



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

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y ROTURA DE PARTÍCULAS BAJO
COMPRESIÓN TRIAXIAL CID DE MEZCLA DE MATERIALES
GRANULARES DE DISTINTA RESISTENCIA APLICADO A MINERÍA DE
BLOCK CAVING**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

JOSEFINA ISABEL URRUTIA ROMERO

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO DORADOR ORTIZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CÉSAR PASTÉN PUCHI
LENART GONZÁLEZ LAGOS

SANTIAGO DE CHILE
AÑO 2016

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL
POR: JOSEFINA ISABEL URRUTIA ROMERO
FECHA: 10/03/2016
PROF.GUÍA: SR. LEONARDO DORADOR O.

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y ROTURA DE PARTÍCULAS BAJO
COMPRESIÓN TRIAXIAL CID DE MEZCLA DE MATERIALES
GRANULARES DE DISTINTA RESISTENCIA APLICADO A MINERÍA DE
BLOCK CAVING**

En la actualidad CODELCO está desarrollando el Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea (PMCHS) que pretende transformar la mina a tajo abierto en una operación subterránea mediante el proceso de Block Caving. Para la optimización de este proceso es trascendental conocer el comportamiento de los materiales quebrados y sus mezclas, en cuanto a sus características geotécnicas, producidos en la etapa de socavación del macizo rocoso.

Se seleccionaron dos materiales procedentes del proyecto: Pórfido Este Serecítico (PES) y Pórfido Este Potásico (PEK). Se realizó una caracterización geotécnica y se definieron dos sets de ensayos en compresión triaxial drenado (CID) en probetas de 5x10 [cm] para diferentes mezclas entre ambos materiales, a presiones de 1, 3, 6 y 20 [kg/cm²]. Finalmente se realizaron granulometrías post-ensayo

Se obtiene que con el aumento del confinamiento, el ángulo de fricción secante disminuye y la rotura de partículas aumenta. Se destaca la gran y drástica disminución del ángulo de fricción a altas presiones al comparar con resultados de otros autores. Esto se explica por la rotura de partículas que depende del confinamiento, la naturaleza de las partículas y, en menor medida, de la resistencia de las mismas. Por otra parte, la naturaleza no transportada hace que los materiales hereden los defectos de la roca madre, lo que implica que no haya una tendencia clara en el comportamiento al aumentar el tipo de material fuerte o débil.

AGRADECIMIENTOS:

Divido esta dedicatoria en siete partes:

Primero que todo a mis padres y hermana. Gracias a mi papa por haber trabajado toda mi vida por el bien mío y de mi hermana, por darme la oportunidad de estudiar y apoyarme durante todos estos años. A mi mama por siempre estar ahí, desde chica impulsándome para ser mejor sin importar lo pesada que me pusiera. Y a mí hermana, por distraerme cuando lo necesitaba y por todas las veces que te tocó lavar los platos porque yo tenía que “estudiar”

En segundo lugar a mis amigos: Marce, Sebo y Vicky. Gracias por acompañarme todos estos años y distraerme del día a día. Gracias por escucharme cuando tenía problemas y subirme el ánimo con unas chelitas.

A mis amigos de la universidad, Naty, Jimmy, Manolo y Hector. Estos años habrían sido muy diferentes sin ustedes. Aprecio todos los momentos que vivimos juntos, estudiando o sacando la vuelta. Gracias por acompañarme del principio al final

A Omar y Mario, sin ellos esta memoria no habría sido posible. Gracias por recibirme todos los días tan cariñosamente en el laboratorio. Especialmente le agradezco a Omar por todo lo que me enseñó, por ser paciente conmigo cuando no entendía o cometía más de un error, y también por las conversaciones filosóficas que me abrieron un poco mi cabeza cuadrada. También me gustaría agradecer a Felipe, por toda la ayuda que me dio durante la realización de la memoria y por acompañarme durante los muchos días de laboratorio

A los profesores Lenart y César, gracias por sus recomendaciones y preocupación es esta memoria.

A Leonardo Dorador, mi profesor guía y sin el cual nada de esto habría sido posible. Muchas gracias por todo lo que hiciste por mí durante este año, gracias por los consejos y recomendaciones, por guiarme durante todo el proceso y por confiar en mí y en esta investigación

Finalmente a todas las personas que me acompañaron durante estos ocho años. A compañeros de clases, profesores y ayudantes, a mi familia y gente que conocí en el camino. Gracias por hacer que esto valiera la pena.

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	OBJETIVOS GENERALES.....	4
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
2.	MARCO TEÓRICO.....	6
2.1	SUELOS GRANULARES.....	6
2.1.1	Resistencia al corte.....	7
2.1.2	Deformación: compresibilidad y dilatación.....	10
2.1.3	Factores que afectan el comportamiento de los suelos granulares.....	12
2.1.4	Mezclas de materiales granulares.....	17
2.2	ROTURA DE PARTÍCULAS.....	19
2.2.1	Estado de esfuerzos.....	21
2.2.2	Tamaño y forma de partículas.....	24
2.2.3	Naturaleza de las partículas.....	26
2.2.4	Índice de vacíos.....	30
2.2.5	Distribución granulométrica.....	30
2.2.6	Estado de humedad.....	32
2.2.7	Cuantificadores de rotura de partículas.....	32

3.	MATERIALES ESTUDIADOS.....	35
3.1	PÓRFIDO ESTE SERICÍTICO (PES)	38
3.2	PÓRFIDO ESTE POTÁSICO (PEK)	42
4.	ENSAYOS Y EQUIPOS.....	44
4.1	ENSAYO TRIAXIAL CONVENCIONAL	45
4.1.1	Descripción del aparato.....	46
4.1.2	Metodología de Ensayo.....	47
4.2	APARATO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES.....	53
4.2.1	Descripción del aparato.....	53
4.2.2	Metodología de ensayo	55
4.3	ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE A PARTÍCULAS	57
4.4	SET DE ENSAYOS TRIAXIALES.....	59
5.	RESULTADOS	63
5.1	MEZCLAS PES-PEK	63
5.1.1	Curvas tensión-deformación	63
5.1.2	Ángulo de fricción secante	73
5.1.3	Rotura de partículas	75

5.2	MEZCLA FUERTE - DÉBIL	83
5.2.1	Curva-tensión-deformación	83
5.2.2	Relación p-q-e	92
5.2.3	Ángulo de fricción secante	98
5.2.4	Rotura de partículas	100
5.3	ENSAYOS 16 Y 17	108
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	112
6.1	ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE.....	112
6.2	ROTURA DE PARTÍCULAS	116
7.	CONCLUSIONES	120
8.	SUGERENCIAS.....	124
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	125

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3. 1: RESISTENCIA INDIVIDUAL PARTÍCULAS MATERIAL PES.....	39
TABLA 3. 2: RESISTENCIA INDIVIDUAL DE PARTÍCULAS, MATERIAL PEK	43
TABLA 4. 1: PRIMERA ETAPA ENSAYOS TRIAXIALES.....	59
TABLA 4. 2: SEGUNDA ETAPA ENSAYOS TRIAXIALES.....	60
TABLA 5. 1: ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE Y ESFUERZO VERTICAL MÁXIMO PARA MEZCLAS PES - PEK	74
TABLA 5. 2: ROTURA RELATIVA, B_r (HARDIN, 1985) PARA MEZCLAS PES - PEK.....	81
TABLA 5. 3: ESFUERZO PRINCIPAL VERTICAL MÁXIMO Y ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE PARA MEZCLAS FUERTE – DÉBIL	99
TABLA 5. 4: ESFUERZO PRINCIPAL VERTICAL MÁXIMO Y PARÁMETRO DE ROTURA B_r PARA LAS MEZCLAS FUERTE - DÉBIL.....	106
TABLA 5. 5: ESFUERZO PRINCIPAL VERTICAL MÁXIMO, ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE, ÍNDICE DE VACÍOS Y PARÁMETRO DE ROTURA B_r PARA PROBETAS 9, 16 Y 17.....	110

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2. 1: ENVOLVENTE DE FALLA Y APROXIMACIÓN LINEAL PARA LA OBTENCIÓN DE LOS ÁNGULOS DE FRICCIÓN TANGENTE Y SECANTE (CRAIG'S SOILS MECHANICS, 2004)	8
FIGURA 2. 2: CONTRIBUCIÓN A LA RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS GRANULARES (ROWE, 1962)	9
FIGURA 2. 3: CONTRIBUCIÓN A LA RESISTENCIA AL CORTE PARA SUELOS GRANULARES ANGULARES (GUO Y SU, 2007)	10
FIGURA 2. 4: RESISTENCIA DE ENROCADOS (INDRATNA, 1993)	14
FIGURA 2. 5: AUMENTO DEL FACTOR DE ROTURA EN FUNCIÓN DEL CONFINAMIENTO, PARA DIFERENTES TAMAÑOS DE PROBETA (MARACHI ET AL., 1969). $1 \text{ [PSI]} = 0.07 \text{ [KG/CM}^2\text{]}$	22
FIGURA 2. 6: AUMENTO DE LA ROTURA RELATIVA EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO PRINCIPAL PARA DIFERENTES RAZONES DE ESFUERZOS K_c (LEE Y FARHOOMAND, 1967).....	23
FIGURA 2. 7: AUMENTO DE LA ROTURA RELATIVA EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO PRINCIPAL PARA DIFERENTES TAMAÑOS MEDIOS DE PARTÍCULA (LEE Y FARHOOMAND, 1967)	24
FIGURA 2. 8: VARIACIÓN DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA POST ENSAYO DE DOS MATERIALES, ANGULAR Y SUB-REDONDEADO, CON LA MISMA GRADACIÓN ORIGINAL (LEE Y FARHOOMAND, 1967)	25
FIGURA 2. 9: AUMENTO DE LA RESISTENCIA PARA ESPÉCIMENES CON MAYOR CANTIDAD DE MATERIAL FUERTE (CUARZO), F_q = PROPORCIÓN DE MATERIAL FUERTE (LELEU Y VALDES, 2007)	27
FIGURA 2. 10: CURVAS GRANULOMÉTRICAS POST ENSAYOS PARA ESPÉCIMEN PRINCIPALMENTE DÉBIL (CALCÁREO) SEPARADA POR MINERAL, F_o =PROPORCIÓN DE MATERIAL FUERTE (CUARZO) (LELEU Y VALDES, 2007).....	28
FIGURA 2. 11: CURVAS GRANULOMÉTRICAS POST ENSAYOS PARA ESPÉCIMEN PRINCIPALMENTE FUERTE (CUARZO) SEPARADA POR MINERAL, F_q = PROPORCIÓN DE MATERIAL FUERTE, B =RAZÓN DE ESFUERZOS (LELEU Y VALDES, 2007)	29
FIGURA 2. 12: INFLUENCIA DE LA GRANULOMETRÍA INICIAL EN LA ROTURA DE PARTÍCULAS (LEE Y FARHOOMAND, 1967).....	31
FIGURA 2. 13: ROTURA TOTAL, HARDIN (1985).....	33
FIGURA 2. 14: POTENCIAL DE ROTURA, HARDIN (1985)	34
FIGURA 3. 1: A) MATERIAL PES, B) MATERIAL PEK, (D'ESPESSAILLES, 2014)	37
FIGURA 3. 2: CURVAS GRANULOMÉTRICAS.....	38
FIGURA 3. 3: MUESTRA LITOLÓGICA DE PARTÍCULAS, A)ARCILLA DE ALTERACIÓN, B)CUARZO, C)SERICITA, D)MASA FUNDAMENTAL 1 (AZUL), E) MASA FUNDAMENTAL 2 (ROJA)	39

FIGURA 3. 4: HISTOGRAMA DE RESISTENCIA INDIVIDUAL PARA CADA MUESTRA LITOLÓGICA DEL MATERIAL PES.....	40
FIGURA 3. 5: GRANULOMETRÍA HOMOTÉTICA DE MATERIAL PES Y GRANULOMETRÍA PARA SET DE ENSAYOS DÉBIL-FUERTE	42
FIGURA 3. 6: HISTOGRAMA DE RESISTENCIA INDIVIDUAL PARA CADA MUESTRA LITOLÓGICA DEL MATERIAL PEK.....	43
FIGURA 4. 1: PRENSA DE CARGA MODELO HUMBOLDT HM-3000	45
FIGURA 4. 2: PANELES ELE PARA CONTROL DE PRESIÓN Y DEFORMACIONES.....	46
FIGURA 4. 3: A) CONFECCIÓN DE PROBETA CONECTADA A MÁQUINA DE VACÍO, B) PROBETA ARMADA Y SELLADA AL VACÍO, CON NUMERACIÓN DE VÁLVULAS	48
FIGURA 4. 4: PROBETA SELLADA AL VACÍO EN CÁMARA TRIAXIAL, DURANTE PASO DE CO ₂	49
FIGURA 4. 5: COMPONENTES DEL EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES (MAUREIRA, 2012)	54
FIGURA 4. 6: CONFECCIÓN DE PROBETA DE ALTAS PRESIONES CON FALDA DE SACO PARA EVITAR PUNZONAMIENTO	56
FIGURA 4. 7: APARATO DE COMPRESIÓN SIMPLE	58
FIGURA 4. 8: GRANULOMETRÍAS PARA CONFECCIÓN DE ENSAYOS 16 Y 17	62
FIGURA 5. 1: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA PROBETA 100% PES - 0% PEK.....	64
FIGURA 5. 2: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA PROBETA 75% PES - 25% PEK.....	65
FIGURA 5. 3: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA PROBETA 50% PES - 50% PEK.....	66
FIGURA 5. 4: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA PROBETA 25% PES - 75% PEK.....	67
FIGURA 5. 5: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA PROBETA 0% PES - 100% PEK.....	68
FIGURA 5. 6: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA CONFINAMIENTO DE 1 [KG/CM ²].....	69
FIGURA 5. 7: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA CONFINAMIENTO DE 3 [KG/CM ²].....	70

FIGURA 5. 8: : ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA CONFINAMIENTO DE 6 [KG/CM ²]	71
FIGURA 5. 9: ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE VERSUS ESFUERZO DE CONFINAMIENTO PARA MEZCLAS PES – PEK	74
FIGURA 5. 10: CURVAS GRANULOMÉTRICAS ORIGINAL Y POST ENSAYOS PARA PROBETAS A 1 [KG/CM ²] DE PRESIÓN CONFINAMIENTO	76
FIGURA 5. 11: CURVAS GRANULOMÉTRICAS ORIGINAL Y POST ENSAYOS PARA PROBETAS A 3 [KG/CM ²] DE PRESIÓN CONFINAMIENTO	76
FIGURA 5. 12: CURVAS GRANULOMÉTRICAS ORIGINAL Y POST ENSAYOS PARA PROBETAS A 6 [KG/CM ²] DE PRESIÓN CONFINAMIENTO	77
FIGURA 5. 13: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 100% PES - 0% PEK	78
FIGURA 5. 14: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 75% PES - 25% PEK	78
FIGURA 5. 15: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 50% PES - 50% PEK	79
FIGURA 5. 16: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 25% PES - 75% PEK	79
FIGURA 5. 17: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 0% PES - 100% PEK	80
FIGURA 5. 18: ROTURA RELATIVA (BR) EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO CONFINANTE PARA MEZCLAS PES - PEK	82
FIGURA 5. 19: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA MEZCLA 100% F - 0% D	84
FIGURA 5. 20: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA MEZCLA 75% F -25% D	85
FIGURA 5. 21: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA MEZCLA 50% F - 50% D	86
FIGURA 5. 22: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA MEZCLA 25% F - 75% D	87
FIGURA 5. 23: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA MEZCLA 0% F - 100% D	88

FIGURA 5. 24: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA CONFINAMIENTO DE 1 [KG/CM ²]	89
FIGURA 5. 25: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA CONFINAMIENTO DE 6 [KG/CM ²]	90
FIGURA 5. 26: ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA VERSUS DEFORMACIÓN AXIAL PARA CONFINAMIENTO DE 20 [KG/CM ²]	91
FIGURA 5. 27: ESFUERZO DE CORTE E ÍNDICE DE VACÍOS VERSUS PRESIÓN MEDIA EFECTIVA PARA MEZCLA 100%F-0%D	93
FIGURA 5. 28: ESFUERZO DE CORTE E ÍNDICE DE VACÍOS VERSUS PRESIÓN MEDIA EFECTIVA PARA MEZCLA 75%F-25%D	94
FIGURA 5. 29: ESFUERZO DE CORTE E ÍNDICE DE VACÍOS VERSUS PRESIÓN MEDIA EFECTIVA PARA MEZCLA 50%F-50%D	95
FIGURA 5. 30: ESFUERZO DE CORTE E ÍNDICE DE VACÍOS VERSUS PRESIÓN MEDIA EFECTIVA PARA MEZCLA 25%F-75%D	96
FIGURA 5. 31: ESFUERZO DE CORTE E ÍNDICE DE VACÍOS VERSUS PRESIÓN MEDIA EFECTIVA PARA MEZCLA 0%F-100%D	97
FIGURA 5. 32: ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE VERSUS ESFUERZO DE CONFINAMIENTO PARA MEZCLAS DE MATERIAL FUERTE-DÉBIL	100
FIGURA 5. 33: CURVAS GRANULOMÉTRICAS ORIGINAL Y POST ENSAYOS PARA PROBETAS A 1 [KG/CM ²] DE PRESIÓN CONFINAMIENTO	101
FIGURA 5. 34: CURVAS GRANULOMÉTRICAS ORIGINAL Y POST ENSAYOS PARA PROBETAS A 6 [KG/CM ²] DE PRESIÓN CONFINAMIENTO	102
FIGURA 5. 35 CURVAS GRANULOMÉTRICAS ORIGINAL Y POST ENSAYOS PARA PROBETAS A 20 [KG/CM ²] DE PRESIÓN CONFINAMIENTO	102
FIGURA 5. 36: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 100% F - 0% D	103
FIGURA 5. 37: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 75% F - 25% D	104
FIGURA 5. 38: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 50% F - 50% D	104
FIGURA 5. 39: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 25% F - 75% D	105
FIGURA 5. 40: CURVA GRANULOMÉTRICA INICIAL Y POST ENSAYO PARA MEZCLA 0% F - 100% D	105
FIGURA 5. 41: PARÁMETROS DE ROTURA BR EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO PRINCIPAL VERTICAL MÁXIMO PARA MEZCLAS FUERTE - DÉBIL	107
FIGURA 5. 42. ESFUERZO DE CORTE Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA EN FUNCIÓN DE LA DEFORMACIÓN AXIAL PARA PROBETAS 9, 16 Y 17	109

FIGURA 5. 43: CURVA GRANULOMÉTRICAS INICIALES Y POST ENSAYOS PARA PROBETAS 9, 16 Y 17..	110
FIGURA 6. 1: ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE PARA VARIAS ARENAS	114
FIGURA 6. 2: ROTURA RELATIVA (BR) PARA AMBOS SETS DE ENSAYOS A 1, 3 Y 6 [KG/CM ²] DE CONFINAMIENTO	117
FIGURA 6. 3: ROTURA RELATIVA (BR) PARA VARIAS ARENAS	118

1. INTRODUCCIÓN

En Chile, la minería es la mayor industria económica aportando un 18% del Producto Interno Bruto (PIB), y dentro de esta, el cobre es el producto principal produciendo el 32% de este material a nivel mundial (De Solminihac, 2012). Es por esto último que CODELCO, buscando la maximización de excedentes y la eficiencia, ha desarrollado el Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea (PMCHS) que pretende transformar la mina a tajo abierto más grande del mundo en una operación subterránea que permitirá extraer los recursos que quedan bajo el actual yacimiento (Codelco, 2009). La explotación será por medio de macro bloques con el proceso de extracción de hundimiento masivo (Block Caving), el cual hoy en día está tomando una relevancia mundial siendo Chile uno de los líderes en su aplicación.

El método de block caving consiste en socavar un macizo rocoso por perforación y tronadura (mediante la perforación se abren huecos donde se introducen las cargas explosiva generando la tronadura) para luego dejar que el macizo experimente un proceso de hundimiento debido a la gravedad y redistribución de esfuerzos en la roca. Mientras el macizo es socavado, los bloques previamente desprendidos desde el techo de la roca (comúnmente llamados material quebrado) quedan apilados en columnas desde las cuales serán extraídos por medio de equipos mecanizados (LHD). Los materiales quebrados se asocian comúnmente a bloques de tamaño máximo mayor a 2m^3 ,

además de una importante cantidad de partículas entre 0.5 m a 1 m de diámetro, incluyendo tamaños de gravas y arenas.

Estudios sobre diversas variables han sido realizados para optimizar la producción en block caving, incluyendo: altura de columna de extracción, diseño de mallas de extracción, influencia de finos y humedad en el flujo gravitacional, además de modelamientos en laboratorio y computacionales. Sin embargo, ningún estudio ha sido realizado con respecto a las características geotécnicas de los materiales con los que se trabaja. El conocimiento acabado de los materiales quebrados (en especial de una correcta caracterización geotécnica), es fundamental para la optimización del plan de extracción en minería subterránea de block caving. La fragmentación del macizo rocoso es indispensable. Al conocer las propiedades de los materiales es posible establecer el tamaño de partículas que se generaran en el proceso de extracción y por tanto definir el layout y la planificación minera, la programación de producción y procesamiento del mineral, optimizando el proyecto. Por ejemplo, en el diseño del nivel de producción correspondiente a las dimensiones de los puntos de extracción y espaciamiento entre ellos, algunas propiedades de los materiales quebrados son claves tales como la granulometría, índice de vacío, resistencia al corte y fragmentación de partículas sometidas a compresión y corte. Sin embargo, estas propiedades no han sido investigadas en profundidad, especialmente en relación a sus

propiedades de resistencia, deformación y rotura de partículas. Es interesante destacar que estos factores sí han sido estudiados en materiales granulares dentro de la mecánica de suelos por medio de diferentes autores, (Hardin 1985, Lee y Farhoomand 1967, Vesic y Clough 1968, Marsal 1973) según los cuales las variables que más influyen estas propiedades son la resistencia y forma individual de las partículas, la densidad relativa, humedad y homogeneidad del suelo y finalmente la trayectoria de tensiones.

Más aún, un tema muy necesario de entendimiento en la caracterización de materiales quebrados es el rol de las 3 propiedades anteriores (rotura, resistencia y compresibilidad) en mezclas de materiales quebrados, lo cual ocurre cuando bloques de diferentes litologías ingresan dentro de una columna de extracción, lo cual conlleva a que el material quebrado posea bloques de alta y baja competencia. Es necesario señalar que existe un déficit de estudios relacionados a mezclas de materiales granulares con diferente resistencia en sus partículas y sólo es posible mencionar los trabajos de Leleu y Valdes (2007), Valdes y Leleu (2008), Dorador (2010) y D'espessailles (2014).

Para el desarrollo de este trabajo se estudiaron dos materiales provenientes de PMCHS: Pórfido Este Sericítico (PES) y Pórfido Este Potásico (PEK), ambos provenientes de la tronadura de un túnel de producción. Además, se realizó una caracterización geotécnica que incluye ensayos de densidad mínima y máxima, gravedad específica, y resistencia individual. Para el estudio de la rotura se

llevó a cabo un set de ensayos triaxiales consolidados isotrópicamente drenados (CID) en probetas de 5x10 [cm] a diferentes presiones de confinamiento y variadas combinaciones de materiales PES y PEK, además de 3 ensayos a gran escala para las combinaciones 100%-0%, 50%-50% y 0%-100% de material PES y PEK respectivamente. La principal herramienta para evaluar la rotura de las partículas consistió en la comparación de las granulometrías de las probetas pre y post ensayos triaxiales.

1.1 OBJETIVOS GENERALES

El objetivo de esta tesis es estudiar la resistencia al corte, compresibilidad y rotura de partículas en mezclas de dos arenas gruesas de tronadura mal graduadas (GP), de tal manera de poder transferir estos resultados hacia el estudio futuro de mezclas de materiales quebrados de diferentes unidades litológicas del proyecto minero Codelco – PMCHS.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar geotécnicamente las arenas en cuanto a granulometría, densidades mínimas y máximas, gravedad específica y ensayos de compresión simple a partículas.
- Realizar ensayos de compresión triaxial CID (consolidado isotrópicamente drenado) para 5 porcentajes de mezclas de arenas de baja y alta resistencia, en dos set de ensayos

- Comprobar la influencia del tamaño medio de la muestra, d_{50} , en el comportamiento de los materiales estudiados.

2. MARCO TEÓRICO

En esta sección se describirán y detallarán los temas principales a desarrollar en esta memoria, los cuales corresponden a: comportamiento y resistencia al corte de suelos granulares, y rotura de partículas.

2.1 SUELOS GRANULARES

Los suelos granulares son aquellos que no poseen cohesión y están compuestos principalmente por rocas, gravas, arenas y limos. Además, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) desarrollado por el profesor Casagrande en 1948, los suelos granulares se clasifican en función de su curva granulométrica, mediante la obtención del Coeficiente de Curvatura (C_c) y el Coeficiente de Uniformidad (C_u).

Un suelo puede comportarse de modo drenado o no drenado. El primero se produce cuando las cargas son aplicadas lentamente y la estructura del suelo permite la circulación de agua a través del mismo, mientras que el segundo se relaciona con cargas rápidas (como en un sismo por ejemplo) donde el agua no alcanza a ser drenada durante la aplicación.

Cuando se aplican esfuerzos sobre una masa de suelo, las partículas comenzarán a moverse y deslizarse entre sí, lo que se traduce en una compresión y aumento de la densidad del suelo. En esta etapa el comportamiento es lineal y es posible obtener un módulo de elasticidad, E .

Luego comienza la rotura de partículas por lo general a bajas presiones, lo que se traducirá en un aumento de la deformación, ahora no lineal, hasta alcanzar el esfuerzo máximo donde ocurre la falla. Como consecuencia de la rotura se facilita el fenómeno de *fluencia*: se produce un nuevo reacomodo de las partículas que ahora son más pequeñas y por tanto implica un decaimiento en la resistencia del material hasta llegar al estado último, residual o crítico el cual es una característica intrínseca del material. El comportamiento recién descrito es muy general y dependerá de muchos factores.

2.1.1 Resistencia al corte

Una de las principales características de un suelo granular es su resistencia al corte la cual está dada por:

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} * \tan(\phi) \quad \text{Ec. (1)}$$

Con τ_{ff} y σ_{ff} los esfuerzos de corte y normal en el plano f-f respectivamente, y ϕ el ángulo de fricción interna del suelo. Al graficar los estados de esfuerzos de un suelo granular en el espacio τ/σ se obtiene la envolvente de falla la cual gobierna el comportamiento del mismo. Para suelos granulares la envolvente es curva, en especial a bajos esfuerzos, lo cual implica la dependencia del ángulo de fricción interna con el esfuerzo normal. La envolvente se suele representar por dos rectas de las cuales se calculan dos ángulos de fricción: tangente y

secante (Figura 2. 1), este último es el más utilizado y el más representativo para un estado de esfuerzos específico (Bolton, 1986)

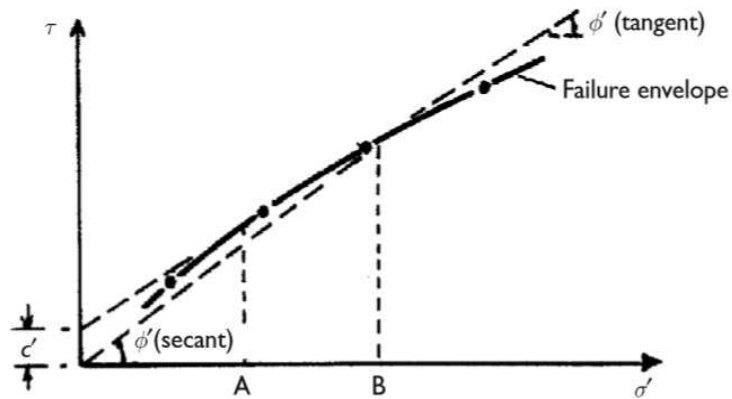


Figura 2. 1: Envolvente de falla y aproximación lineal para la obtención de los ángulos de fricción tangente y secante (Craig's Soils Mechanics, 2004)

Por otra parte, el ángulo de fricción cambia durante la aplicación de los esfuerzos; a esto se le llama ángulo de fricción movilizado el cual varía entre el ángulo de fricción crítico y el ángulo de fricción inter-partículas o ángulo intrínseco. Rowe (1962), propuso un modelo que explica cualitativamente como la resistencia al corte de un suelo granular, en función de este ángulo, depende de: la fricción inter partículas y la rotura, el reordenamiento y deslizamiento entre partículas, y la dilatación que depende de la presión de corte aplicada (Figura 2. 2). Un estudio reciente (Guo y Su, 2007) reveló que el modelo funciona para arenas redondeadas pero no para partículas angulares, ya que en estas últimas se produce el efecto del bloqueo entre partículas (interlocking),

lo cual dio paso a la confección de un nuevo modelo de ángulo de fricción interna en función del índice de vacíos para suelos angulares (Figura 2. 3)

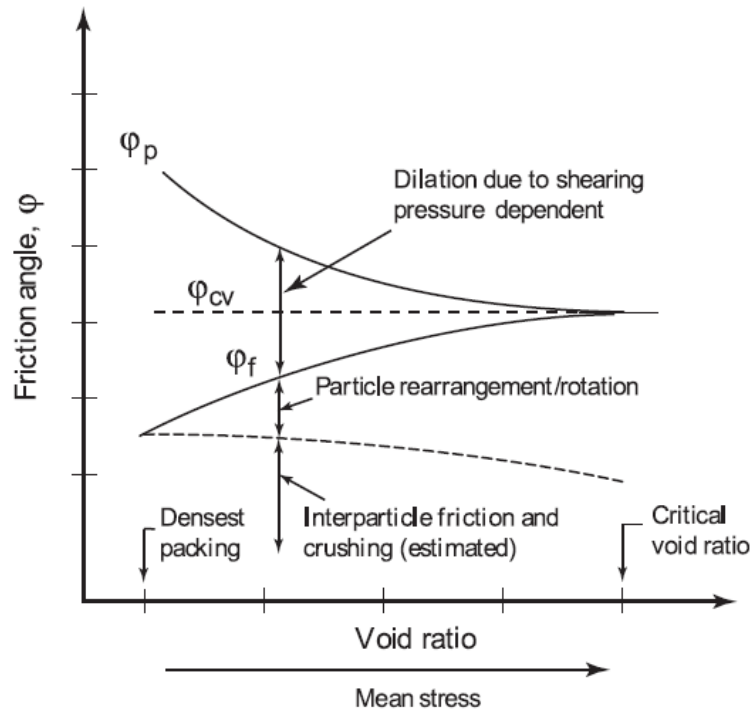


Figura 2. 2: Contribución a la resistencia al corte de suelos granulares (Rowe, 1962)

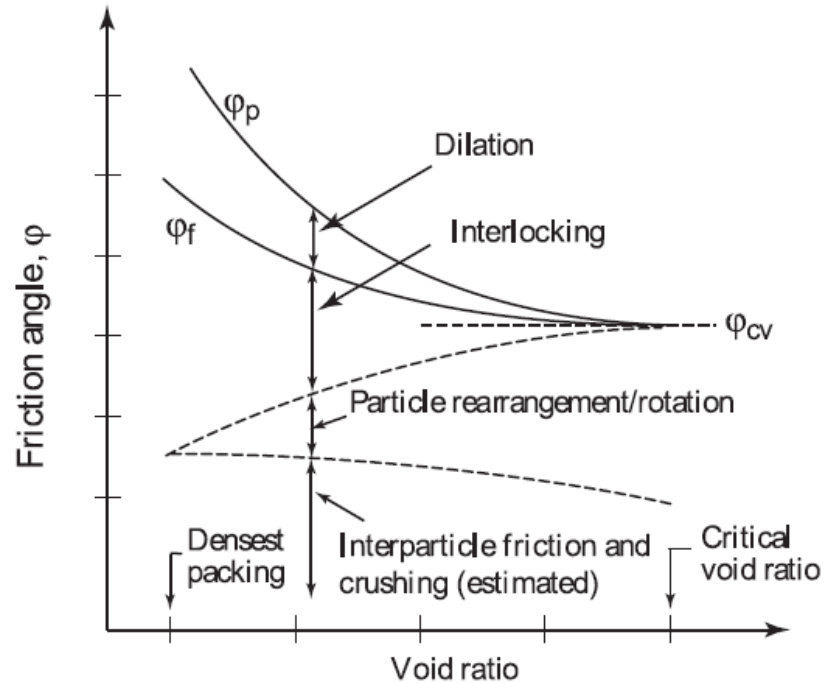


Figura 2. 3: Contribución a la resistencia al corte para suelos granulares angulares (Guo y Su, 2007)

Finalmente el ángulo de fricción aumenta con: el esfuerzo de corte, la angulosidad y aspereza de las partículas, la condición intacta de la roca, la densidad relativa y con una buena gradación del material; mientras que disminuye con un mayor confinamiento y la acción del agua (estado de saturación) (Uhle, 1986)

2.1.2 Deformación: compresibilidad y dilatación

Dependiendo de diversos factores, pero principalmente del confinamiento y densidad inicial, el suelo puede sufrir tanto compresión o dilatación. Ambas se producen por un reacomodo de las partículas: en la compresión se llega

finalmente a un estado más denso, y en la dilatación a uno más suelto. Este cambio de volumen se debe principalmente a la deformación de las partículas de suelo (reversible) y al deslizamiento y reordenamiento entre las mismas (irreversible), lo que produce el comportamiento no lineal del material.

La dilatación representa la interacción entre las partículas cuando se ven sometidas a esfuerzos (Reynolds, 1885) y, como se vio en los párrafos anteriores, contribuye a la resistencia al corte aumentando hasta que la dilatación es máxima y se alcanza la resistencia “*peak*” del material. Luego de esto la resistencia decae para llegar a un estado crítico el cual se define por una deformación volumétrica y una resistencia al corte constantes a pesar de un aumento en la deformación axial (Schofield y Wroth, 1968) lo cual se cumple para estados densos. Bolton (1986) definió:

$$\phi_{cr} = \phi_{peak} - \varphi \quad \text{Ec. (2)}$$

El ángulo de fricción crítico (ϕ_{cr}) se considera una propiedad intrínseca del material, pero la dilatación (φ) depende del esfuerzo principal, la densidad relativa y las características del material: a mayor esfuerzo principal o índice de vacíos, menor la dilatación y por tanto ϕ_{peak} se acerca a ϕ_{cr} . La ecuación 2 también se cumple para el estado suelto de un material en la cual no hay dilatación ($\varphi=0$) y por tanto el ángulo de fricción peak es igual al crítico y la resistencia aumenta hasta alcanzar el estado crítico.

La deformación y reordenamiento de las partículas además produce daño de distinto orden: nivel I en el cual hay abrasión de las asperezas de las mismas, nivel II que produce rotura de las protuberancias superficiales y de las esquinas, y nivel III donde finalmente hay rotura de partículas (Marsal, 1967; Hardin, 1985).

Los suelos granulares también sufren compresión secundaria la cual se produce cuando el esfuerzo efectivo es constante, aunque es de menor magnitud que la primaria y de amplitud decreciente en el tiempo por un periodo indefinido (Marsal, 1980; Lee y Farhoomand, 1967). Este tipo de compresión es mayor para suelos sueltos, con partículas débiles y a mayor confinamiento (Mesri y Vardhanabhuti, 2009)

2.1.3 Factores que afectan el comportamiento de los suelos granulares

El comportamiento general de los suelos granulares descrito en los párrafos anteriores dependerá tanto de la condición inicial de la muestra como de las características intrínsecas del material. A continuación se enlistan estos factores y su influencia en el comportamiento.

- **Mineralogía:** se refiere a los minerales que conforman la muestra de suelo y por tanto cada una de sus partículas. La mineralogía controla las propiedades físicas como por ejemplo la fricción y dureza, además de la compresibilidad del suelo.

- **Confinamiento:** es el esfuerzo aplicado sobre la muestra en las dos direcciones principales horizontales, al aumentar esta presión hay mayor esfuerzo en los puntos de contacto de las partículas, se rompen los bordes agudos y la partículas se quiebran. Todo esto provoca un aumento en la resistencia al corte y una disminución en el ángulo de fricción interna (Lambe, 2008). En cuanto a la compresibilidad, esta disminuye con el aumento de la carga axial (Marsal, 1980) y del confinamiento hasta llegar al punto donde no existen vacíos (Marsal, 1967). En el caso de materiales densos, a bajas presiones se produce una dilatación inicial del material y el comportamiento es más frágil (Marachi et al., 1969). Además, tanto la dilatación como el ángulo de fricción peak disminuyen a altas presiones (Bolton 1986) mientras que la disminución en la resistencia al corte y en la compresibilidad con el aumento del confinamiento es menos pronunciada a altas presiones (Marachi et al., 1969; Banks et al. 1971). Lee y Seed (1967), concluyen que todos estos efectos son resultado de la tendencia de las partículas a romperse bajo altas presiones. Con respecto a la falla, al aumentar el confinamiento esta se produce a mayores deformaciones axiales. En 1970 Leps realizó una recopilación de ensayos de enrocados y los comparó según el esfuerzo de confinamiento versus el ángulo de fricción secante y definió tres bandas (enrocados de resistencia alta, promedio y

baja), luego Indraratna (1993) agregó más datos y definió un límite inferior a partir de sus propios ensayos (Figura 2. 4)

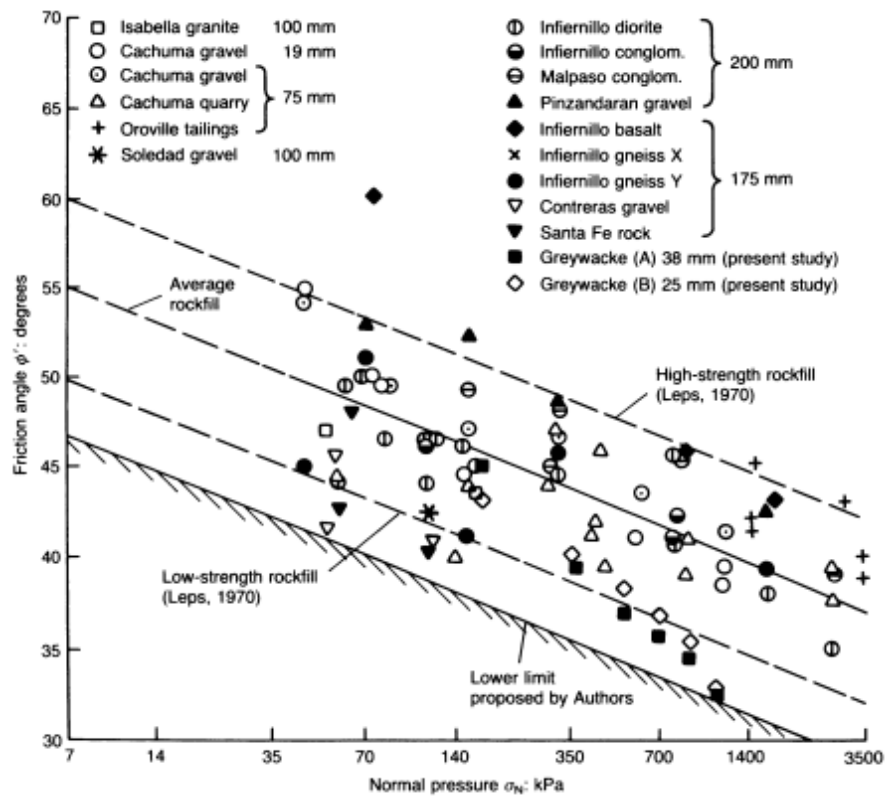


Figura 2. 4: Resistencia de enrocados (Indraratna, 1993)

;

- **Granulometría:** se define como la distribución de tamaños de partículas dentro de una muestra de suelo, cuando la distribución es uniforme se dice que el suelo está mal graduado, un suelo bien graduado posee partículas de varios tamaños. En un material bien graduado el ángulo de fricción interna es mayor (Lambe, 2008), y la resistencia aumenta

(Marsal, 1980). Este efecto se invierte para suelos con densidades muy altas (Bishop, 1948; Chen, 1948). Los suelos bien graduados poseen mucha menos compresibilidad que aquellos uniformes (Sowers et al., 1965) y la degradación del ángulo de fricción es menor (Lambe, 2008). Ambos efectos desaparecen a altas presiones debido a la rotura de partículas.

- **Índice de Vacíos:** cuando una muestra es compacta, la mayoría de su volumen está compuesto por partículas sólidas y por tanto su índice de vacío es pequeño. Lo contrario sucede cuando la muestra es suelta. En el primer caso el material tendrá un mayor ángulo de fricción interna (Lambe, 2008), el cual se mide cuando la deformación volumétrica se ha estabilizado (estado crítico). Además, el aumento en la densidad también incrementa la resistencia del material (Marsal, 1980).

Al comparar las envolventes de falla para ambos estados los suelos densos poseen una mayor curvatura que los sueltos, lo que indica la dependencia del ángulo de fricción con el confinamiento y la densidad. Tanto la curvatura de la envolvente de falla como la diferencia en compresibilidad para ambos estados desaparecen a altas presiones (Lee y Seed, 1967; Bishop 1966; Vesic y Clough, 1968; Murphy, 1971)

- **Forma de las Partículas:** estas se distribuyen entre angulosas, sub-angulosas, sub-redondeadas y redondeadas. Se han realizado varios estudios (Chen, 1948; Holtz y Gibbs, 1956) y se concluye que a mayor angulosidad de las partículas, mayor es el ángulo de fricción interna y la resistencia al corte (Lambe, 2008; Guo y Su, 2007). A partir de los resultados obtenidos por Marachi et al. en 1969 sobre material de relleno, se concluye que la compresibilidad de las partículas redondeadas es menor que la de las angulares.
- **Tamaño Medio:** se refiere al tamaño promedio de partícula dentro de una muestra. Los estudios realizados al respecto han mostrado que el ángulo de fricción no se ve afectado por este factor. En cuanto a los esfuerzos sobre las partículas, Marachi et al. (1969) y Marsal (1963) dedujeron que la relación de esfuerzos entre dos partículas de diferente tamaño es el cuadrado de su relación de tamaño.
Es importante destacar que la compresión es directamente proporcional al tamaño medio de las partículas: a mayor tamaño, mayor compresibilidad (Marachi et al., 1969).
- **Humedad:** se refiere a la cantidad de agua dentro de la muestra, se ha demostrado que un suelo seco posee mayor resistencia que uno húmedo o saturado. Al agregar agua la deformación aumenta rápida y

repentinamente, un estudio realizado por Oldecop y Alonso (2001) en material de relleno explica que este fenómeno está relacionado con la propagación de las fracturas de las partículas, este tema se detallará más adelante en la sección de rotura de partículas.

- **Tamaño de la muestra:** se considera como las dimensiones de la probeta a ensayar, esto no tiene implicancias en el comportamiento del suelo siempre y cuando la relación entre el diámetro de la probeta y el de la partícula más grande sea mayor a 6, de lo contrario la resistencia aumenta debido a una interferencia entre las partículas más grandes (Marachi et al., 1969). Cambio y Ge (2007) ensayaron tres materiales de balastro en corte simple y el único que no mostró resultados acorde a lo anteriormente estipulado fue el material angular.

Se desprende como conclusión que la mayoría de los actores dejan de ser influyentes en el comportamiento del suelo cuando este se somete a altas presiones (mayores a 10 [kg/cm²])

2.1.4 Mezclas de materiales granulares

Uno de los objetivos de esta memoria es el desarrollo de la rotura de partículas cuando la muestra no está compuesta por un tipo de material homogéneo, ya sea en resistencia, naturaleza, forma o tamaño. Al respecto existen pocos estudios como referencia los cuales se mencionan a continuación.

Leleu y Valdes (2007) utilizaron un aparato de deformación uniaxial (oedómetro) para ensayar mezclas de material débil y fuerte, se encontró que la presencia de partículas débiles afecta el comportamiento esfuerzo-deformación cuando las partículas fuertes son predominante. Sin embargo, la presencia de partículas fuertes en un medio mayoritariamente débil tiene poca influencia en el comportamiento general del material. En este estudio también se realizaron granulometrías post-ensayo para estudiar la rotura de partículas de las mezcla, lo cual se detalla en la sección 2.2.3.

Al estudiar mezclas de materiales con partículas de diferente forma en compresión uniaxial, se concluye que las angulares dificultan la movilidad entre partículas lo que ocasiona un aumento en el ángulo de fricción interna de la mezcla (Shin y Santamarina, 2013)

2.2 ROTURA DE PARTÍCULAS

La rotura de partículas es un tema que ha sido bastante estudiado por ser uno de los factores más importantes en el comportamiento de suelos granulares, y a su vez, se ve influenciada por las otras variables que afectan el comportamiento de un suelo.

Uno de los estudios más amplios fue realizado por el investigador Raúl Marsal quien dedicó gran parte de su carrera al estudio de materiales granulares gruesos. En 1973 ensayó una serie de materiales de enrocado y gravas en compresión triaxial para analizar su comportamiento y su relación con la rotura de partículas (entre otras variables). Entre sus principales conclusiones se hallan:

- La rotura de granos es uno de los principales factores que afectan la resistencia al corte y la compresibilidad de un suelo granular
- La compresibilidad es resultado del reacomodo de partículas y de la rotura de las mismas
- La resistencia del material disminuye con el aumento de la rotura de partículas
- La rotura de un material dependerá, entre otras cosas, del estado inicial de daño de las partículas

Otra consecuencia de la rotura de partículas es la disminución del ángulo de fricción con el aumento de la primera (Leslie, 1963). Sin embargo, cuando se producen finos en el proceso de rotura la resistencia del material aumenta, (Guimaraes et al, 2007). Esto implica que la resistencia del material depende en parte de cómo se rompan las partículas.

También se ha comprobado que la mayor rotura se produce cerca del esfuerzo de fluencia tanto para compresión uniaxial (McDowel y Bolton, 1998; Nakata et al., 2001) y compresión triaxial (Nakata et al., 1999).

McDowell et al. (1996) propusieron que los suelos granulares bajo la acción de la rotura de partículas se acercan a una distribución fractal, esto se traduce de manera práctica en una curva granulométrica lineal en el espacio log-log, A altas presiones, esta distribución anula cualquier diferencia en la granulometría post ensayo que pudiese producirse por diferencia de mineralogía o resistencia de las partículas en compresión uniaxial (Leleu y Valdes, 2007).

El estado último del suelo también se verá afectado por la rotura de partículas. Cuando hay rotura el estado de empaquetamiento del material es más eficiente que en su estado natural y por tanto el índice de vacíos asociado al estado último o crítico será menor; es decir, la rotura de partículas cambia el estado crítico del suelo (Wood y Maeda, 2007). Bandini y Coop (2011) realizaron

ensayos triaxiales y concluyeron que la curva de estado crítico es modificada por la rotura, pero esta última debe ser significativa para que ocurra.

A continuación se presentan los diferentes factores que afectan la rotura de partículas, y de qué manera.

2.2.1 Estado de esfuerzos

Se ha demostrado que en compresión triaxial, el mayor confinamiento implica una mayor rotura del material (Lee y Seed, 1967; Lee y Farhoomand 1967; Uhle, 1986; Marsal, 1980) El aumento de la rotura es más acelerado a bajas presiones (Marachi et al., 1969) y no debería ser considerable por sobre los 1000 [psi] o 70 [kg/cm²] (Marsal, 1973) cuyo efecto está expuesto en la Figura 2. 5. La rotura está cuantificada por el “Factor de rotura de partículas” un índice definido por Marsal (1965) que suma la diferencia positiva del aumento de peso en cada malla pre y post ensayo.

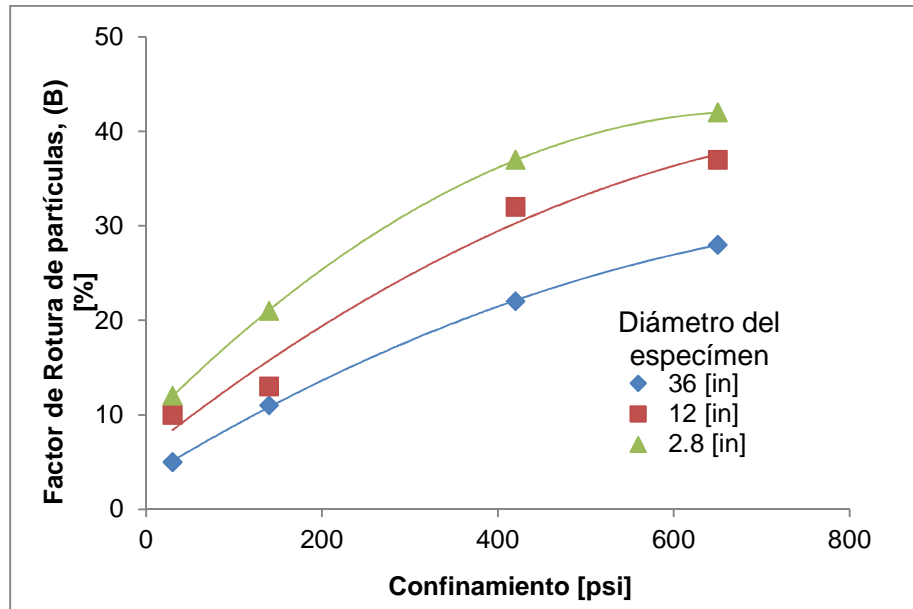


Figura 2. 5: Aumento del factor de rotura en función del confinamiento, para diferentes tamaños de probeta (Marachi et al., 1969). 1 [psi] = 0.07 [kg/cm²]

El estudio de Vesic y Clough (1968) mostró que a bajas presiones casi no existe rotura de partículas en compresión triaxial. Al aumentar el esfuerzo confinante la dilatación disminuye mientras que la rotura aumenta y finalmente se llega a un nivel de esfuerzo normal denominado “Esfuerzo de rotura”, donde no puede existir más dilatación del material y el único modo de deformación por medio de la rotura de partículas o el simple deslizamiento entre ellas. En este punto la curvatura de la envolvente de falla y el efecto del índice de vacíos inicial desaparecen.

Con respecto al tipo de esfuerzos, la rotura de partículas es mucho mayor cuando el suelo se somete a corte que a compresión (Vesic y Clough, 1968;

Lee y Seed, 1966; Lee y Farhoomand, 1967; Marachi et al., 1969) aumentando aún más con la carga axial (Marsal, 1980; Lee y Farhoomand, 1967). De hecho, en condiciones isotrópicas, la rotura de partículas es despreciable en la etapa de confinamiento. En ensayos de corte simple la rotura también aumenta con el esfuerzo máximo (Leleu y Valdes, 2007; D'espessailles, 2014). Esto se ejemplifica en la Figura 2. 6. Se observa que para un mismo esfuerzo principal la “rotura relativa” aumenta con la razón de esfuerzos K_c , en otras palabras con el corte.

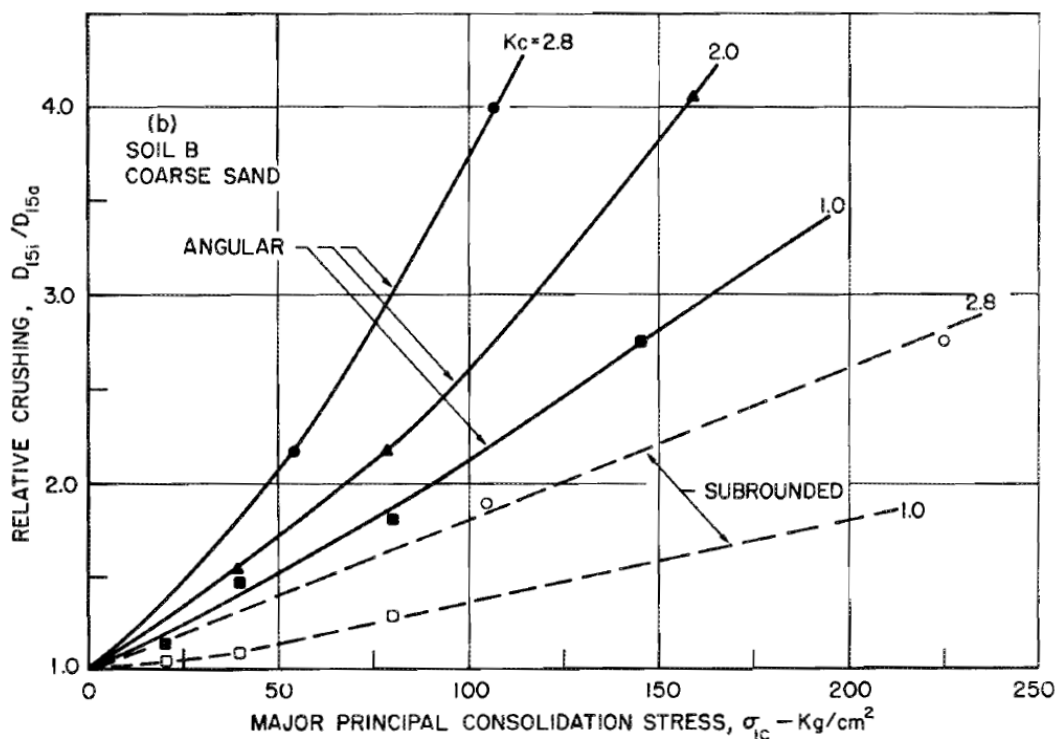


Figura 2. 6: Aumento de la rotura relativa en función del esfuerzo principal para diferentes razones de esfuerzos K_c (Lee y Farhoomand, 1967)

2.2.2 Tamaño y forma de partículas

Los suelos granulares son muy susceptibles a la rotura lo que implica que también sean más compresibles (Marsal, 1966; Lee y Farhoomand, 1967). A mayor tamaño de partículas mayor es la probabilidad de que ocurra la rotura de las mismas (Figura 2. 7) (Lee y Farhoomand, 1967; Marachi et al., 1969; Hardin, 1985; Frossard et al, 2013)

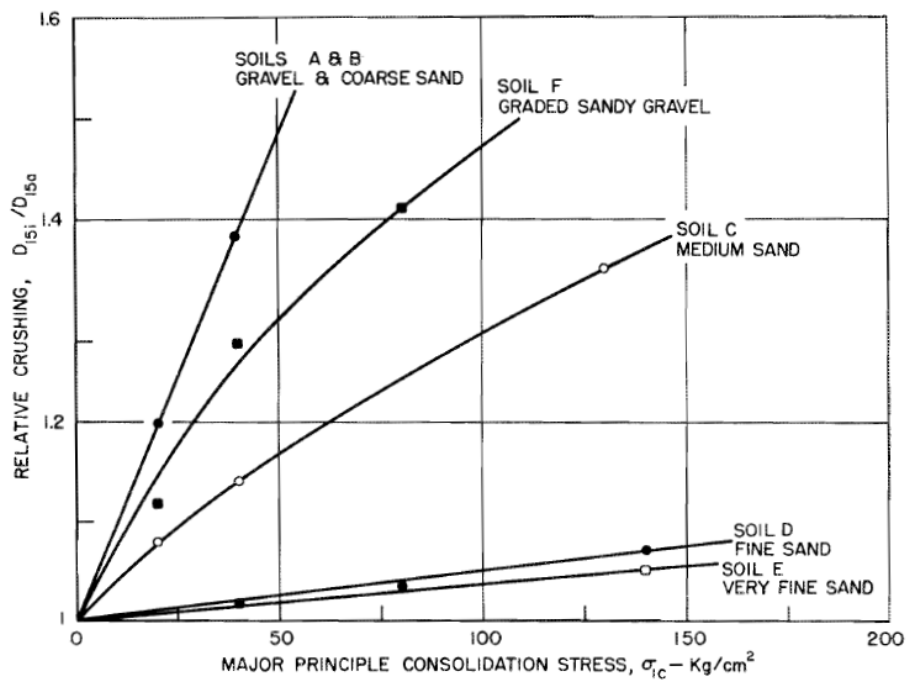


Figura 2. 7: Aumento de la rotura relativa en función del esfuerzo principal para diferentes tamaños medios de partícula (Lee y Farhoomand, 1967)

Marsal (1980) concluyó que el esfuerzo necesario para la rotura de la partícula depende del tamaño de esta.

Por otra parte se ha confirmado que la rotura es mayor en partículas angulares que en redondeadas, ver Figura 2. 8 (Lee y Seed, 1966; Lee y Farhoomand, 1967; Marachi et al., 1969; McDowell et al, 1996). El aumento en la rotura debido al confinamiento es mucho más importante en suelos angulares que en suelos redondeados, este efecto se debe a que los esfuerzos se concentran en los cantos de las partículas angulares, mientras que en las redondeadas se concentran en el centro (Lade et al, 1996)

Cabe destacar que no se ha encontrado relación entre el tamaño y la forma de las partículas (Das y Ashmawy, 2007)

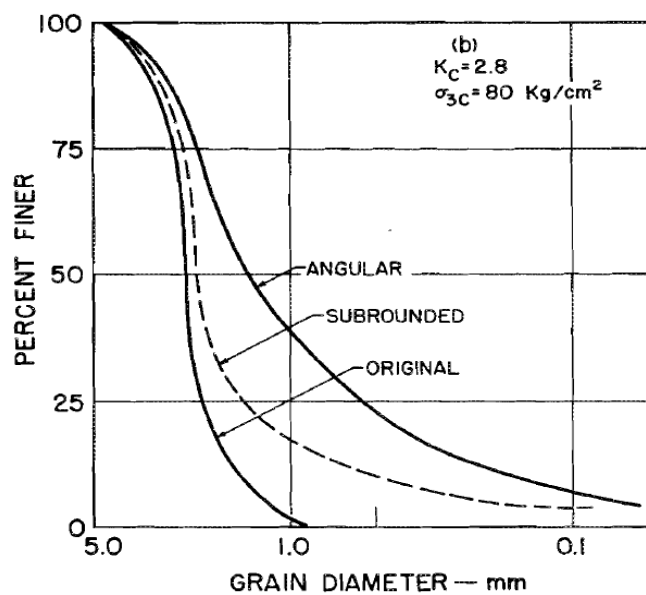


Figura 2. 8: Variación de la curva granulométrica post ensayo de dos materiales, angular y subredondeado, con la misma gradación original (Lee y Farhoomand, 1967)

2.2.3 Naturaleza de las partículas.

Cuando las partículas poseen fisuras se romperán a pequeños esfuerzos, el cual dependerá de las características de la roca, en especial su dureza; cuando las partículas están intactas será mucho más difícil que se fracturen (Marsal, 1980)

Leleu y Valdes (2007) estudiaron la influencia de la mineralogía en la resistencia de materiales granulares. Para esto realizaron ensayos de corte simple a probetas compuestas por un material débil (partículas calcáreas) y uno fuerte (arena de Ottawa de cuarzo) en diferentes proporciones, se realizaron granulometrías pre y post ensayo diferenciando por material. Los resultados mostraron que cuando el material débil era predominante (hasta el 70%) el fuerte tiene muy poca influencia, con lo cual la rotura es mucho mayor en el material calcáreo (Figura 2. 10). Cuando la proporción de material fuerte es predominante, la influencia del débil es notoria: a mayor proporción de material débil mayor es la rotura de la probeta y además menor es la resistencia del conjunto (Figura 2. 9), esto se debe a que hay mayores probabilidades de que las partículas blandas participen en la cadena de esfuerzos. Por último se comprobó que al aumentar los esfuerzos el material débil se acerca cada vez más a una distribución fractal y más rápido que el material fuerte (Figura 2. 11)

Como la mineralogía de las partículas está directamente relacionada con la dureza de estas, se deduce que aquellas con mayor resistencia sufrirán menor rotura; esto también fue constatado por Marsal (1966) y Marachi et al. (1969) mediante ensayos de compresión simple.

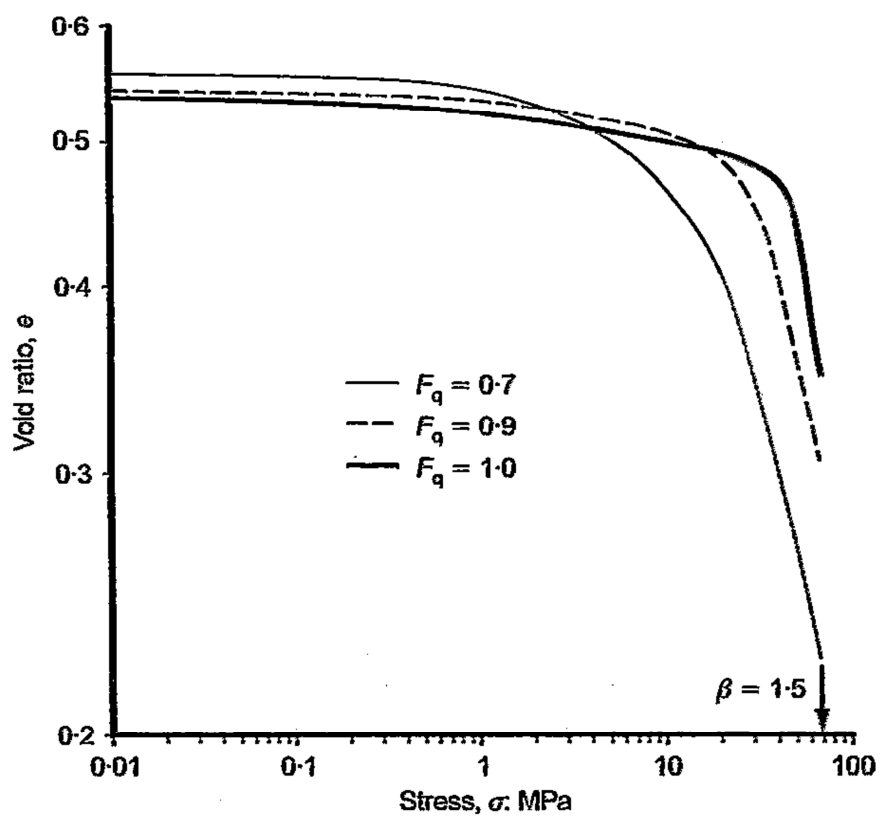


Figura 2. 9: Aumento de la resistencia para especímenes con mayor cantidad de material fuerte (cuarzo), F_q = proporción de material fuerte (Leleu y Valdes, 2007)

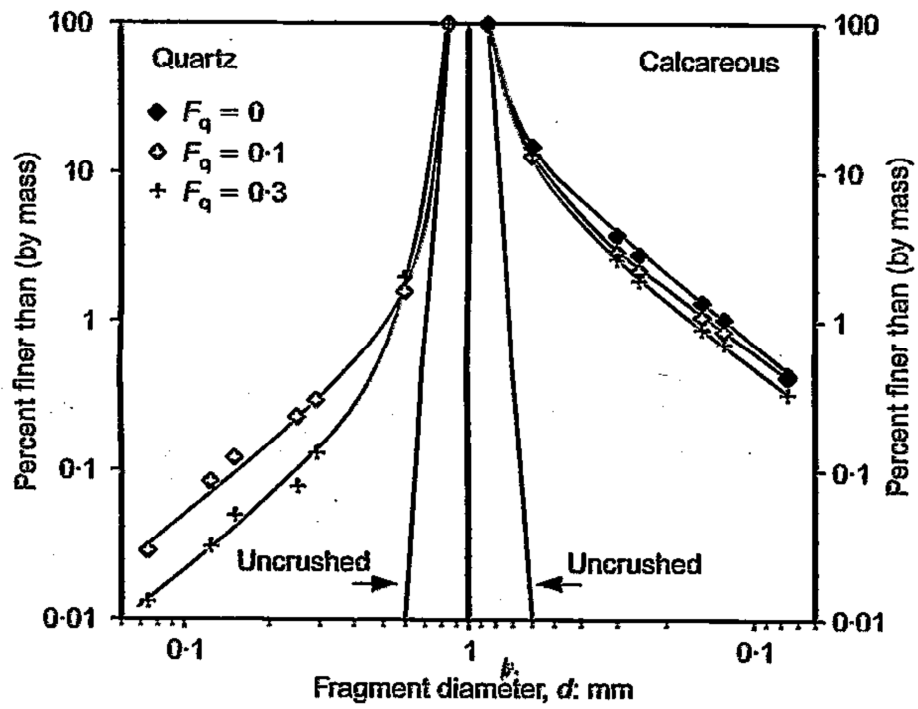


Figura 2. 10: Curvas granulométricas post ensayos para espécimen principalmente débil (calcáreo) separada por mineral, F_q =proporción de material fuerte (cuarzo) (Leleu y Valdes, 2007)

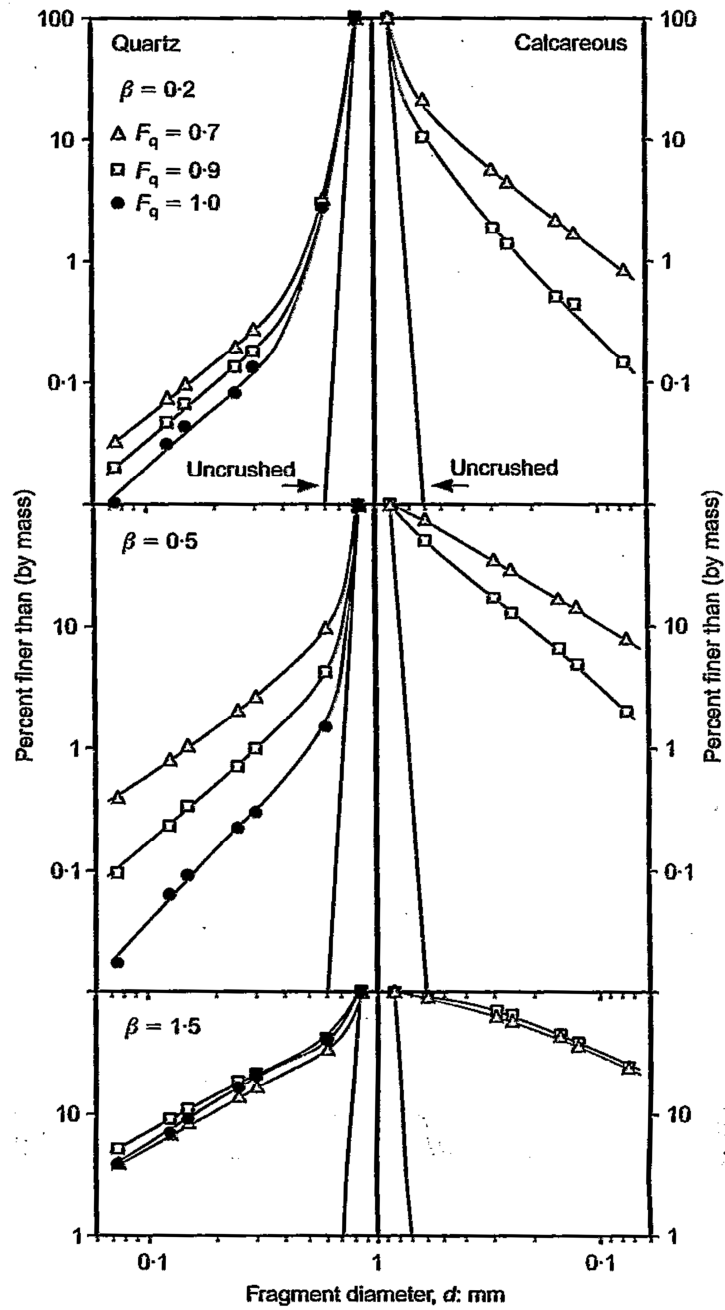


Figura 2. 11: Curvas granulométricas post ensayos para espécimen principalmente fuerte (cuarzo) separada por mineral, F_q = proporción de material fuerte, β =razón de esfuerzos (Leleu y Valdes, 2007)

2.2.4 Índice de vacíos

Este factor es uno de los más influyentes en la rotura de partículas. En un principio, cuando la muestra es suelta (alto índice de vacíos), hay una mayor rotura de partículas, tanto en compresión y corte (Lee y Farhoomand, 1967; Hardin, 1985;). Guimaraes et al. (2007) estudiaron una arena en estado denso y suelto someténdola a diversos estados de carga y observaron que la primera solo presentaba daño local mientras que la segunda sufrió rotura masiva, además de producir muchos más finos. Sin embargo, al aplicar cargas la condición suelta de la muestra se va perdiendo, la rotura de partículas genera finos que llenan los vacíos y el espécimen puede llegar a alcanzar un estado denso a cierto nivel de esfuerzos, y por lo tanto a grandes presiones el efecto de densidad queda anulado (Guimaraes et al., 2007). Sin embargo es importante destacar que D'espessailles (2014) realizó ensayos de corte simple en muestras a 0% y 100% de densidad relativa en un mismo material, y muchos de sus resultados mostraron una mayor rotura de partículas para el estado denso que para el suelto.

2.2.5 Distribución granulométrica

Suelos mejor graduados presentan menor rotura que aquellos uniformes (Marachi et al., 1969; Lee y Farhoomand, 1967; Marsal, 1980; Roberts y De Souza, 1958), ya que estos poseen mayor área específica y por tanto se

requiere más energía para la rotura (Marachi et al., 1969). En un suelo bien graduado el número de contactos es mayor que en un suelo uniforme, esto hace que los esfuerzos se distribuyan de mejor forma y por tanto la rotura es menor (Lee y Farhoomand, 1967). En un estudio realizado por Lobo-Guerrero y Vallejo (2005) se ensayó un material uniforme (azúcar) a compresión triaxial, en el cual al aumentar la carga axial las partículas sufrieron rotura produciendo menores tamaños y cambiando el material de uniforme a bien graduado.

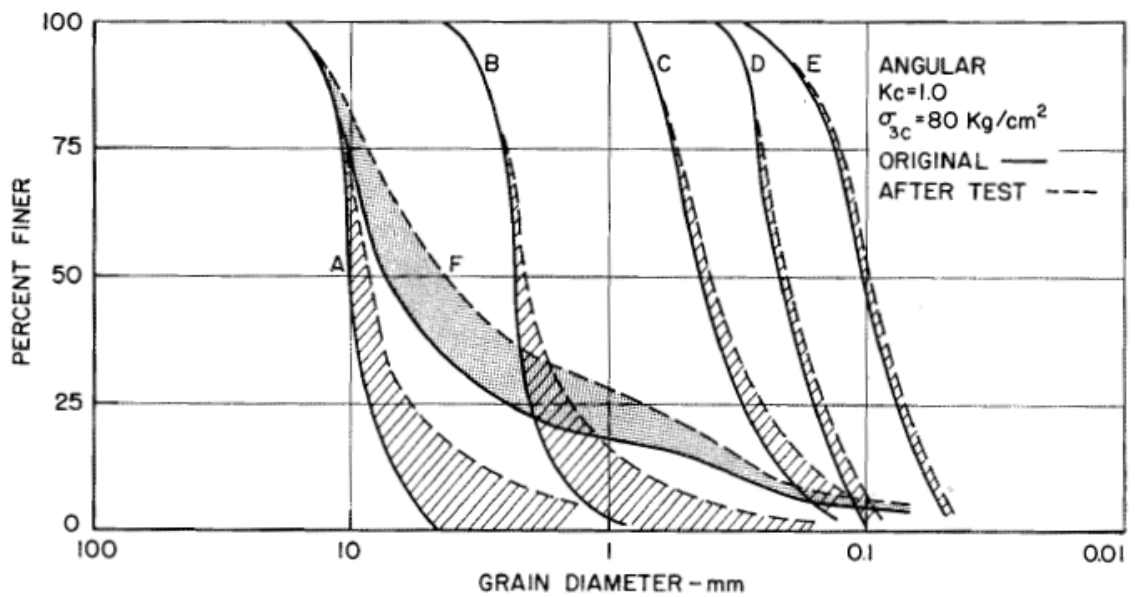


Figura 2. 12: Influencia de la granulometría inicial en la rotura de partículas (Lee y Farhoomand, 1967)

2.2.6 Estado de humedad

Cuando se añade agua a un suelo la rotura de partículas aumenta considerablemente (Marachi et al., 1969; Lee y Farhoomand, 1967) y junto con esto la compresibilidad.

Oldecop y Alonso (2001), estudiaron materiales de enrocado los cuales sufren gran deformación al agregar agua, debido justamente a la rotura de partículas. Debido a la acción corrosiva del agua se inicia la propagación de las fisuras originales del grano y la velocidad de propagación dependerá del estado de humedad de la muestra.

Leps (1970) confirmó que los materiales saturados son menos resistentes que los secos, lo cual se puede explicar por el fenómeno de rotura de partículas según el modelo recién descrito.

2.2.7 Cuantificadores de rotura de partículas

A través de los años varios autores han definido diferentes cuantificadores de rotura en función de las granulometrías iniciales y post ensayo (Leslie, 1963; Lee y Farhoomand, 1967; Marsal, 1965; Hyodo et al. (2002). Sin embargo uno de los más aceptado es la Rotura Relativa (B_r) de Hardin (1985) el cual se aplica a materiales granulares. La Rotura Relativa es la razón entre la rotura total (B_t) y el potencial de rotura (B_p) (ecuación 3). La primera es el área entre las curvas granulométricas pre y post ensayo (Figura 2. 13), y el segundo el

área entre la curva granulométrica inicial y el tamaño mínimo considerado por el autor 0,074 [mm] (Figura 2. 14). El B_r se destaca porque considera todo el espectro de la granulometría original y también los nuevos tamaños añadidos después de la rotura, al contrario de los otros medidores mencionados al inicio de este párrafo. Además, este cuantificador se destaca por sobre el parámetro B_g de Marsal porque considera el tamaño de partículas en vez del porcentaje de material pasante y por lo cual es aproximadamente independiente de la granulometría de la muestra (Hardin 1985)

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad \text{Ec. (3)}$$

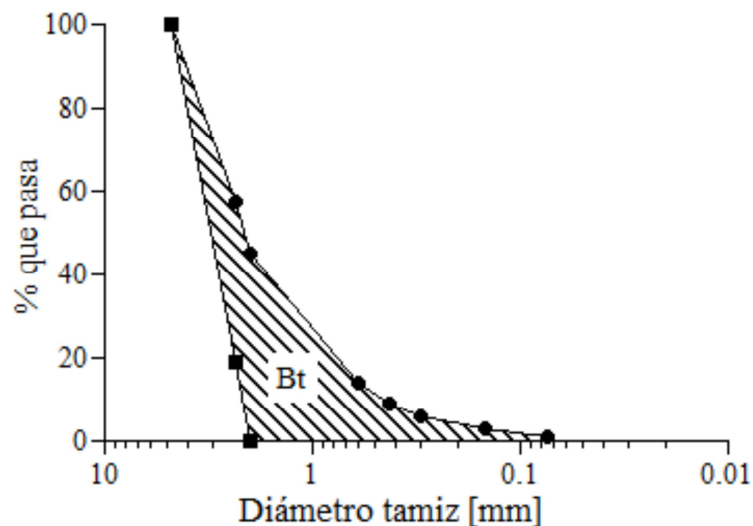


Figura 2. 13: Rotura total, Hardin (1985)

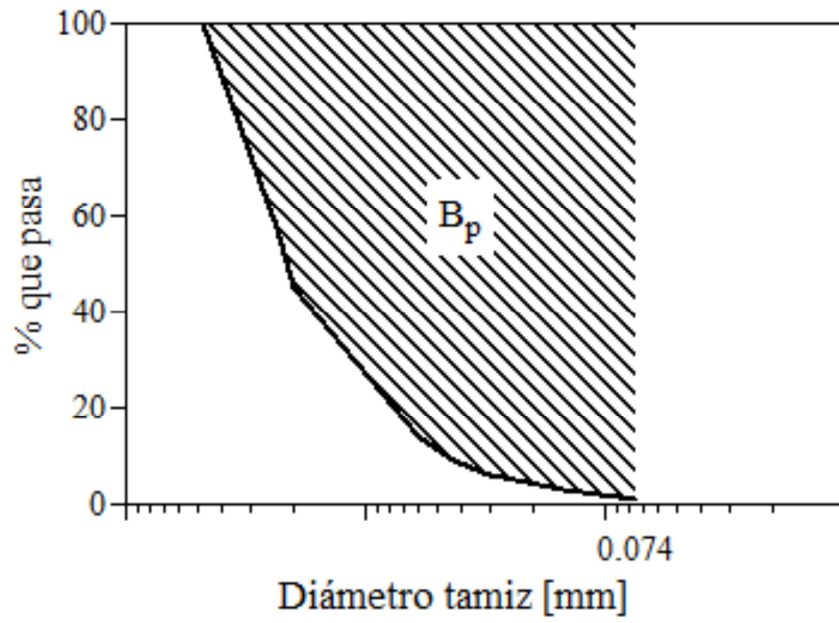


Figura 2. 14: Potencial de rotura, Hardin (1985)

3. MATERIALES ESTUDIADOS

Chuquicamata es una de las 3 minas a rajo abierto pertenecientes a la División Norte de Codelco, la cual está ubicada a 1650 km de Santiago en la Región de Antofagasta. La exploración geológica del sector ha mostrado la presencia de recursos a profundidades los cuales sólo el método de block caving (hundimiento masivo) sería exitoso desde un punto de vista económico. Además, los minerales se encuentran emplazados en rocas de mediana competencia (Codelco, 2009).

Geológicamente el yacimiento se caracteriza por una falla regional llamada "Falla Oeste"; hacia el oeste de esta se encuentran rocas más y menos competentes intercaladas, mientras que hacia el este la competencia es más uniforme (Codelco, 2009). En el proyecto existen 3 unidades principales: cuarzo igual sercita (QIS), pórfido este sercítico (PES) y cuarzo menor sercita (QLS) en menor grado. Sin embargo, en los niveles de producción actuales del proyecto el material QIS se encuentra en muy baja cantidad, es por esto que se ha decidido estudiar el material PES y en reemplazarlo de QIS un material de marina: pórfido este potásico (PEK) (Figura 3. 1). Los materiales son extraídos del sector este de la falla; ambos provienen de rocas tipo félsico, ricas en silicio, oxígeno, sodio y potasio, y por tanto presentan una mineralogía similar.

Para la caracterización geotécnica de los materiales se realizaron ensayos de densidad mínima y máxima y de gravedad específica, además de resistencia a la compresión simple de las partículas. En el capítulo 4 se describen los diferentes ensayos.

Tanto las unidades PES y PEK se encontraban en varios sectores del proyecto PMCHS, para cada uno de estos sectores se obtuvo una curva granulométrica del material y finalmente una granulometría promedio para el material PES y otra para el material PEK. La curva granulométrica de cada sector se definió a partir del volumen y diámetro de las partículas, y del software BCF (Golder, 2015). En función de la granulometría inicial del yacimiento PES, se compuso una curva granulométrica mediante el método de curvas homotéticas para partículas menores a 4.75 cm (malla N°4) ya que este es el tamaño máximo recomendado en una probeta de 5x10 [cmxcm] (Figura 3. 1Figura 3. 2). Se escogió este método ya que es el que entrega mejores resultados, manteniendo los coeficientes C_c y C_u de la granulometría original, además de la dureza y forma de las partículas. Se debe tener en cuenta sin embargo que para materiales uniformes, como los estudiados en esta memoria, el ángulo de fricción se ve afectado por el tamaño máximo de partículas lo que implica una sobreestimación del valor del primero (De la Hoz, 2007). El material se tamizó y se compusieron muestras acordes a la granulometría calculada para luego realizar los ensayos de caracterización, se utilizó la misma curva para ambos

materiales. Respecto al programa de ensayos (el cual es detallado en el capítulo 4), el primero corresponde a ensayos triaxiales en mezclas de material PES y PEK, mientras que el segundo programa está basado en mezclas de porcentajes de partículas fuertes (cuarzo y masa fundamental) y débiles (sericita y arcilla de alteración) del material PES.

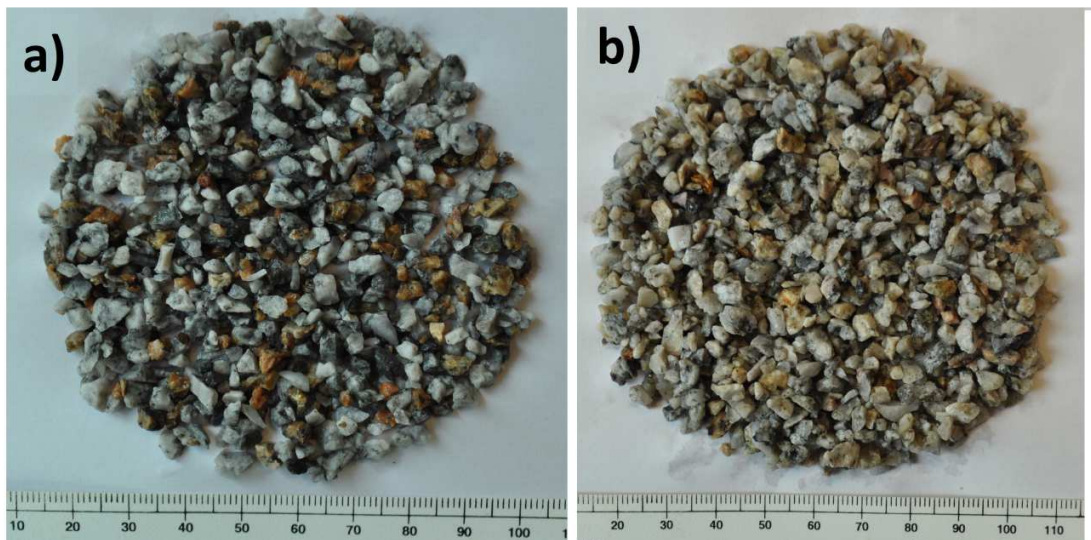


Figura 3. 1: a) material PES, b) material PEK, (D'espessailles, 2014)

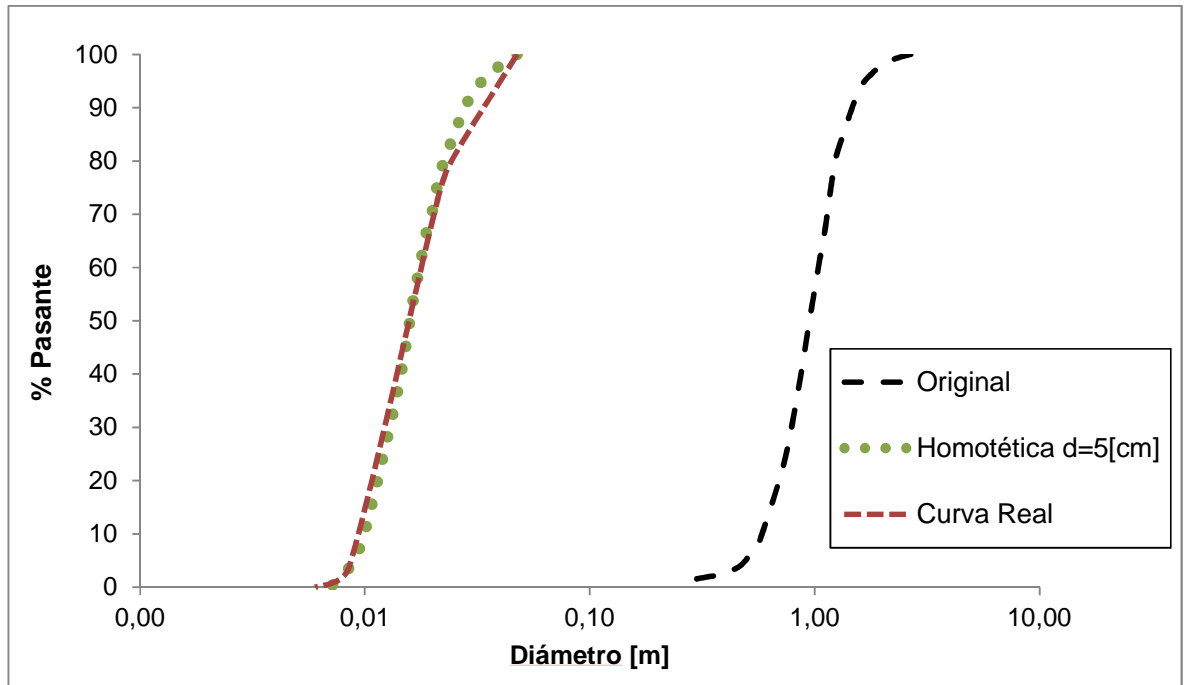


Figura 3. 2: Curvas Granulométricas

3.1 PÓRFIDO ESTE SERICÍTICO (PES)

Este material posee una densidad mínima y máxima de 1.42 y 1.81 [gr/cm³] respectivamente, y una gravedad específica de 2.66. Mediante inspección visual se identificaron cuatro unidades litológicas principales dentro del material: cuarzo (de origen secundario, 40%), sericita (20%), arcilla como material de alteración (15%) y masa fundamental (25%), esta última presente en dos variedades (denominadas MF1 y MF2), estas se muestran en la Figura 3. 3, también se observaron pequeñas cantidades de feldespatos, plagioclasa, calcopirita y bornita (menos del 5%).

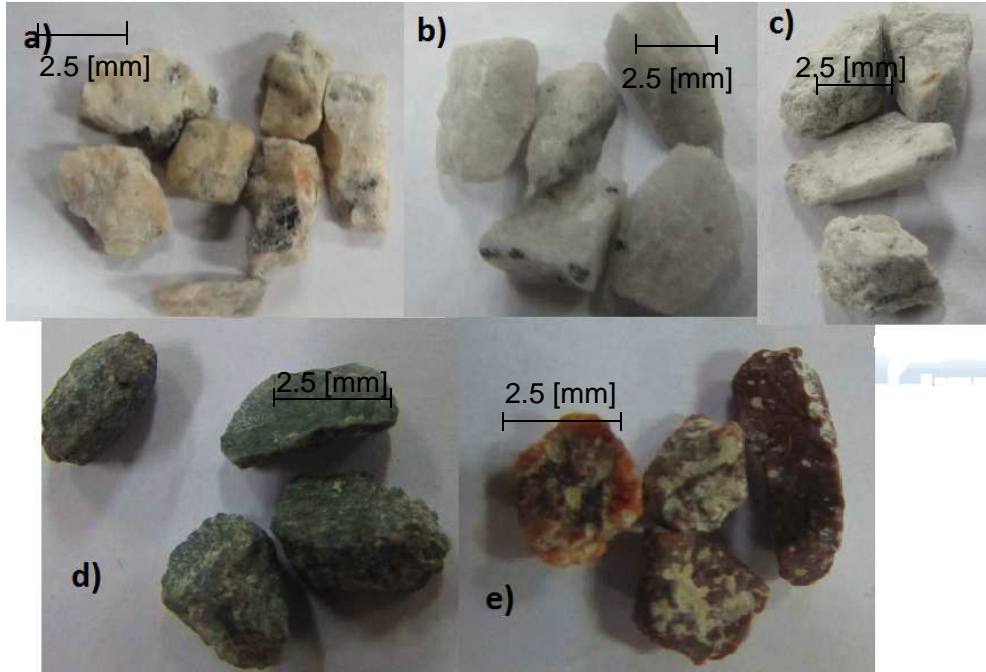


Figura 3. 3: Muestra litológica de partículas, a)arcilla de alteración, b)cuarzo, c)sericita, d)masa fundamental 1 (azul), e) masa fundamental 2 (roja)

Si bien las partículas no están compuestas únicamente por un mineral o unidad litológica, si existe una predominancia en cada una de ellas lo cual permite diferenciarlas visualmente. En función de esto se realizaron 30 ensayos (según la recomendación de McDowell, 2001) de compresión simple para cada unidad identificada (Figura 3. 4 y Tabla 3. 1)

Tabla 3. 1: Resistencia Individual Partículas Material PES

Resistencia/Unidad	MF1	MF2	Sericita	Cuarzo	Arcilla de Alteración
Promedio [kN]	0,23	0,28	0,14	0,25	0,13
Des. Estándar [kN]	0,11	0,13	0,10	0,20	0,08
Mediana [kN]	0,22	0,28	0,12	0,19	0,16

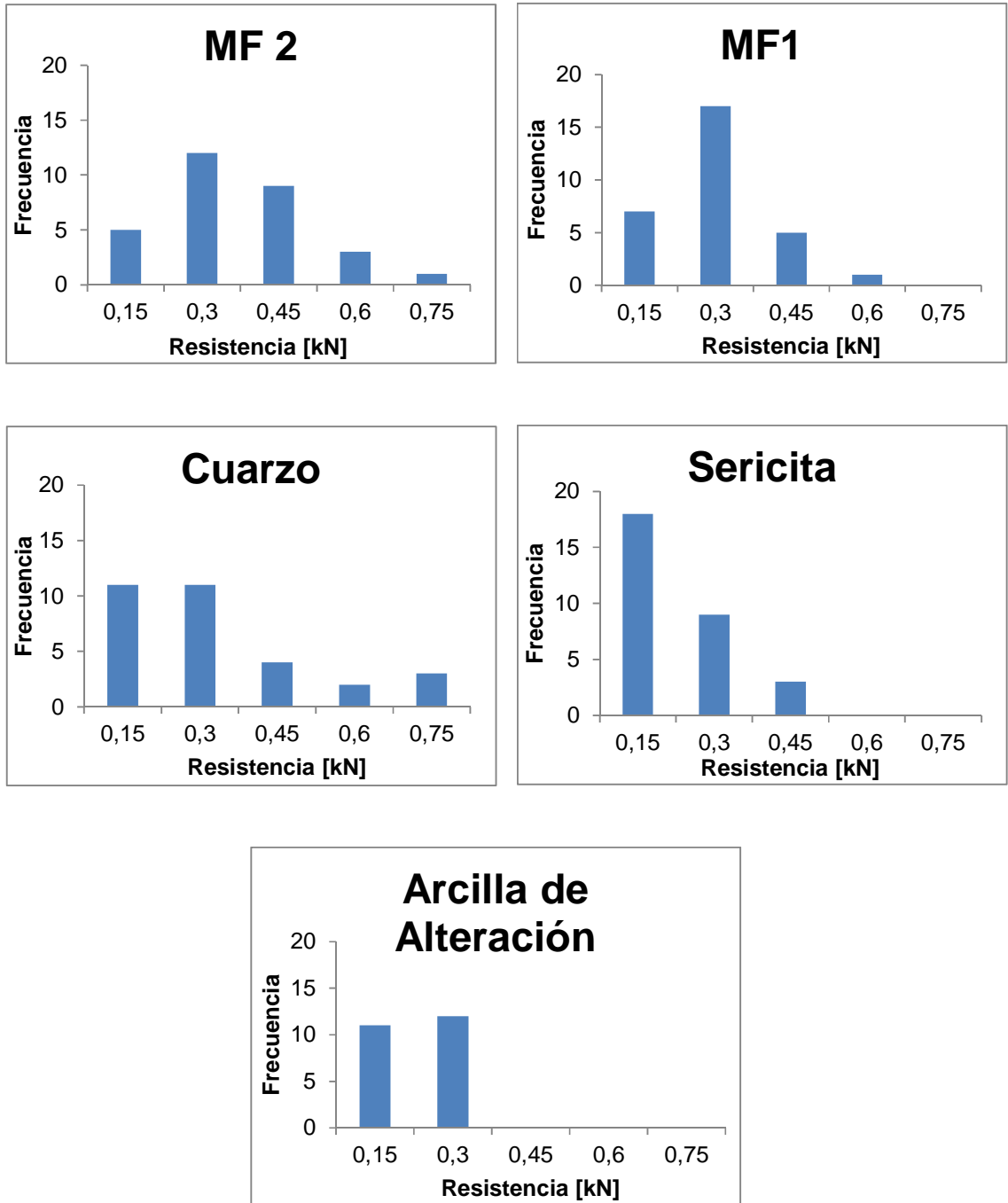


Figura 3. 4: Histograma de resistencia individual para cada muestra litológica del material PES

Además, respecto al segundo programa de ensayos (capítulo 4), parte de este material partículas se separaron entre débiles y fuertes. En el primer grupo se incluyen aquellas con sericita y arcilla de alteración como el principal mineral presente, mientras que en el segundo las compuestas mayoritariamente por cuarzo y masa fundamental (1 y 2). Las partículas se separaron manualmente con el propósito de componer probetas para el ensayo triaxial con cierta proporción de material fuerte y débil. Debido a que la separación fue manual desde el material integral, se escogió una granulometría para estos ensayos que no considerara partículas muy pequeñas y que permitiera recuperar una cantidad suficiente de material para ejecutar el programa de laboratorio. En base a lo anterior, el tamaño mínimo fue de 2.0 [mm] (malla N°10) y la curva granulométrica inicial para estos ensayos se presenta en la Figura 3.5.

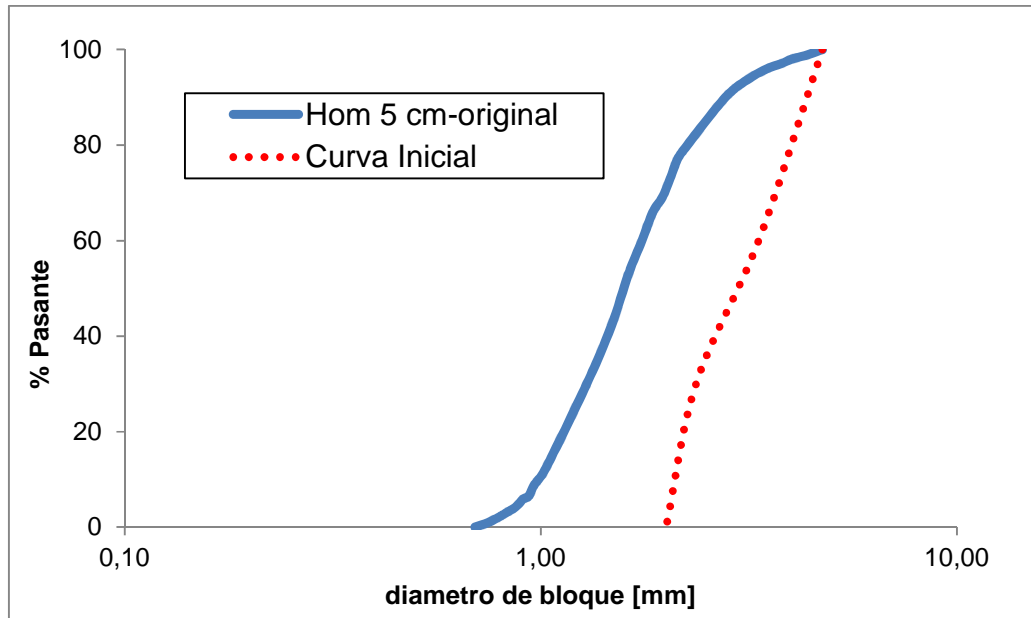


Figura 3. 5: Granulometría homotética de material PES y granulometría para set de ensayos débil-fuerte

3.2 PÓRFIDO ESTE POTÁSICO (PEK)

De los ensayos se obtiene que este material posee una densidad mínima de 1.42 [gr/cm²] y una densidad máxima de 1.70 [kg/cm²]. La gravedad específica es de 2.64. Si bien el material PEK es bastante similar al PES ya que se componen prácticamente de la misma mineralogía, se destacan dos diferencias fundamentales: el material PEK posee muy poco cuarzo (5%), en comparación con el material PES, y la cantidad de arcilla de alteración del primero es mucho mayor que el del segundo (30%); también posee masa fundamental (25%) y una cantidad predominante de sericita (40%). Se realizó el mismo

procedimiento para la resistencia individual de las partículas que en el material PES, pero debido a la poca cantidad de cuarzo este no se ensayó.

Tabla 3. 2: Resistencia individual de partículas, material PEK

Resistencia/Unidad	MF1	Sericita	MF2	Arcilla de Alteración
Promedio [kN]	0,25	0,17	0,32	0,21
Des. Estándar [kN]	0,18	0,12	0,21	0,09
Mediana [kN]	0,24	0,15	0,27	0,19

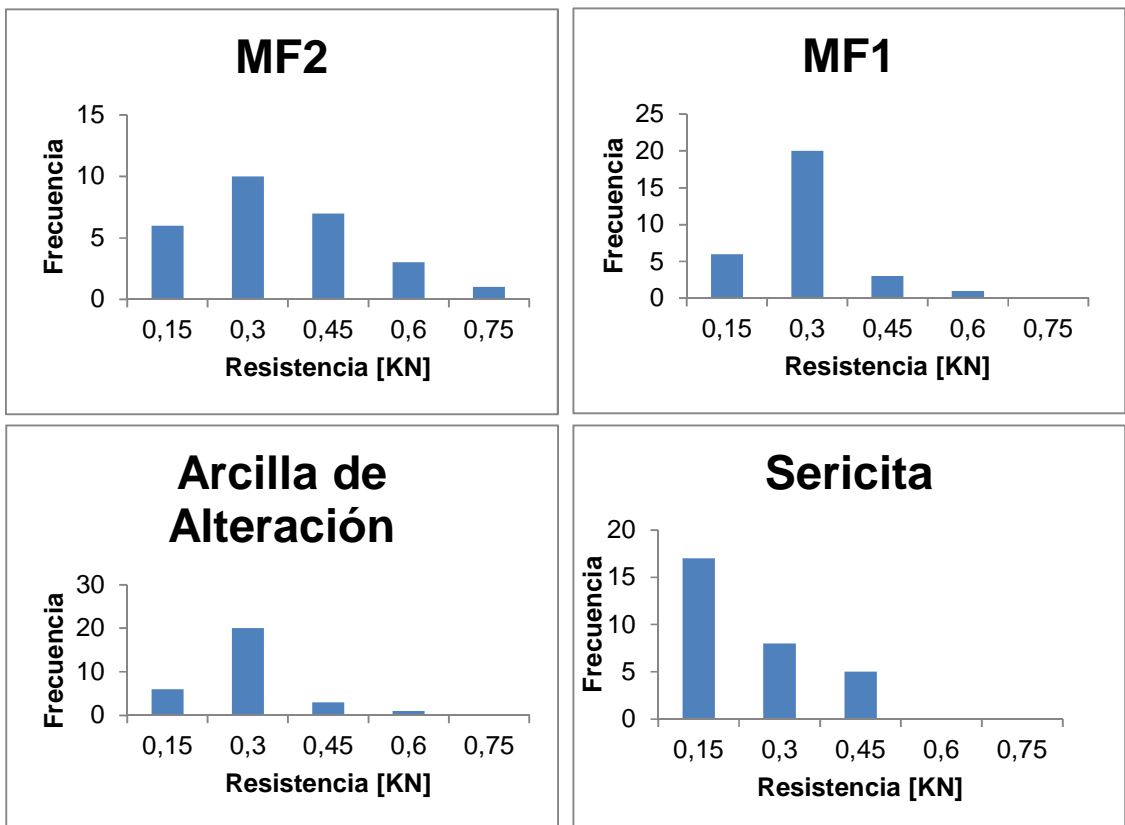


Figura 3. 6: Histograma de resistencia individual para cada muestra litológica del material PEK

4. ENSAYOS Y EQUIPOS

Como se ha mencionado anteriormente en esta memoria, los ensayos triaxiales constituyen una interesante herramienta para estudiar la rotura de partículas. Se utilizaron dos tipos: convencional y de altas presiones. Los ensayos se separaron en dos sets, el primero con composiciones PES-PEK, el segundo con composición de material débil-fuerte según lo descrito en la sección de materiales estudiados.

Además, como parte de la caracterización, se realizaron ensayos de compresión simple en los dos materiales con un aparato de compresión simple para partículas pequeñas de diámetro entre 4.75 y 2.36 [mm]. A continuación se presenta el programa de ensayos, además de la descripción de los aparatos y la metodología utilizada.

4.1 ENSAYO TRIAXIAL CONVENCIONAL

La mayor parte de la batería de ensayos programada para esta tesis se realizó en probetas de 5x10 [cm] a presiones de 1,3 y 6 [kg/cm²], para esto se utilizó el equipo triaxial perteneciente al Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados (MECESUP) de la Universidad de Chile. Este equipo consta principalmente de dos componentes: una prensa de carga modelo Humboldt HM-3000, que incluye un sensor de desplazamiento tipo LVDT y una celda de carga, y un panel de control ELE tipo Tri-Flex 2 (www.humboldtmg.com). Además se utilizaron celdas triaxiales también pertenecientes al laboratorio.



Figura 4. 1: Prensa de carga modelo Humboldt HM-3000

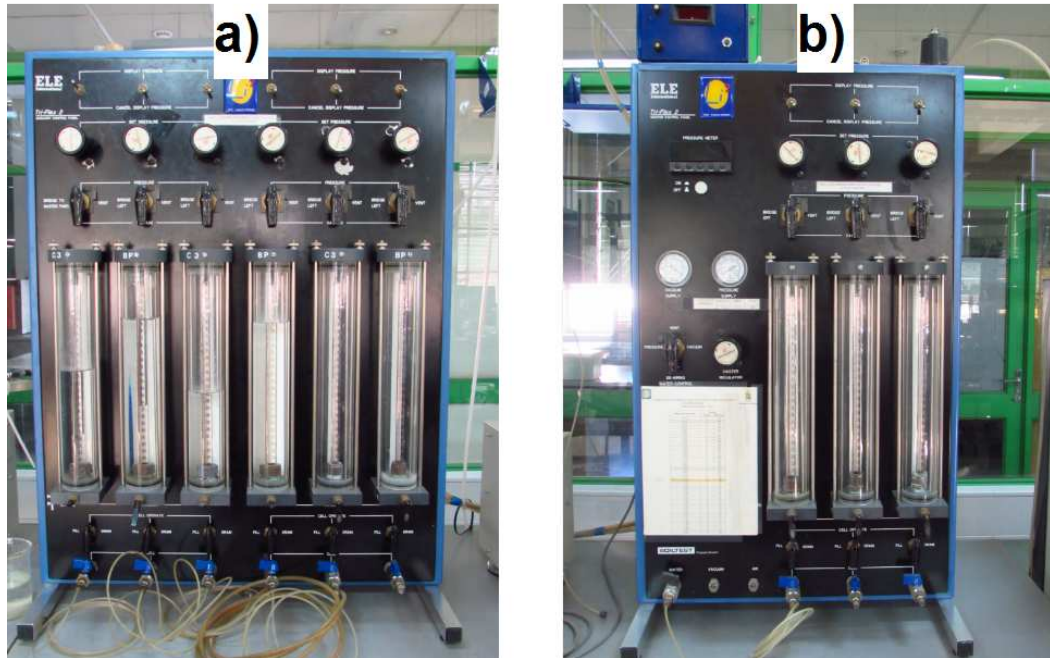


Figura 4. 2: Paneles ELE para control de presión y deformaciones

4.1.1 Descripción del aparato

En cuanto a la prensa de carga, esta puede aplicar una carga máxima de 5 [tonf] y su velocidad alcanza los 75 [mm/min]; posee 4 entradas de transductores análogos que permiten conectar diversos equipos y así medir desplazamiento, carga, presión y cambio volumétrico. Por otra parte, la celda de carga posee una capacidad máxima de 8.8 [kN] y el sensor LVDT una precisión de 0.005 [mm]. El panel de control tiene la principal función de controlar la presión de confinamiento y contrapresión, las cuales pueden llegar a 7 [kg/cm²].

Además de esto posee 3 buretas que permiten medir el cambio volumétrico de la probeta (De la Hoz, 2007).

4.1.2 Metodología de Ensayo

- *Preparación Material:* Tanto el material PES como el PEK fueron tamizados bajo la malla 1" para confeccionar las muestras según la granulometría necesaria (Figura 3. 2). Se utilizaron las mallas ¾", ½", 3/8", N°4, N°10, N20 y N°30. En función de la densidad relativa del ensayo se cuantifico el peso de cada probeta, para esto se consideró la relación PES-PEK y la densidad seca de ambos materiales. Para los ensayos del segundo set se consideró que el material débil y el fuerte poseían las mismas propiedades que el material PES. Debe mencionarse que si bien la densidad de confección era de un 0% teóricamente, esta fue imposible de alcanzar. Se asume sin embargo que todas las probetas quedaron en estado suelto.
- *Confección Probeta:* Sobre la base de la celda triaxial se instaló una membrana asegurada con 2 o-rings, y superpuesto a esta se colocó un molde de cobre. El molde debió ser sellado con huincha aislante debido a la baja densidad de confección (DR=0%) y además conectado a una máquina de vacío, de esta forma se logró que la membrana quedase completamente adherida al molde permitiendo la correcta preparación y

estabilidad de la probeta (Figura 4.3, a). Se colocó un geotextil en la base y luego se introdujo el material previamente preparado en 5 capas. Por último se coloca un segundo geotextil sobre el material, luego el cap superior de la celda el cual se cubre con la membrana y por último se asegura con otros 2 o-rings; se desconecta la máquina de vacío, se retira el molde y se limpian los restos de material que puedan haber quedado en la celda para finalmente cerrarla y sellarla (Figura 4.3, b). En las probetas con mezcla de material fuerte y débil se utilizaron dos membranas para evitar el punzonamiento.

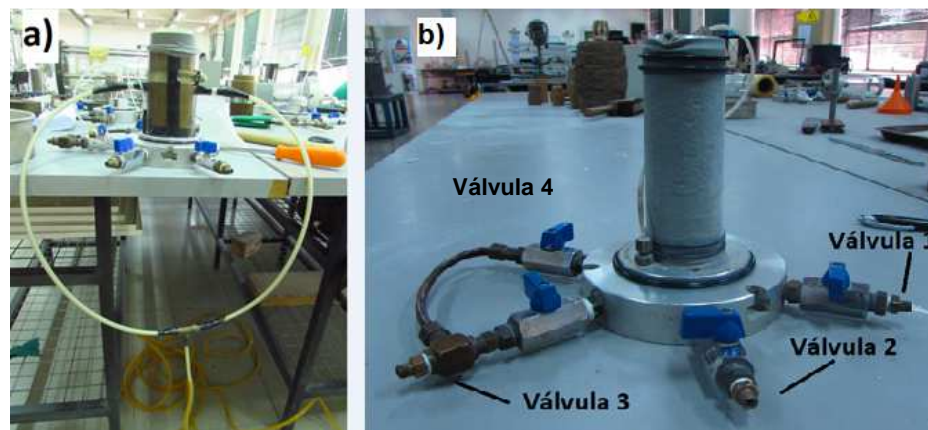


Figura 4. 3: a) Confección de probeta conectada a máquina de vacío, b) Probeta armada y sellada al vacío, con numeración de válvulas



Figura 4. 4: Probeta sellada al vacío en cámara triaxial, durante paso de CO₂

- *Aplicación CO₂*: La celda se llena de agua mediante su válvula exterior (2) aplicando una pequeña presión, luego se conecta a el tanque de CO₂ y se abren las llaves interiores (1 y 4) para que el gas pase a través de la probeta, esto se hace por aproximadamente 30 min.(Figura 4.4)
- *Saturación*: Se conecta la celda con el panel ELE que a su vez está acoplado con un tanque de agua destilada y desaireada, se aplica una pequeña presión de cámara de 0,16 [kg/cm²] mediante la bureta “C3” y se deja pasar el agua hasta que se reúnen 200 [ml] mediante la bureta “BP” y la opción “vent” del panel. Por último se instala la celda en la prensa y se conecta el canal “BP” con las válvulas (3) y (4) para la aplicación de la contrapresión y la válvula (1) con el canal para Presión

de Poros, que en este caso no será ocupado ya que los ensayos son drenados.

- *Presión de Cámara y Back Pressure:* Se aplica una presión y contrapresión “base” de 2.1 y 2 [kg/cm²] respectivamente, esto se hace de forma graduada e intercalada, aumentando en 0.5 [kg/cm²] en cada ciclo, se registran estos valores además de la presión de poros en ese estado. Sobre esto se aplica la presión de cámara deseada, por ejemplo: si se requiere una presión de cámara de 3 [kg/cm²] la presión “C3” se debe aplicar hasta llegar a los 5 [kg/cm²], también se toma registro de esta presión y de la variación en la presión de poros. A partir de la siguiente ecuación se obtiene el parámetro “B”, si es mayor al 95% se considera que la probeta está bien saturada

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_3} * 100\% \quad \text{Ec. (4)}$$

- *Consolidación:* Se regula la bureta “BP” en un valor bajo para poder medir el cambio volumétrico, luego se abre este canal y las válvulas (3) y (4) para comenzar la consolidación; con un cronómetro se toma nota del cambio de volumen hasta llegar a un estado estable. Debido a la composición de la probeta y el material ensayado la consolidación era

bastante rápida y se media entre 6 y 9 minutos para bajas presiones, para confinamientos de $6[\text{kg}/\text{cm}^2]$ el tiempo de consolidación aumentaba entre 30 minutos y 1 hora

- *Aplicación de la carga:* Se ajusta la celda hasta que haga contacto con el pistón, se regula la bureta de contrapresión y el sensor de desplazamiento hasta que marque cero. Se comienza el desplazamiento con la acción “up” de la prensa, se utilizó una velocidad normada de $0.13 [\text{mm}/\text{min}]$. El ensayo se considera finalizado cuando la deformación de la probeta alcanza el 20%, se detiene la prensa con la acción “stop”.
- *Medición Índice de Vacíos final:* Este proceso sólo se realizó en algunos ensayos. Primero se cierra el canal de back pressure y se ajusta nuevamente la bureta, se quita toda la contrapresión y se aumenta la presión de confinamiento en cierto grado para evitar la rotura de la membrana. Se aplican cargas cíclicas mediante la acción “up” para “estrujar” la probeta, este proceso continua hasta que la variación de volumen se detenga y se toma nota del nuevo valor en la bureta. Se cierran los demás canales y se desmonta la probeta, en este proceso se debe tener mucho cuidado de que no exista pérdida de material, y para esto se utiliza una espátula. Finalmente se pesa el material húmedo, se lleva al horno por aproximadamente 24 horas y se pesa el material seco.

El índice de vacíos se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación (considerando que no existe aire en la muestra):

$$e[\%] = \frac{V_{(W+A)}}{V_S} * 100\% = \frac{W_w/\delta_w + V_b}{W_s/\delta_s} * 100 \quad \text{Ec. (5)}$$

El valor del volumen del agua ($V_{(W+A)}$) debe considerar la diferencia de peso de la muestra pre y post secado (W_w), además de la variación de volumen obtenida después de la aplicación de la carga cíclica (V_b)

4.2 APARATO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES

La batería del segundo set de ensayos incluyó probetas triaxiales de pequeñas dimensiones pero a altas presiones de confinamiento. El aparato triaxial convencional solo soporta una presión de confinamiento máxima de 7 [kg/cm²], es por esto que se debió utilizar un aparato especial que alcanza altas presiones. El equipo a utilizar fue desarrollado por el ingeniero David Solans en su tesis de magister durante los años 2009-2010 y se encuentra en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile. Permite la realización de ensayos monótonos drenados, no drenados y cíclicos, para probetas de 5x10 y 10x20 [cm]. Además, tiene una capacidad máxima de confinamiento de 50 [kg/cm²] y carga axial máxima de 20 [ton] (Solans 2010).

4.2.1 Descripción del aparato

El equipo triaxial está compuesto principalmente por un marco de carga, sistemas de aplicación de carga axial, presión de cámara, contrapresión y cambio volumétrico, cámara triaxial, instrumentación y sistema de adquisición de datos.

El marco de carga está diseñado para soportar un máximo de 40 [ton] y está compuesto por dos planchas rígidas conectadas por 4 barras de acero. La aplicación de la carga axial se logra mediante un sistema de cadenas y engranajes que convierten el movimiento angular en carga axial, la cual es

transmitida al pistón de carga. La contrapresión es aplicada mediante un compresor de aire y alcanza los 7 [kg/cm²], además una bureta permite medir el cambio volumétrico. Para la presión de confinamiento se utiliza una bomba de agua con 3 pistones y es estabilizada con un cilindro amortiguador.

El sistema de adquisición de datos permite el registro de los mismos mediante transductores, acondicionador de señal y tarjeta de conversión análoga digital. Los transductores son cuatro: de desplazamiento (LVDT), de presión, celda de carga y de presión diferencial.

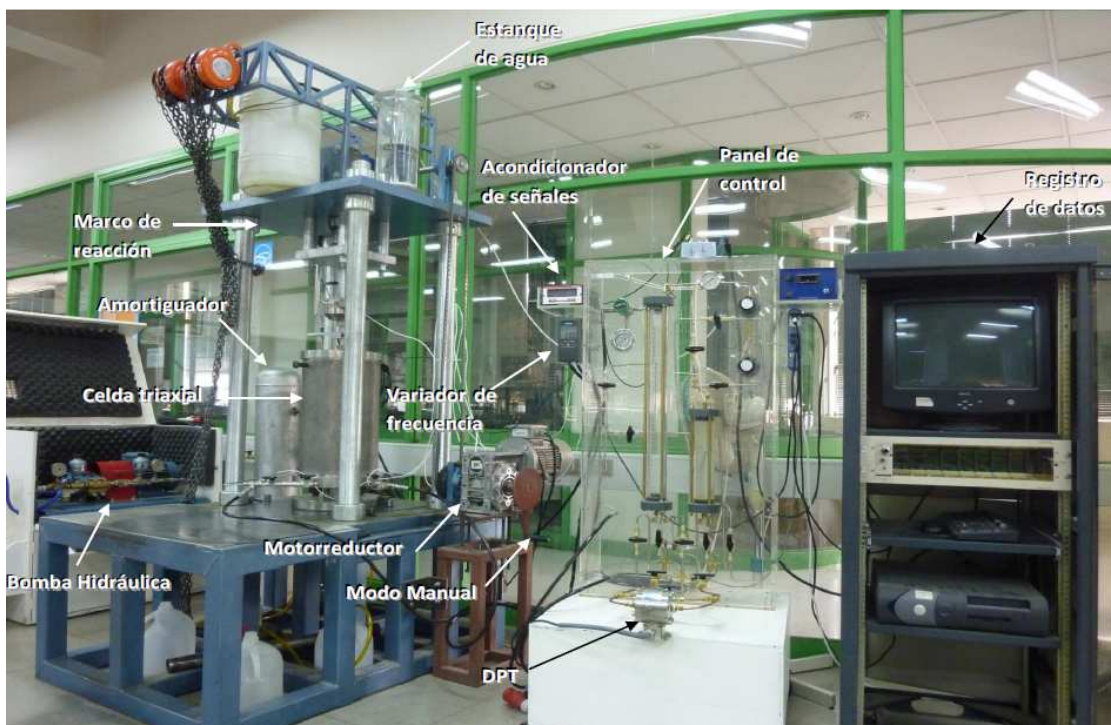


Figura 4. 5: Componentes del equipo triaxial de altas presiones (Maureira, 2012)

4.2.2 Metodología de ensayo

La confección y preparación de la probeta es análoga a lo descrito para el ensayo triaxial convencional pero con algunas diferencias esenciales, la principal siendo el recubrimiento de la probeta. Como se trabaja con un material muy anguloso, uniforme y sin finos la membrana es muy susceptible a sufrir punzonamiento, por esto sobre la primera membrana se colocó un envoltorio de saco en forma de falda (Figura 4.6), para evitar agregar rigidez a la probeta, sobre este se colocó una segunda membrana, luego un segundo envoltorio similar al anterior pero esta vez de papel y finalmente una última membrana. Si bien a altas presiones la primera membrana se rompió en varios puntos para todos los ensayos, la segunda y tercera resistieron evitando la filtración de agua de la cámara triaxial hacia la probeta. Otra diferencia importante es la consolidación de la probeta que en este caso se realizó aplicando poco a poco la presión de confinamiento, de otra manera las membranas se rompen. El confinamiento se fue aumentando cada 1 [kg/cm²] con el drenaje cerrado, después se abría el drenaje para dejar que consolidara y finalmente se volvía a cerrar; el proceso se repite hasta alcanzar el confinamiento deseado (en este caso 20 [kg/cm²]). Por otra parte, también se debía realizar una corrección del vástago para que la membrana no se extendiera durante este proceso (esto según calibraciones previamente hechas) ya que la línea de aire del laboratorio

solo llega hasta los 7[kg/cm²]. Pasado este punto se debía cambiar a la bomba de aire para seguir aplicando la presión de confinamiento.



Figura 4. 6: Confección de probeta de altas presiones con falda de saco para evitar punzonamiento

4.3 ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE A PARTÍCULAS

Se utilizó un aparato de compresión simple, cuyo equipo corresponde al modelo U-560 de la marca SOILTEST y pertenece al laboratorio de Sólidos, Medios Particulados y Estructuras (MECESUP); está compuesto por una base de aluminio y un travesaño de aluminio fundido unidos por dos columnas, dos placas planas (superior e inferior) de 76 [mm] de diámetro y un anillo de carga de acero cromado. La presión se aplica mediante una manivela de dos piezas de aluminio y alcanza las 1.5 [lbs]. Debido al pequeño tamaño de las partículas fue necesario utilizar una base extra como se muestra en la Figura 4.7

Según los resultados encontrados por D'espessailles (2014) el material PES presenta una fracción de partículas más débiles, aproximadamente el 25% del total. En función de esto primero se identificaron y separaron las diferentes partículas tanto del material PES como PEK según su mineralogía lo cual se detalló en el capítulo 3. Para cada tipo se tomaron 30 partículas al azar y se sometieron al ensayo de compresión simple hasta romperlas.



Figura 4. 7: Aparato de compresión simple

4.4 SET DE ENSAYOS TRIAXIALES

Los ensayos triaxiales se realizaron a dos rangos de presiones: bajas (1-10 [kg/cm²]) y altas (10-100 [kg/cm²])

Tabla 4. 1: Primera etapa ensayos triaxiales

Ensayo	Equipo	Probeta [cm x cm]	Confinamiento [kg/cm ²]	DR [%]	Relación PES [%]-PEK[%]
1	Convencional	5x10	1	0	0-100
2	Convencional	5x10	3	0	0-100
3	Convencional	5x10	6	0	0-100
4	Convencional	5x10	1	0	25-75
5	Convencional	5x10	3	0	25-75
6	Convencional	5x10	6	0	25-75
7	Convencional	5x10	1	0	50-50
8	Convencional	5x10	3	0	50-50
9	Convencional	5x10	6	0	50-50
10	Convencional	5x10	1	0	75-25
11	Convencional	5x10	3	0	75-25
12	Convencional	5x10	6	0	75-25
13	Convencional	5x10	1	0	100-0
14	Convencional	5x10	3	0	100-0
15	Convencional	5x10	6	0	100-0
16*	Convencional	5x10	6	0	50-50
17*	Convencional	5x10	6	0	50-50

Tabla 4. 2: Segunda etapa ensayos triaxiales

Ensayo	Equipo	Probeta [cm x cm]	Confinamiento [kg/cm ²]	DR [%]	Relación Débil [%]-Fuerte[%]
18	Convencional	5x10	1	0	0-100
19	Convencional	5x10	1	0	25-75
20	Convencional	5x10	1	0	50-50
21	Convencional	5x10	1	0	75-25
22	Convencional	5x10	1	0	100-0
23	Convencional	5x10	6	0	0-100
24	Convencional	5x10	6	0	25-75
25	Convencional	5x10	6	0	50-50
26	Convencional	5x10	6	0	75-25
27	Convencional	5x10	6	0	100-0
28	Altas Presiones	5x10	20	0	0-100
29	Altas Presiones	5x10	20	0	25-75
30	Altas Presiones	5x10	20	0	50-50
31	Altas Presiones	5x10	20	0	75-25
32	Altas Presiones	5x10	20	0	100-0

Las probetas 1 a la 15 se realizaron en función de la granulometría original del yacimiento del material PES, que se muestra en la Figura 3.1 del capítulo anterior.

Los ensayos 16 y 17 se realizaron a escala convencional (5x10) pero con diferente granulometría. El escalamiento se realiza a partir de un factor de tamaño en función del tamaño máximo de la curva original, los cuales son diferentes para ambos materiales. Para el ensayo 16 ($d_{50}=1.5$ [mm]) cada material fue escalado en función de su respectiva curva original, mientras que en el ensayo 17 ($d_{50}=1.2$ [mm]) ambos materiales se escalaron según la curva

original del material PEK. Con esto se pretende determinar en qué medida influyen los diferentes tamaños máximos de cada material, tomando en cuenta que ambos tienen un factor d_{50} similar. En la Figura 4.8 se muestran las curvas homotéticas obtenidas para cada caso, la curva aproximada o inicial que fue la utilizada al momento de confeccionar la probeta y la curva que finalmente se obtuvo con la composición 50-50.

En el segundo set de ensayos se estudió la mezcla de material fuerte y débil, que permite distinguir de mejor manera el efecto de la resistencia individual de las partículas en la resistencia global del material; además se ensayaron a 3 confinamiento, el mayor cayendo en el rango de altas presiones.

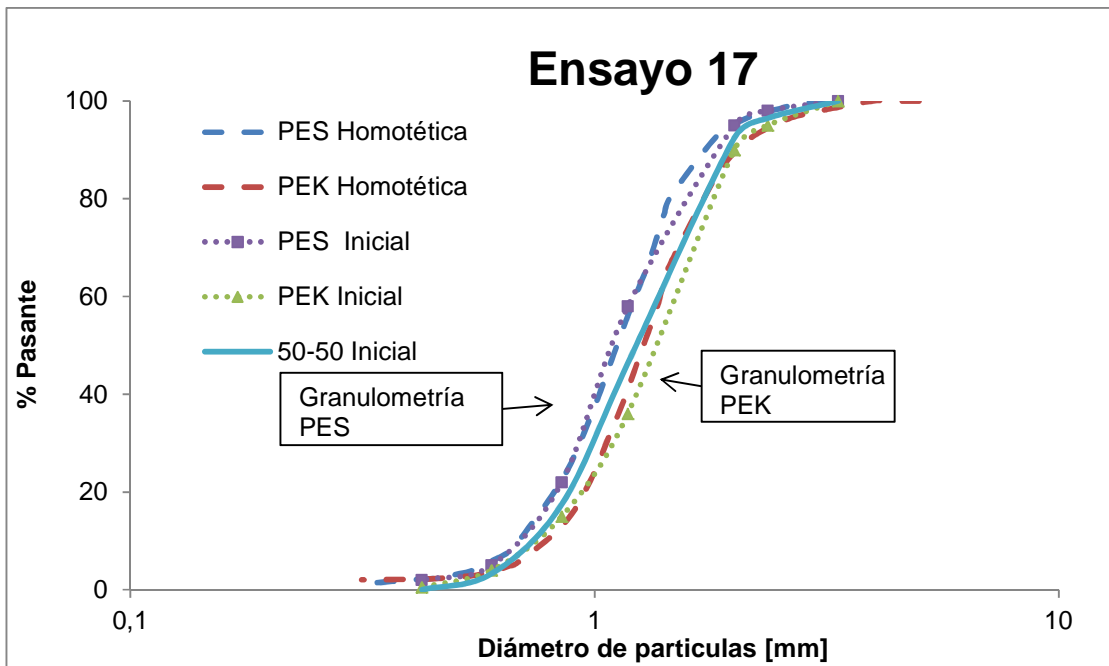
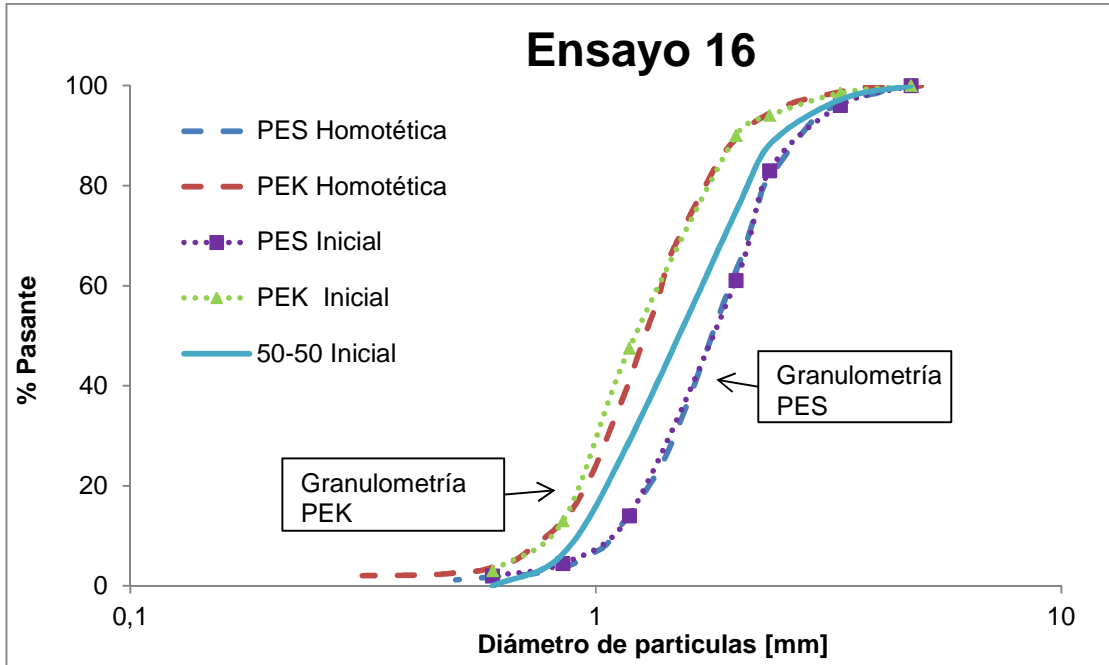


Figura 4. 8: Granulometrías para confección de ensayos 16 y 17

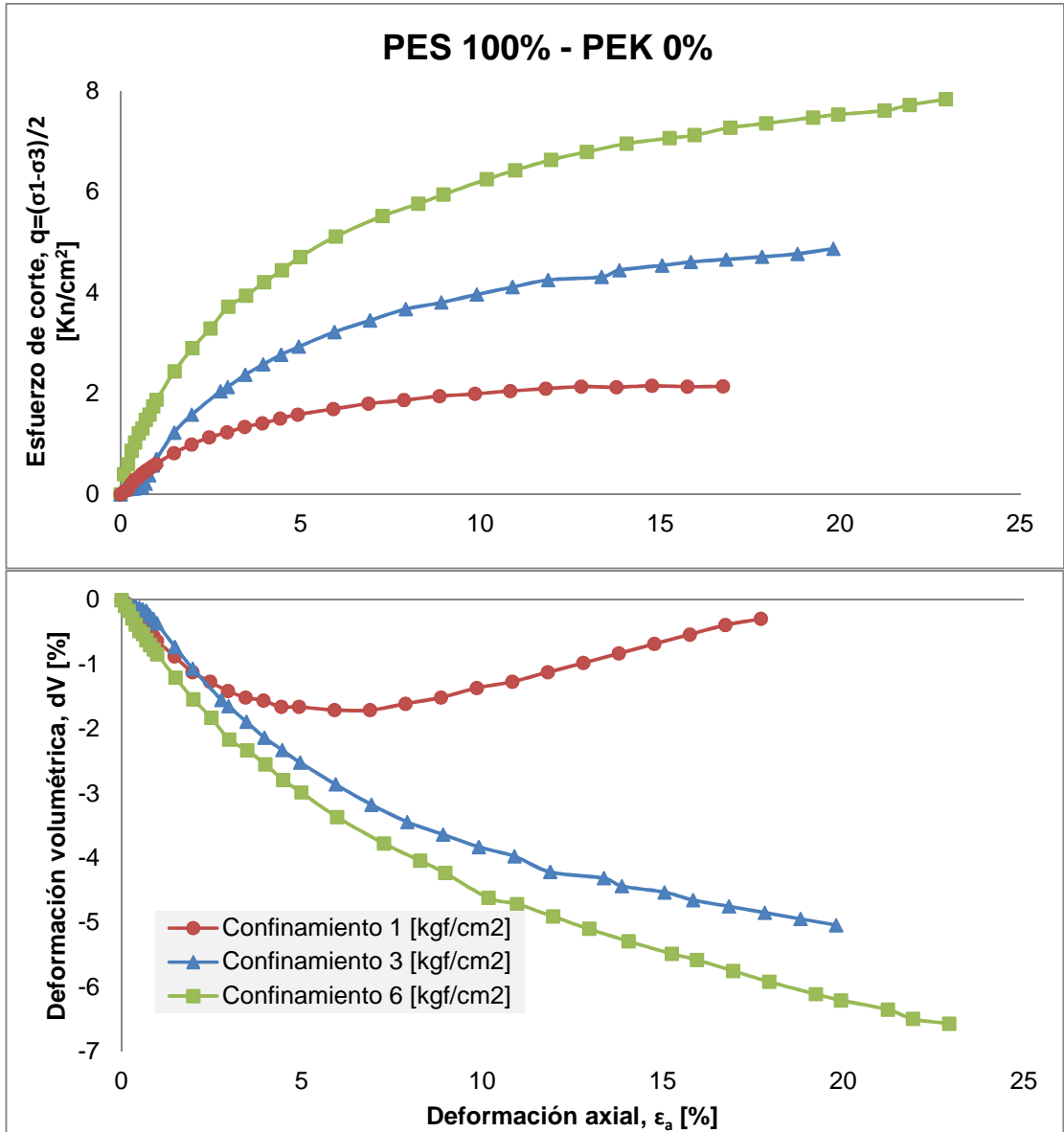
5. RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados de los 36 ensayos triaxiales realizados durante el desarrollo de esta tesis. Además, se reporta la resistencia al corte, cambio volumétrico, ángulo de fricción interna y rotura de partículas.

5.1 MEZCLAS PES-PEK

5.1.1 Curvas tensión-deformación

Los ensayos 1 a 15 se realizaron para cinco composiciones diferentes de material y tres confinamientos. En las siguientes figuras se muestra la respuesta al corte y deformación volumétrica versus deformación axial comparando diferentes confinamientos para la misma mezcla de material PES-PEK.



**Figura 5. 1: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para probeta
100% PES - 0% PEK**

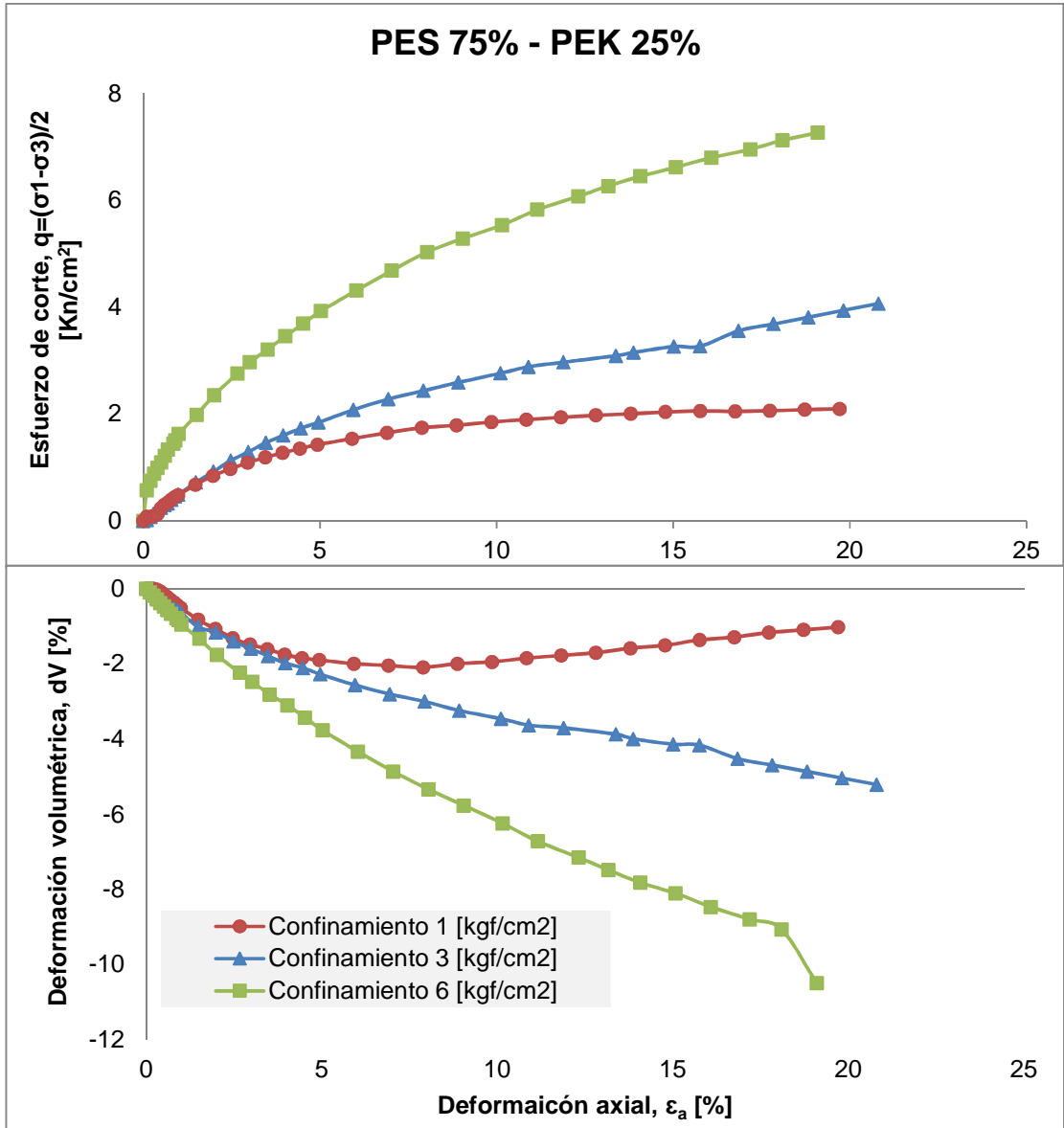


Figura 5. 2: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para probeta 75% PES - 25% PEK

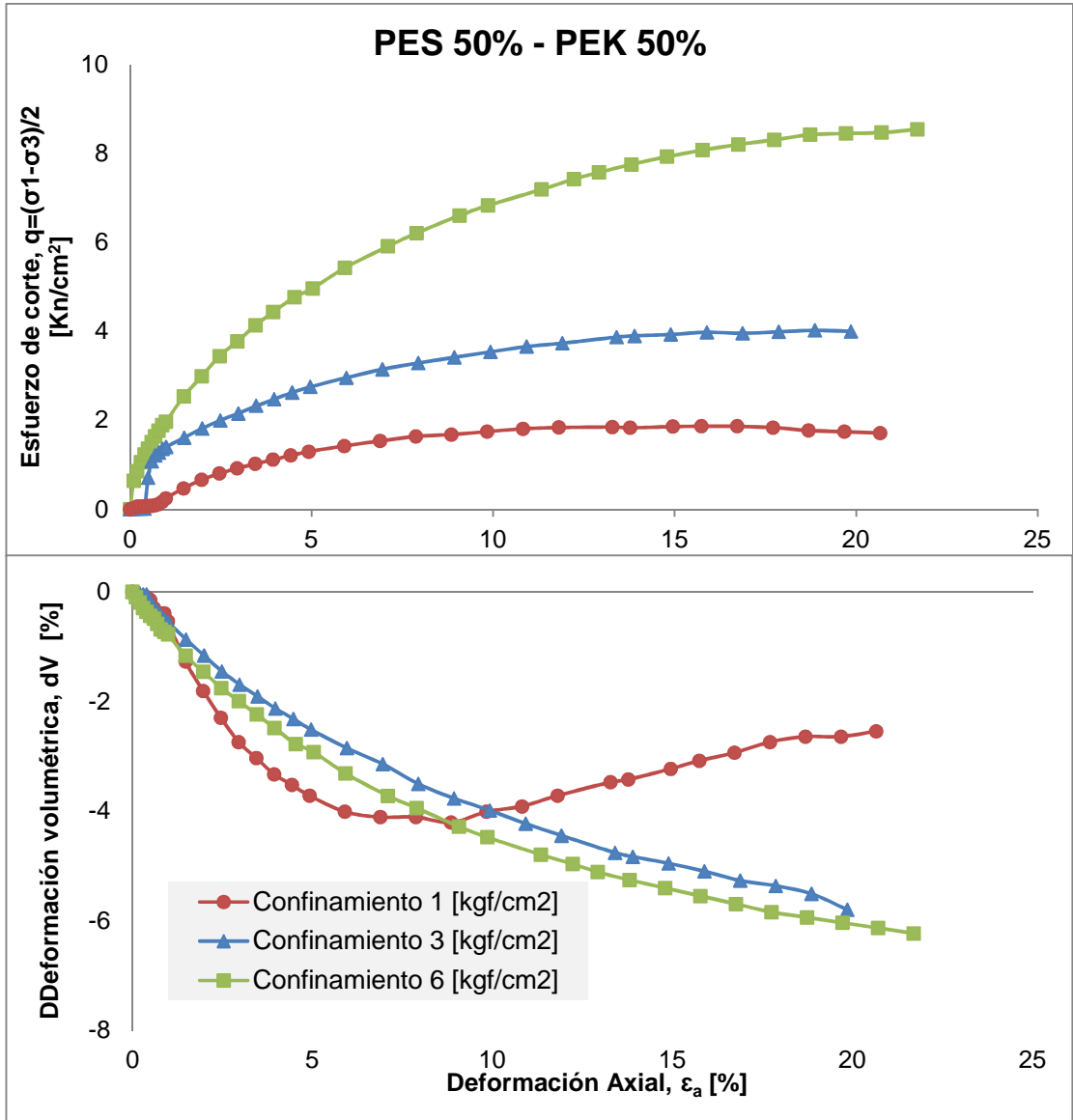


Figura 5. 3: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para probeta 50% PES - 50% PEK

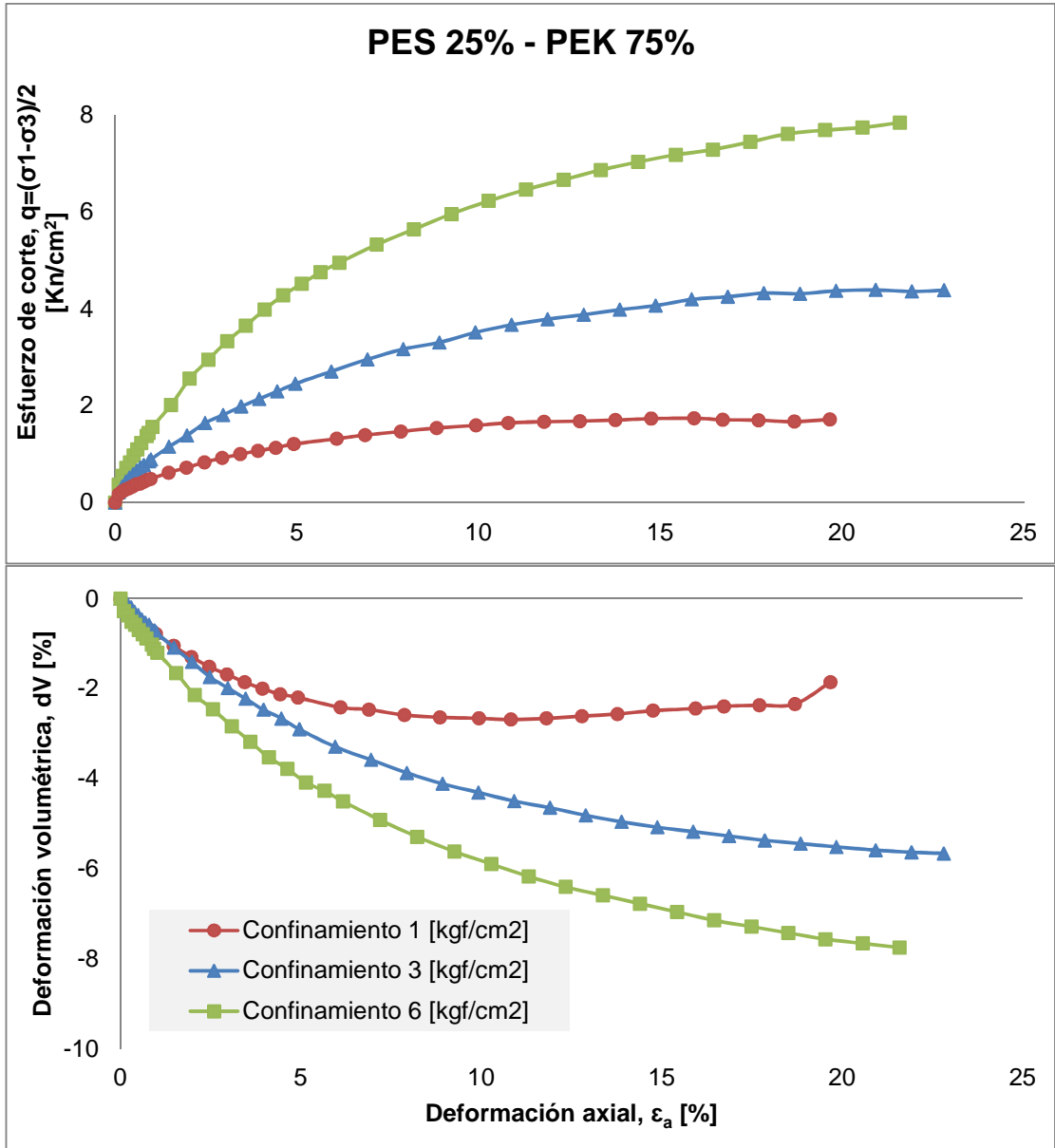


Figura 5. 4: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para probeta 25% PES - 75% PEK

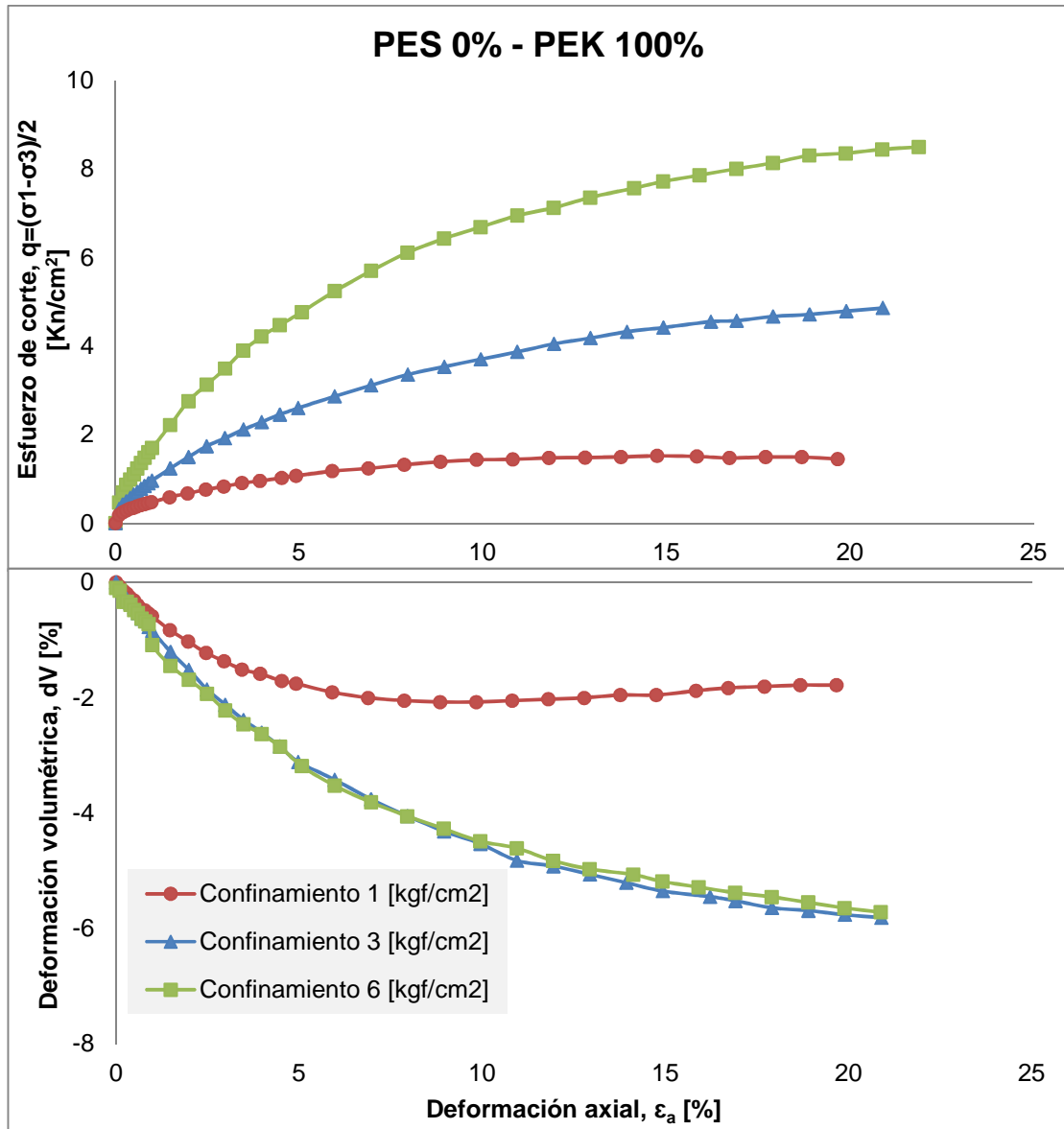


Figura 5. 5: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para probeta 0% PES - 100% PEK

También se compararon mezclas a igual confinamiento, cuyas curvas tensión-deformación y deformación volumétrica-deformación axial para las diferentes mezclas a un mismo confinamiento se presentan a continuación.

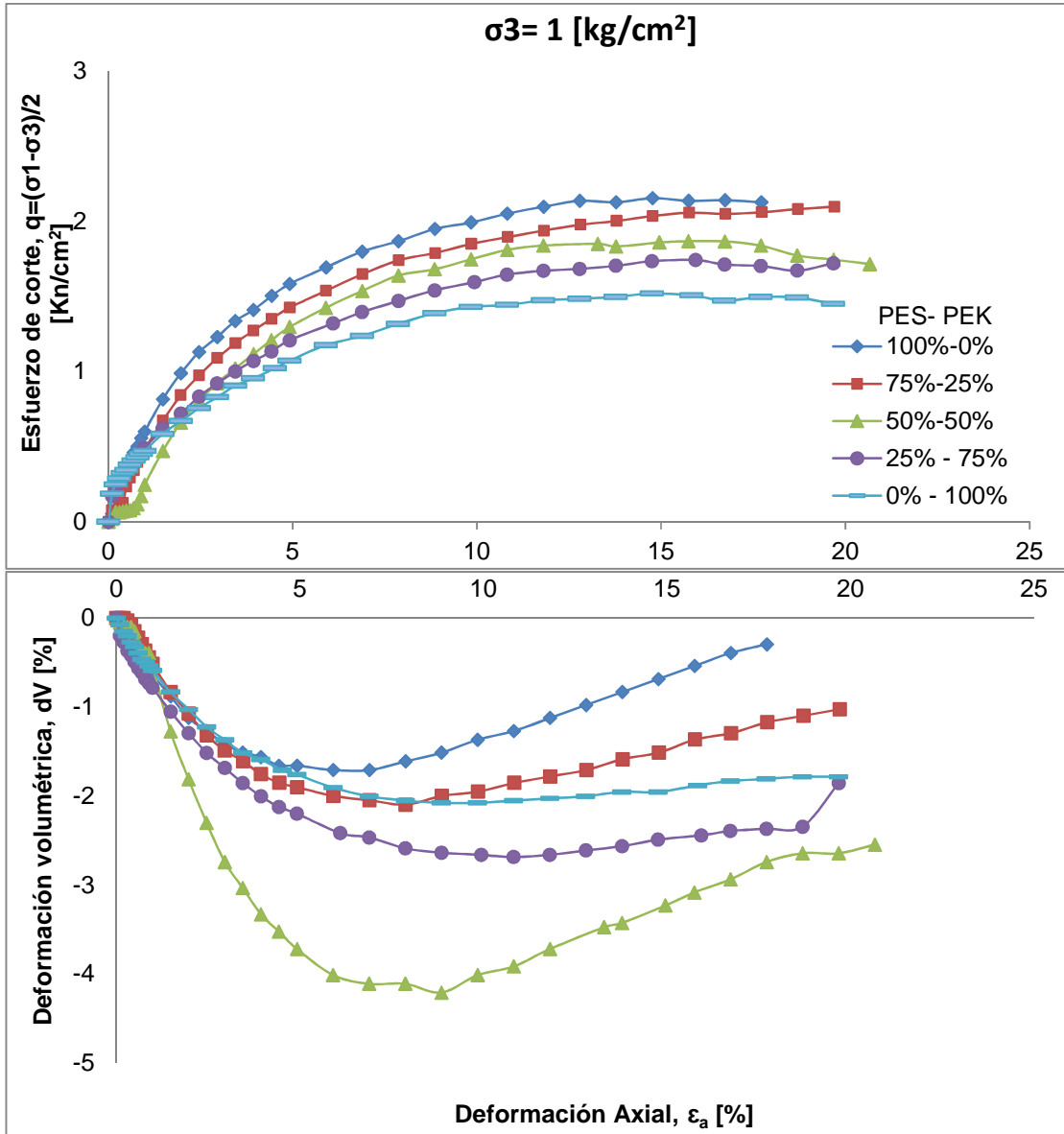


Figura 5. 6: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para confinamiento de 1 $\text{[kg/cm}^2\text{]}$

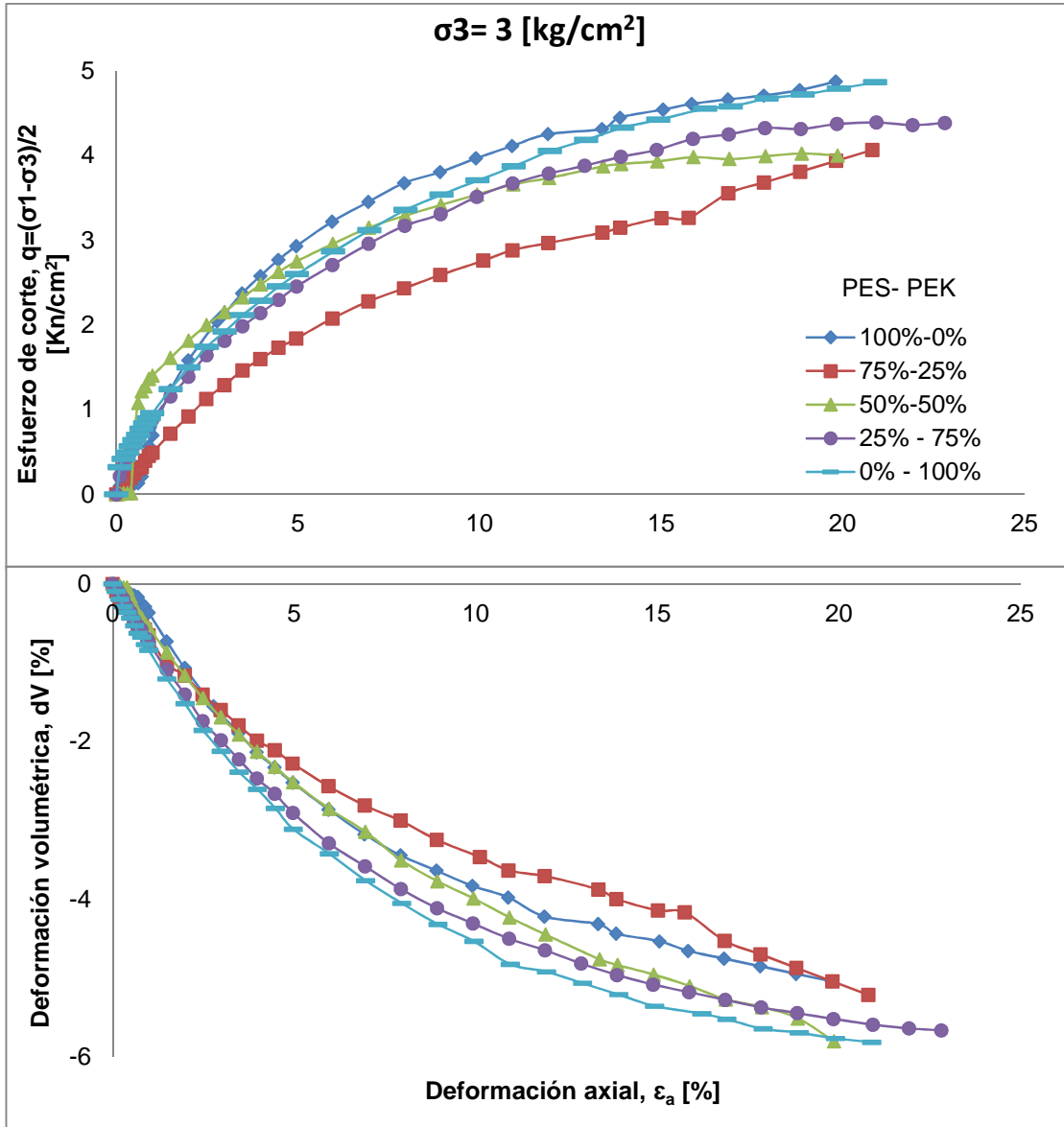


Figura 5. 7: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para confinamiento de 3 $[\text{kg/cm}^2]$

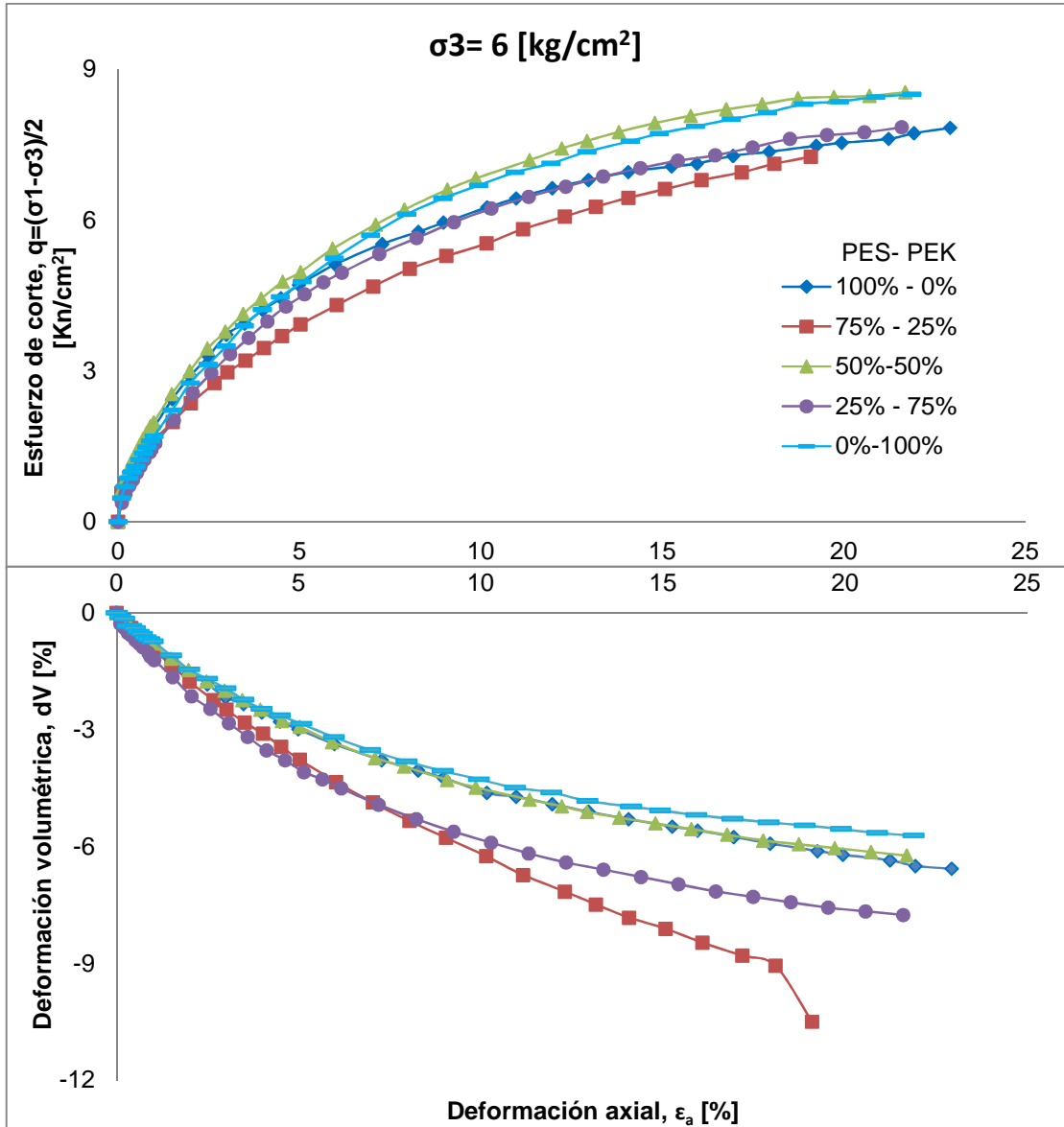


Figura 5. 8: : Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para confinamiento de 6 $[\text{kg/cm}^2]$

De las Figura 5.1 a 5.5 se observa que las cinco mezclas aumentaron su resistencia al corte con el grado de confinamiento de manera casi proporcional. Las probetas sometidas a un confinamiento de 1 $[\text{kg/cm}^2]$ sufrieron una

pequeña compresión para luego dilatar fuertemente, en especial la mezcla 50% PES – 50% PEK; esto último sin embargo no obedece a ninguna tendencia por lo que podría asociarse quizás a un error en la confección de la probeta o en la ejecución del ensayo. Otra singularidad se presenta en las probetas a 3 y 6 [kg/cm²] de confinamiento, ya que las mezclas 50%-50% y 0%-100% tienen una deformación volumétrica muy similar, mientras que en las otras tres composiciones la deformación aumenta proporcionalmente para los tres confinamientos.

Cuando se comparan las composiciones de las probetas, solo las mezclas PES-PEK a 1 [kg/cm²] muestran una tendencia al aumento de la resistencia con la cuantía del material PES. Los demás ensayos poseen un comportamiento muy similar cuando se comparan a un mismo confinamiento, esto puede ser explicado por el hecho de que a mayores presiones se pierde la influencia de la fábrica en el comportamiento.

Finalmente se debe mencionar que en el primer nivel de confinamiento (1[kg/cm²]) todas las probetas alcanzaron su resistencia máxima (exceptuando la mezcla 75% PES – 25% PEK). A 3 [kg/cm²] de confinamiento, solo las mezclas 50%-50% y 25%-75% (PES-PEK respectivamente) alcanzaron la máxima resistencia, y a 6 [kg/cm²] de confinamiento ninguna la alcanzó.

5.1.2 Ángulo de fricción secante

En la mayoría de los suelos el valor del ángulo de fricción puede calcularse al trazar la línea de estado último, la cual está definida por tres puntos en el espacio σ - τ (esfuerzo axial – esfuerzo de corte) y es recta. Para materiales que sufren mucha rotura esta línea de estado último experimenta una curvatura lo que indica un cambio en el ángulo de fricción al variar el estado de esfuerzos. Por esto se utiliza el ángulo de fricción secante, el cual gráficamente se obtiene mediante el trazado de una línea secante a la de estado último en el punto de origen (Figura 5.9). Este parámetro se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\sin\phi' = \frac{1/2(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{c' \cot g(\phi') + 1/2(\sigma'_1 + \sigma'_3)} \quad \text{Ec. (6)}$$

Con ϕ' el ángulo de fricción secante, c' la cohesión del suelo igual a cero, y σ_1 y σ_3 los esfuerzos axiales. Se debe mencionar que este parámetro solo es válido para un solo estado de esfuerzo particular.

A partir de esto se obtienen los siguientes ángulos de fricción para cada probeta ensayada.

Tabla 5. 1: Ángulo de fricción secante y esfuerzo vertical máximo para mezclas PES - PEK

%PES-%PEK	ϕ [°]	σ_3 [kg/cm ²]	$\sigma_{1_{max}}$ [kg/cm ²]
100-0	43,1	1	5,3
75-25	42,3	1	5,1
50-50	40,6	1	4,7
25-75	39,4	1	4,5
0-100	37,1	1	4,0
100-0	38,2	3	12,7
75-25	35,1	3	11,1
50-50	35,0	3	11,0
25-75	36,4	3	11,8
0-100	38,2	3	12,7
100-0	34,5	6	21,7
75-25	33,2	6	20,5
50-50	36,0	6	23,1
25-75	34,5	6	21,7
0-100	35,9	6	23,0

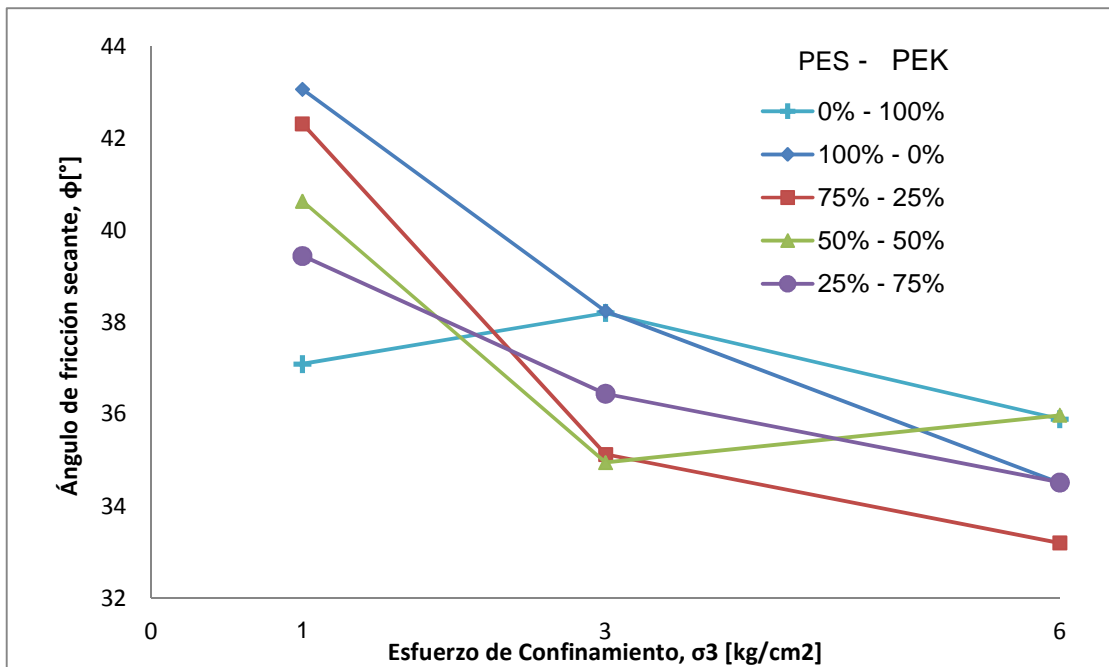


Figura 5. 9: ángulo de fricción secante versus esfuerzo de confinamiento para mezclas PES – PEK

Según la figura anterior, para casi todas las composiciones, el ángulo de fricción secante disminuye al aumentar el confinamiento; la única excepción es la composición de 0% PES – 100% PEK que muestra un pequeño aumento a los 3 [kg/cm²] de confinamiento, y 50% PES – 50% PEK con un gran aumento a los 6 [kg/cm²] de confinamiento. También se observa, que en general al aumentar la cantidad de material PEK el cambio en el ángulo es menos drástico, exceptuando el caso 75% PES – 25% PEK. Finalmente es posible decir que el ángulo de fricción varía entre 4 a 6 grados para estas mezclas con σ_3 entre 1 y 6 Kg/cm².

5.1.3 Rotura de partículas

Según lo mencionado en el Capítulo 3, luego de realizados los ensayos triaxiales, las probetas se desarmaron y el material fue llevado al horno para secar y finalmente realizar una granulometría post-ensayo. Los siguientes gráficos muestran la variación de estas granulometrías en función del confinamiento. Al comparar diferentes composiciones para una misma presión de consolidación se obtuvieron granulometrías muy similares las cuales se aprecian en las siguientes figuras. Se debe mencionar que no existe ninguna tendencia que relacione la cantidad de material PES o PEK con la cantidad de rotura de las muestras.

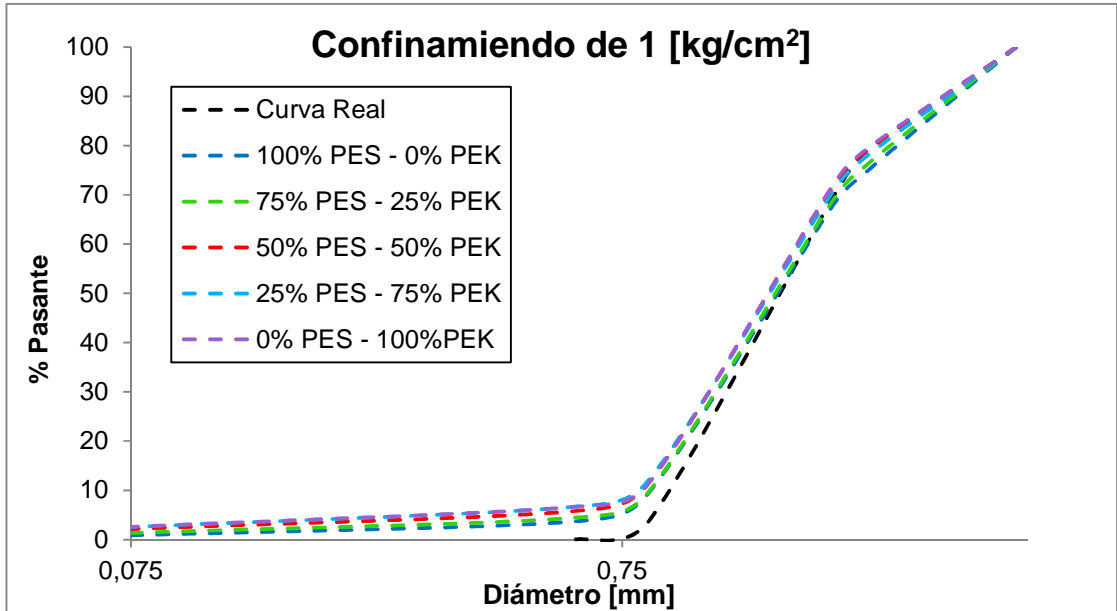


Figura 5. 10: Curvas granulométricas original y post ensayos para probetas a 1 [kg/cm²] de presión confinamiento

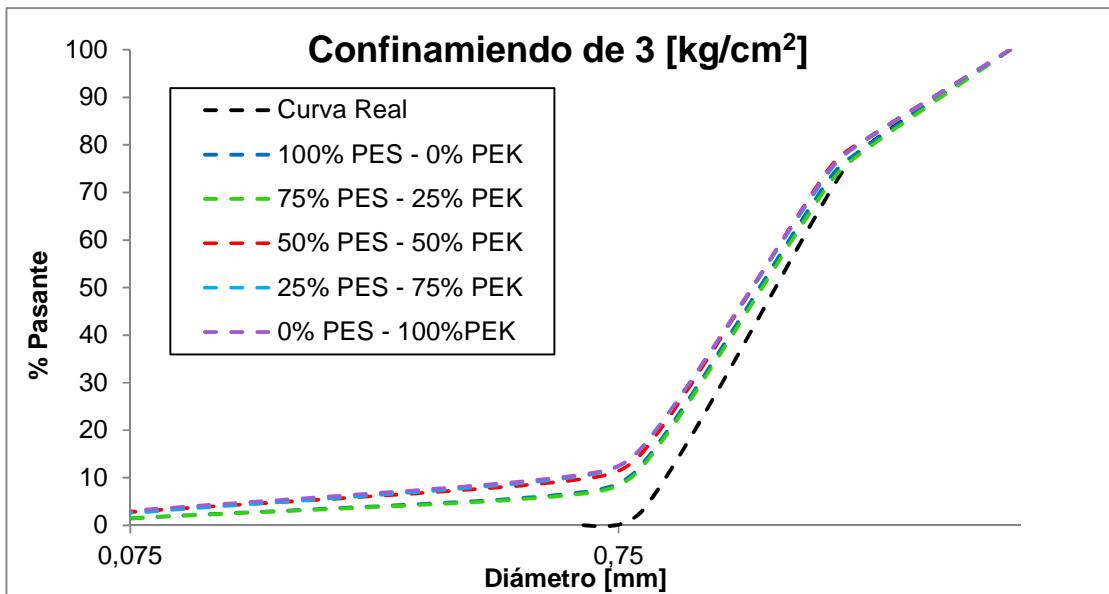


Figura 5. 11: Curvas granulométricas original y post ensayos para probetas a 3 [kg/cm²] de presión confinamiento

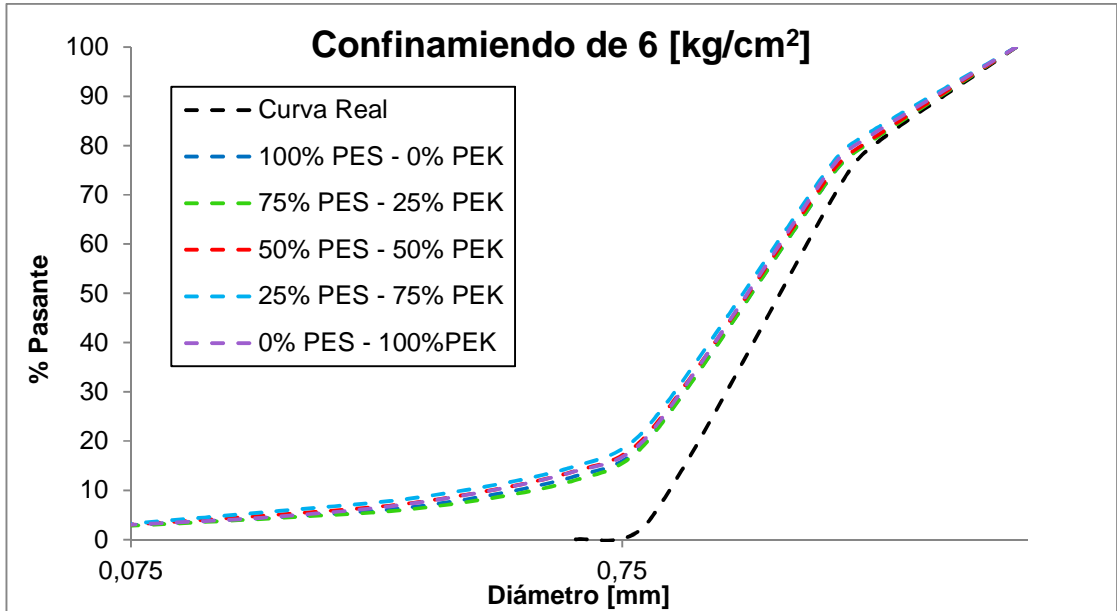


Figura 5. 12: Curvas granulométricas original y post ensayos para probetas a 6 [kg/cm²] de presión confinamiento

A continuación se presentan las curvas granulométricas post ensayo para cada mezcla en función de los distintos confinamientos.

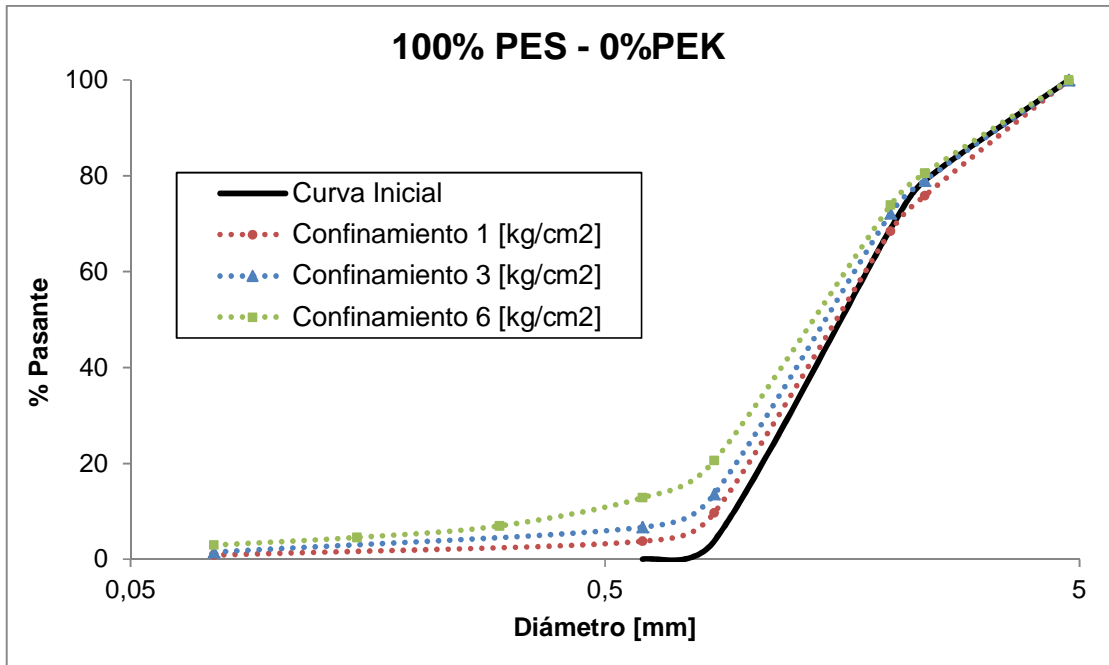


Figura 5. 13: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 100% PES - 0% PEK

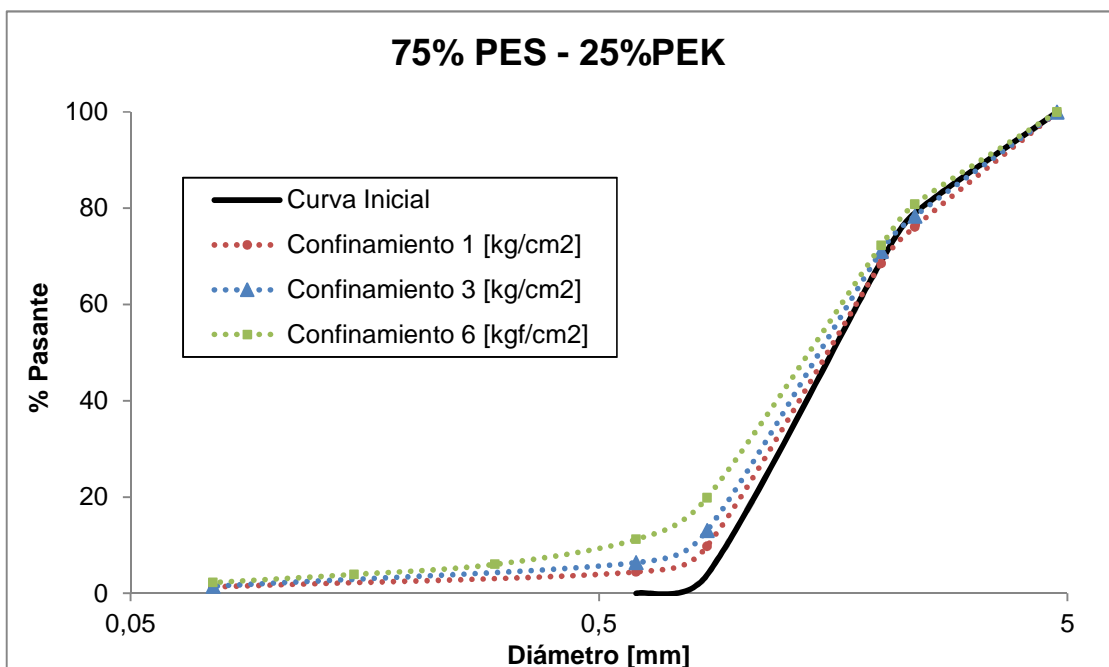


Figura 5. 14: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 75% PES - 25% PEK

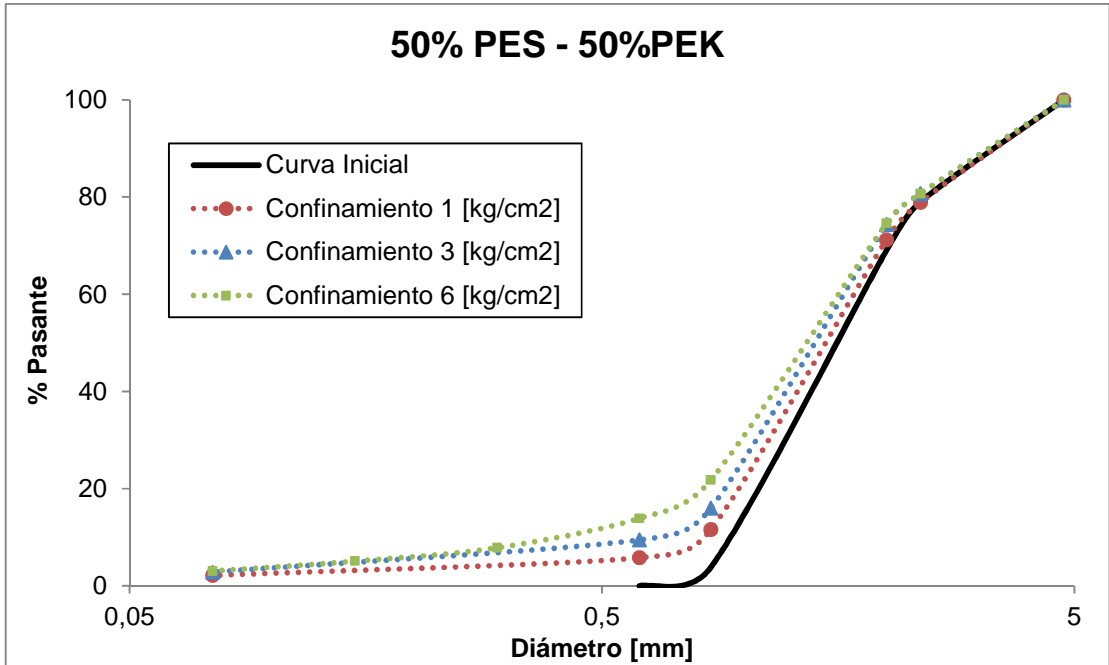


Figura 5. 15: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 50% PES - 50% PEK

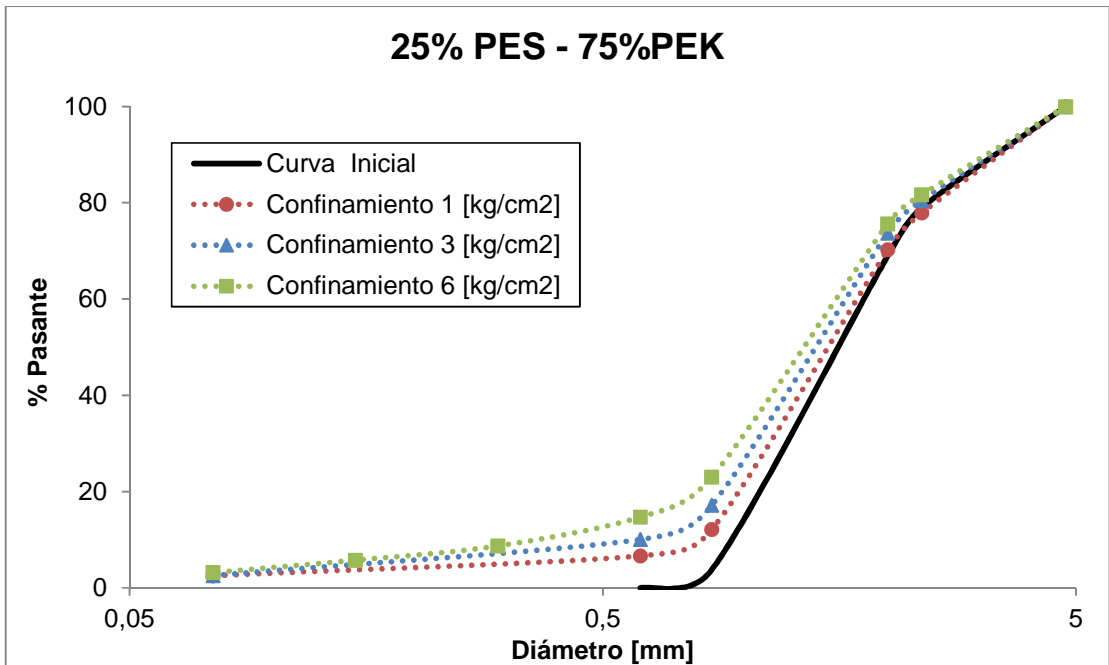


Figura 5. 16: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 25% PES - 75% PEK

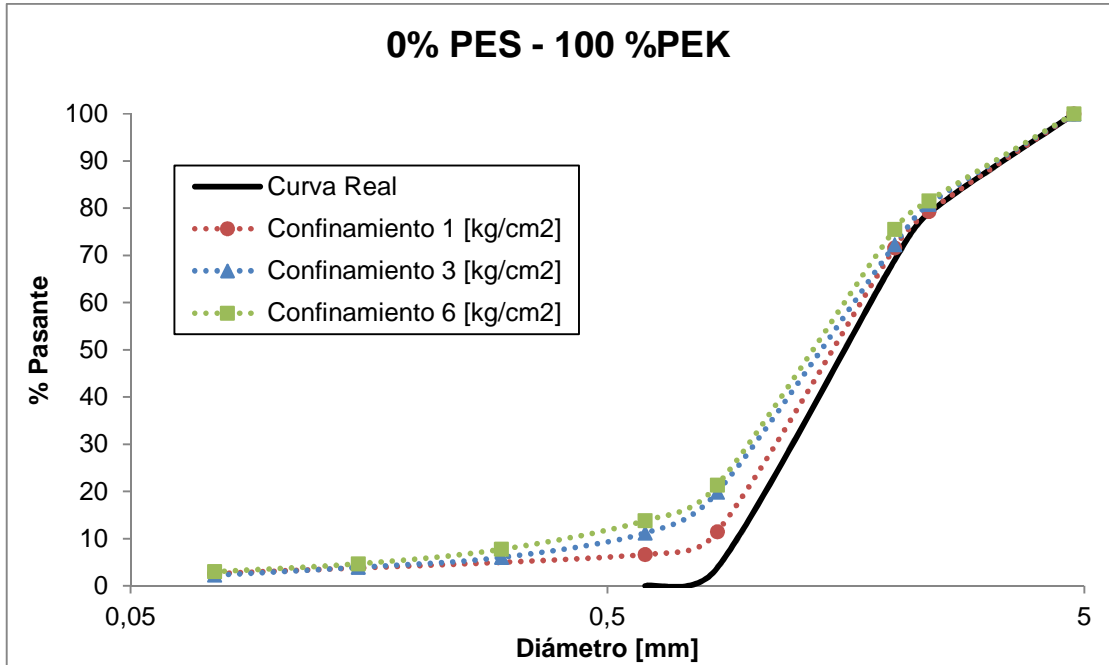


Figura 5. 17: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 0% PES - 100% PEK

Según lo descrito en el capítulo 2 se utilizó el factor de rotura de Hardin (Br) para cuantificar la rotura de partículas de cada probeta.

Tabla 5. 2: Rotura relativa, B_r (Hardin, 1985) para mezclas PES - PEK

σ_3 [kg/cm ²]	%PES-%PEK	B_r [%]
1	100-0	2,8
	75-25	3,5
	50-50	4,7
	25-75	5,6
	0-100	5,4
3	100-0	5,7
	75-25	4,8
	50-50	8,1
	25-75	8,2
	0-100	7,1
6	100-0	9,3
	75-25	8,3
	50-50	10,2
	25-75	11,4
	0-100	10,2

A partir de los gráficos y tabla anterior, se observa que para todas las composiciones la rotura de partículas aumenta junto con el confinamiento, sin embargo la tasa de aumento se mantiene constante y no decae como se esperaba (Marachi et al., 1969). También se concluye, que hay una leve disminución en la rotura con el aumento del material PEK en la composición. En general las mezclas más fuertes (100%PES-0%PEK y 75%PES-25%PEK) presentaron una menor rotura que las otras tres, aunque no hay una tendencia lineal entre la cantidad de material PES o PEK y los parámetros de rotura

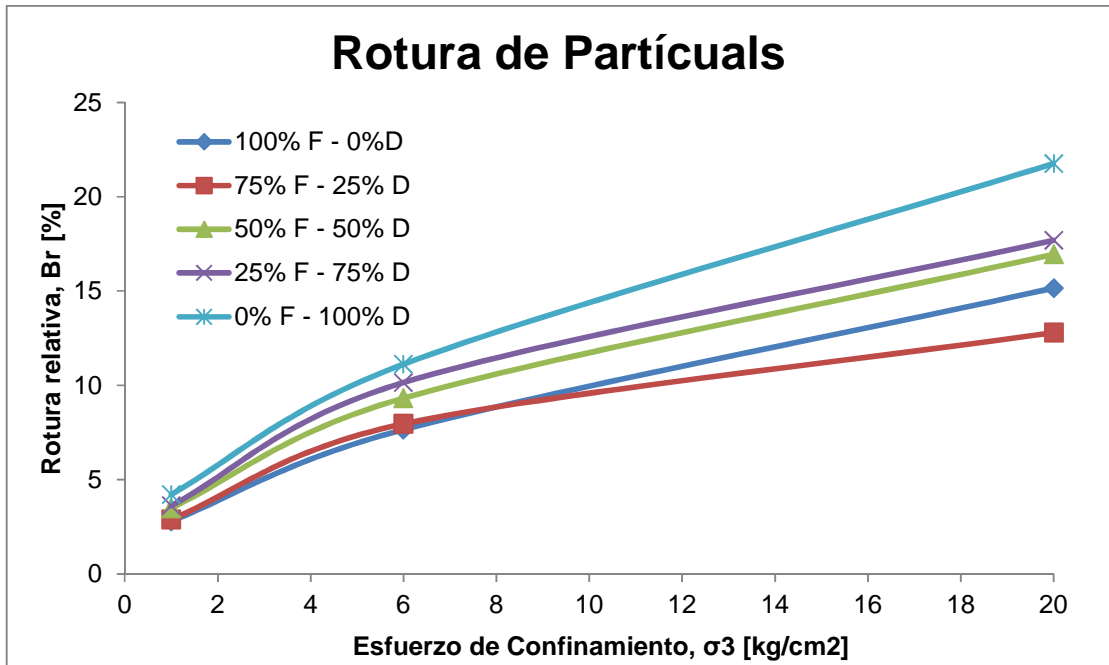


Figura 5. 18: Rotura relativa (Br) en función del esfuerzo confinante para mezclas PES - PEK

5.2 MEZCLA FUERTE - DÉBIL

Esta sección es análoga a la anterior, se muestran las curvas tensión-deformación de los ensayos, el ángulo de fricción secante y finalmente los resultados de la rotura de partículas pero para las mezclas de amterial fuerte-débil. Además, en este set de ensayos se registró el índice de vacíos al final del ensayo a partir del cual se calculó la evolución del índice durante la aplicación de la carga. Es importante mencionar que la probeta 75% F – 25% D ($\sigma_c=20$ Kg/cm²) sufrió algunos inconvenientes durante la ejecución del ensayo, por lo cual los resultados no son completamente confiables.

5.2.1 Curva-tensión-deformación

Las Figura 19 a 23 muestran el comportamiento de las probetas para las cinco mezclas a los diferentes confinamientos. Las Figura 24 a 26 por otra parte grafican la diferencia de comportamiento entre las mezclas para un mismo confinamiento.

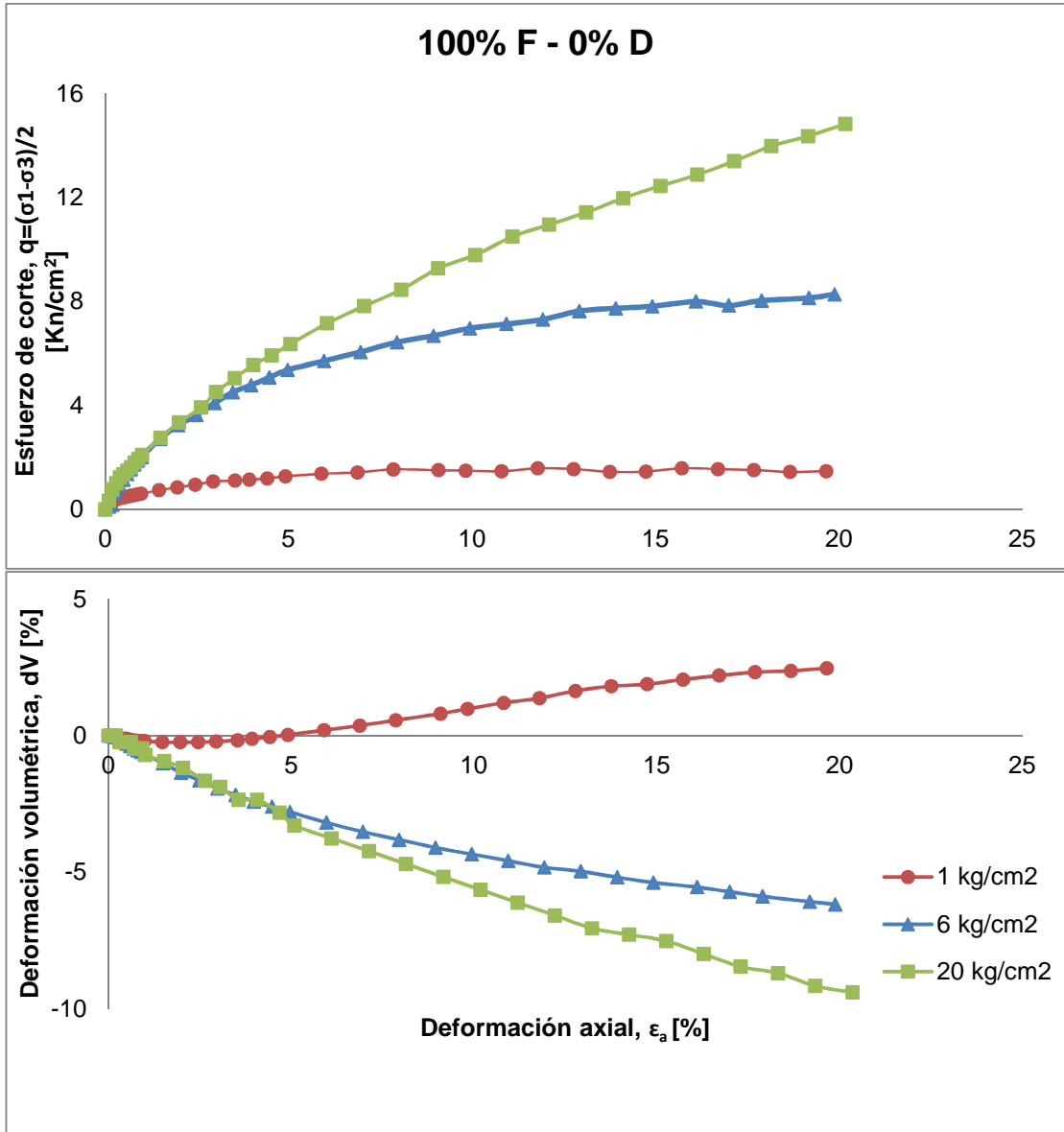


Figura 5. 19: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para mezcla 100% F - 0% D

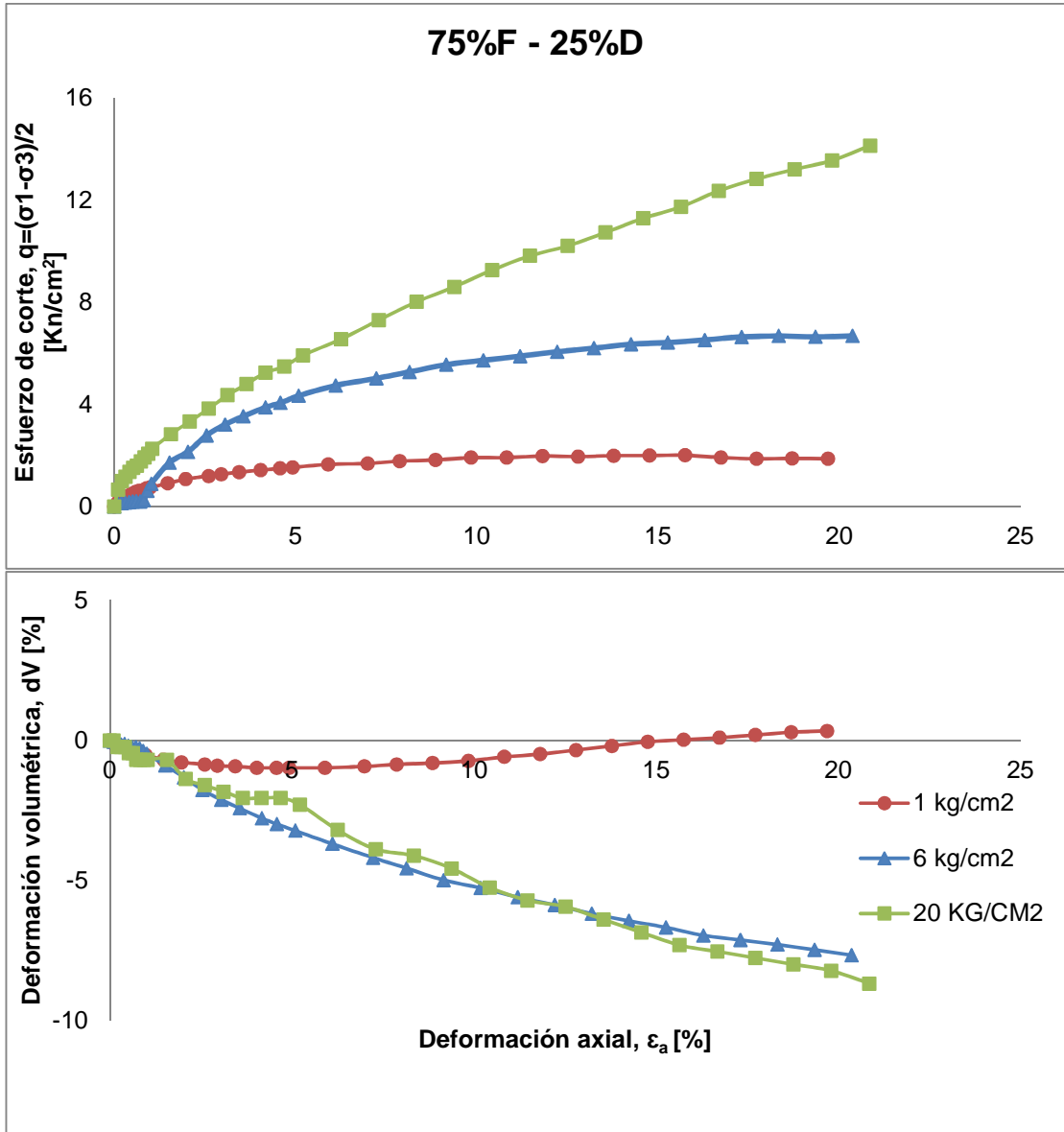


Figura 5. 20: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para mezcla 75% F -25% D

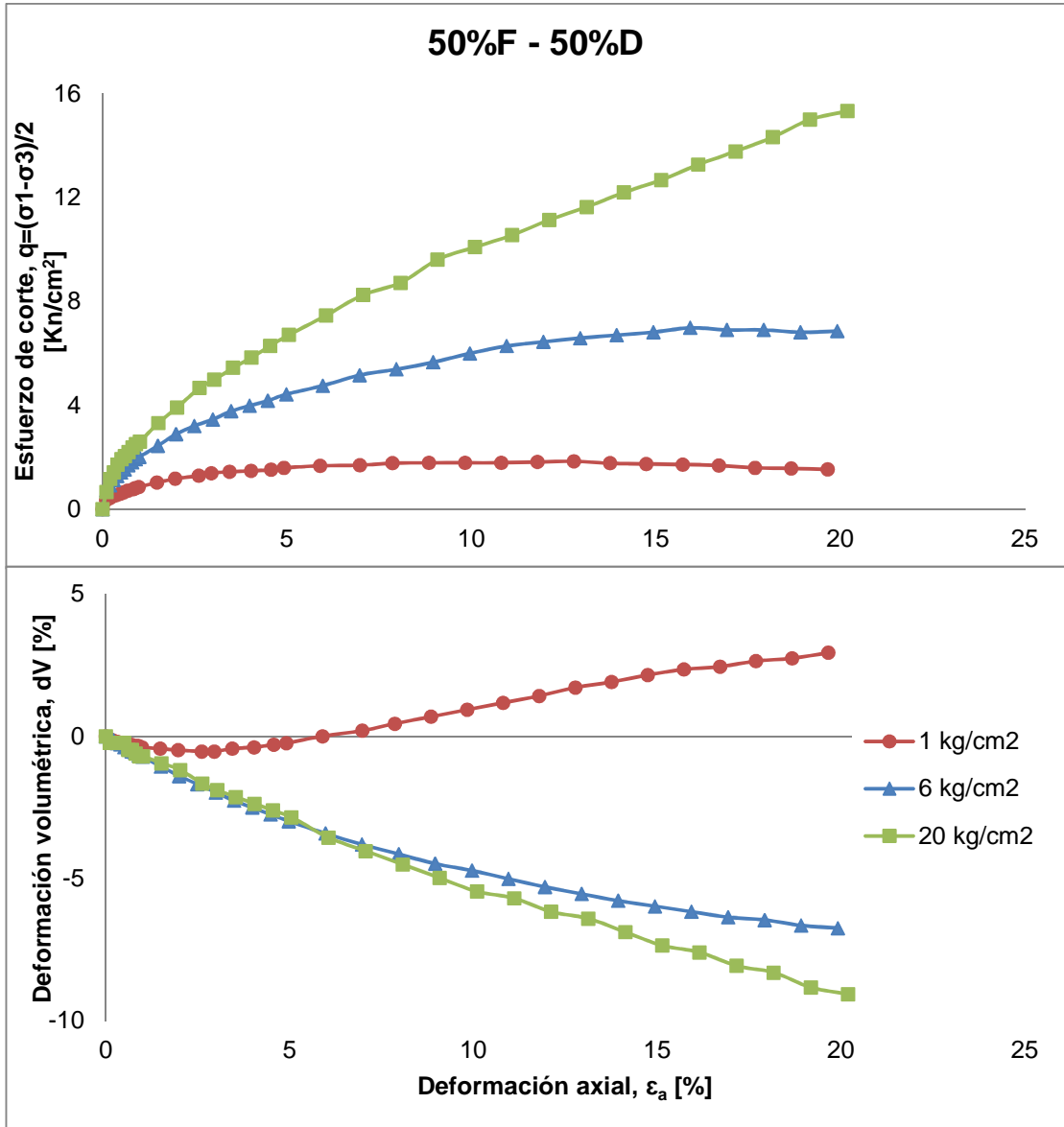


Figura 5. 21: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para mezcla 50% F - 50% D

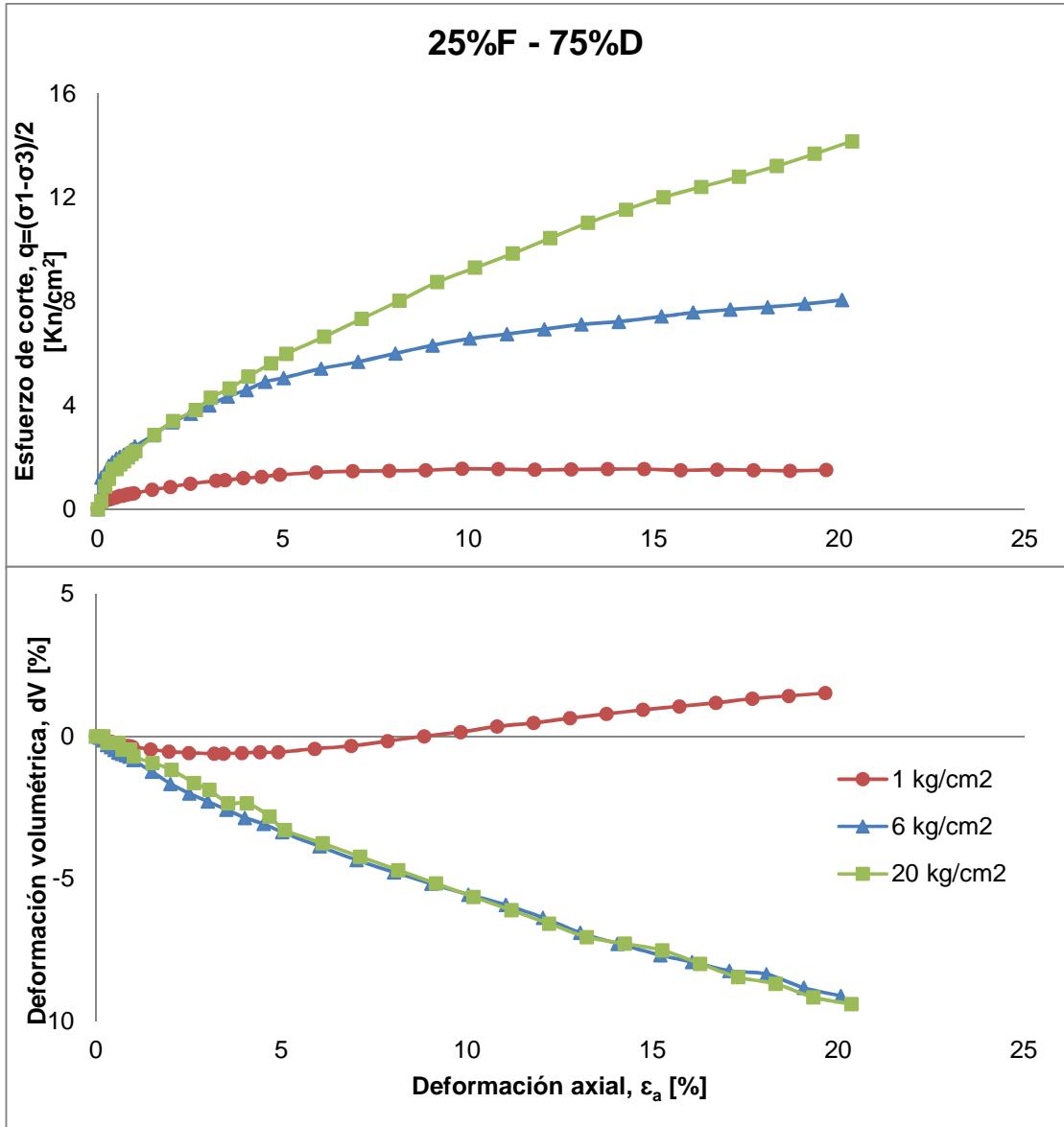


Figura 5. 22: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para mezcla 25% F - 75% D

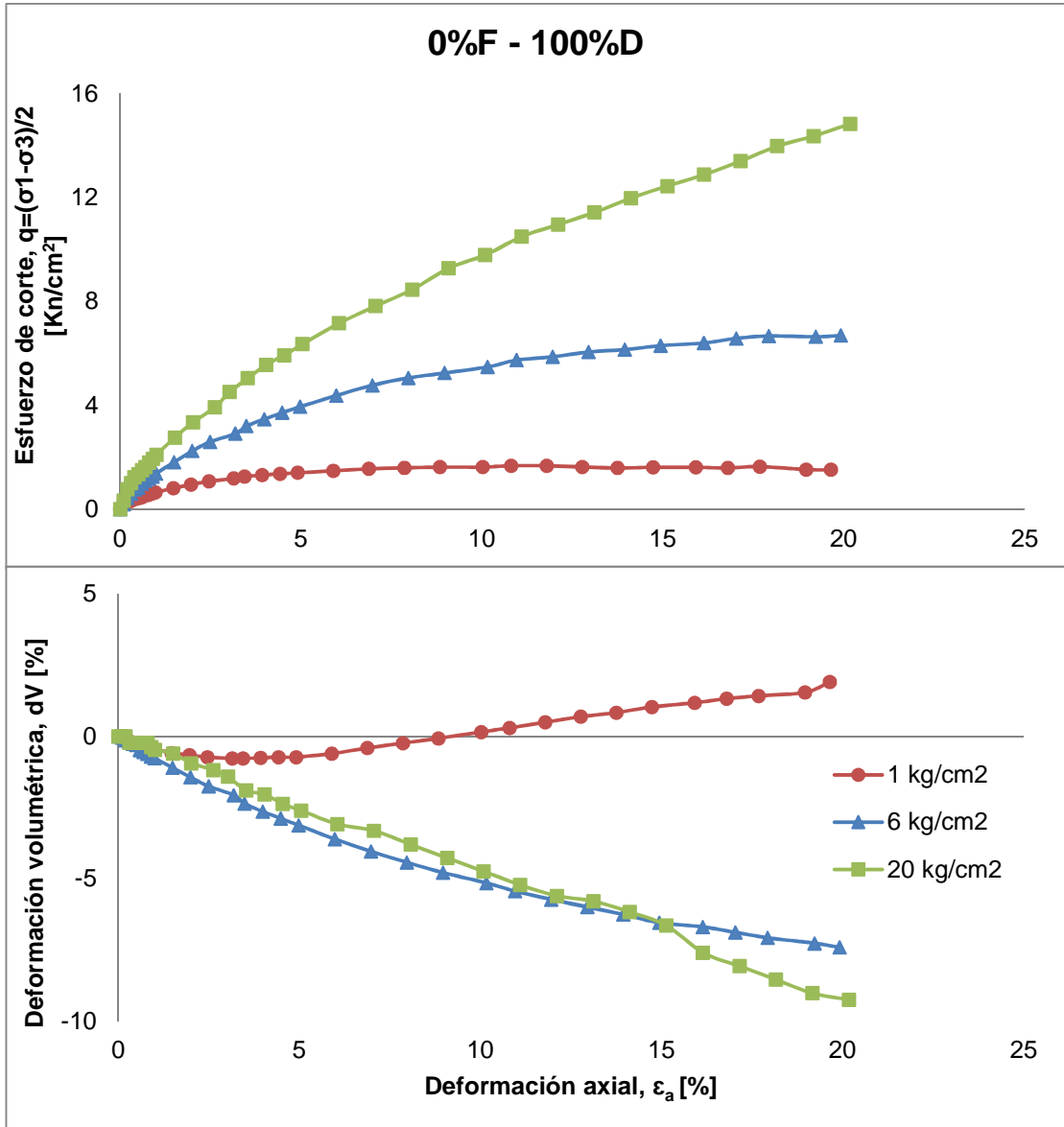


Figura 5. 23: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para mezcla 0% F - 100% D

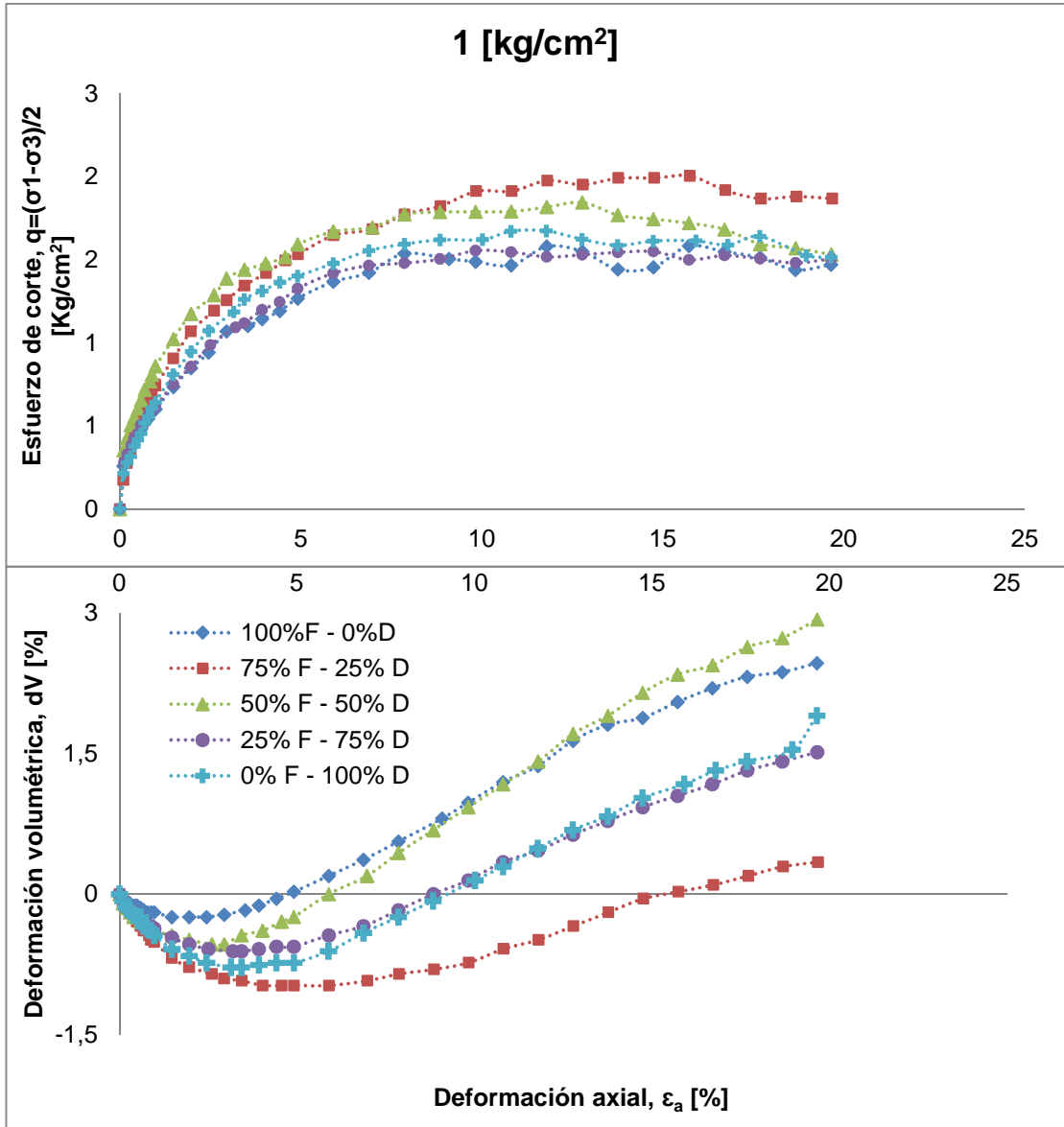


Figura 5. 24: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para confinamiento de 1 [kg/cm²]

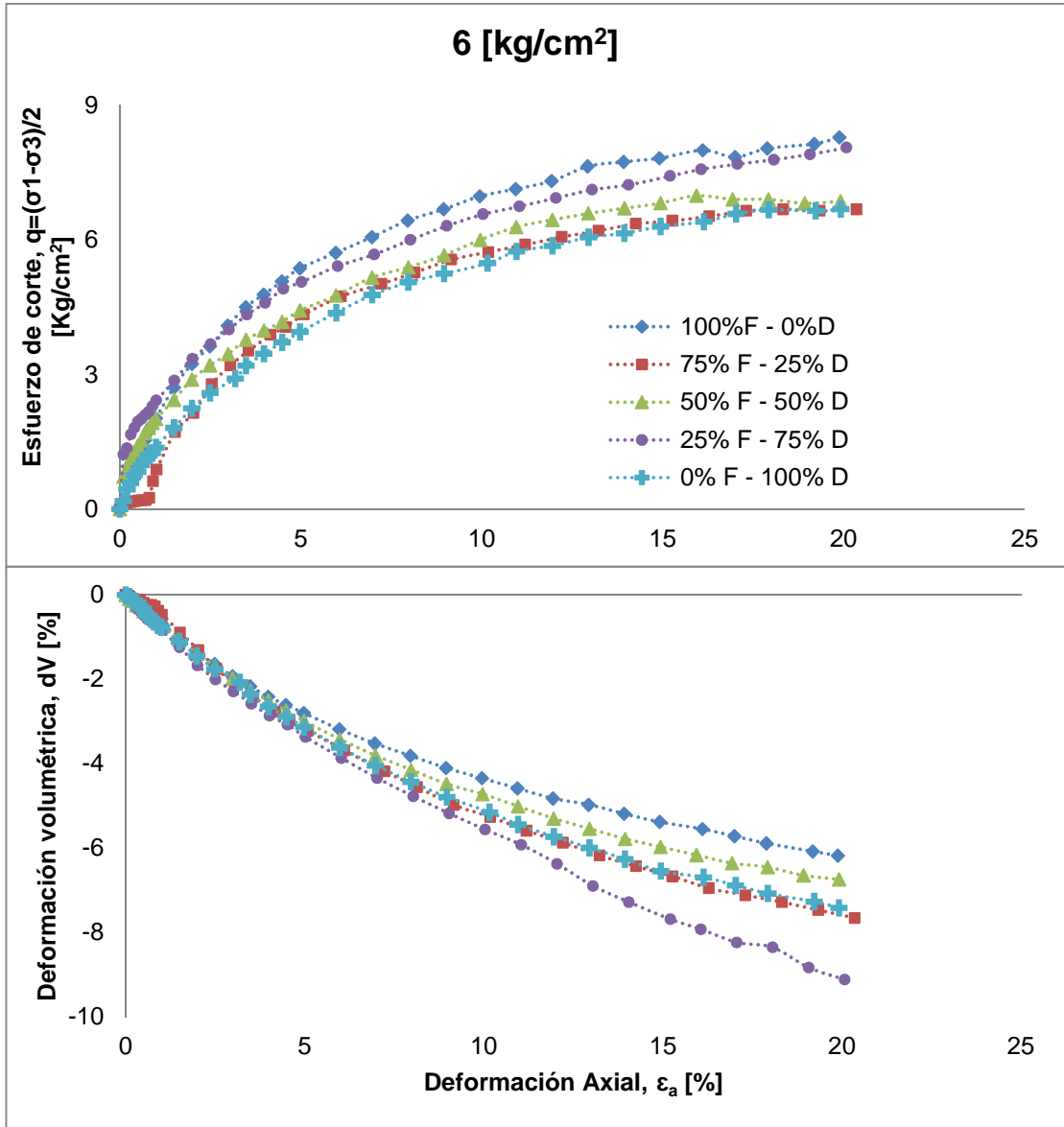


Figura 5. 25: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para confinamiento de 6 kg/cm^2

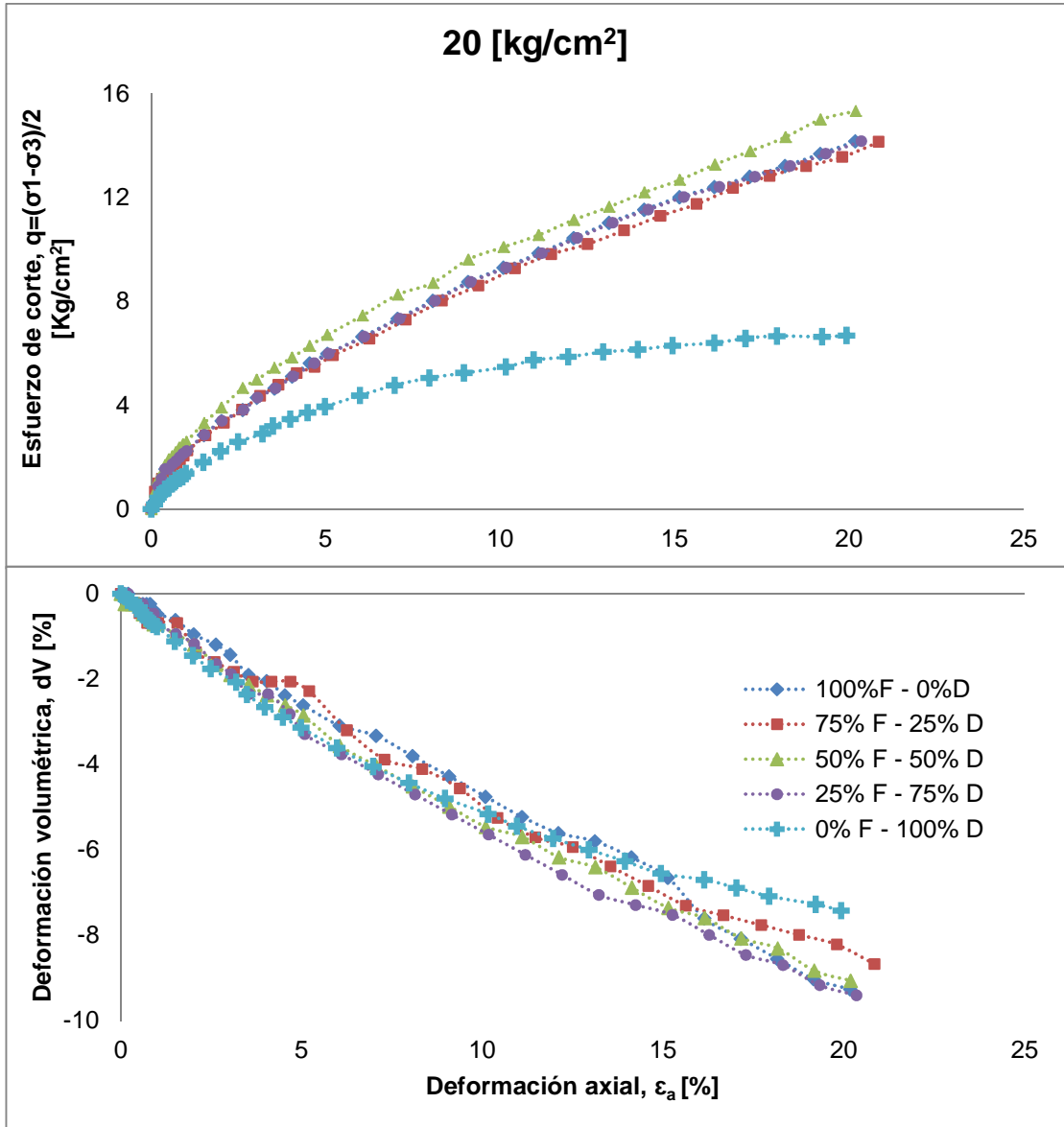


Figura 5. 26: Esfuerzo de corte y deformación volumétrica versus deformación axial para confinamiento de 20 [kg/cm²]

Este set de ensayos muestra un aumento proporcional de la resistencia con el confinamiento, muy similar al primer set (mezclas PES-PEK). La deformación

volumétrica sin embargo posee un comportamiento mucho más definido, todas las mezclas manifestaron una compresibilidad prácticamente igual a los 6 y 20 [kg/cm²] de confinamiento, siendo la probeta 100% F – 0% D la de mayor variación. Se deduce que la compresibilidad de la muestra se pierde a altas presiones, pero este efecto a su vez depende en cierta medida de las propiedades mecánicas de las partículas.

A diferencia de los ensayos con mezclas PES-PEK, en este set no existe una tendencia en el aumento de la resistencia con la proporción de material fuerte o débil, para ningún confinamiento. Con respecto a las resistencias alcanzadas, a 1 [kg/cm²] de confinamiento, todas las probetas alcanzaron la máxima resistencia, a 6 [kg/cm²] solo lo hizo la mezcla 50% fuerte – 50% débil, y finalmente a 20 [kg/cm²] ninguna probeta alcanzó la resistencia máxima.

5.2.2 Relación p-q-e

Se muestra el comportamiento p-q y e-log(p) para las cinco mezclas a los tres confinamientos utilizados , además se incluye la línea de estado último (LEU). Para las mezclas 75-25 y 50-50 (%F - %D) a 1 y 6 [kg/cm²] de confinamiento respectivamente no se midió el índice de vacíos final, en ambas probetas la o las membranas se rompieron.

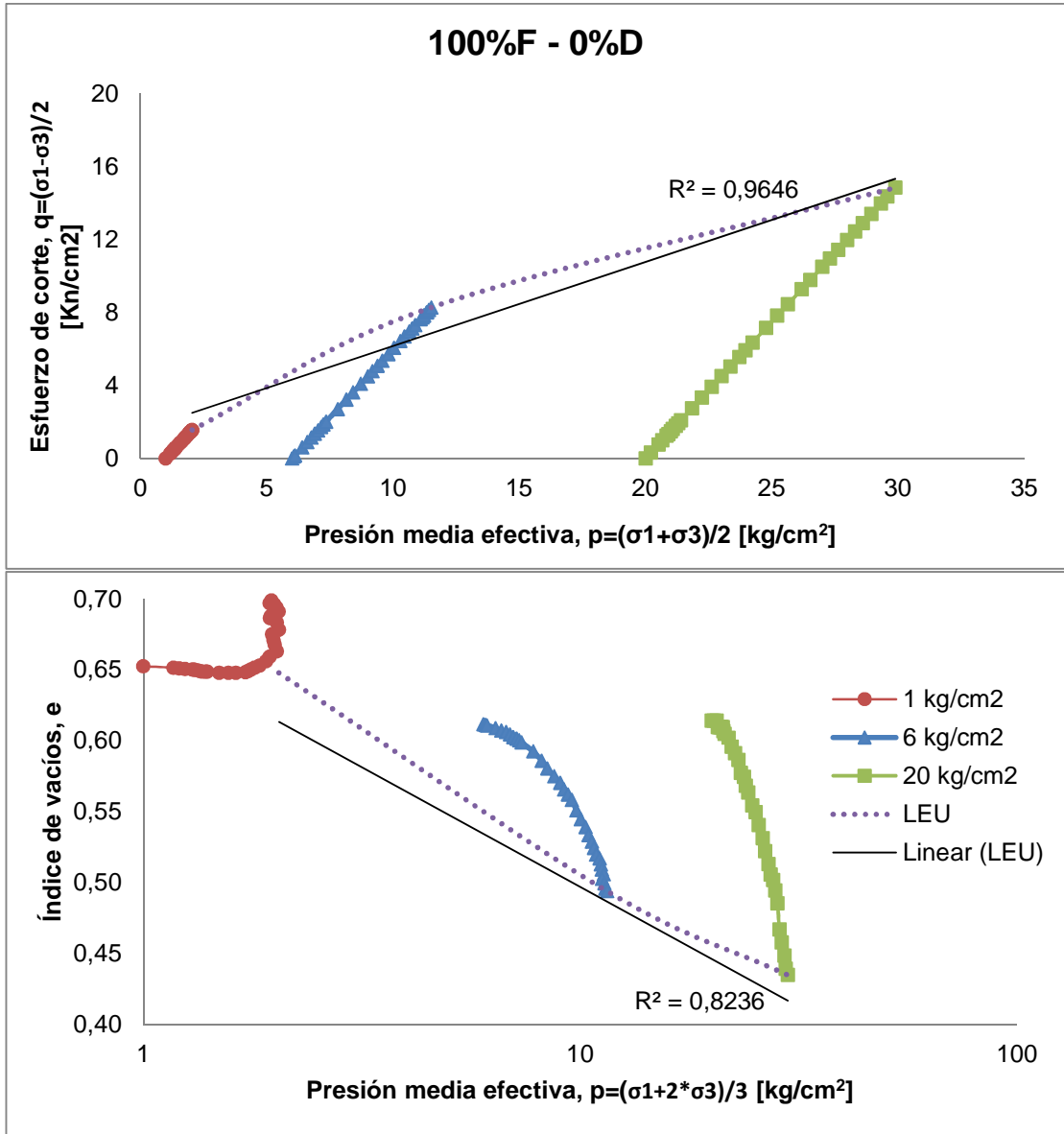


Figura 5. 27: Esfuerzo de corte e índice de vacíos versus presión media efectiva para mezcla 100%F-0%D

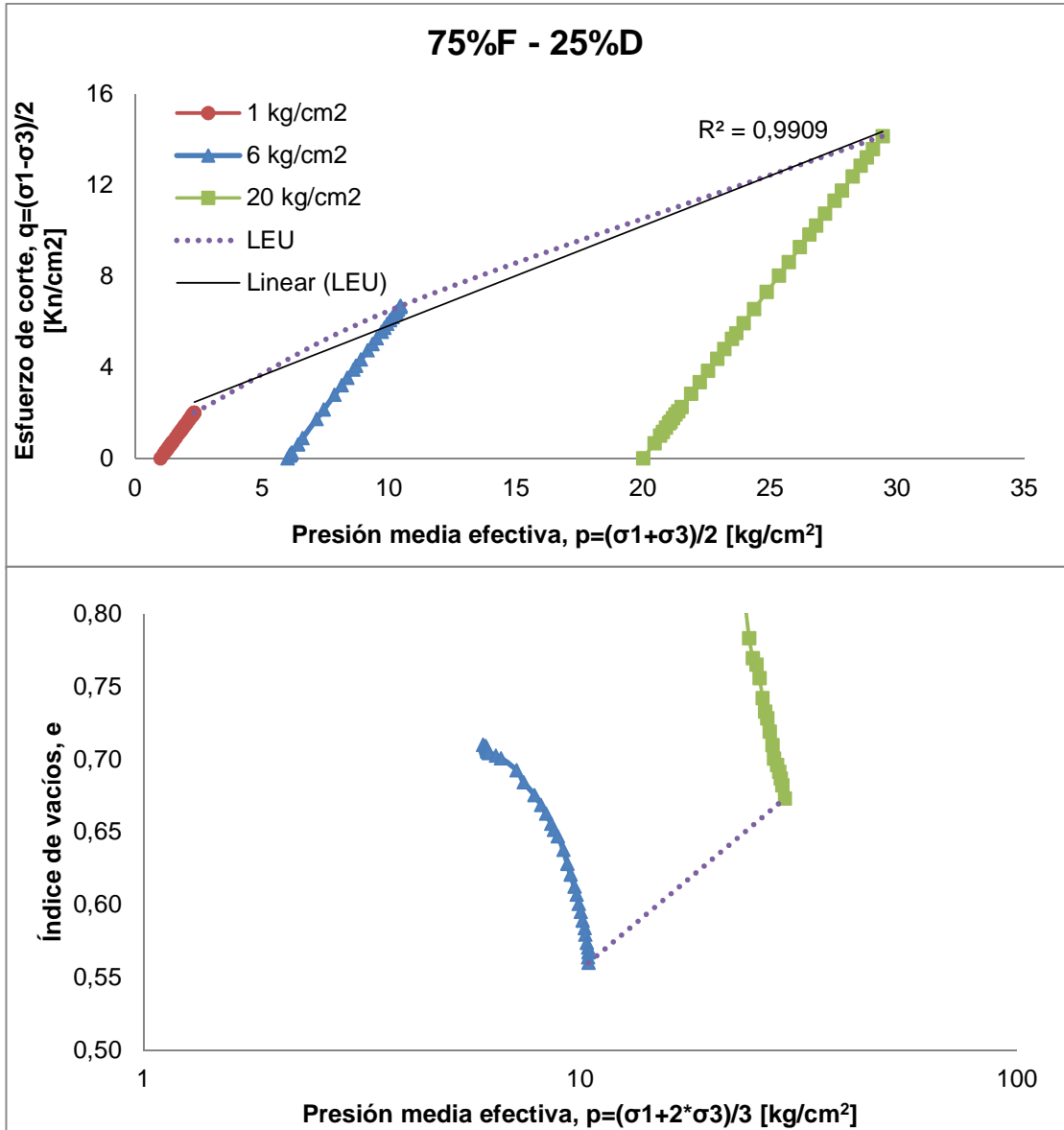


Figura 5. 28: Esfuerzo de corte e índice de vacíos versus presión media efectiva para mezcla 75%F-25%D

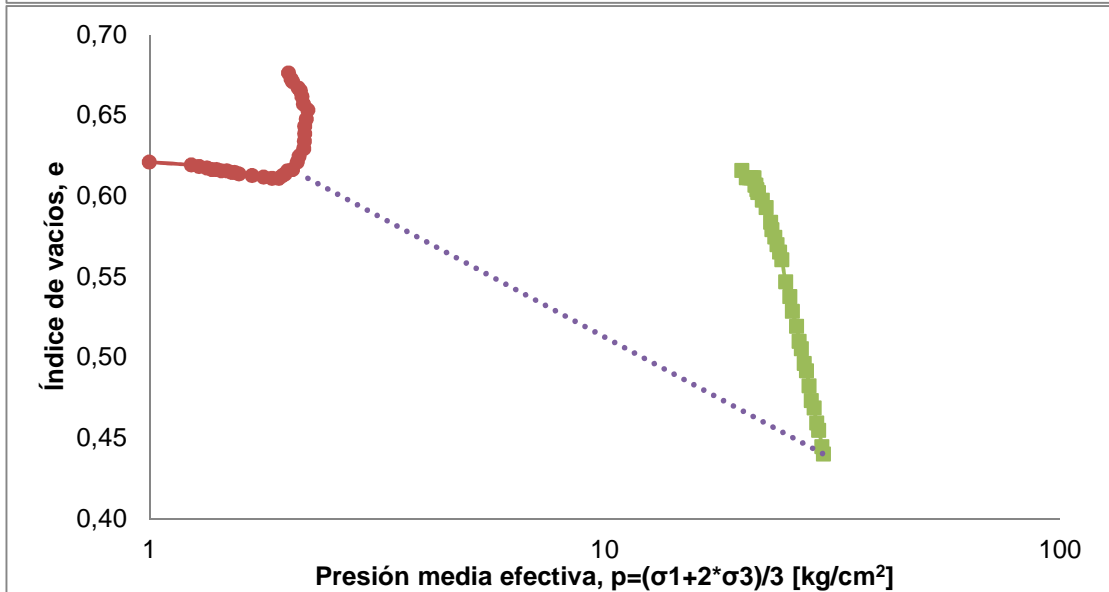
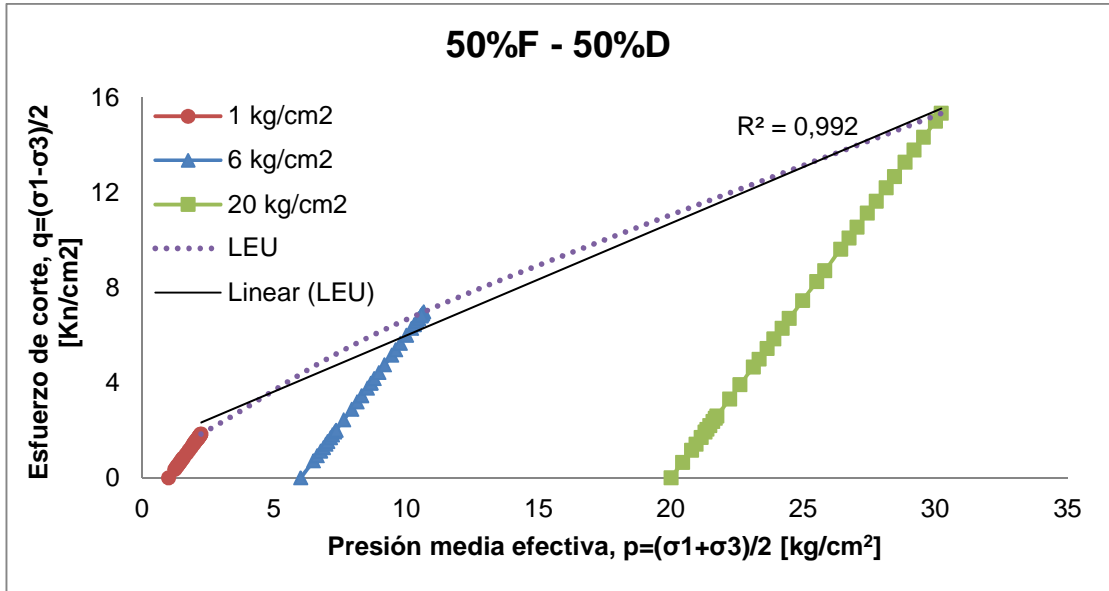


Figura 5. 29: Esfuerzo de corte e índice de vacíos versus presión media efectiva para mezcla 50%F-50%D

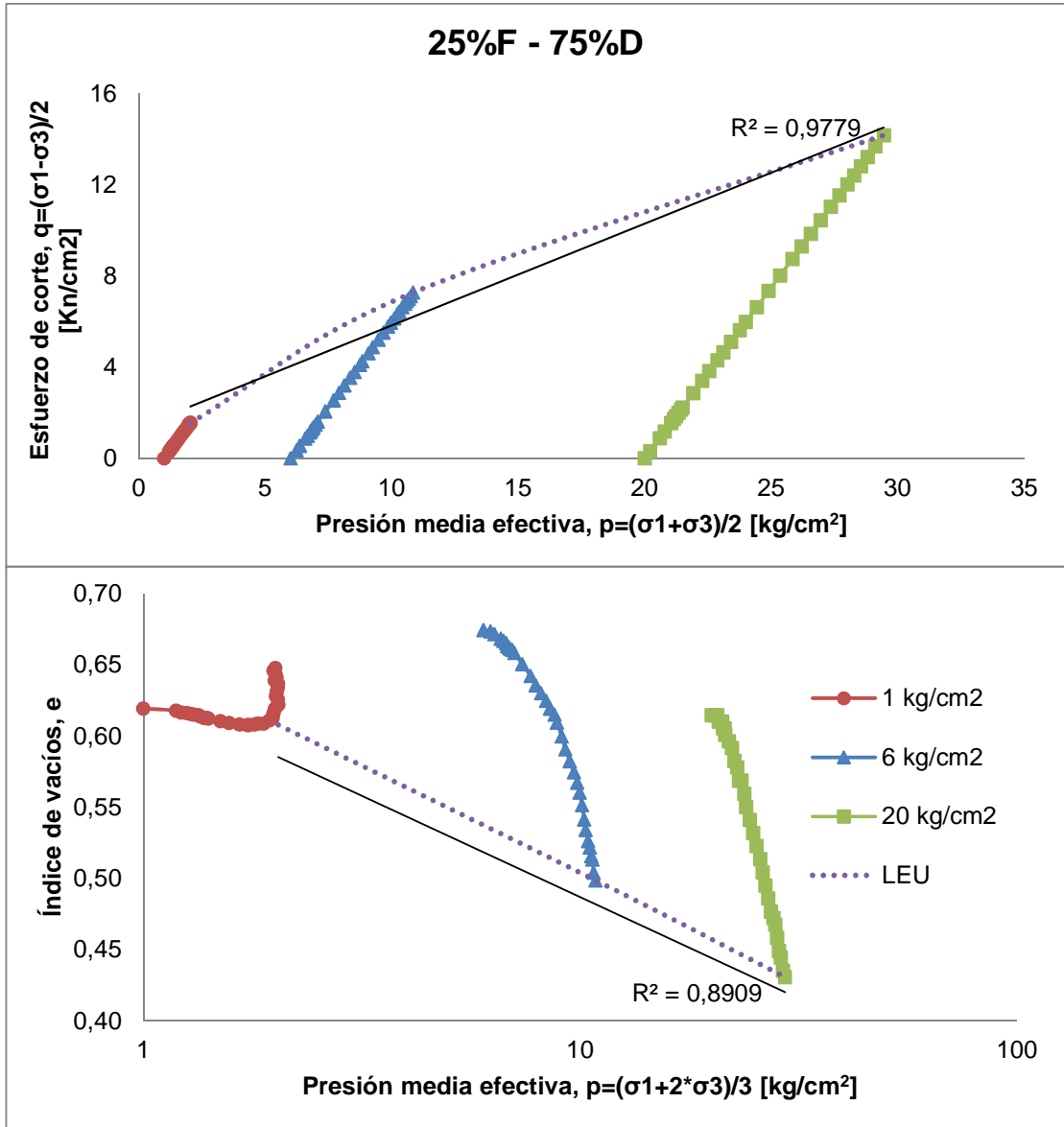


Figura 5. 30: Esfuerzo de corte e índice de vacíos versus presión media efectiva para mezcla 25%F-75%D

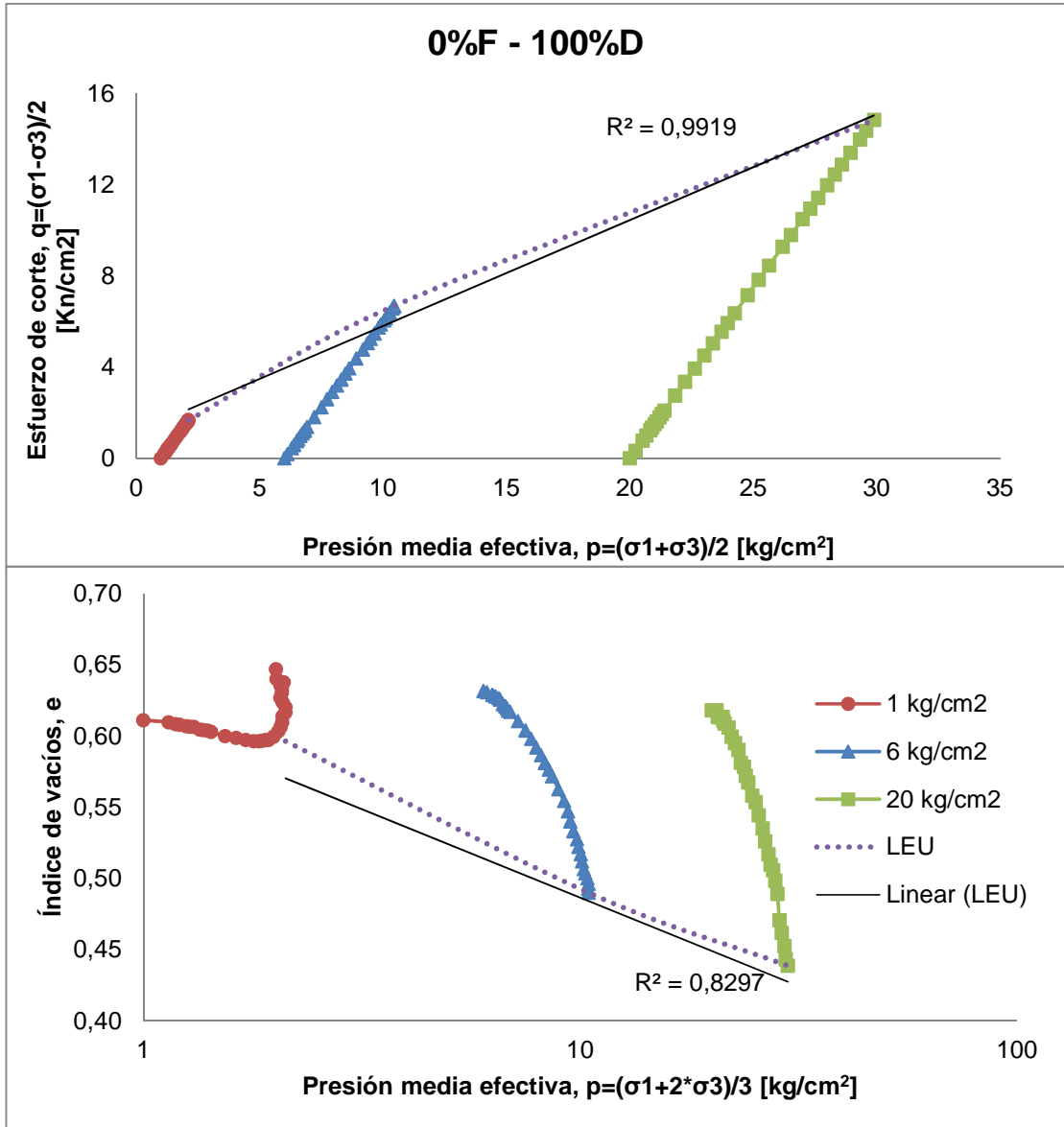


Figura 5. 31: Esfuerzo de corte e índice de vacíos versus presión media efectiva para mezcla 0%F-100%D

Se observa que para todas las mezclas de materiales fuerte-débiles, la LEU está claramente definida. A pesar de ser prácticamente lineal, si es visible una pequeña curvatura a bajas presiones.

El índice de vacíos por otra parte mostro el comportamiento típico de una grava suelta: al ser comprimidas las partículas se reacomodan y generan una matriz de suelo más compacta y por tanto con un menor índice de vacíos. Además la tasa de decaimiento del índice con el aumento de la compresión era mayor a menor confinamiento; por otra parte el índice de vacíos inicial aumenta con el confinamiento. La única excepción fue la mezcla 75%F – 25%D, ($\sigma_c=1 \text{ Kg/cm}^2$) la cual a pesar de mostrar una resistencia como la esperada, tuvo una variación de vacíos totalmente contraria a las otras mezclas, este resultado podría deberse al error de ejecución del ensayo que provoco que la probeta se inflara. Los gráficos con la evolución del índice de vacíos para cada ensayo se encuentran en el anexo de esta memoria

5.2.3 Ángulo de fricción secante

En la Tabla 5. 3 se muestra el ángulo de fricción secante calculado para las 15 probetas, junto con el confinamiento y la presión máxima obtenida, la **Error! Reference source not found.** ilustra la variación del primero en función de la presión máxima.

Tabla 5. 3: esfuerzo principal vertical máximo y ángulo de fricción secante para mezclas fuerte – débil

%F-%D	σ_3 [kg/cm ²]	$\sigma_{1 \text{ max}}$ [kg/cm ²]	ϕ_s [°]
100-0	1	4,13	37,6
75-25	1	5,01	41,9
50-50	1	4,69	40,4
25-75	1	4,11	37,5
0-100	1	4,35	38,8
100-0	6	22,56	35,4
75-25	6	19,36	31,8
50-50	6	19,97	32,5
25-75	6	20,54	33,2
0-100	6	19,37	31,8
100-0	20	49,67	25,2
75-25	20	48,27	24,5
50-50	20	50,65	25,7
25-75	20	48,33	24,5
0-100	20	49,67	25,2

Es evidente que el ángulo de fricción secante cae con el aumento del confinamiento. Sin embargo, no hay una tendencia clara de que las muestras con partículas más fuertes poseen mayor ϕ_s .

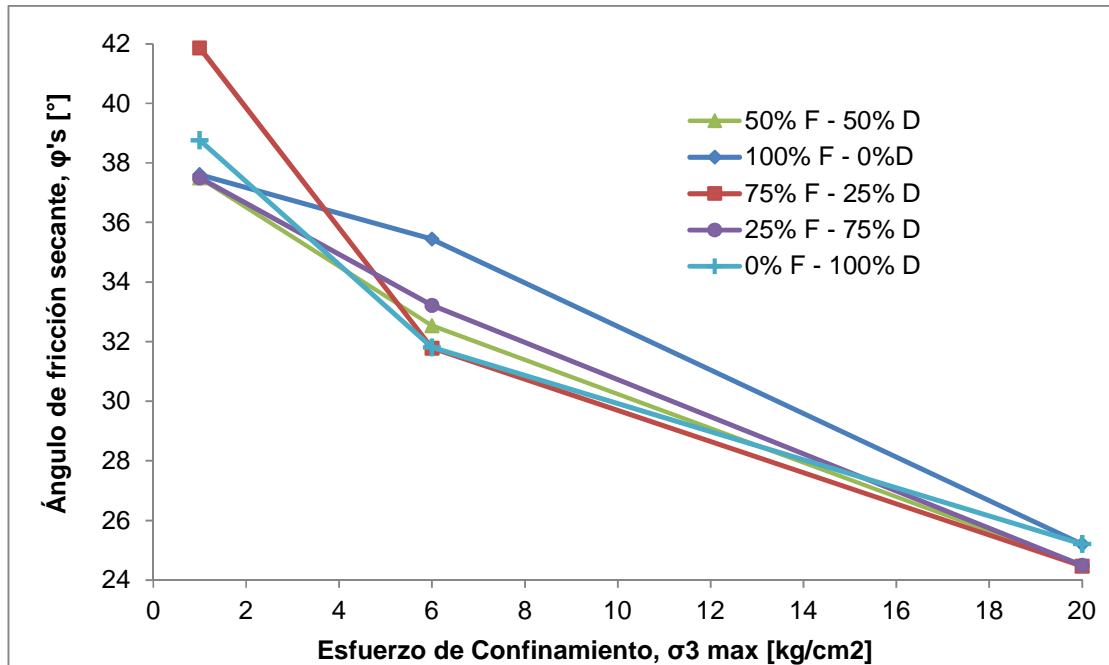


Figura 5. 32: Ángulo de fricción secante versus esfuerzo de confinamiento para mezclas de material fuerte-débil

5.2.4 Rotura de partículas

Al comparar la evolución de la curva granulométrica en función de la composición fuerte-débil, la diferencia para las diferentes mezclas a bajas presiones de confinamiento (1 [kg/cm²]) es casi imperceptible y no muestra ninguna tendencia en cuanto a la cantidad de material fuerte o débil (Figura 5. 33)

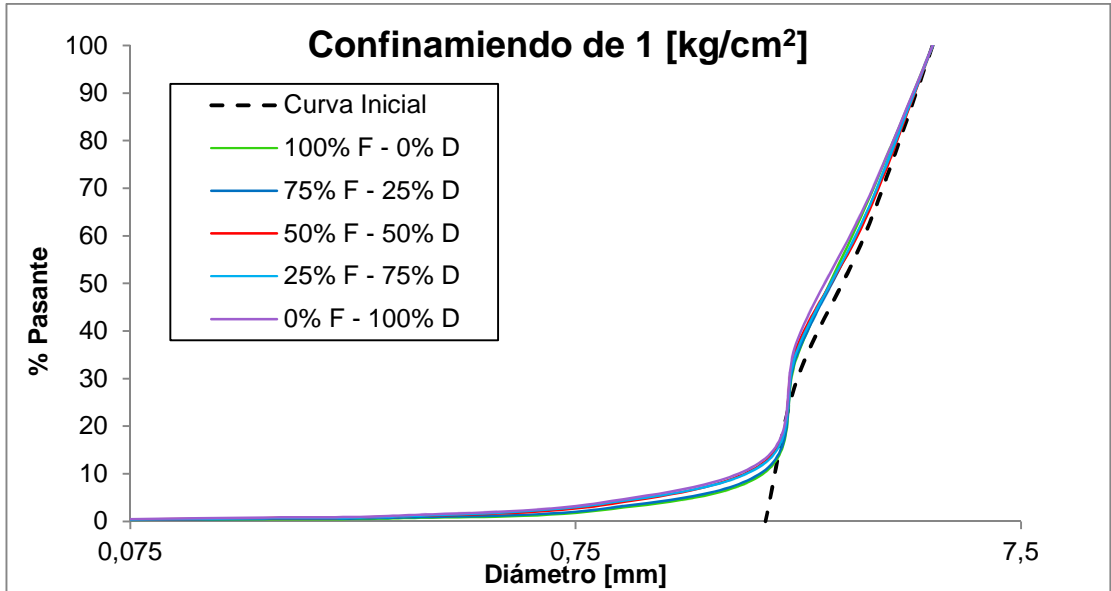


Figura 5. 33: Curvas granulométricas original y post ensayos para probetas a 1 [kg/cm²] de presión confinamiento

Sin embargo, al aumentar el esfuerzo confinante la diferencia entre las mezclas se hace más notoria. Y aunque la relación no es completamente directa, si se aprecia una tendencia del aumento de la rotura con la cantidad de material débil en la mezcla (Figura 5. 34 y Figura 5. 35)

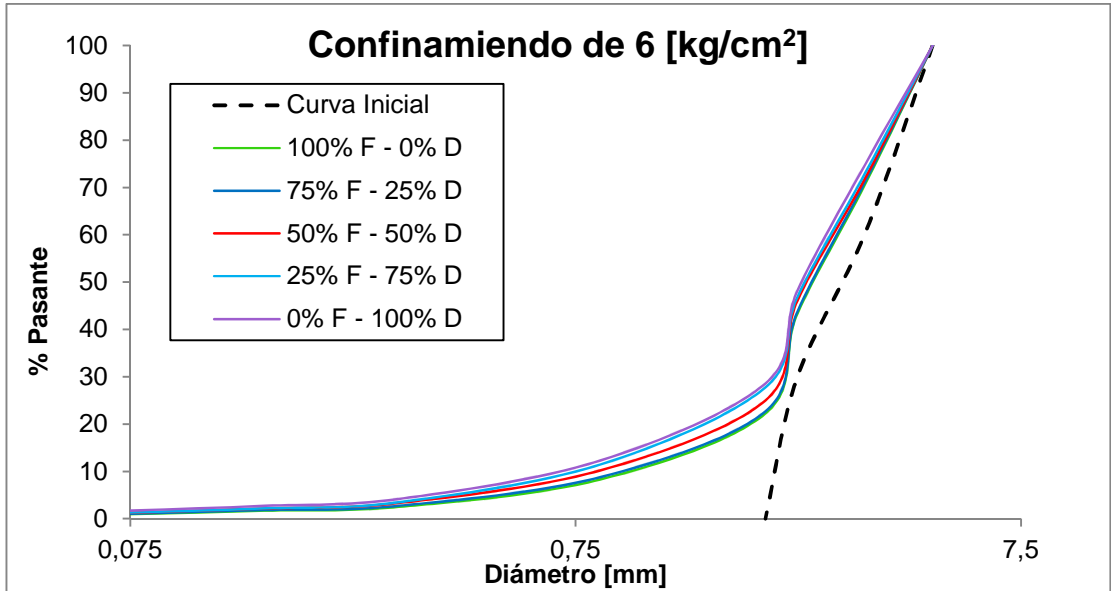


Figura 5. 34: Curvas granulométricas original y post ensayos para probetas a 6 [kg/cm²] de presión confinamiento

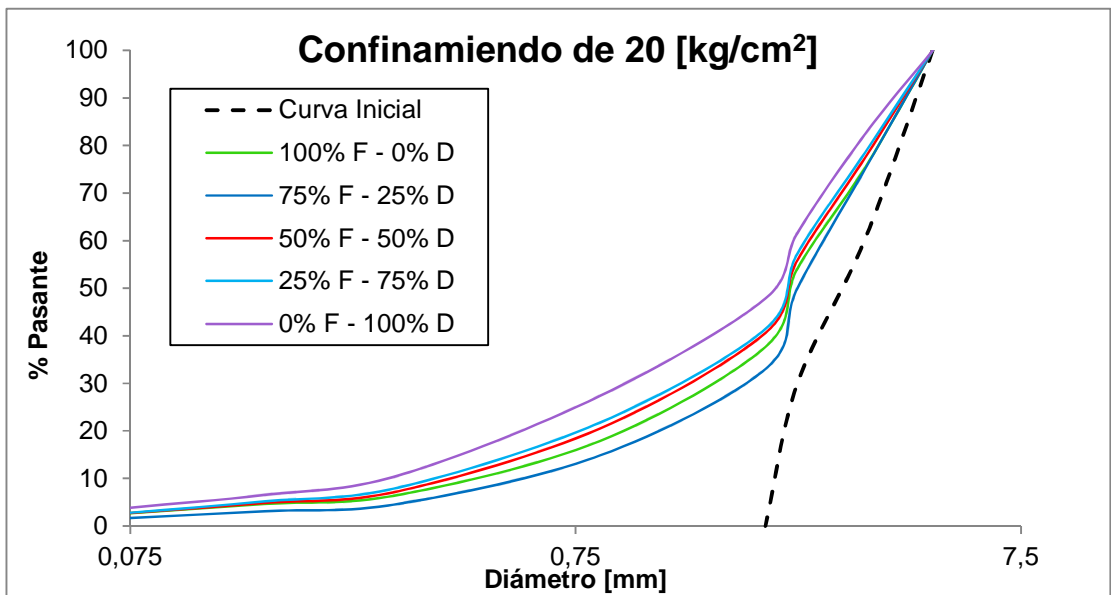


Figura 5. 35 Curvas granulométricas original y post ensayos para probetas a 20 [kg/cm²] de presión confinamiento

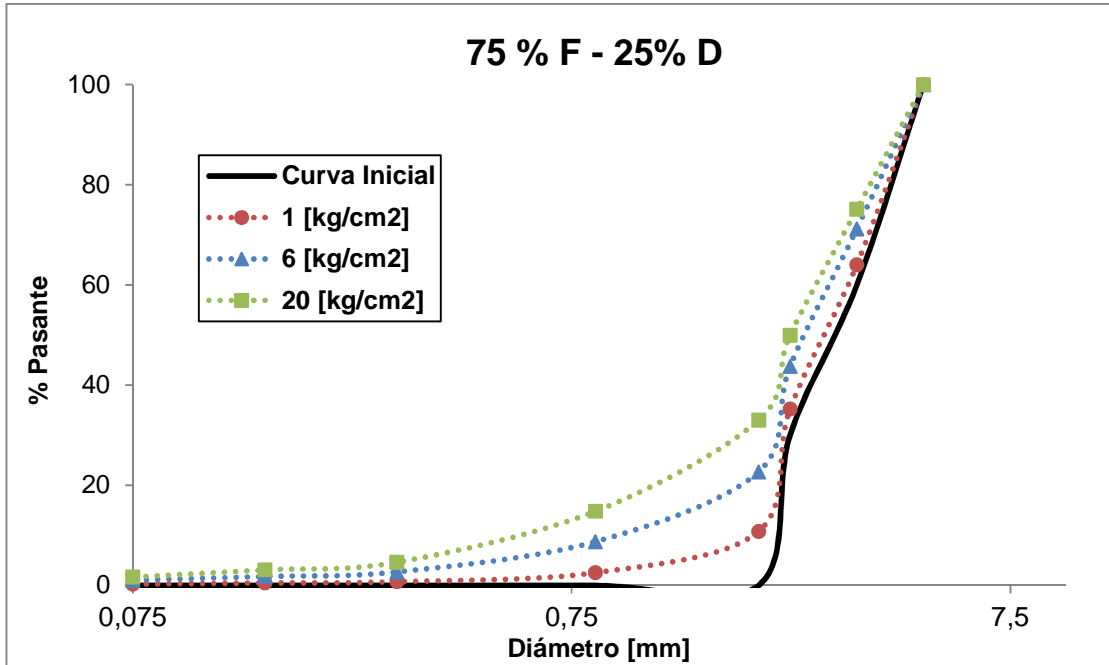


Figura 5. 37: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 75% F - 25% D

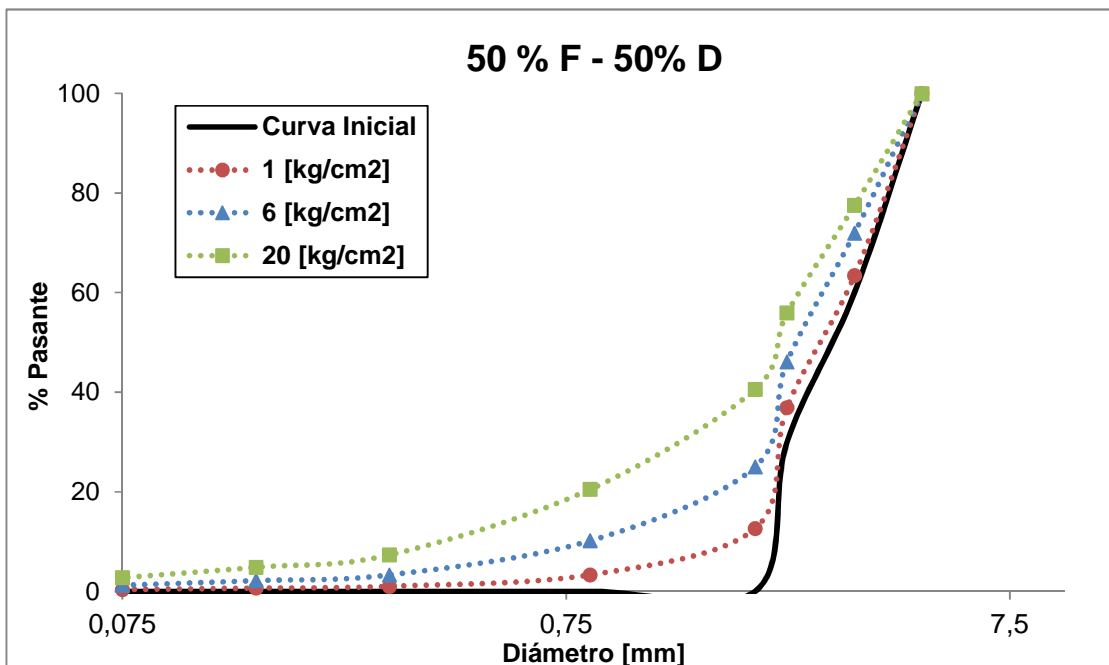


Figura 5. 38: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 50% F - 50% D

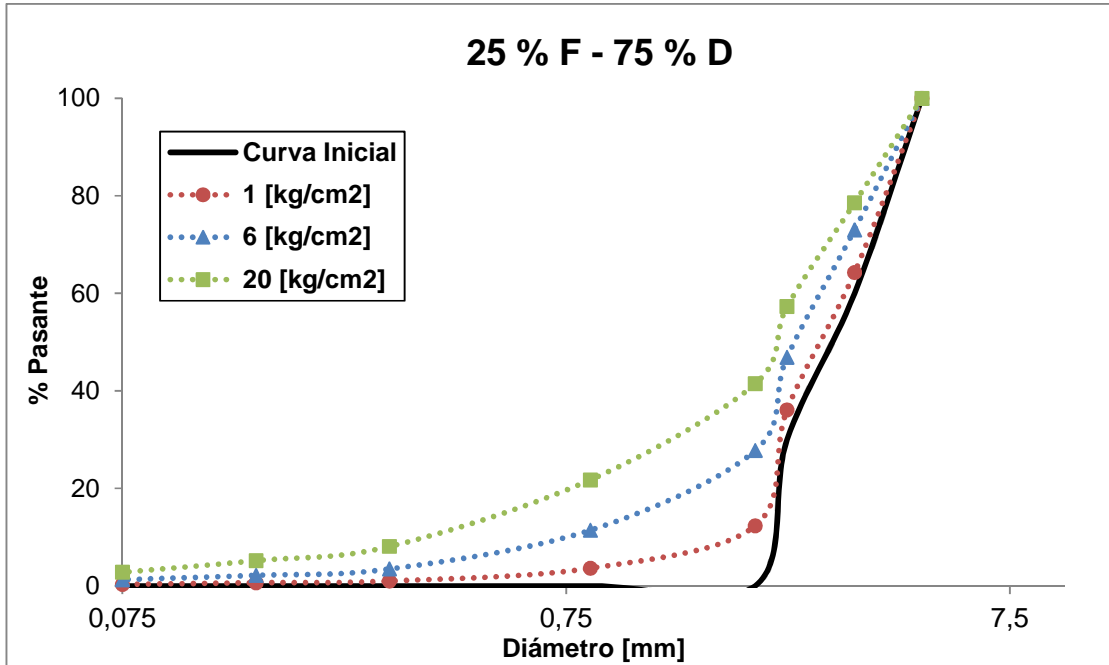


Figura 5. 39: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 25% F - 75% D

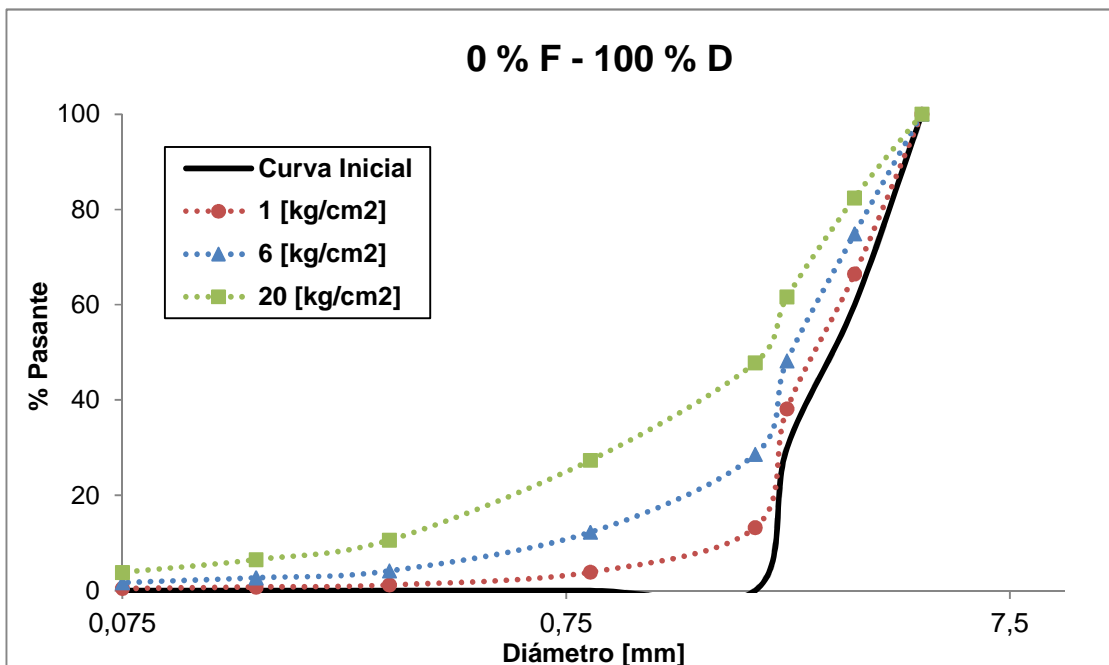


Figura 5. 40: Curva granulométrica inicial y post ensayo para mezcla 0% F - 100% D

Tabla 5. 4: Esfuerzo principal vertical máximo y parámetro de rotura B_r para las mezclas fuerte - débil

%F-%D	σ_3 [kg/cm²]	σ_1 max [kg/cm²]	B_r [%]
100-0	1	4,1	2,80
75-25	1	5,0	2,90
50-50	1	4,7	3,50
25-75	1	4,1	3,62
0-100	1	4,3	4,22
100-0	6	22,6	7,66
75-25	6	19,4	7,96
50-50	6	20,0	9,32
25-75	6	20,5	10,15
0-100	6	19,4	11,12
100-0	20	49,7	15,32
75-25	20	48,3	12,80
50-50	20	50,7	16,95
25-75	20	48,3	17,69
0-100	20	49,7	21,76

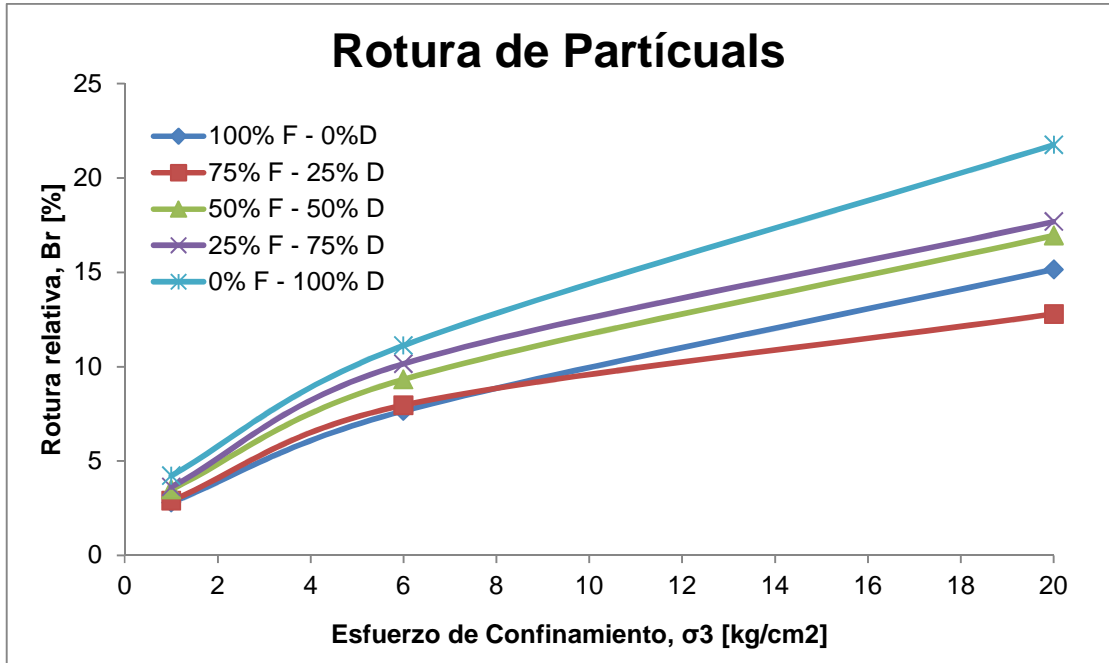


Figura 5. 41: Parámetros de rotura Br en función del esfuerzo principal vertical máximo para mezclas fuerte - débil

De los gráficos anteriores es claro que la rotura aumenta considerablemente con el esfuerzo confinante. También se confirma que a pequeños confinamientos la rotura es prácticamente igual para todas las mezclas, pero a medida que aumenta la presión la diferencia entre una mezcla y otra aumenta. Excluyendo el ensayo para material 100% fuerte a 20 [kg/cm²], hay una clara tendencia en el aumento de la rotura a medida que se agrega material débil a la probeta. También se observa una disminución en el aumento de la tasa de rotura al aumentar el confinamiento para una misma mezcla.

5.3 ENSAYOS 16 Y 17

En esta sección los ensayos 16 y 17 se comparan con el ensayo 9 ($d_{50}=1.65$ [mm]), todos poseen la misma composición 50%PES – 50%PEK pero sus curvas granulométricas han sido escaladas a partir de diferentes tamaños máximos, tal cual se detalló en el capítulo 4. En la siguiente figura se muestran los resultados de resistencia al corte y deformación.

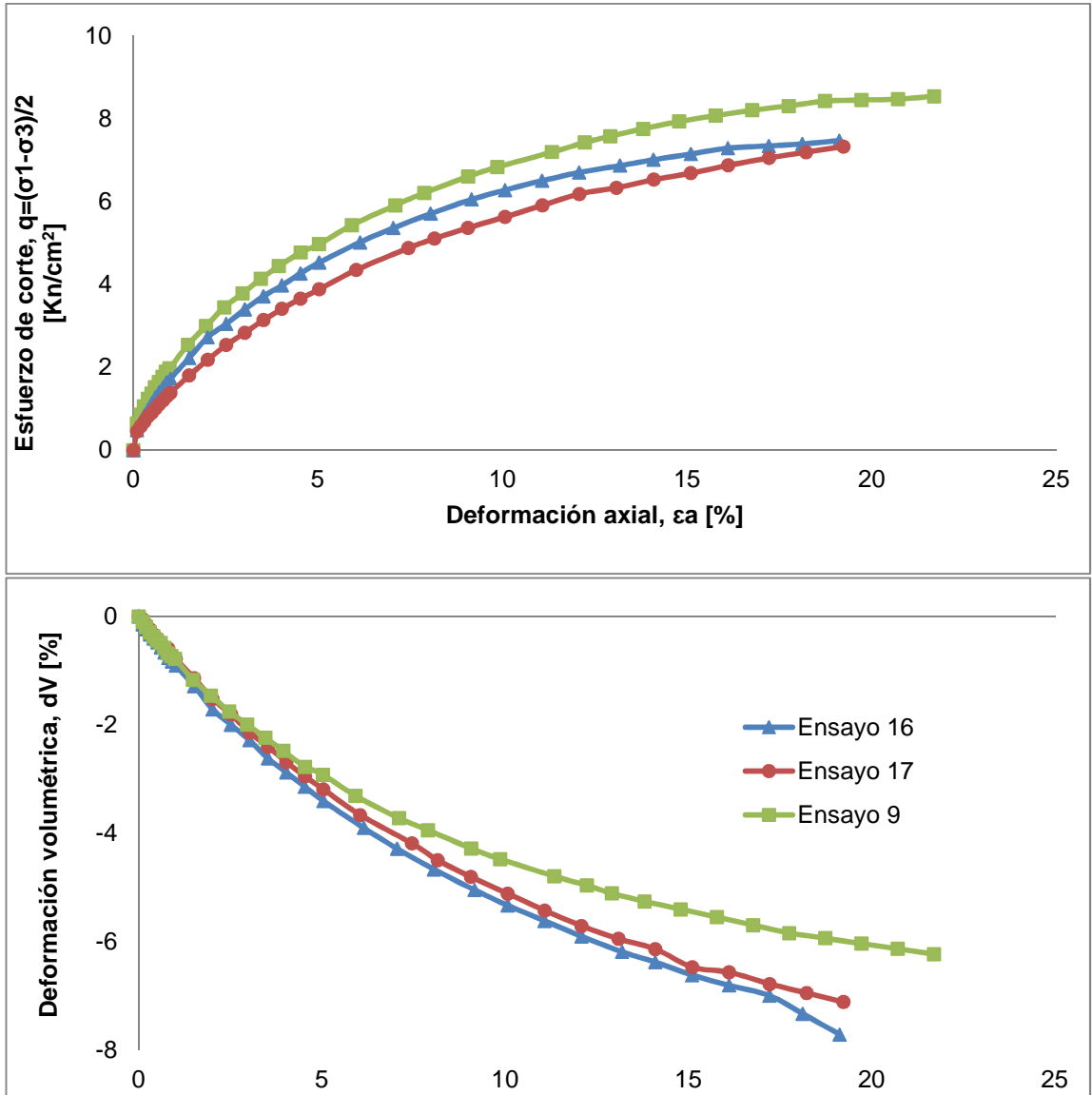


Figura 5. 42. Esfuerzo de corte y deformación volumétrica en función de la deformación axial para probetas 9, 16 y 17

La Figura 5. 43 muestra las curvas granulométricas pre y post ensayo para las tres probetas y en la Tabla 5. 5 se dan los valores de rotura. Es importante mencionar que para la confección de la probeta 9 solo se utilizaron las mallas

N°4, N°8, N°10, N°20 y N°30; mientras que para las otras dos además se agregaron las mallas N°6 y N°40.

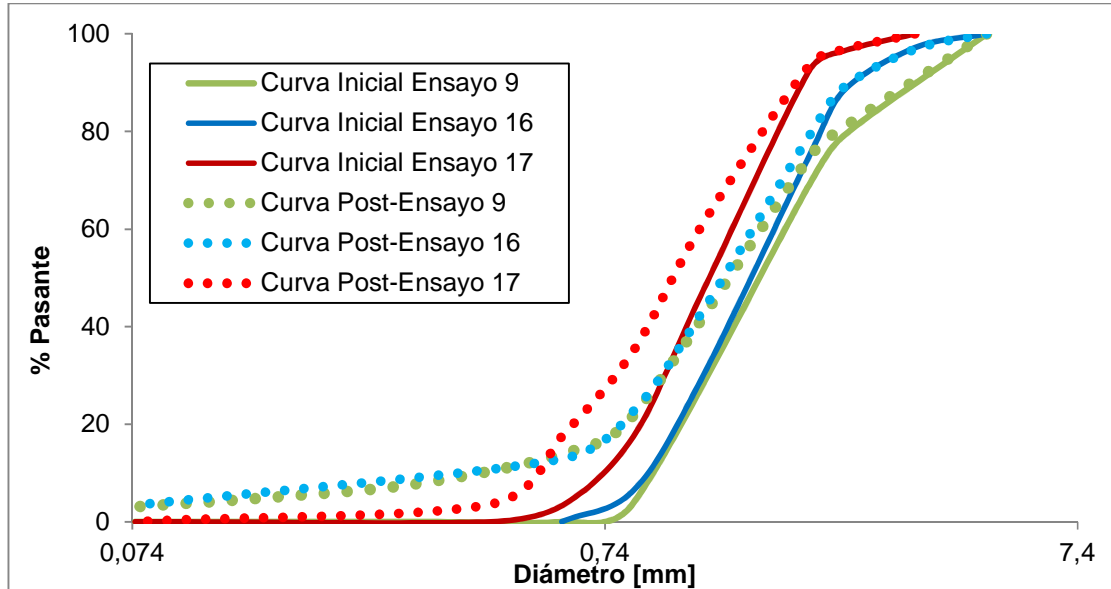


Figura 5. 43: Curva granulométricas iniciales y post ensayos para probetas 9, 16 y 17

Tabla 5. 5: esfuerzo principal vertical máximo, ángulo de fricción secante, índice de vacíos y parámetro de rotura Br para probetas 9, 16 y 17

Ensayo	$\sigma_1 \text{ max [kg/cm}^2\text{]}$	$\phi's [^\circ]$	$e_f []$	Br [%]
9	23,1	36,0	-	10,20
16	21,0	33,7	0,55	10,51
17	20,9	33,6	0,59	7,14

El índice de vacíos final para la probeta 9 no se muestra ya que no se midió y se ensayó hasta alcanzar un 22% de deformación axial, mientras que en los ensayos 16 y 17 solo se llegó al 20%

De los ensayos 9, 16 y 17 se obtiene que tanto su resistencia al corte como la deformación volumétrica son muy similares; si bien existe una diferencia en el ángulo de fricción y el esfuerzo principal máximo, esta se debe a la deformación máxima que se alcanzó en cada ensayo. La rotura relativa de Hardin (Br) fue bastante menor para el ensayo 17 en comparación a los otros dos, es probable que esta diferencia se deba a la distribución de tamaños iniciales de las probetas, mientras que el factor d_{50} para los ensayos 9 y 16 es prácticamente igual (1.65 y 1.5 [mm] respectivamente), mientras que el d_{50} del ensayo 17 es bastante menor (1.2 [mm]), luego las partículas en esta última tienen menor tamaño y por tanto son menos susceptibles a la rotura, como se explicó en la sección 2.2.2

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE

Como ya se puntualizó en el capítulo anterior, para ambos sets de ensayos (mezclas PES-PEK y fuerte-débil) el ángulo de fricción interna secante disminuye con el aumento del confinamiento pero a una tasa decreciente, esto último es más evidente en las mezclas PES-PEK.

La variación en el ángulo de fricción también se corresponde con las Figuras 2.2 y 2.3 y con el comportamiento dilatante de aquellas probetas sometidas a bajas presiones (1 [kg/cm²] de confinamiento). Según estas figuras, para un material en estado suelto (alto índice de vacíos) el aporte de la dilatación al ángulo de fricción interno crítico es muy pequeña (la dilatación es casi insignificante en las muestras en las que existe), es la rotación y reordenamiento de las partículas lo que da al ángulo de fricción su valor crítico. Considerando que al aumentar el confinamiento se provoca un estado mucho más compacto y rígido del material (menor índice de vacíos), el aporte del reordenamiento cada vez es menor, y por tanto el ángulo de fricción crítico también lo es; de esta forma se explica la disminución general del ángulo de fricción con el aumento de las presiones. Esto además es comprobable para las mezclas fuerte – débil si se observa el índice de vacíos post consolidación y previo a la aplicación de la carga axial: para todas las composiciones el índice

de vacíos disminuye con el aumento del confinamiento reafirmando el estado más compacto de la muestra pre-ensayo.

Es destacable la gran y drástica disminución del ángulo de fricción para los ensayos de mezcla fuerte y débil. Considerando los ensayos a bajas presiones (1 y 6 [kg/cm²]) para el set de ensayos con material fuerte-débil, la disminución del ángulo de fricción es similar que en el primer set llegando a disminuir 10° aproximadamente. Si se consideran los ensayos a altas presiones la diferencia alcanza un máximo de 17°. Se aprecia una tendencia en la disminución del ángulo, la cual se hace menos drástica al aumentar la cantidad de material débil en la probeta. La excepción a esto último es la mezcla compuesta en un 100% de material débil, ya que el ángulo de fricción a 1 [kg/cm²] de confinamiento parece ser muy bajo, mientras que el correspondiente a los 6[kg/cm²] es muy alto.

Todo esto podría ser explicado por la resistencia individual de las partículas presentadas en el capítulo 3: las partículas denominadas fuertes y débiles poseen una resistencia de 0.25 [kN] y 0.15 [kN] en promedio, respectivamente (considerando el material PES que fue utilizado para las mezclas fuerte-débil). A bajas presiones la alta resistencia individual de las partículas fuertes contribuye a la resistencia global del material. Sin embargo, al aumentar el rango de presiones tanto las partículas débiles como las fuertes sometidas a importante concentración de esfuerzos sufren rotura, disminuyendo el ángulo de

fricción. Por esto a mayores presiones de confinamiento el ángulo de fricción para las diferentes mezclas comienza tender a un mismo valor..

En la siguiente figura se comparan los datos obtenidos para esta memoria con los de otras arenas. Se incluye las arenas Glacial, Chatahooche river (CR) en estado denso y suelto, Mol y Ham river (Vesic y Clough, 1968), y de óxido de aluminio (OA), cuarzo y caliza (LS) (Lo y Roy, 1973). Todas las muestras fueron ensayadas a compresión triaxial CID.

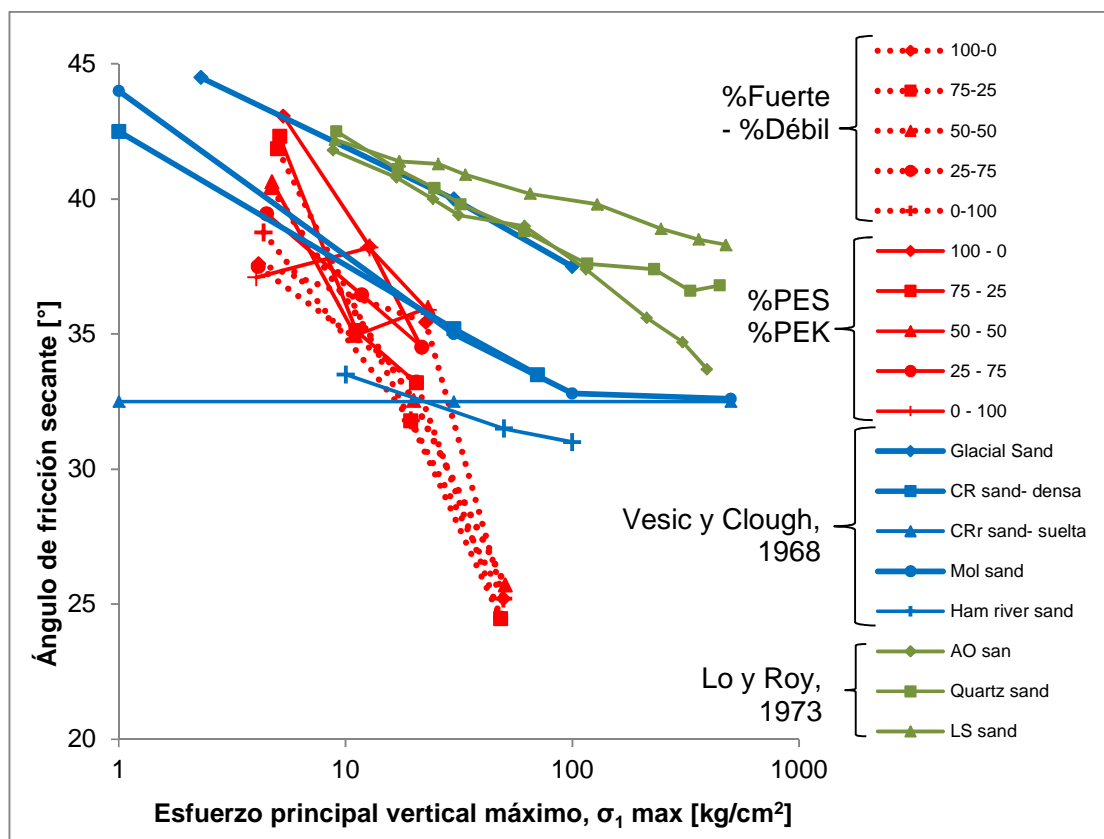


Figura 6. 1: ángulo de fricción secante para varias arenas

Según la figura anterior los materiales que sufren un cambio más drástico en el ángulo de fricción secante, al variar la presión de confinamiento, son las mezclas estudiadas en esta memoria. Las arenas ensayadas por Lo y Roy estaban clasificadas como uniformes, al igual que las mezclas de esta memoria, por lo que este factor no explica el comportamiento del ángulo de fricción de las últimas. Las arenas de Vesic y Clough por otra parte fueron extraídas de ríos y glaciares, por lo que sufrieron meteorización por transporte y muestran una caída del ángulo de fricción mucho menos fuerte, a diferencia de los materiales PES y PEK que corresponden a materiales no transportados.

Además las mezclas muestran un comportamiento promedio con respecto a las demás arenas a bajas presiones (1 a 10 [kg/cm²]), es a altas presiones donde los resultados salen del rango esperado. Considerando el argumento descrito en los párrafos anteriores, las partículas competentes (fuertes) parecen resistir bien a bajas presiones, pero al superar cierto límite sufren una rotura masiva provocando la fuerte decaída del ángulo de fricción. Esto último se discute en la próxima sección.

6.2 ROTURA DE PARTÍCULAS

Como se comentó en el capítulo anterior, ambos sets de ensayos se comportaron como se esperaba en función del esfuerzo confinante: en todas las mezclas el factor de rotura B_r aumentó con la presión de confinamiento. Sin embargo, el set de mezclas fuerte-débil mostró un comportamiento mucho más definido. En este set se aprecia una pequeña desaceleración en la tasa de aumento de la rotura con los esfuerzos. Al comparar las diferentes composiciones es claro el aumento de la rotura con la cantidad de material débil en la muestra, la cual era aún más significativa con el aumento del confinamiento. Esto se puede explicar por la diferencia en la resistencia individual de las partículas fuertes y débiles que se mencionó en la sección 6.1. Las partículas débiles son mucho más susceptibles que las fuertes a la rotura, incluso a bajas presiones, luego la naturaleza de las partículas sería un factor primordial en el comportamiento de estas mezclas. El set PES-PEK no mostró ninguna de estas dos tendencias.

Según las mineralogías de los materiales PES y PEK detalladas en el capítulo 3, las mezclas 50%-50%, 25%-75% y 0%-100% PES-PEK poseen una cantidad de material fuerte menor al 50%. Al comparar estas mezclas con aquellas de material fuerte-débil, todas poseen una rotura relativa (B_r) mayor a las de la mezcla 50% fuerte – 50% débil, tanto para el confinamiento a 1 y 6 [kg/cm²], esto se puede apreciar mejor en la Figura 6.3. Aunque, como se ha dicho no

hay una tendencia directa con respecto a las mezclas PES-PEK, es posible separar las mezclas entre aquellas con un contenido de material débil mayor o menor al 50%

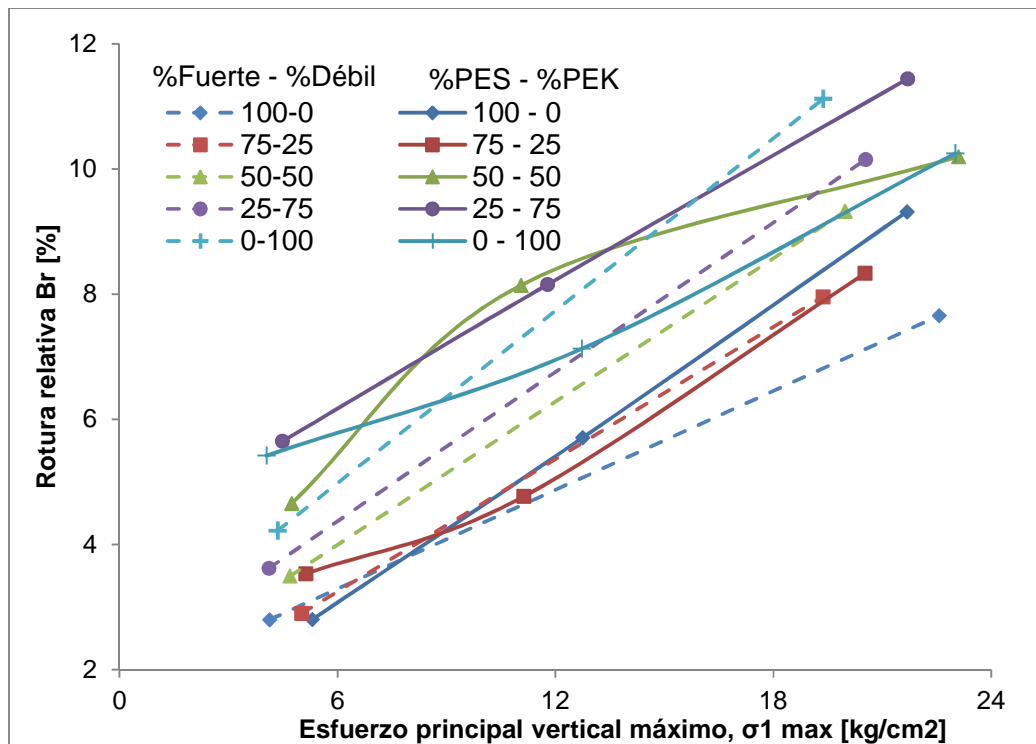


Figura 6. 2: Rotura relativa (Br) para ambos sets de ensayos a 1, 3 y 6 [kg/cm²] de confinamiento

También es deducible de la imagen anterior que las mezclas con un contenido superior al 50% en material fuerte poseen una rotura muy similar entre sí (exceptuando la mezcla 100% fuerte - 0% débil a 6 [kg/cm²] de confinamiento), mientras que el espectro de rotura para las otras mezclas es mucho mayor. Por lo tanto se deduce que las partículas débiles tienen una mayor influencia en la

rotura de partículas de la matriz global que las partículas fuertes, lo cual coincide con las conclusiones de Leleu y Valdes (2007).

Análogo a la sección 6.1, en la siguiente figura se compara la rotura de las mezclas estudiadas en esta memoria con otras obtenidas de la literatura, todas sometidas a compresión triaxial CID. Las arenas incluidas corresponden a Busheher Port y Hormuz Island (Shahnazari y Rezvani, 2013), Cambria (Lade et al., 1996) y Dog's Bay (Bandini y Coop, 2011)

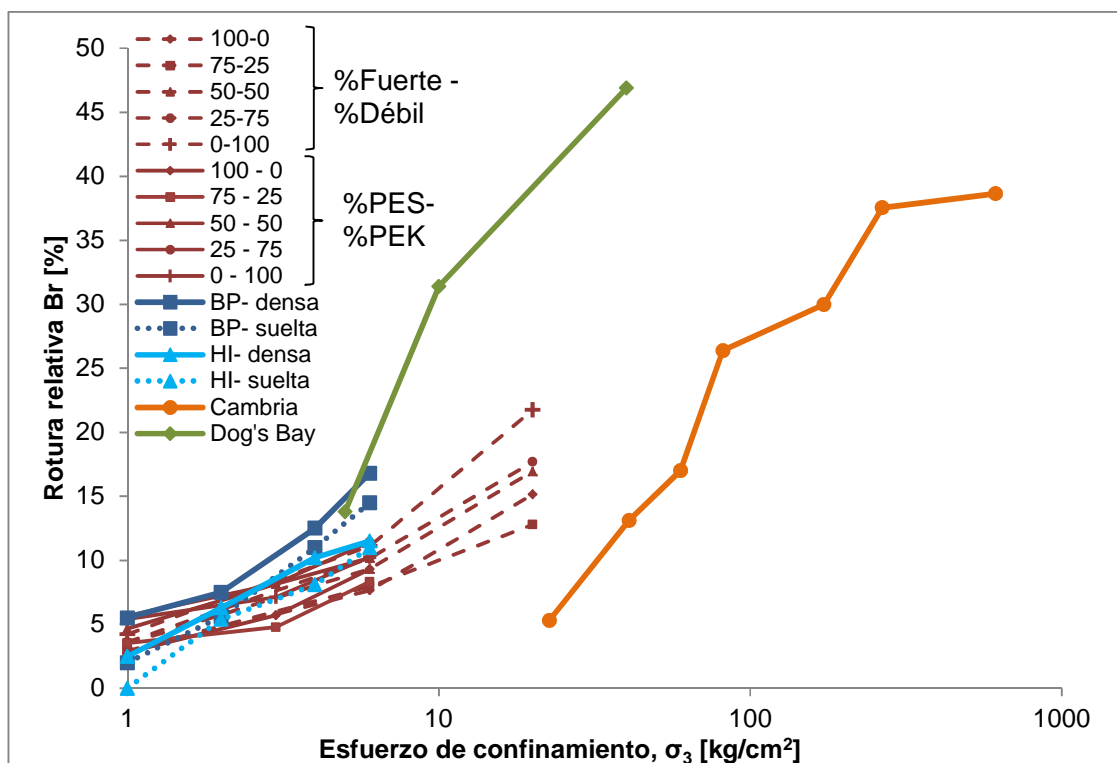


Figura 6. 3: rotura relativa (Br) para varias arenas

De la Figura 6. 3 es claro que para las mezclas estudiadas la rotura de partículas es similar en cierta medida a las arenas de la literatura. A bajas presiones ($\sigma_3 = 1$ [kg/cm²]) la rotura de las mezclas se encuentra sobre las arenas de Busheher Port y Hormuz Island, las cuales se clasifican como bien graduadas con un factor d_{50} de 0.43 y 0.78 [mm] respectivamente y que están compuestas por un material muy quebradizo. Luego la uniformidad de la muestra parece tener un rol importante en la rotura a bajas presiones. Sin embargo, al aumentar el confinamiento (entre 3 y 6 [kg/cm²]) la rotura de las arenas BP y HI sobrepasa a la de las mezclas PES-PEK y fuerte-débil lo que se puede explicar por la resistencia individual de las partículas. A 1 [kg/cm²] de confinamiento todas las muestras resisten la rotura, sin embargo con el aumento del primero las arenas más débiles (BP y HI) comienzan a quebrarse más rápidamente superando el efecto de la gradación, mientras que las mezclas de esta memoria soportan mejor la rotura a estas presiones. No obstante la rotura de las mezclas aumente considerablemente en un pequeño espacio de presiones, lo cual explicaría la radical caída del ángulo de fricción secante discutido en la sección anterior.

A altas presiones las mezclas estudiadas siguen presentando un comportamiento promedio, y además muestran una tendencia dentro del rango de las arenas Cambria y Dog's Bay.

7. CONCLUSIONES

El objetivo principal de esta memoria era estudiar varias mezclas de dos arenas provenientes de diferentes unidades litológicas para ayudar a la comprensión de su comportamiento, en cuanto a resistencia al corte, compresibilidad y especialmente respecto a la rotura de partículas y que pueda servir como base para el estudio futuro de mezclas de materiales quebrados en minería de block caving. Para esto se realizaron dos sets de ensayos de compresión triaxial drenada, el primero compuesto por diferentes porcentajes de los materiales PES y PEK y el segundo por materiales fuerte y débil, seleccionados de la muestra PES en función de la resistencia individual de las partículas.

De los dos sets de ensayos se concluye que el confinamiento para rangos de σ_3 entre 1 a 20 kg/cm² es uno de los factores más importantes al momento de definir el comportamiento de estas arenas de tronadura (PES y PEK). Para todas las mezclas la resistencia y la compresibilidad de la muestra aumentaron con la presión de confinamiento. Además al comparar las mezclas de cada set a un mismo confinamiento no se encuentra ninguna tendencia que relacione la resistencia y/o la compresibilidad con la proporción de material. Esto confirma la superioridad del confinamiento por sobre la naturaleza de las partículas de arena de tronadura dentro de los rangos de parámetros analizados.

Se confirmó la disminución del ángulo de fricción secante a una tasa desacelerada a medida que aumenta el confinamiento, lo cual se explica por el

aumento del índice de vacíos de la muestra durante la consolidación y la aplicación del corte durante el ensayo. A mayor confinamiento, mayor el índice de vacíos y menor el ángulo de fricción crítico del material.

Con respecto a las mezclas de materiales, se obtuvo que aquellas con una proporción de partículas fuertes mayor al 50% muestran un mayor decaimiento en el ángulo de fricción secante. Esto se debe a la diferencia en la resistencia de las partículas fuertes y débiles. Las partículas fuertes proveen una resistencia inicial mayor, pero esta se pierde al aumentar los esfuerzos ya que su resistencia individual se ve sobrepasada. De esto se concluye que si bien existe un efecto de la resistencia de las partículas en el ángulo de fricción, este se ve anulado con el aumento de las presiones. Esto se verifica al comparar las mezclas estudiadas con otras arenas, ninguna de las cuales muestra un decaimiento tan drástico en su ángulo de fricción secante.

Para la rotura de partículas, el confinamiento una vez más es el factor principal que influencia su evolución. La rotura aumenta a una tasa decreciente con el aumento del confinamiento. Asimismo la resistencia individual de las partículas también es un factor crítico en la rotura, ya que al aumentar la proporción de material débil (baja resistencia) la rotura también aumenta. Se determinó un límite dado por la presencia del material fuerte en la mezcla: sobre un 50% de material fuerte la rotura es similar para todas las mezclas (especialmente a

bajas presiones), por sobre esta proporción la rotura se ve mucho más influenciada por la presencia de material débil.

De la comparación con otras arenas se concluye que las partículas de los materiales PES y PEK resisten bien a bajas presiones, pero en el rango de altas presiones las partículas comienzan a quebrarse mucho más rápidamente, lo que explica la fuerte variación del ángulo de fricción en este rango de presiones. Además a bajos confinamientos (1 [kg/cm²]) la rotura está controlada por la uniformidad de la muestra.

Con respecto a los ensayos 16 y 19 se concluye que el parámetro d_{50} no influye particularmente en la respuesta al corte o en la compresibilidad de una muestra, pero sí en la rotura. Con un valor de d_{50} menor, las partículas poseen un menor tamaño y por tanto están menos susceptibles a quebrarse, disminuyendo la rotura global del material.

Si bien la dureza de las partículas afecta el comportamiento (resistencia, compresibilidad y rotura) de los materiales estudiados, otras propiedades intrínsecas de las partículas poseen mayor influencia, en especial su origen. Los materiales estudiados correspondían a materiales no transportados por lo que heredaron los defectos de la roca madre, esto tiene mucha mayor relevancia en el comportamiento que la dureza e implica que no haya una tendencia clara en el comportamiento al aumentar el tipo de material fuerte o débil.

Finalmente se deduce que este tipo de materiales debería tratarse con un rango de valores ya que es muy difícil especificar un comportamiento definido. Estos datos ayudarán a la planificación del proyecto, optimizando la producción y el procesamiento del mineral. Además se concluye que la resistencia individual de las partículas si participa en el comportamiento de los materiales granulares, sin embargo su influencia se ve anulada con el aumento de los esfuerzos.

..

8. SUGERENCIAS

En función de lo estudiado en esta tesis y de las conclusiones desprendida se propone

- Extender esta investigación a materiales en estado denso ya que aún no se entiende por completo la influencia de este factor en la rotura de partículas
- Extender esta investigación hacia mezclas de gravas y enrocados de tal manera de estudiar la influencia del tamaño máximo de partículas para así poder ser aplicado a materiales quebrados en minería de block caving.

9. BIBLIOGRAFÍA

1. BANDINI, V., & COOP, M. R. (2011). The influence of particle breakage on the location of the critical state line of sands. *Soils and foundations* 51(4):, 591-600
2. BANKS, D. C., McIVER B. N., & SOWERS, G. F. (1971). Discussion on the review of sharing strength of rockfill. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
3. BISHOP, A. W. (1948). A large shear box for testing sands and gravels. In *Proceedings of the 2nd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering (Vol. 1, pp. 207-211)*.
4. BISHOP, A. W. (1966). The strength of soils as engineering materials. *Geotechnique* (16): 91-130.
5. BOLTON, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique* 36(1): 65-78
6. CABALAR, A. F. (2011). The effects of fines on the behaviour of a sand mixture. *Geotechnical and Geological Engineering* 29(1): 91-100
7. CAMBIO, D., & GE, L. (2007). Effects of parallel gradation on strength properties of ballast materials. In *Advances in Measurement and Modeling of Soil Behavior* (pp. 1-7). ASCE.
8. CHEN, L. S. (1948). An investigation of stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils by triaxial compression tests. *Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam*, 5, 35-43
9. CODELCO (2009). *Caracterización geotécnica estructural, Proyecto Mina Subterránea Chuquicamata*.
10. CRAIG, R. F. (2004). *Craig's Soil mechanics*. 7^a ed. USA, CRC Press
11. D'espessailles, N. (2014). *Estudio del comportamiento y rotura de arena de tronadura de túnel minero sometida a esfuerzo de corte simple monótono*. Tesis de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
12. DAS, N., & ASHMAWY, A. K. (2007). Relationship between grain size and shape of natural and crushed sand. In *Geo-Denver 2006 Conference*, Denver, CO
13. DE LA HOZ, K. (2007). *Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos*, Tesis de Ingeniero Civil y Magister. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas

14. DE SOLMINIHAC H. (2012). Desafíos de la minería en Chile: Una oportunidad de crecimiento y desarrollo. 6° seminario de acercamiento tecnológico (SAT).
https://www.codelco.com/flipbook/innovacion/codelcodigital6/PDF_PRESENTACIONES/HernandeSolminihac.pdf.
15. DORADOR, L. (2010). Análisis experimental de las metodologías de curvas homotéticas y corte en la evaluación de propiedades geotécnicas de suelos gruesos. Tesis de Ingeniero Civil y Magister. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas).
16. FROSSARD, E., OVALLE, C., DANO, C., HICHER, P. Y., MAIOLINO, S., & Hu, W. (2013). Size effect due to grain crushing in rockfill shear strength. Proc. of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
17. GHAZAVI, M. (2004). Shear strength characteristics of sand-mixed with granular rubber. *Geotechnical & Geological Engineering* 22(3): 401-416
18. GUIMARAES, M.; VALDES, J.; PALOMINO, A. & SANTAMARINA, J. (2007). Aggregates production-fines generation during rick crushing. *International Journal of Mineral Processing*, Vol. 81 (4): 237-247
19. GUO, P., & SU, X. (2007). Shear strength, interparticle locking, and dilatancy of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal* 44(5): 579-591
20. HARDIN, B. O. (1985). Crushing of soil particles. *Journal of Geotechnical Engineering* 111(10): 1177-1192
21. HYODO, M., HYDE, A.F.L., ARAMAKI, N. & NAKATA, Y. (2002). Undrained monotonic and cyclic shear behavior of sand under low and high confining stresses. *Soils and Foundations*, Vol. 42(3), pp. 63-76.
22. HOLTZ, W. G., & GIBBS, H. J. (1956). Triaxial shear tests on pervious gravelly soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 82(1): 1-22
23. INDRARATNA, B., WIJEWARDENA, L. S. S. y BALASUBRAMANIAM, A. S.(1993). Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill. *Géotechnique*, 43(1):37-51
24. LADE, P. V., YAMAMURO, J. A., & BOPP, P. A. (1996). Significance of particle crushing in granular materials. *Journal of Geotechnical Engineering* 122(4): 309-316
25. LAMBE, T. W. (2008). *Mecánica de Suelos (Spanis edition)*. Ediciones Limusa

26. LEE, K. L., & FARHOOMAND, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. *Canadian Geotechnical Journal* 4(1): 68-86.
27. LEE, K. L., SEED, H. B., & DUNLOP, P. (1966). The Effect of Transient Loading on the Strength of Sand. Highway Research Board
28. LEE, K. L., & SEED, H. B. (1967). Drained strength characteristics of sands. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
29. LELEU, S. L., & VALDES, J. R. (2007). Experimental study of the influence of mineral composition on sand crushing. *Géotechnique* 57(3): 313-317
30. LEPS, T. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 96 (4): 1159-1170.
31. LESLIE, D.D. (1963). Large scale triaxial test on gravelly soils. Proc. 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1, pp. 181-202
32. LO, KY & ROY, M. (1973). Response of Particulate Materials at High Pressure," *Soils and Foundations*, Tokyo, Japan, 13 (1), 1-14
33. LOBO-GUERRERO, S., & BALLEJO, L. (2005). Crushing a weak granular material: experimental numerical analyses. *Géotechnique* 55(3).
34. MARACHI, N., CHAN, C. K., SEED, H. B., & DUNCAN, J. M. (1969). Strength and deformation characteristics of rockfill materials. Tesis doctoral. Berkeley, University of California
35. MARSAL, R. J. (1963). Contact forces in soils and rockfill materials. In Proc. 2nd Pan Amer. Conf. on SM and FE (Vol. 2, pp. 67-97).
36. MARSAL, R.J. (1967). Large scale testing of rockfill materials. *Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division*. ASCE, Vol. 94 (2), pp. 22-43
37. MARSAL, R. J. (1973). Mechanical properties of rockfill. *Embankment Dam Engineering*. Casagrande Volume. Hirschfeld, RC & Poulos, SJ, eds.
38. MARSAL, R. (1980). Contribuciones a la mecánica de medios granulares. Comisión Federal de Electricidad. México, Centro Editorial de CFE
39. MARSAL R. J. et al (1965). Investigaciones sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento. Comisión Federal de Electricidad, México
40. MAUREIRA, S. (2012). Respuesta Cíclica de Arena de Relaves en un Amplio Rango de Presiones. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para

optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

41. MCDOWELL, G. R.; BOLTON M.D. & ROBERTSON D. (1996). The fractal crushing of granular materials. *Journal of the Mechanics and Physics of Solid* 44 (12): 2079–2102
42. MCDOWELL, G. R. (2001). Statistics of Soil Particle. *Géotechnique* 51 (10): 897-900
43. MESRI, G., & VARDHANABHUTI, B. (2009). Compression of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal* 46(4): 369-392
44. MURPHY, D. J. (1971). Soils and rocks: composition, confining level and strength. Tesis de doctor en filosofía. Durham, North Caroline, Duke University, Graduate School of Arts and Sciences, Department of Civil Engineering
45. NAKATA, Y., HYDE, A.F.L., HYODO, M. & MURATA, H. (1999). A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test. *Geotechnique*. 49 (5): 567-583.
46. NAKATA, Y., KATO, Y., HYODO, M., HYDE, A.F.L. & MURATA, H. (2001). One-dimensional compression behavior of uniformly graded sand related to single particle crushing strength. *Soils and Foundations* 41 (2): 39-51
47. OLDECOP, L. A., & ALONSO, E. E. (2001). A model for rockfill compressibility. *Géotechnique* 51(2): 127-139.
48. OLDECOP, L. A., & ALONSO, E. E. (2007). Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill. *Géotechnique* 57(3): 289-301
49. REYNOLDS, O. (1885) On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact with experimental illustrations. *Philosophical Magazine, Series 5, Vol. 20, 469-481.*
50. ROBERTS, J. E., & DE SOUZA, J. M. (1958). The compressibility of sands. Massachusetts Institute of Technology.
51. ROWE P.W (1962). The stress- Dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particle in contact. *Proc. Of Royal Society of London*, 269 (Serie A):500-527
52. SCHOFIELD, A., & WROTH, P. (1968). Critical state soil mechanics.
53. SHAHNAZARI, H., & REZVANI, R. (2013). Effective parameters for the particle breakage of calcareous sands: An experimental study. *Engineering Geology*, 159: 98-105.

54. SHIN, H., & SANTAMARINA, J. C. (2013). Role of particle angularity on the mechanical behavior of granular mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
55. SOLANS, D. (2010): Equipo Triaxial Monótono y Cíclico de Altas Presiones y su Aplicación en Arenas de Relaves. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
56. STOEBER, J. N. (2012). Effects of maximum particle size and sample scaling on the mechanical behavior of mine waste rock; A critical state approach. Tesis doctoral. Colorado, Universidad del Estado de Colorado.
57. UHLE, R.J (1986). A statical analysis of rockfill data shear strength and deformation parameters with respect to particle size. Tesis Master en Ciencias. Universidad del Estado de Colorado, Departamento de Ingeniería Civil.
58. VALDES, J. R., & LELEU, S. L. (2008). Influence of mineral composition on the simple shear response of sands: Experimental study. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 134(12): 1820-1824
59. VESIC, A. S., & CLOUGH, G. W. (1968). Behavior of granular materials under high stresses. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
60. WOOD, D. M., & MAEDA, K. (2008). Changing grading of soil: effect on critical states. *Acta Geotechnica* 3(1): 3-14