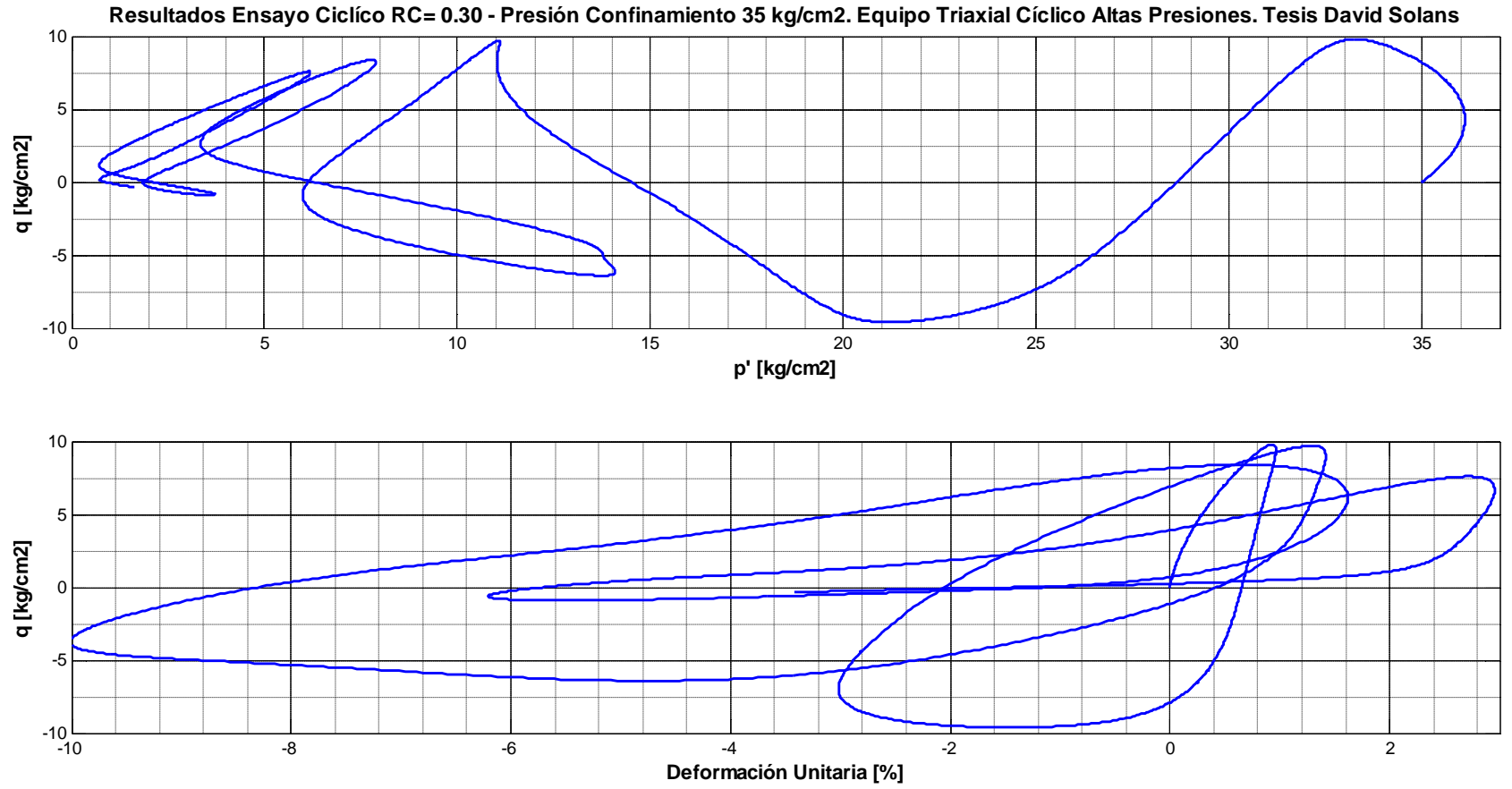


Fig. B.3.63.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.30$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

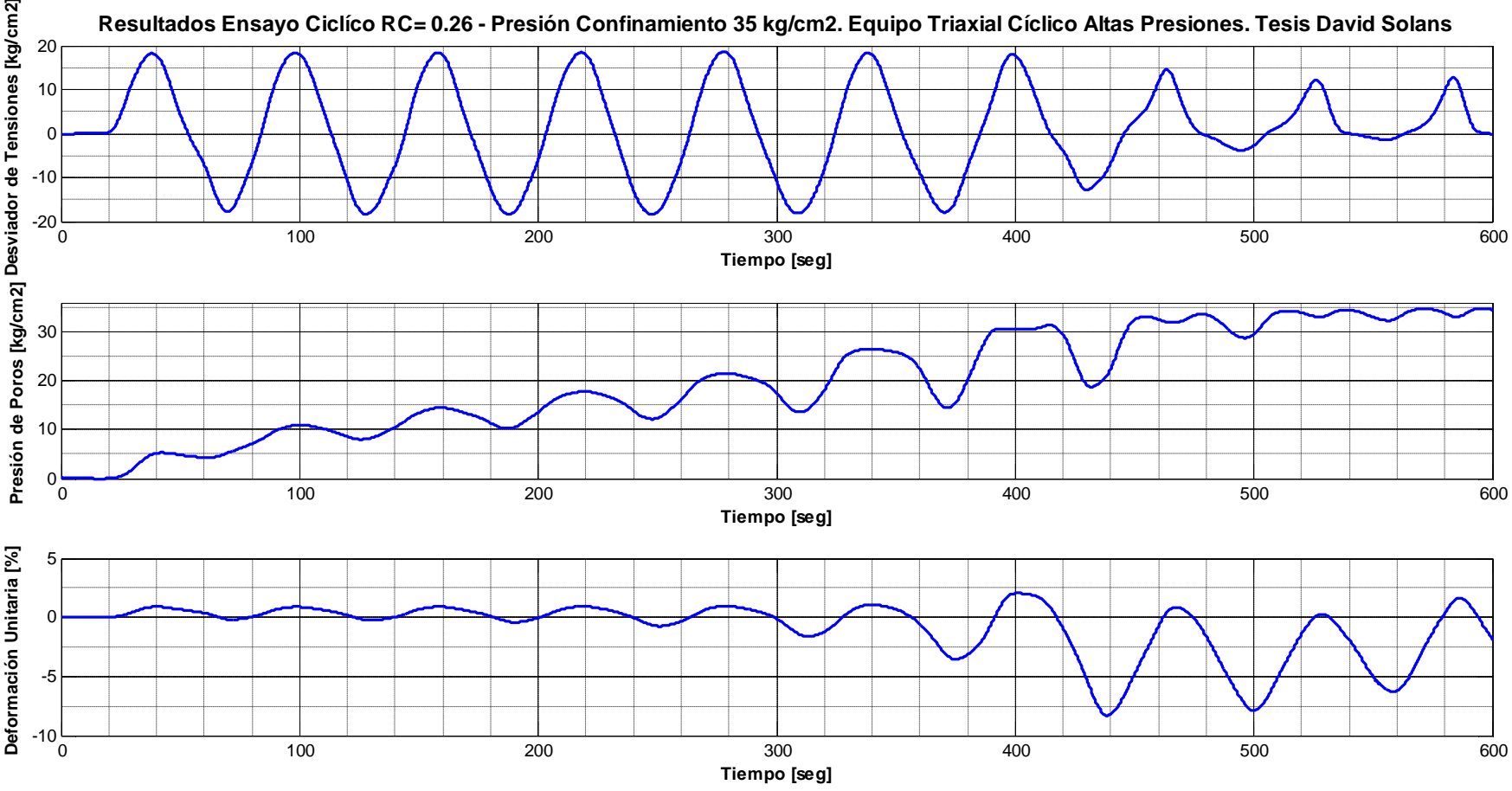


Fig. B.3.64.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.26$ .

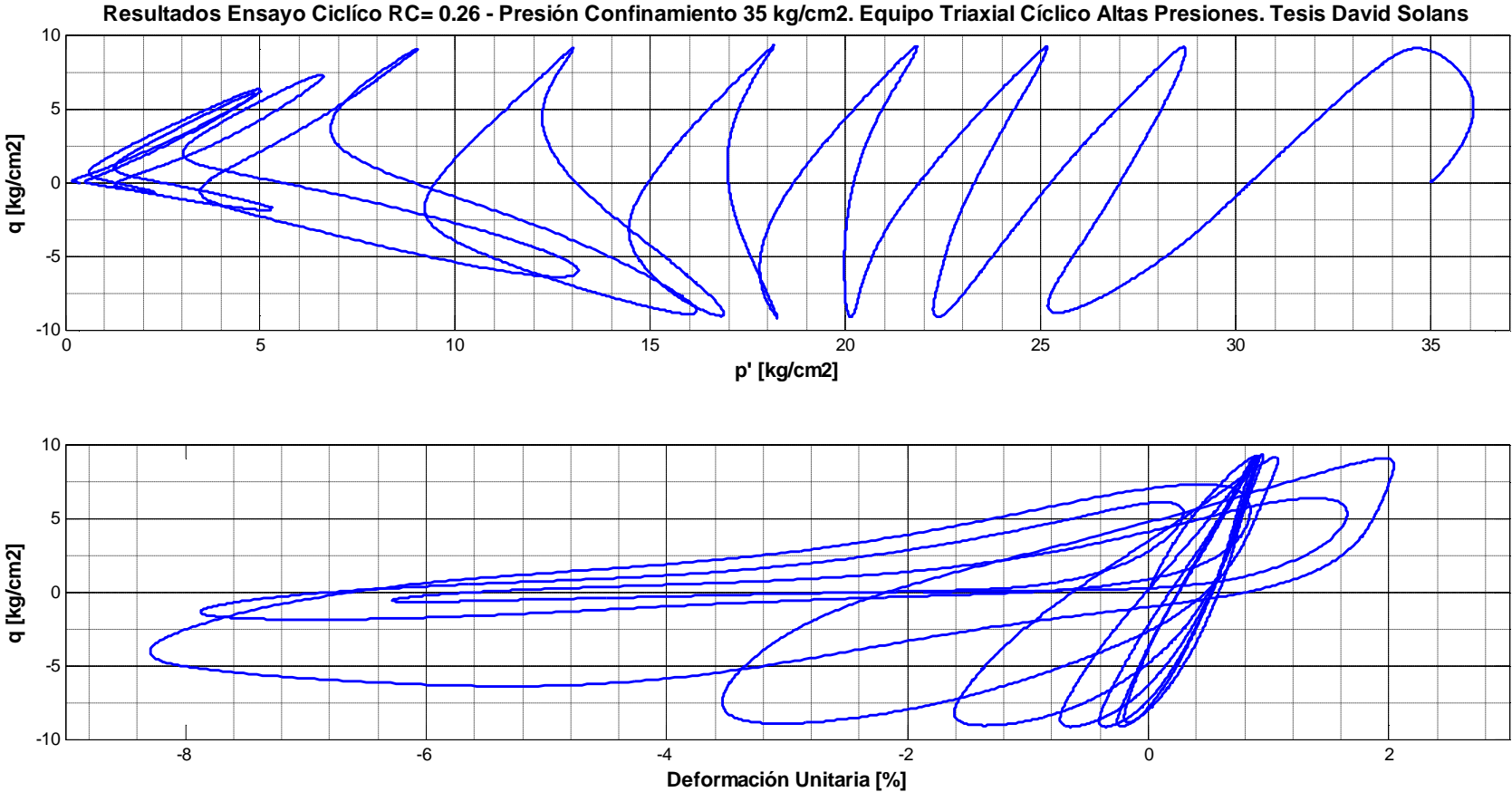


Fig. B.3.65.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.26$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

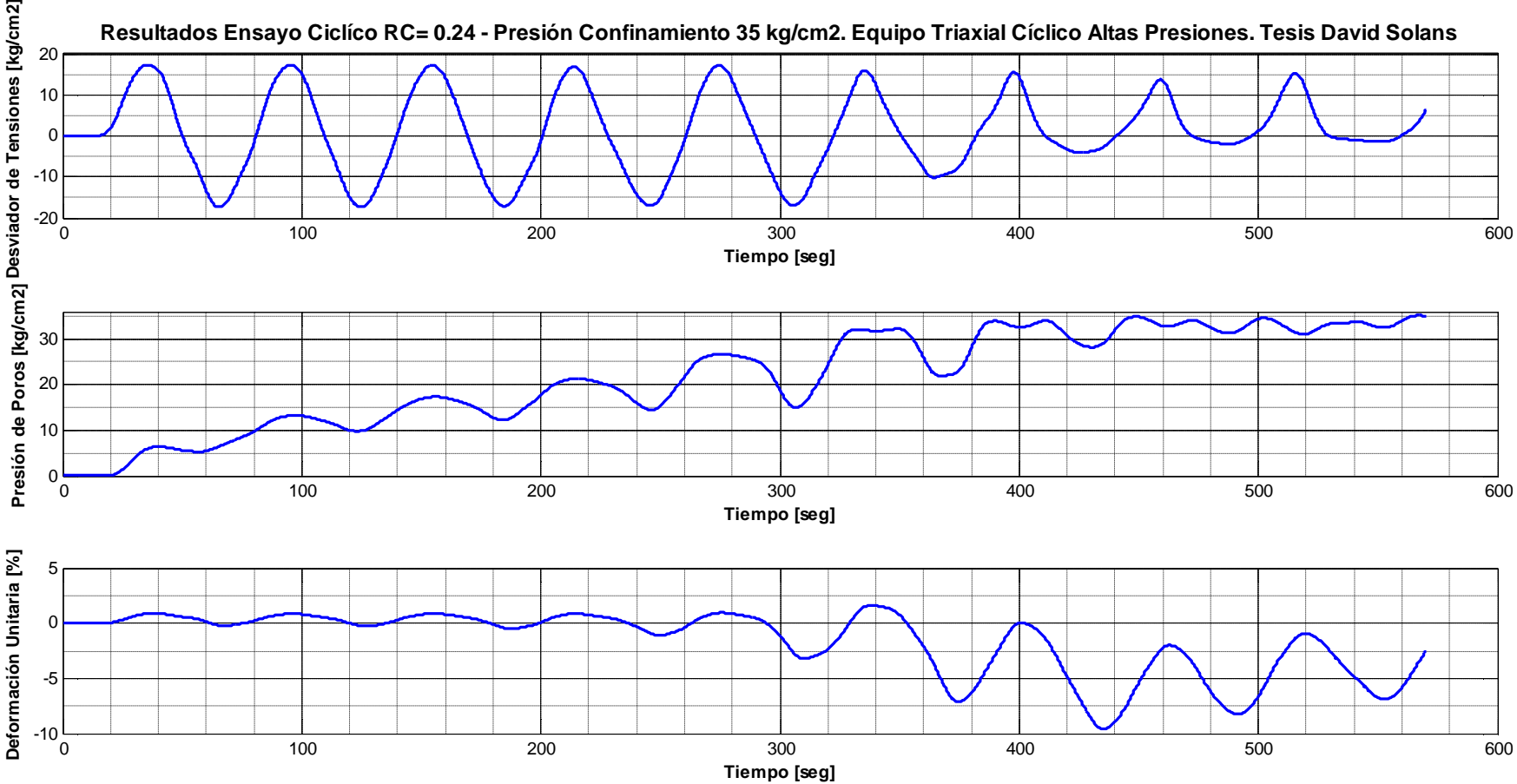


Fig. B.3.66.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.24$ .

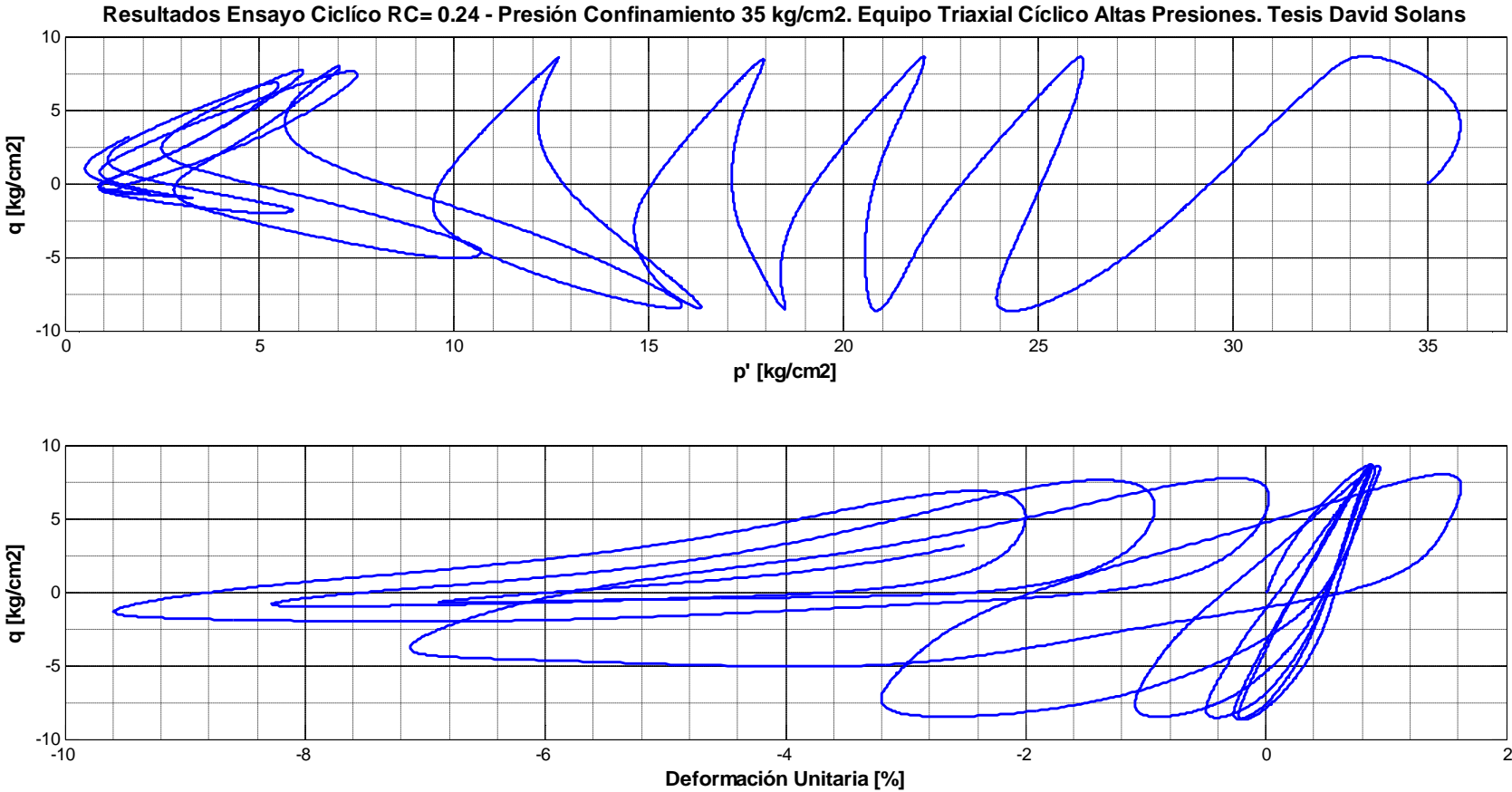


Fig. B.3.67.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=35$  kg/cm<sup>2</sup>, Rc=0.24. Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

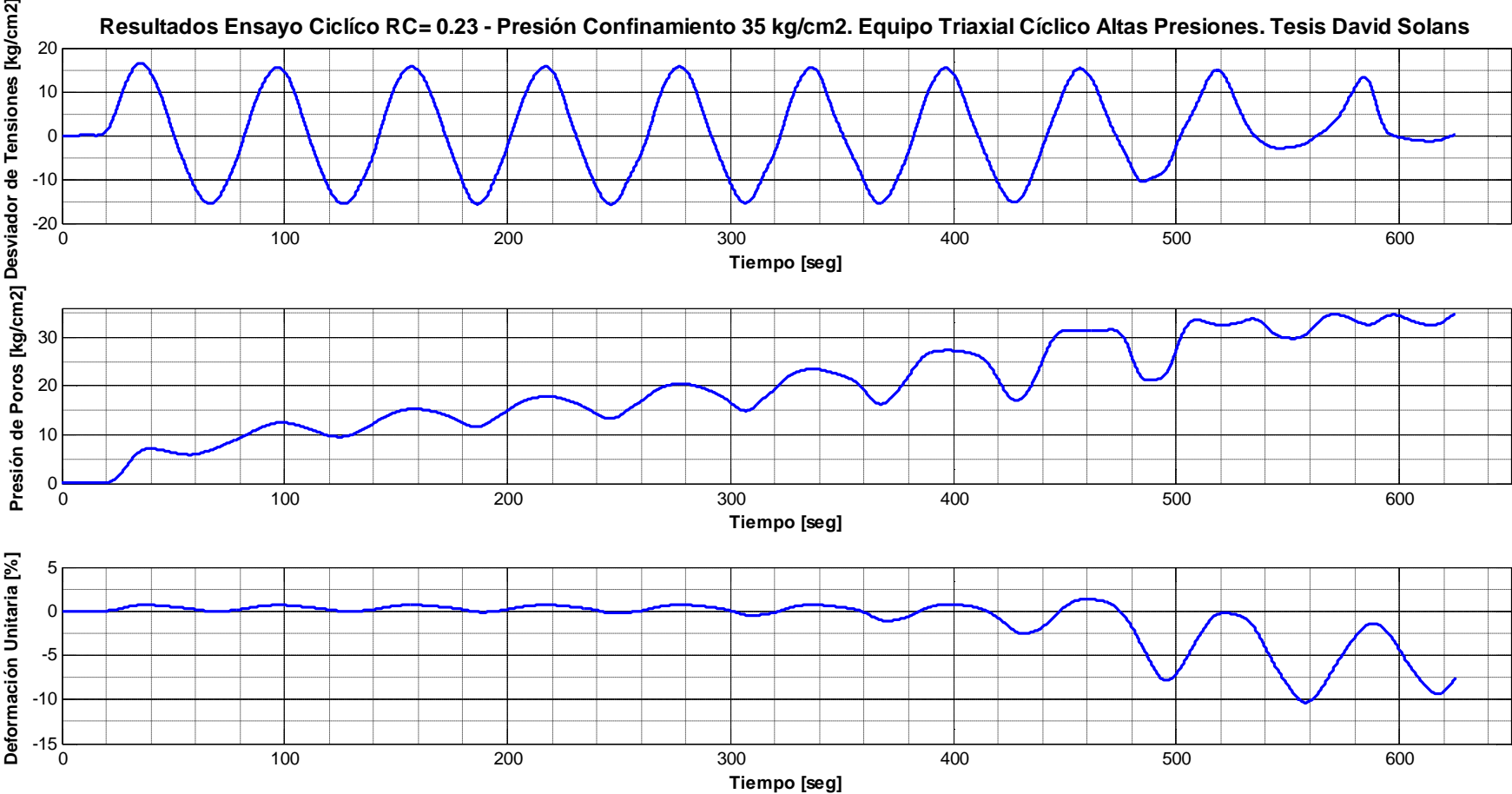


Fig. B.3.68.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.23$ .



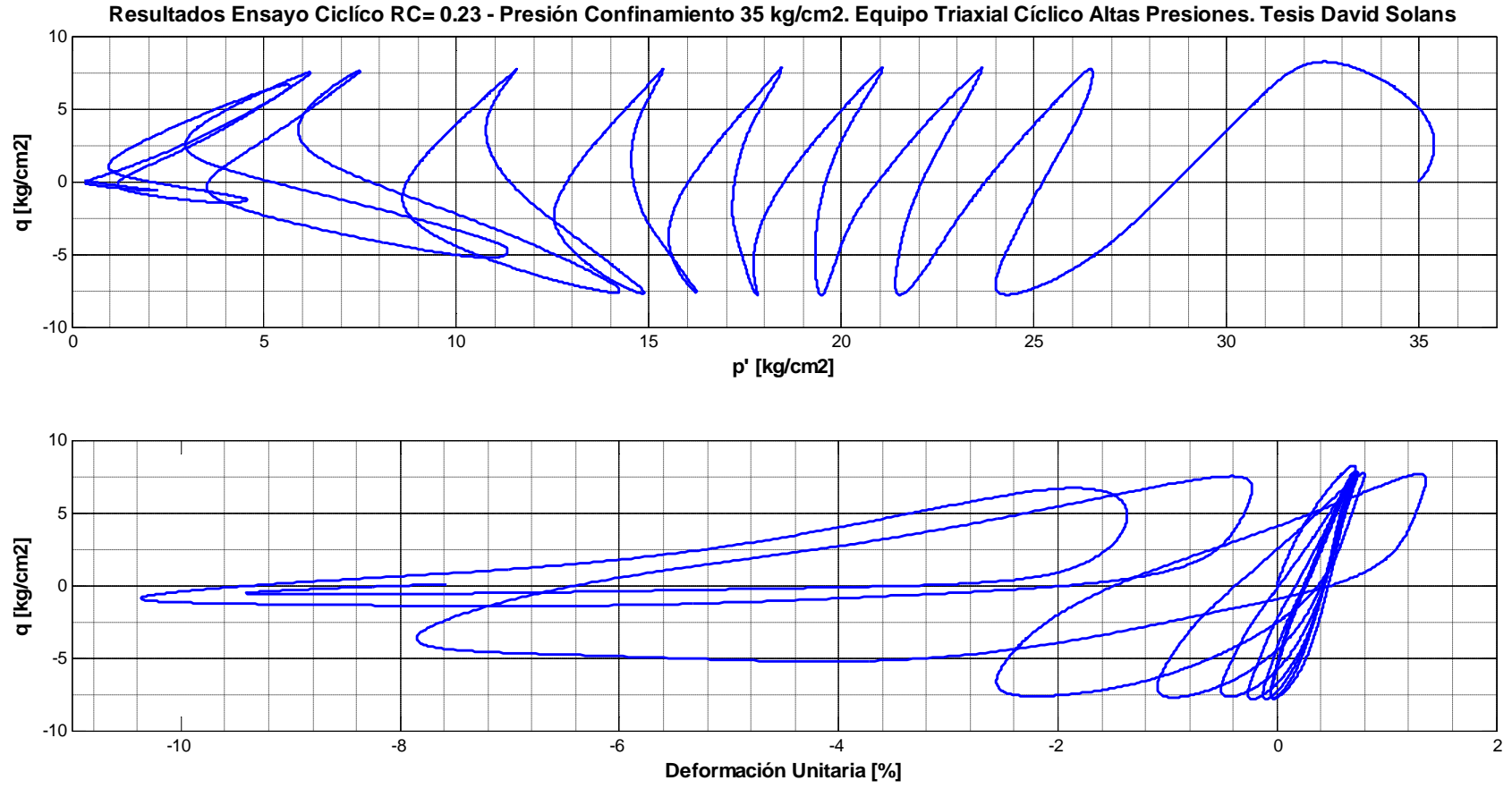


Fig. B.3.69.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.23$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

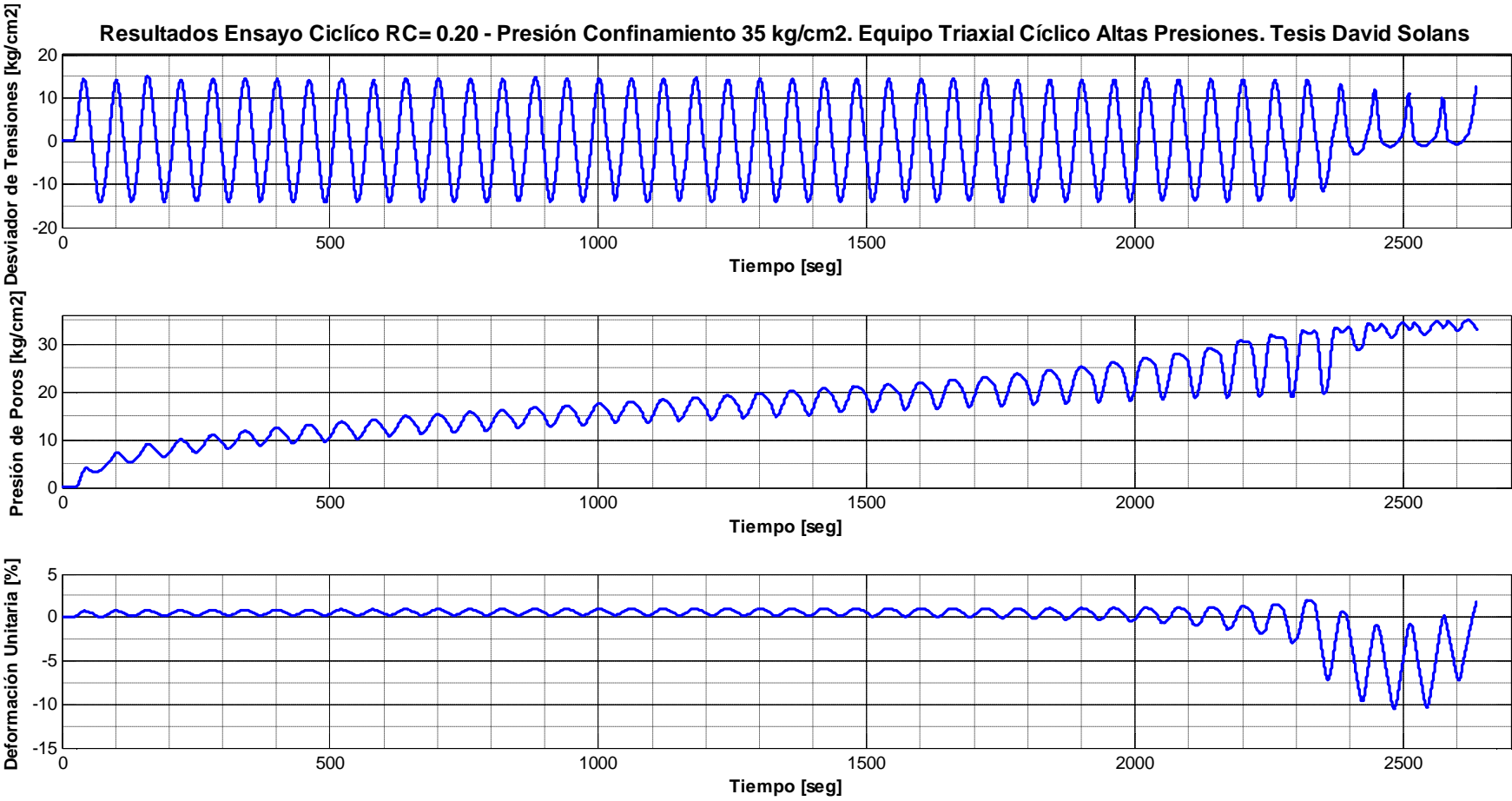


Fig. B.3.70.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.20$ .

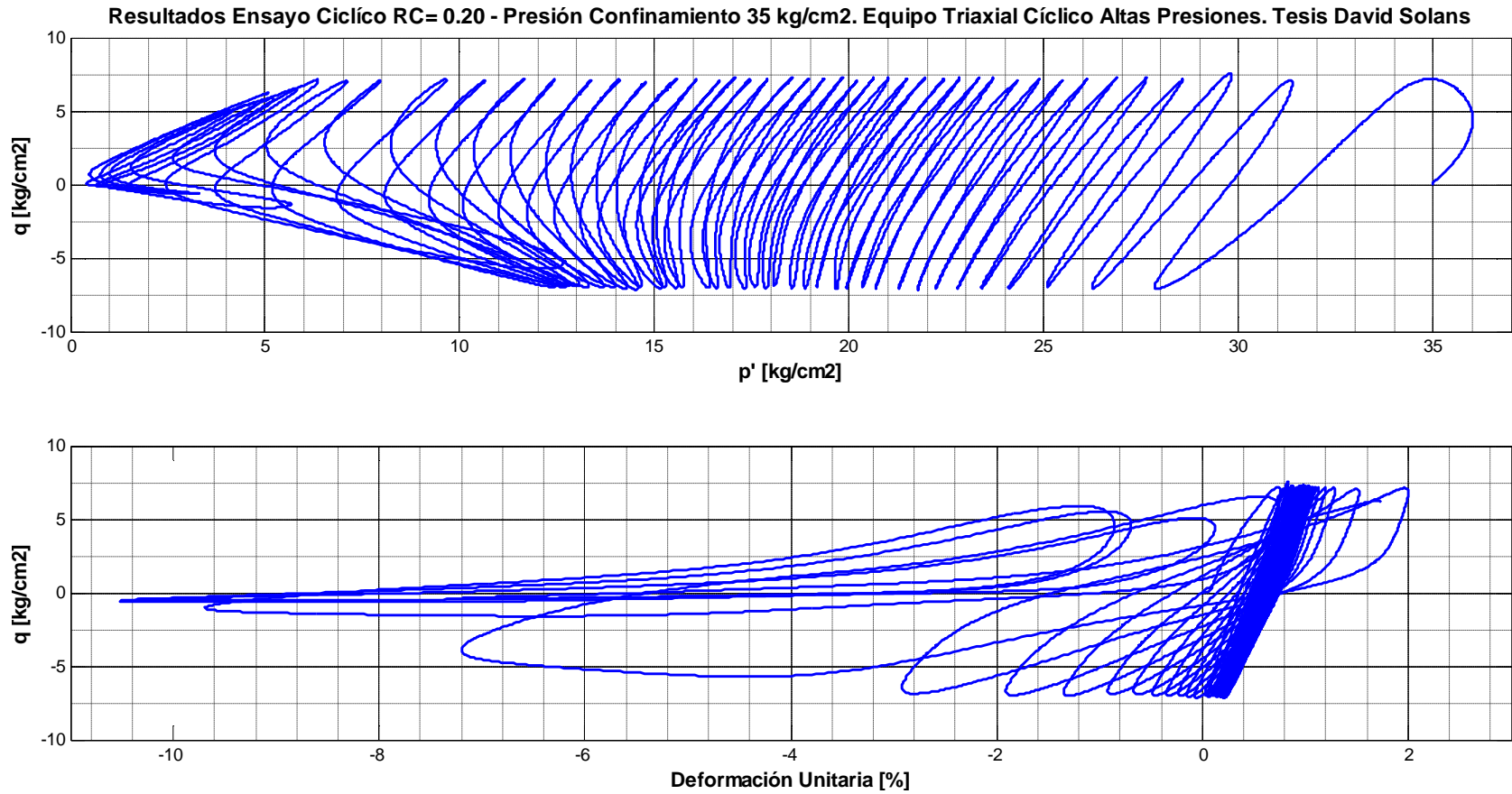


Fig. B.3.71.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=35$  kg/cm<sup>2</sup>, Rc=0.20. Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

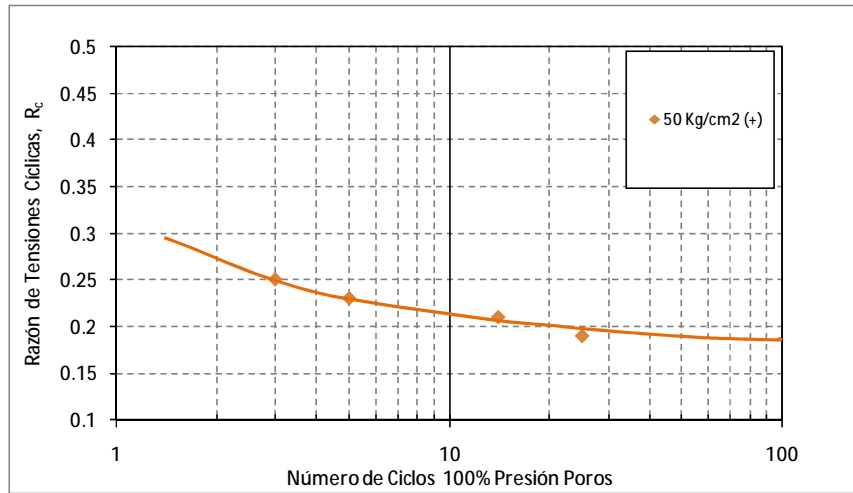


Fig. B.3.72.- Resistencia cíclica de 50 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 100% de presión de poros. Eq altas presiones.

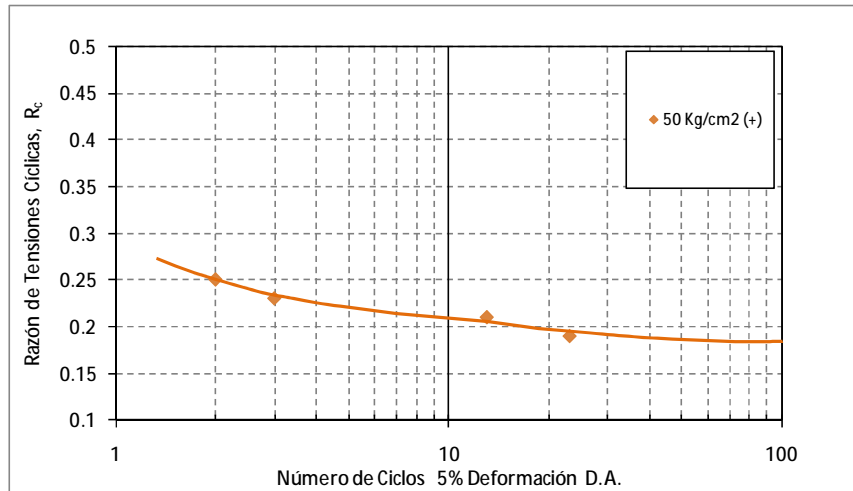


Fig. B.3.73.- Resistencia cíclica de 50 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 5% de deformación en D.A. Eq. altas presiones.

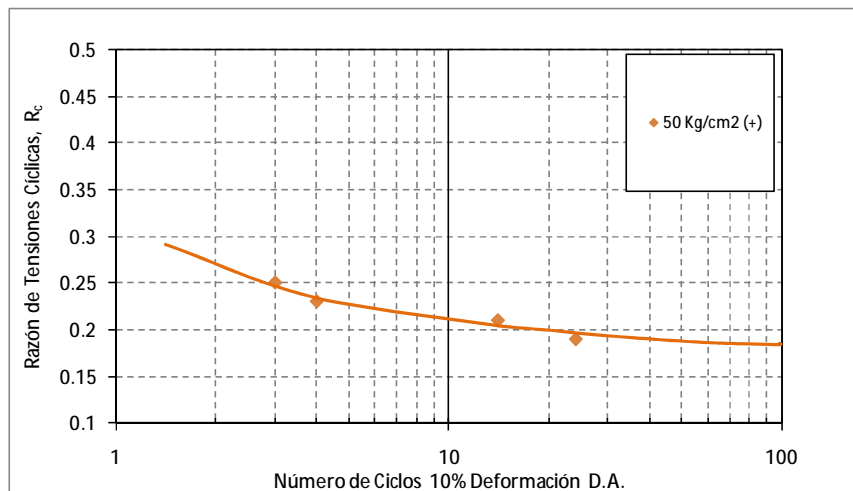


Fig. B.3.74.- Resistencia cíclica de 50 kg/cm<sup>2</sup> para criterio 10% de deformación en D.A. Eq. altas presiones.

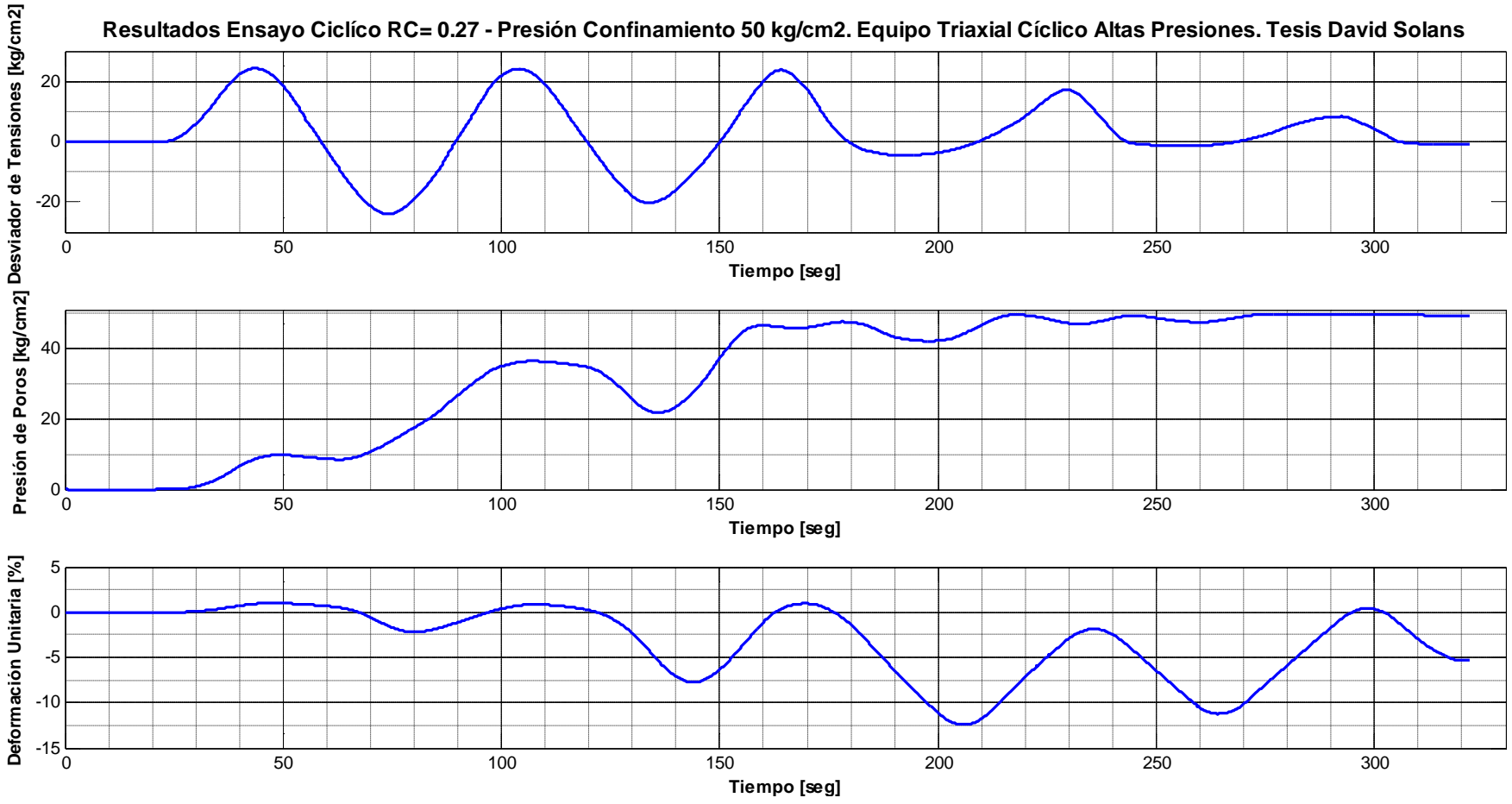


Fig. B.3.75.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.27$ .

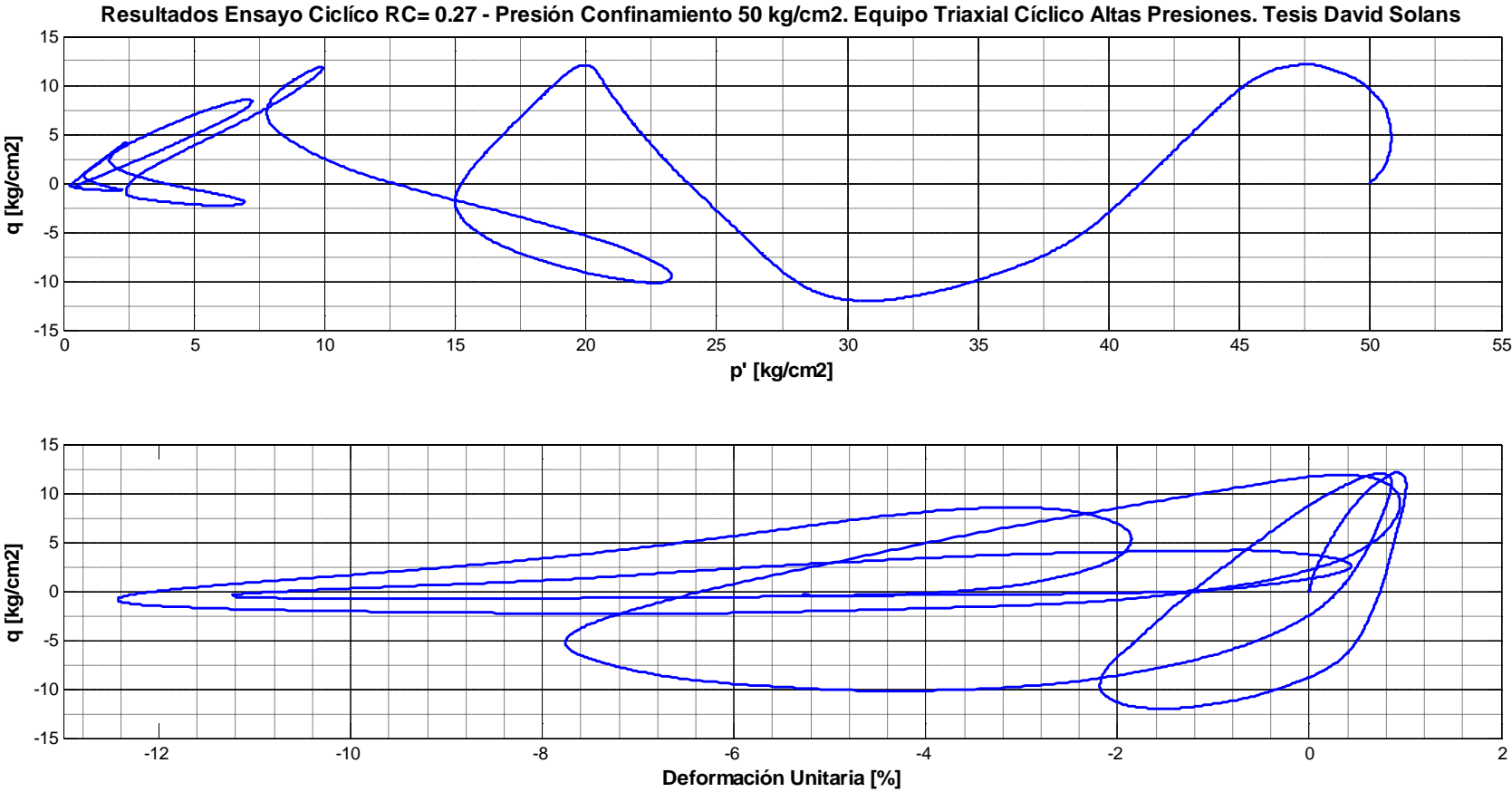


Fig. B.3.76.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.27$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

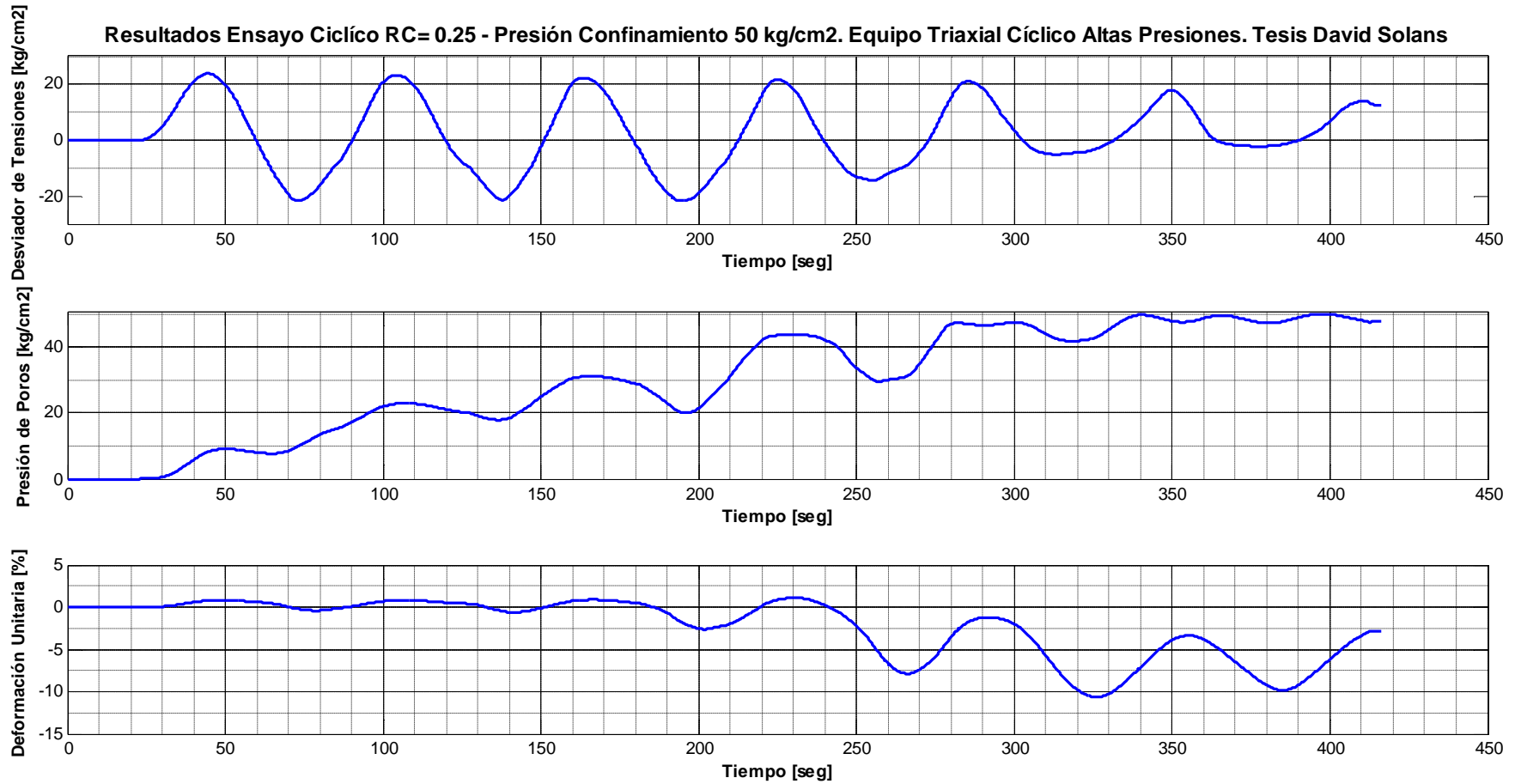


Fig. B.3.77.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.25$ .

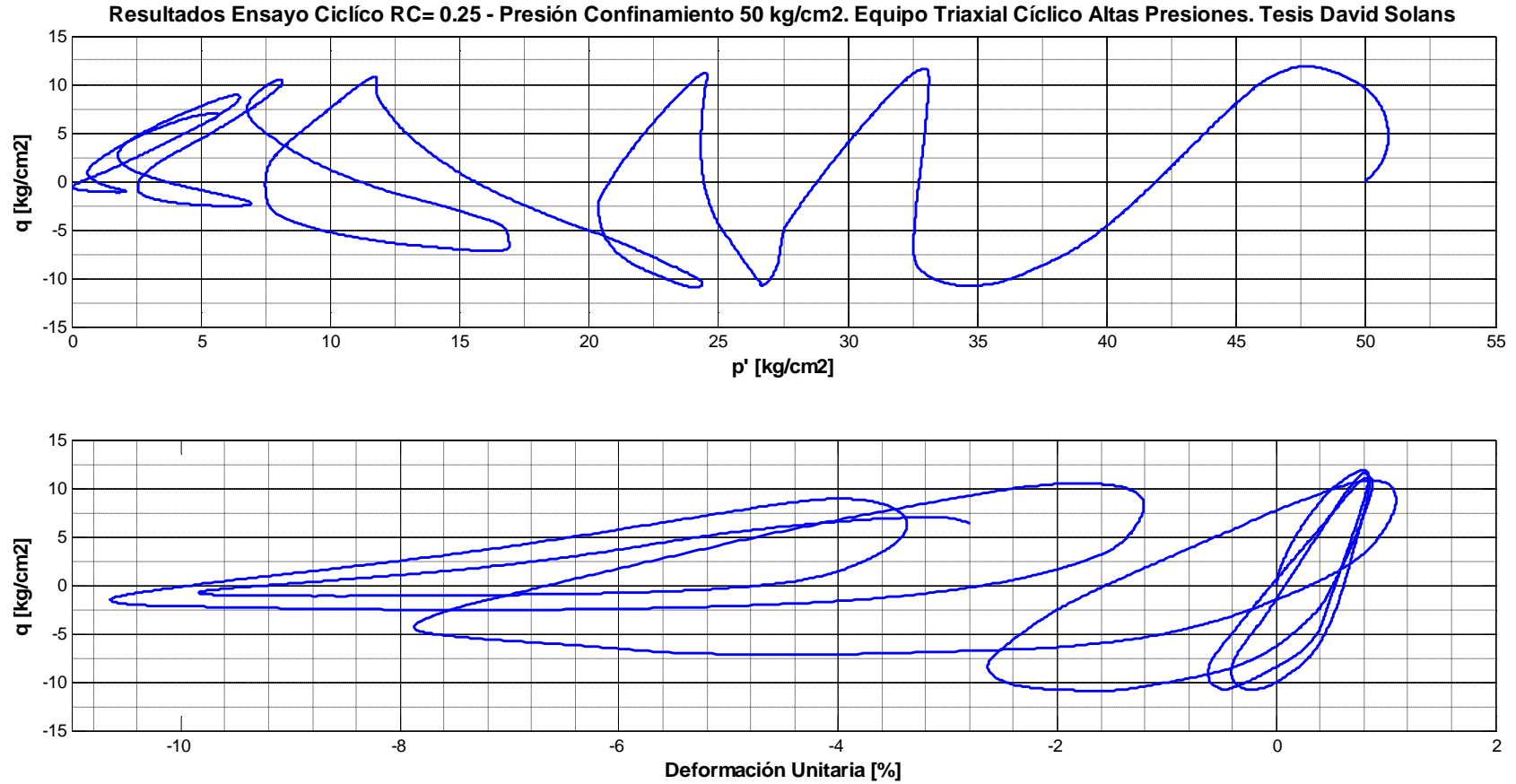


Fig. B.3.78.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.25$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.



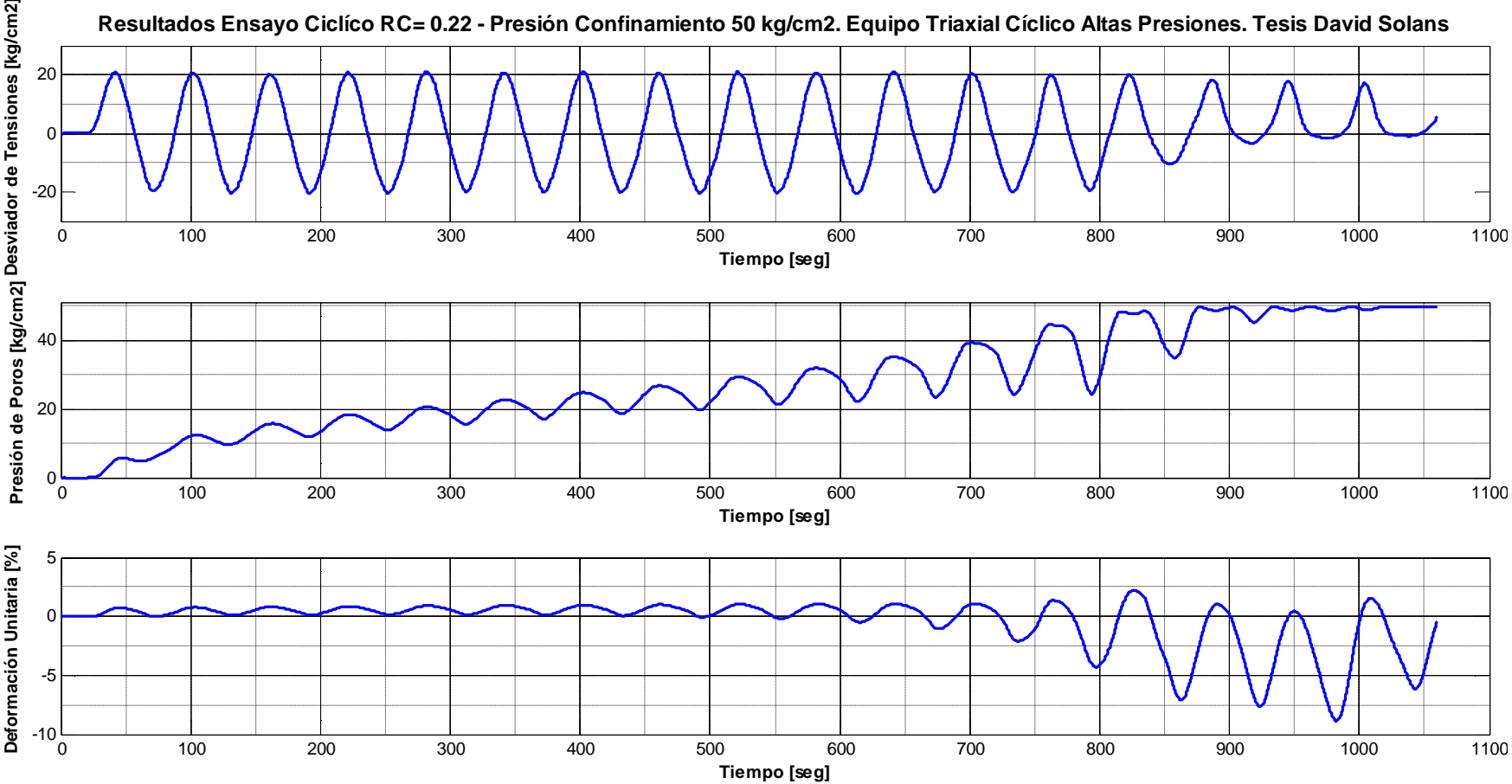


Fig. B.3.79.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c=0.22$ .

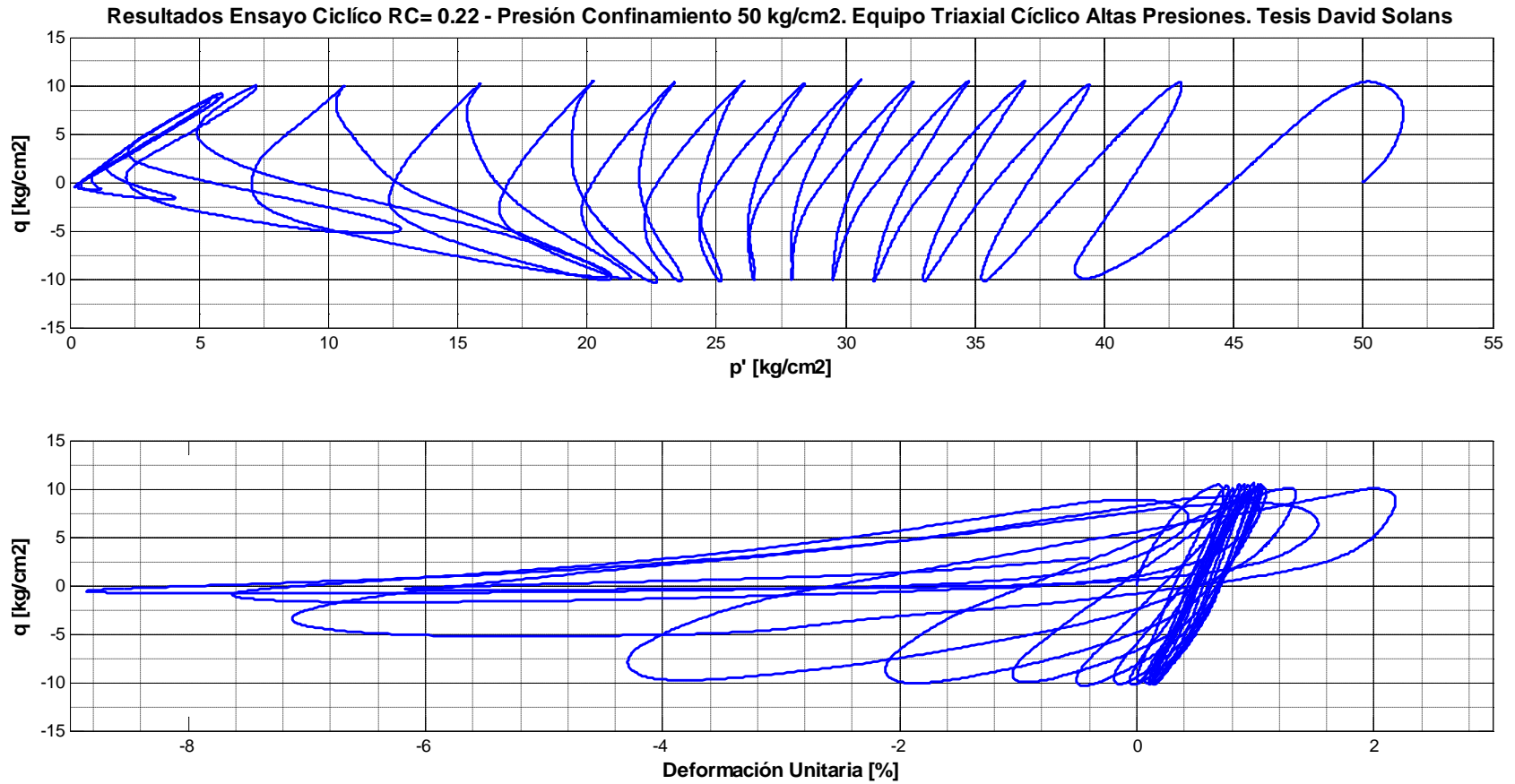


Fig. B.3.80.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0'=50$  kg/cm<sup>2</sup>, Rc=0.22. Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

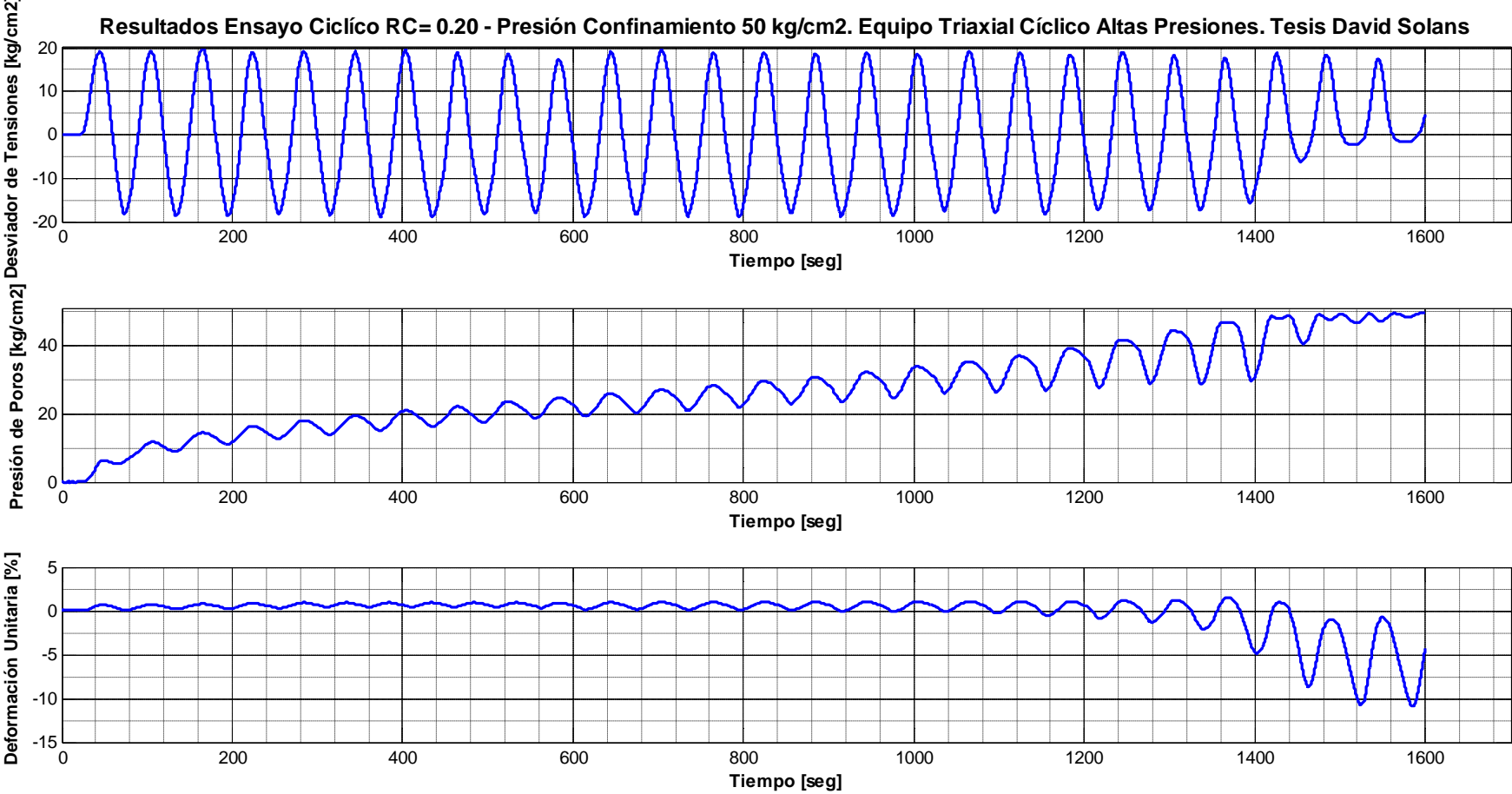


Fig. B.3.81.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.20$ .

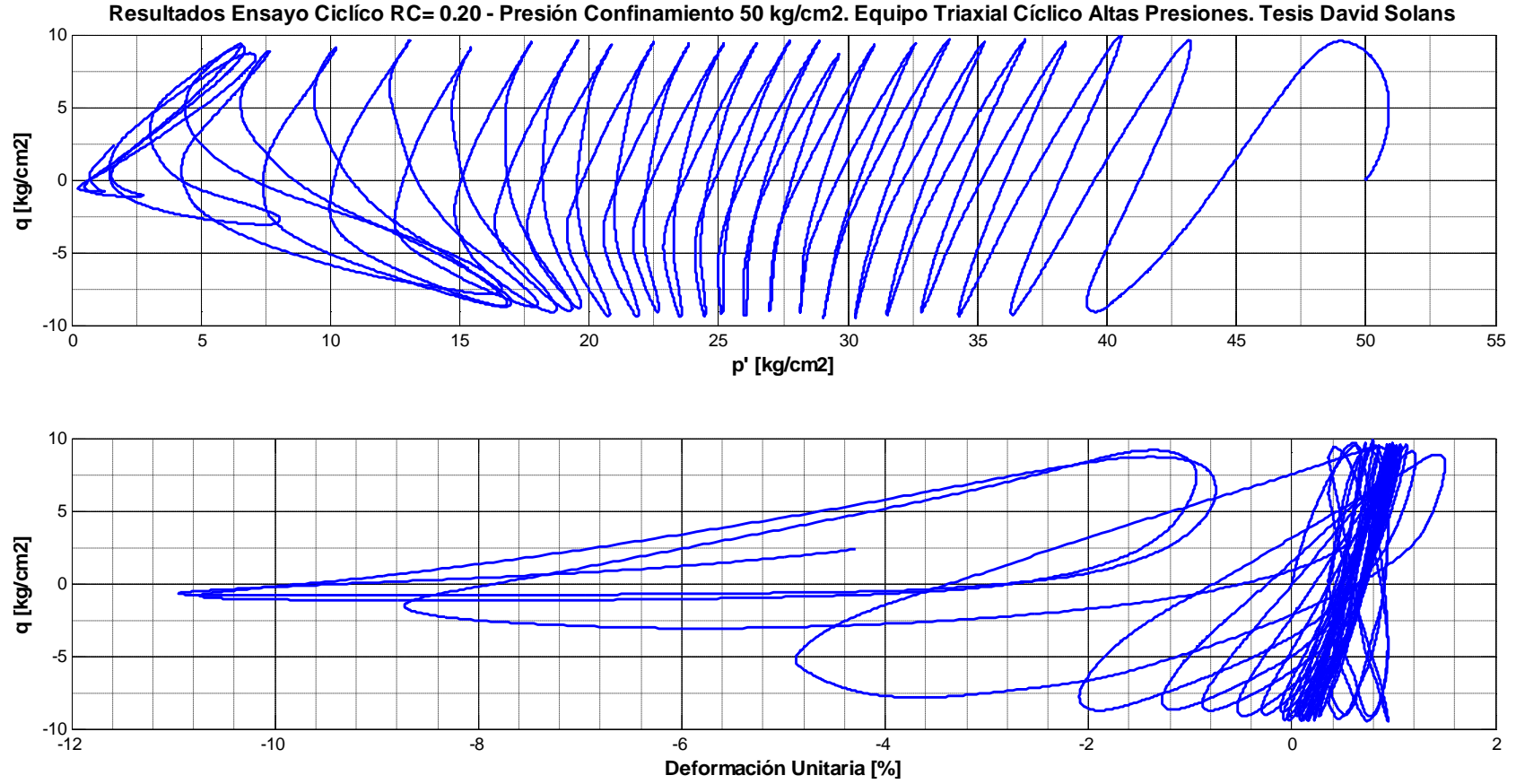


Fig. B.3.82.- Resultados ensayos triaxial cíclico.  $s_0' = 50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R_c = 0.20$ . Trayectoria de tensiones y respuesta tensión - deformación.

## **ANEXO B.4.: RESULTADOS ANALISIS GRANULOMETRICO Y AREA SUPERFICIAL**

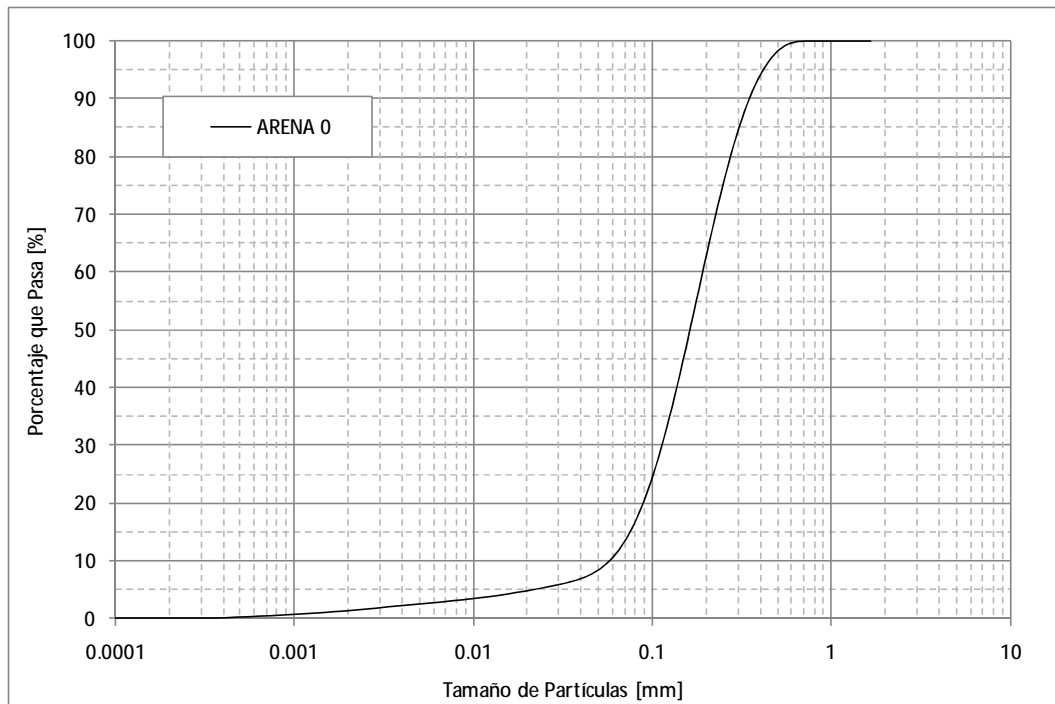


Fig. B.4.1.- Distribución granulométrica arena de relaves, Tranque El Torito.

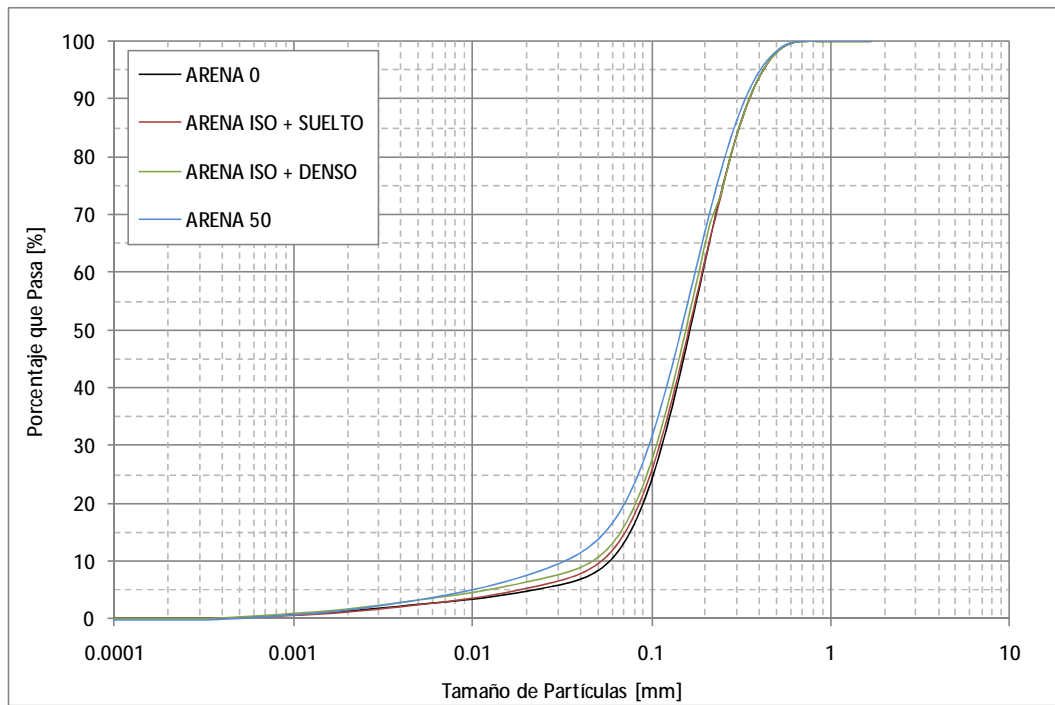


Fig. B.4.2.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos consolidación isotrópica estados más sueltos y más densos.

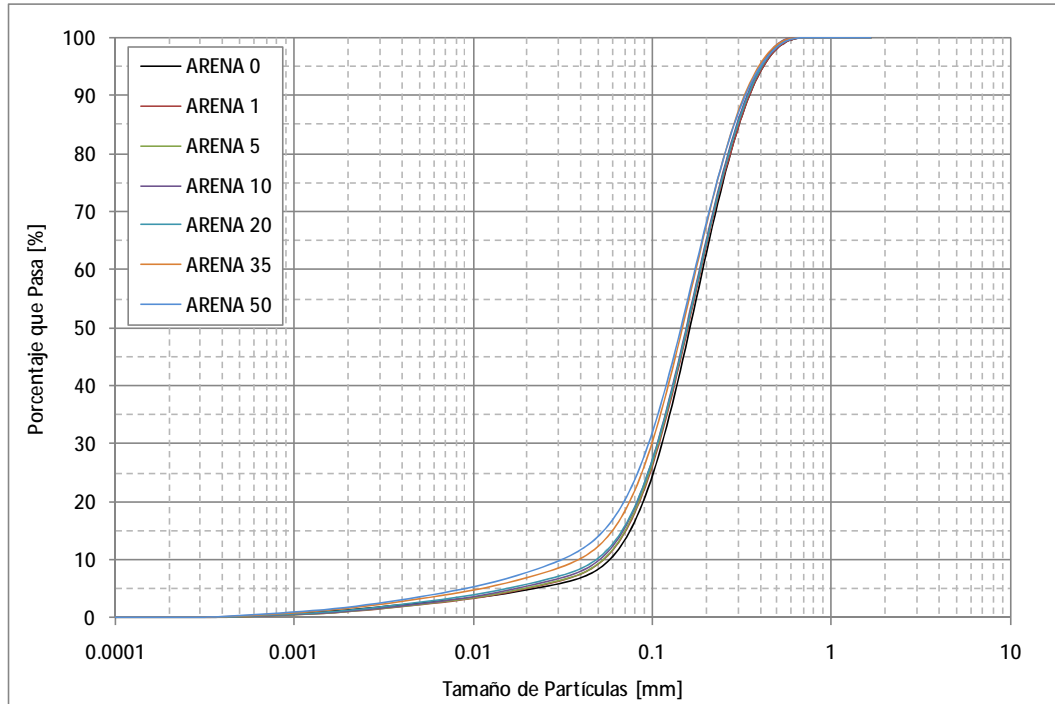


Fig. B.4.3.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales CIU.

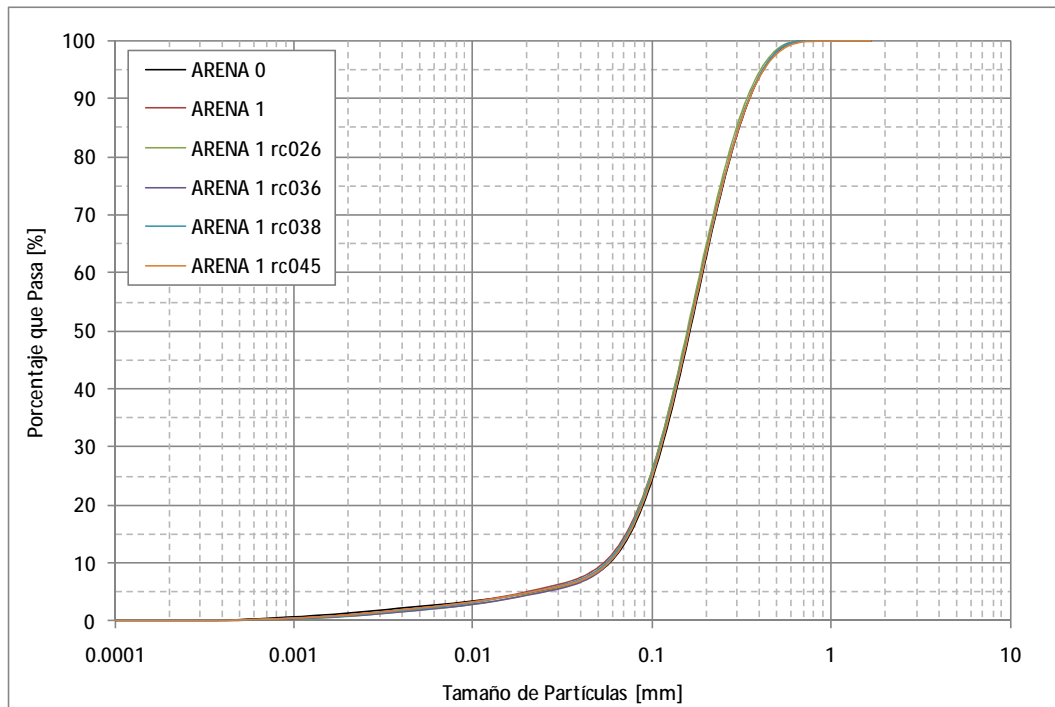


Fig. B.4.4.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 1 kg/cm<sup>2</sup>.

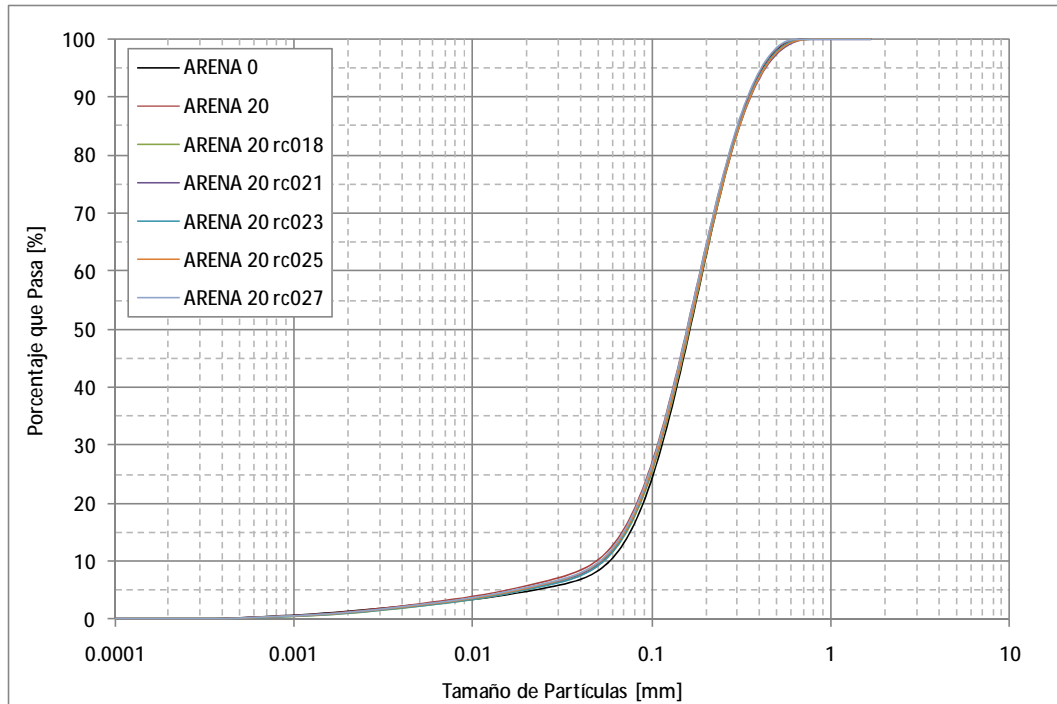


Fig. B.4.5.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 20 kg/cm<sup>2</sup>.

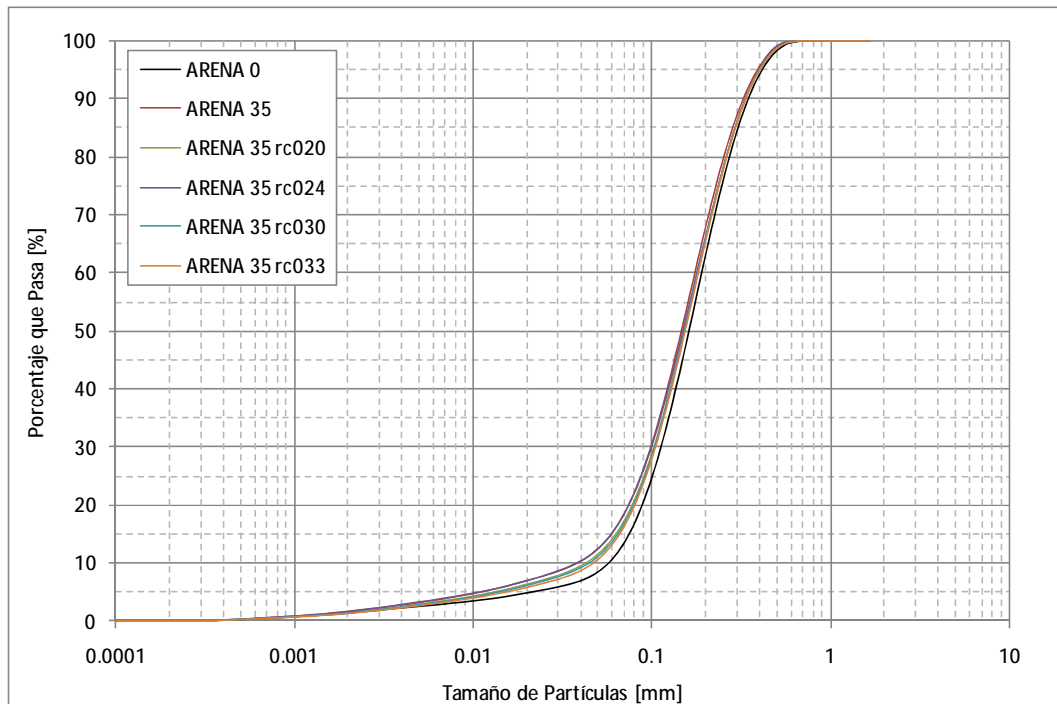


Fig. B.4.6.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 35 kg/cm<sup>2</sup>.



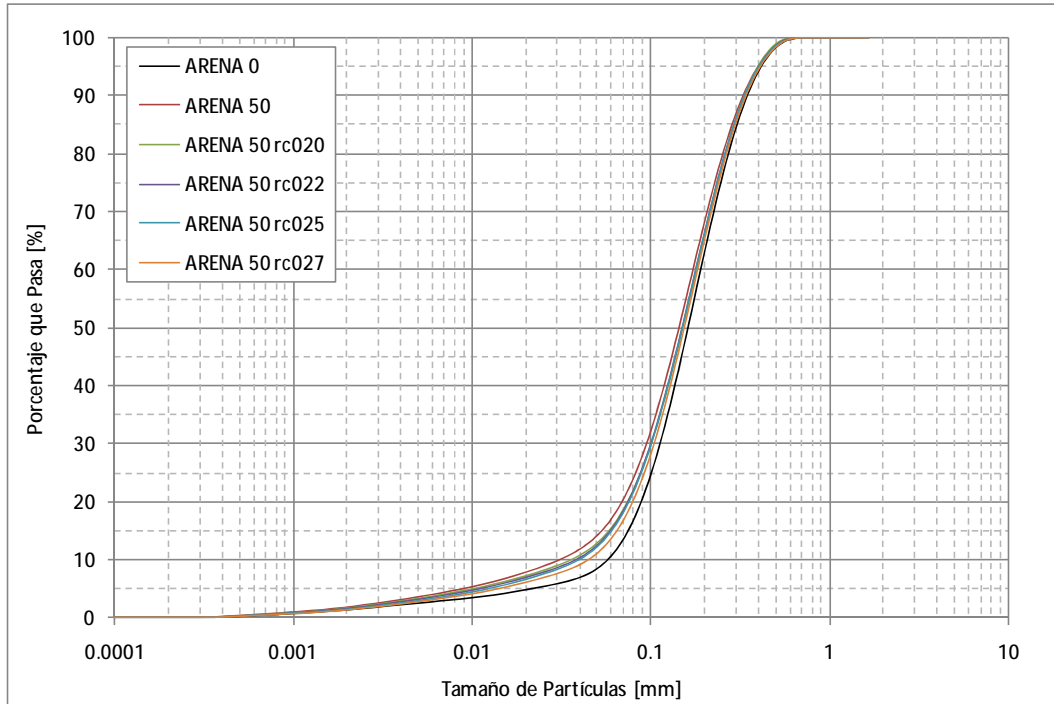


Fig. B.4.7.- Distribución granulométrica inicial y posterior ensayos triaxiales cíclicos 50 kg/cm<sup>2</sup>.

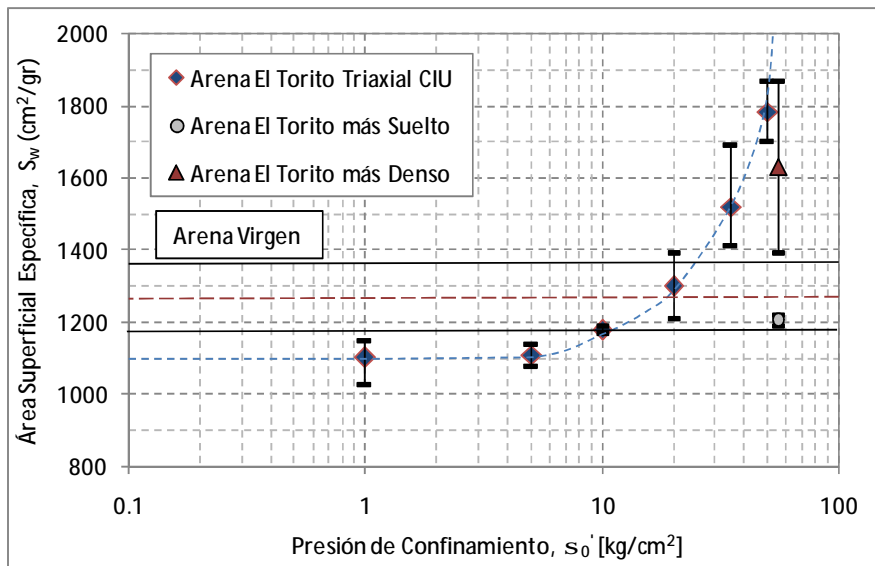


Fig. B.4.8.- Área superficial específica en función de la presión de confinamiento ensayos triaxiales CIU y consolidaciones isotropas.

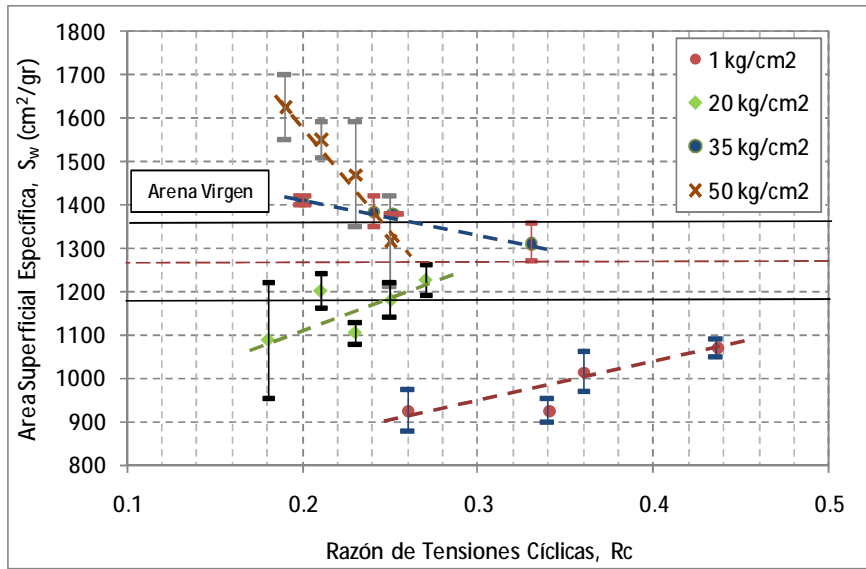


Fig. B.4.9.- Área superficial específica en función de razón de tensiones cíclicas para distintas presiones de confinamiento.

## **ANEXO B.5.: ANÁLISIS DE PARTICULAS**

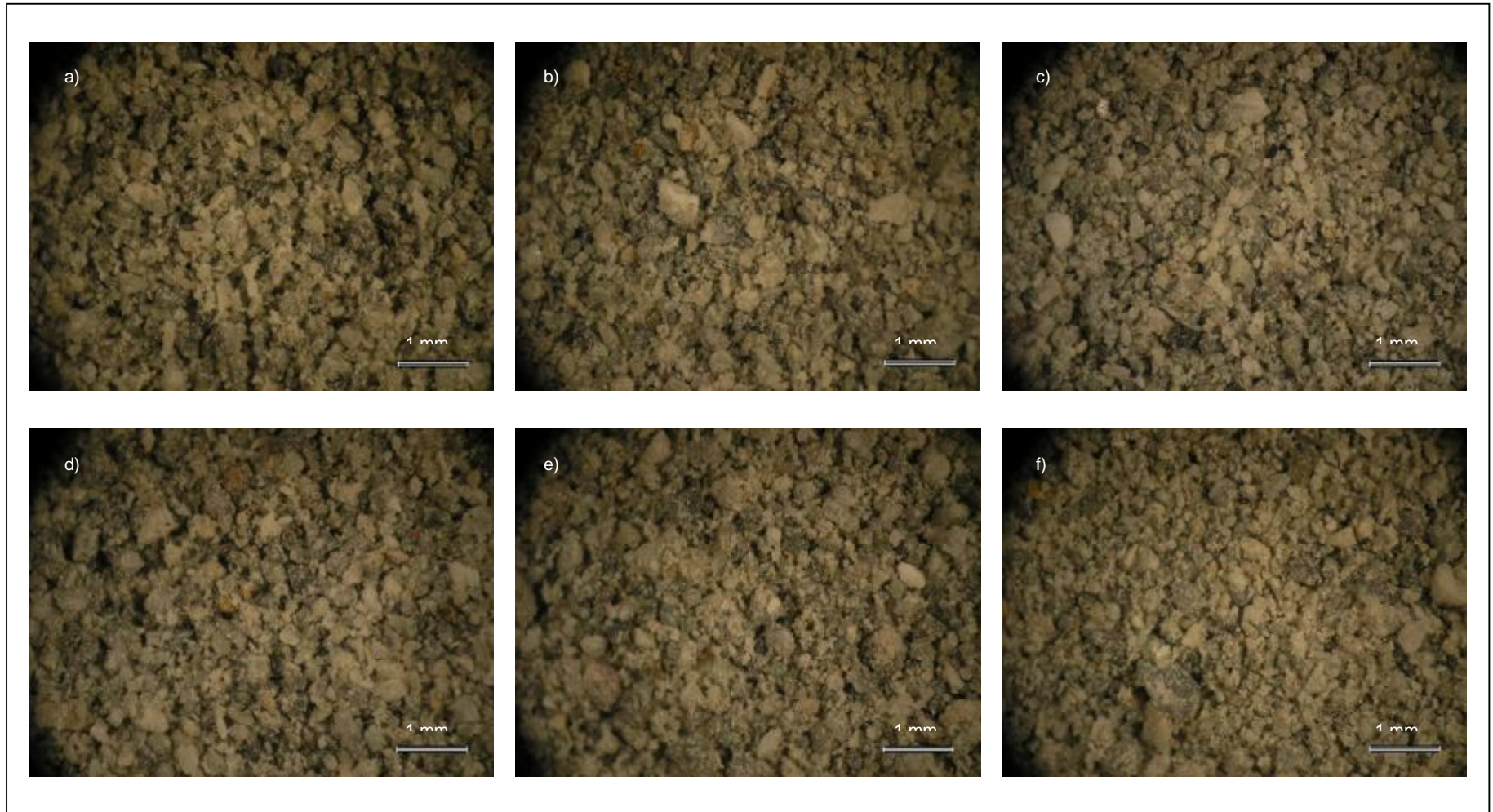


Fig. B.5.1.- Ensayos Estáticos. a) sin ensayar, b) 1 [kg/cm<sup>2</sup>], c) 5 [kg/cm<sup>2</sup>], d) 20 [kg/cm<sup>2</sup>], e) 35 [kg/cm<sup>2</sup>] y f) 50 [kg/cm<sup>2</sup>].

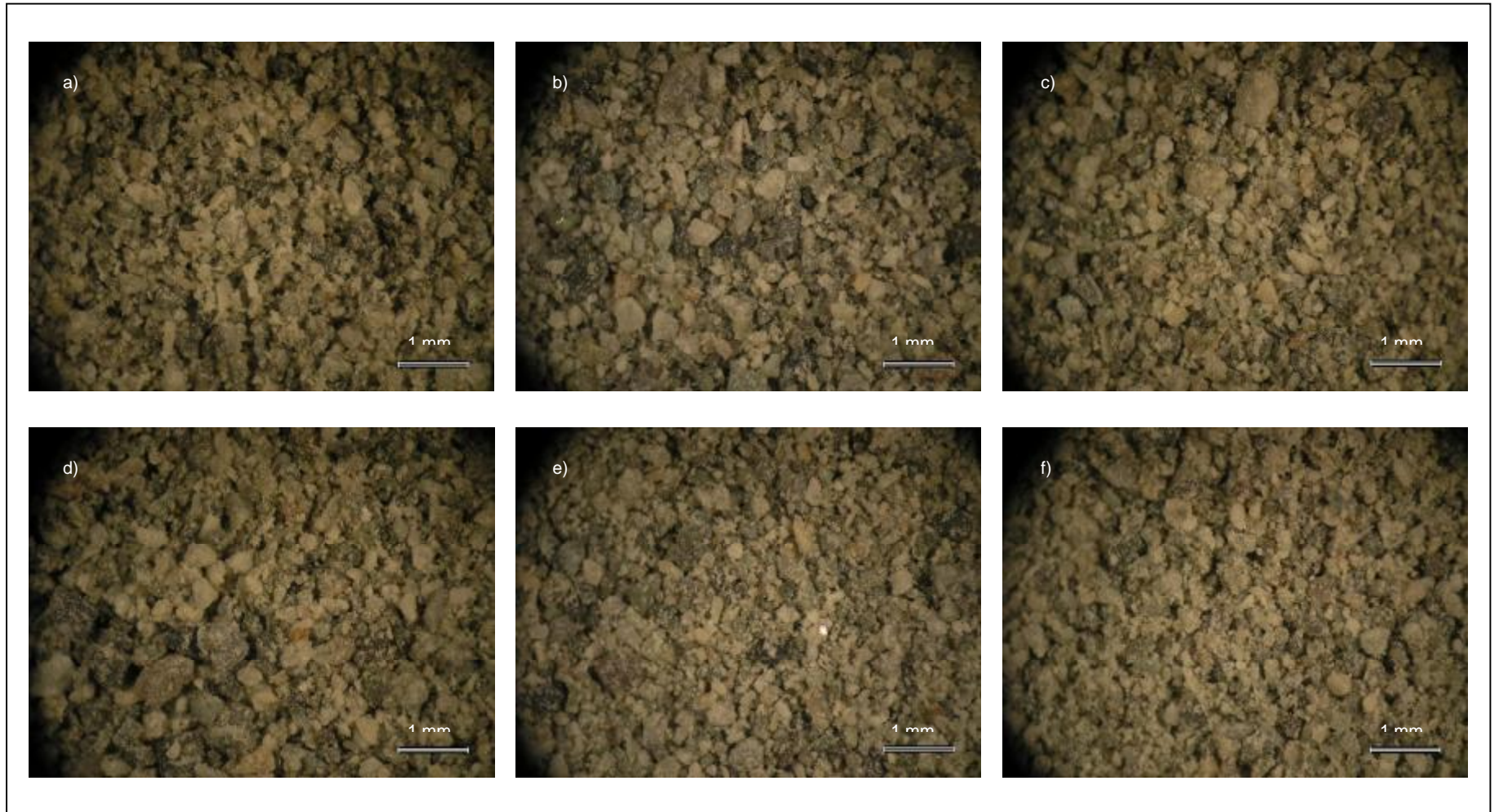


Fig. B.5.2.- Ensayos Cíclicos. a) Sin ensayar, b) 1 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.26, c) 5 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25, d) 20 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25, e) 35 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25 y f) 50 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25.

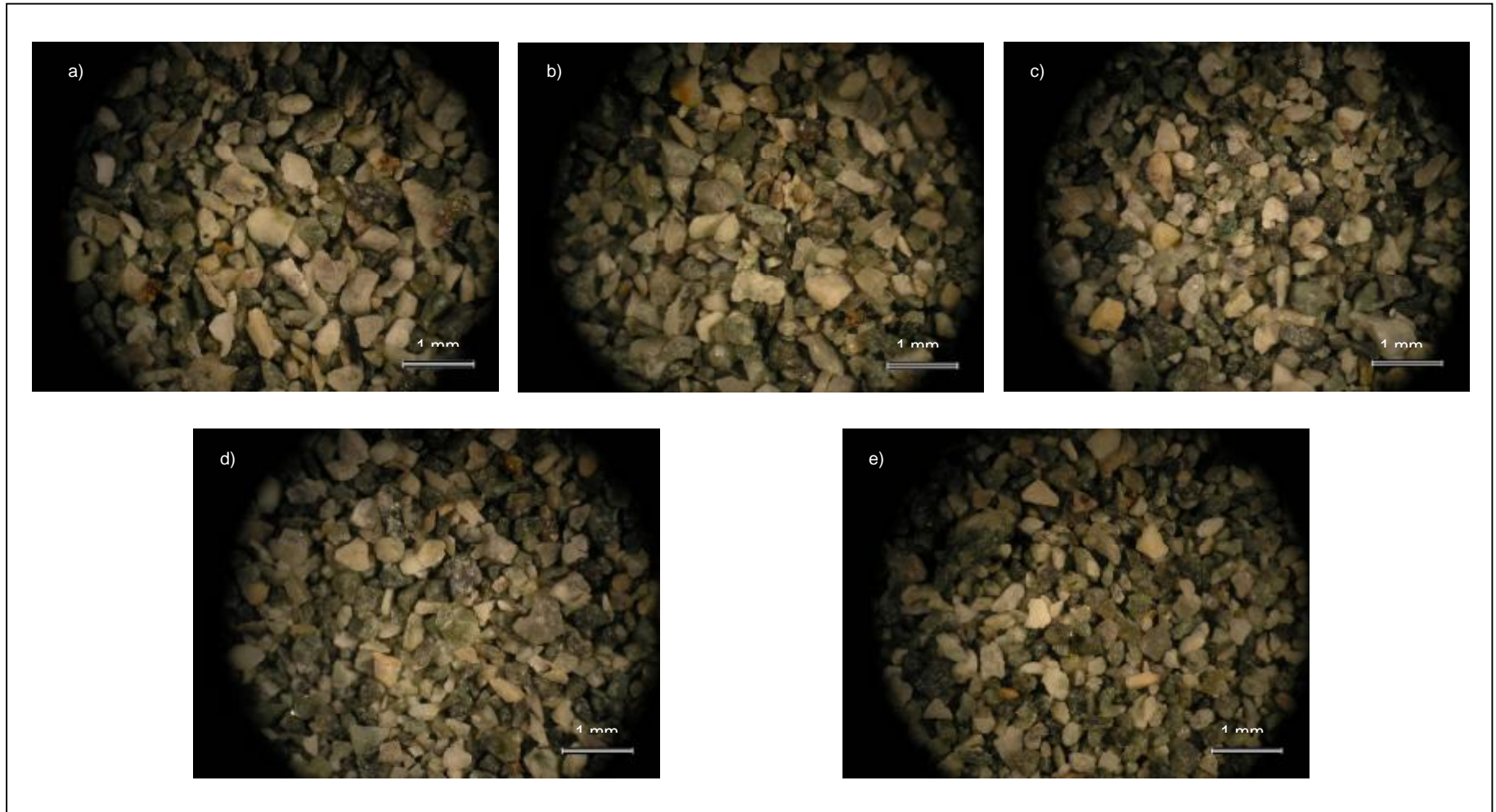


Fig. B.5.3.- Ensayos Estáticos Arena Limpia. a) sin ensayar, b) 1 [kg/cm<sup>2</sup>], c) 20 [kg/cm<sup>2</sup>], d) 35 [kg/cm<sup>2</sup>] y e) 50 [kg/cm<sup>2</sup>]

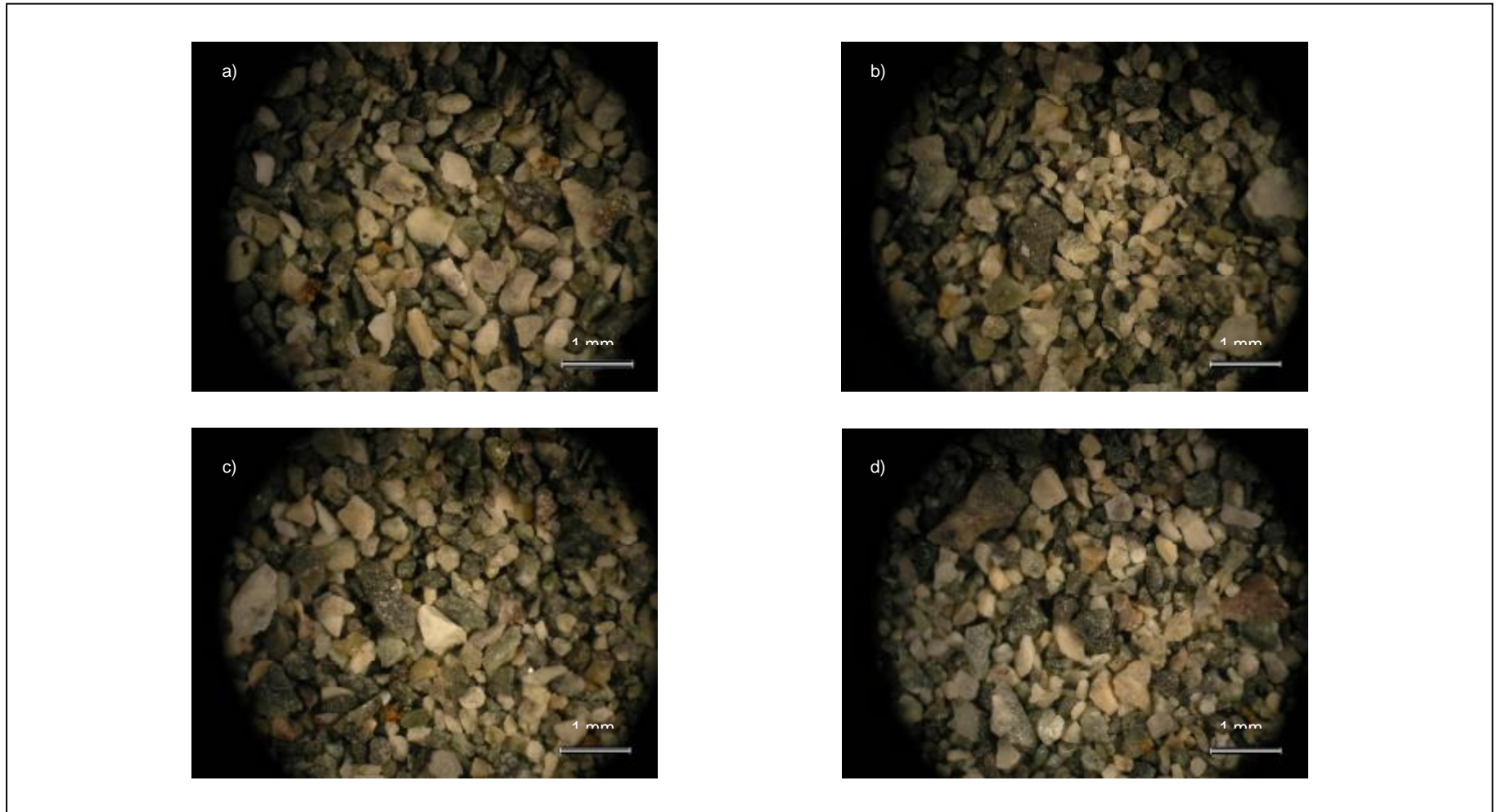


Fig. B.5.4.- Ensayos Cíclicos Arena Limpia. a) Sin ensayar, b) 20 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25, c) 35 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25 y d) 50 [kg/cm<sup>2</sup>] Rc=0.25