



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

# **PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE MEDIOS GRANULARES GRUESOS CON TRIAXIAL GIGANTE**

MEMORÍA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

SUSANA VALERIA CORNEJO AEDO

PROFESOR GUÍA:

FELIPE OCHOA CORNEJO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

CAROLINA SMITH GUERRA

LEONARDO DORADOR ORTIZ

SANTIAGO DE CHILE

2019

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL  
TÍTULO DE:** Ingeniera Civil con mención en  
Estructuras, Construcción y Geotecnia.  
**POR:** Susana Valeria Cornejo Aedo  
**FECHA:** 27/08/2019  
**PROFESOR GUÍA:** Felipe Ochoa Cornejo

## **PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE MEDIOS GRANULARES GRUESOS CON TRIAxIAL GIGANTE**

En Chile existen materiales granulares gruesos (MGG), clasificándose por su constitución y origen, como apilamiento de rocas sin erosión geológica o suelos gruesos sedimentarios. Los MGG son comúnmente utilizados, por ejemplo, en faenas mineras por considerarse altamente resistentes al corte. Antes de la implementación de equipos de triaxial (Tx) gigante en Chile, se utilizaban ensayos Tx a gran escala in situ. En México, Marsal (1963) fue pionero en el uso de equipo de grandes dimensiones con capacidad para probetas de 1,13 [m] de diámetro y 2,5 [m] de alto. En Chile el equipo de IDIEM se desarrolló en el año 2002. En este contexto, este trabajo estudia los parámetros de resistencia al corte y el comportamiento de estos materiales en ensayos Tx gigantes. Se procesan y analizan datos experimentales de 74 ensayos de probetas de 100 [cm] de diámetro y 180 [cm] de alto, realizados en el equipo de IDIEM en el período 2003 - 2014, para caracterizar los MGG. Se presentan resultados de comportamiento en sistemas drenados y no drenados, centrando el análisis en los ensayos drenado. Para caracterizar los MGG, se presenta: 1) resumen de catastro de ensayos triaxiales, 2) planillas para el procesamiento de granulometrías, consolidación y corte, 3) análisis del comportamiento geotécnico de cada uno de los ensayos, 4) parámetros de resistencia al corte, y 5) correlaciones entre coeficientes asociados al comportamiento y parámetros de resistencia. Dentro de los principales resultados obtenidos, destacan: 1)  $\epsilon_r$ ,  $\epsilon_a$  y  $\epsilon_v$ , 2) esfuerzo de corte y tensión normal, 3) energía de corte y energía total 4) energía acumulada y deformación volumétrica, 5) rotura total e índice de rotura, 6) coeficientes de estimación de rotura, 7) Módulo de deformación y presión de confinamiento, y 8) coeficientes de criterio de falla no-lineal de Charles & Watts. Este trabajo distingue entre presiones convencionales y altas presiones, debido a que algunos parámetros presentan variaciones según el confinamiento aplicado. Se destaca que todos los ensayos tienen sobre 5% de rotura total, siendo las partículas más grandes las que más se rompen; existe una clara relación entre la variación de tamaños medios de partículas con la rotura total; es necesario extender el límite de alta resistencia en el ábaco de Leps, y que los resultados concuerdan con lo expuesto en la literatura. Se recomienda la implementación de un protocolo de caracterización mineralógica para estimar resultados para materiales con características de mineralogía similares. Los alcances y objetivos del presente estudio son estrictamente académicos. Los resultados presentados deben ser explorados más en profundidad en lo que respecta a los ensayos de laboratorio. Este estudio exploratorio se restringe a exponer parámetros de primer orden, y estrictamente referenciales, sentando bases investigaciones futuras. Los resultados presentados no reemplazan un trabajo experimental en MGG.

*A mis papás Elizabeth y Jorge*  
*A mi nina Nancy y mi hermana Paola*  
*A mis sobrinos, Isidora y Vicente*  
*Gracias por confiar que lo lograría*

## Agradecimientos

Ahora que todo se termina, tengo mucho que agradecer. No me queda más que agradecer a todos y cada uno de quienes han sido parte de este proceso y me han ayudado a llegar hasta aquí, de una u otra forma.

En primera instancia quiero agradecerles a mis papás Elizabeth y Jorge, por todo lo que han hecho por mí y lo que me han enseñado, por preocuparse de mi educación y de mi formación como persona. Gracias papás por todo el esfuerzo que han hecho para que yo haya llegado hasta aquí, ojalá poder retribuírseles con creces algún día.

Paola, gracias hermana por tu preocupación y todo el cariño que me has entregado, por ser mi referente académico desde pequeña, perdón por esas veces que le puse emoción al semestre, ups jajaja, gracias por sentirte orgullosa de cada uno de mis logros. Isi y Vicente, mis amores, gracias por compartirme su amor y su alegría siempre, ojalá poder ser una guía para ustedes como la mami lo ha sido para mí. Gracias Cristian por tu apoyo siempre. Nina, gracias por la infinita preocupación desde siempre, por incentivarme desde niña a querer aprender y conocer lo más posible en todos los ámbitos, especialmente por enseñarme que las mujeres podemos lograr grandes cosas!

Martita, gracias por ser una integrante más de la familia y por ayudarme en todo lo que estuviese dentro de su alcance. Tía Edith, gracias por alegrarse en cada uno de mis logros. Gordito y Flor, gracias por todas las llamadas para preguntar por mí y por cómo iba todo, gracias por esa preocupación. Gracias Tía Jacquie por enseñarme inglés y por siempre creer que puedo lograr grandes cosas. Gracias Mami Ester, por ser como mi otra abuelita, por cuidarme y regalarme siempre, la quiero mucho!

Nai, Maca, Patty y Cami, gracias por esta amistad duradera y de corazón, gracias por su apoyo y ánimos en los momentos que todo se veía cuesta arriba. Felipe, gracias por ser ese amigo de toda la vida, no hablamos siempre, pero hemos compartido los momentos importantes de nuestra vida, y sobre todo de los vividos en la U.

A quienes conocí cuando recién empezaba en civil y que me brindaron su generosa y desinteresada amistad; Pipón gracias por ser un gran compañero y amigo, sin duda la U y la vida hubiese sido aún más difícil sin ti, sin esas largas conversaciones y consejos, y los aburridos trabajos en grupos jajaja; Nati, nos conocimos por las casualidades de la vida, y en ti encontré una gran amiga, no me alcanzan las palabras para agradecerte todo lo que has hecho por mí, te estaré eternamente agradecida; Maka y Nico, gracias por su amistad, su constante preocupación y apoyo, gracias por visitarme y cuidarme cuando vivía como Harry Potter, según el Nico, y por crear el mito que decía que solo pasaba los ramos con los profes difíciles; Suelo, de partida gracias por todos esos trabajos en grupo donde repartiste qué haría cada uno, o sino todavía estaríamos haciendo esos informes jajaja, ahora en serio, gracias por la paciencia, preocupación y apoyo siempre!; Mei, nos conocimos un poco después, pero fuiste fundamental en la última etapa, gracias por los consejos y toda la ayuda que me has dado, y que permitió llegar hasta aquí.

Geopecera 2017: Jose S., Emi, Negro, Alo, Mauro, Sole, Javi, Jose F., Diego H. y Magda; unos secos todos, gracias a cada uno de ustedes por toda su ayuda y consejos al

comienzo y durante el desarrollo de este trabajo, por hacer que todo esto fuera más ameno, con fotomontajes y todo, pero principalmente porque en ustedes conocí grandes amigos. Geopecera 2018, gracias por aguantarme cuando retomé este trabajo, aunque cada día podía ser más odiable que el día anterior. En especial, gracias José N. por dejar que te molestara y moleste cuando vienes aún a la U, sin enojarte (: Geopecera 2019: Jorge, Pato, Alondra, Miguel, Diego P., Katthy y Belén, gracias por ser parte de esta etapa final, dándome ideas, ayudándome a cerrar el trabajo, por su paciencia y por apoyarme cuando comenzaba a flaquear (: Aunque es poco el tiempo que nos conocemos ha sido un gusto compartir con ustedes, y sé que son grandes personas. Pato y Miguel gracias por todas esas risas en los momentos de estrés máximo, y por las dosis diarias de internet, espero alguna vez trabajemos en lo que planeábamos en los momentos de ocio. Jose B, gracias por saber “graduando” aunque seas un perro chico. Gracias a todos los que fueron parte de los #SábadosDePecera!

Handball Beauchef, especialmente el equipo de damas, gracias por aparecer en mi vida y permitirme reencontrarme con este lindo deporte, gracias a las que alguna vez fueron parte del equipo y a las que permanecen a él, conocí grandes personas, no saben cómo me hubiese gustado terminar esta etapa jugando con ustedes. Seba y Víctor, gracias por enseñarme más que solo balonmano, especialmente a luchar y a no rendirme. Vamos equi...po (hasta meme saqué por ustedes).

Gracias profesor Felipe Ochoa por permitirme trabajar en este tema memoria, y así conocer el mundo de los medios granulares gruesos, el que sin duda aporta de sobremana a mi formación como ingeniera. Carolina Smith gracias por permitir el desarrollo de este trabajo de título, y por sus aportes en pos de entregarle valor agregado a mi memoria. Profesor Leonardo Dorador, gracias por su gentileza en aceptar ser parte de esta comisión y por los valiosos aportes realizados con el fin de aterrizar lo analizado. Néstor Gutiérrez, geólogo IDIEM, gracias por la ayudada brindada en la realización del análisis mineralógico.

Mariela y Tía Isabel, gracias por cuidarme y quererme durante este tiempo que compartimos, gracias por su preocupación y las conversaciones que hicieron más llevadero este tiempo. Las quiero! Gracias Tía Vero gracias por su constante sonrisa.

Gracias Mirella y Sol, por toda su ayuda en la búsqueda de información y de referencias. Sin ustedes, gran parte de este trabajo no se podría haber realizado.

Gracias a mi angelito en el cielo, mi abuelita, mi Meche, sé que siempre estás conmigo, me cuidas y me proteges. Ojalá estés en el cielo de las abuelitas orgullosa de mí y del fin de esta etapa.

Gracias a todos quienes conocí durante la estancia en la U, y a los que fueron parte de mi vida en algún período y que alguna enseñanza me dejaron. Especialmente a quienes estuvieron en los momentos más duros. Por último, no así menos importante, gracias a Dios por permitirme conocer a cada uno de ustedes y por ponerme a prueba constantemente, porque cada una de ellas me llevó a ser quien soy y a ser mejor en todo sentido!

## Tabla de Contenido

1. Introducción.....	1
1.1. General .....	1
1.2. Objetivo General .....	2
1.3. Objetivos Específicos .....	2
1.4. Estructura de Trabajo.....	2
2. Marco Teórico .....	3
2.1. Definición de los medios granulares.....	3
2.2. Importancia de los medios granulares.....	3
2.2.1. Suelos granulares gruesos en Chile .....	3
2.3. Resistencia al Corte .....	3
2.3.1. Ángulo de fricción interna .....	4
2.3.1.1. Ángulo de fricción interna movilizado .....	6
2.3.2. Cohesión .....	6
2.3.3. Criterios de Falla.....	8
2.3.3.1. Criterio de Falla Lineal .....	8
2.3.3.2. Criterios de Falla No-Lineales .....	9
2.3.3.3. Criterio de Falla Bi-lineal .....	10
2.3.4. Nivel de tensiones .....	10
2.4. Factores que Influyen en la Resistencia al Corte .....	12
2.4.1. Granulometría.....	12
2.4.1.1. Superficie Específica.....	13
2.4.1.2. Permeabilidad .....	14
2.4.2. Forma y rugosidad de las partículas.....	14
2.4.2.1. Estimación esfuerzo de corte en enrocados .....	16
2.4.3. Dureza de las partículas .....	16
2.4.4. Rotura de partículas .....	17
2.4.4.1. Rotura de Marsal.....	18
2.4.4.2. Índice Rotura de Hardin .....	19
2.4.4.3. Estimación de Rotura.....	19
2.4.5. Mineralogía .....	20
2.5. Ensayos de Resistencia al Corte .....	21
2.5.1. Compresión no confinada.....	21

2.5.2.	Corte Simple .....	21
2.5.3.	Corte directo .....	21
2.5.4.	Triaxial Estándar .....	21
2.5.5.	Triaxial a gran escala.....	22
2.6.	Dificultades del Triaxial Gigante IDIEM .....	22
2.6.1.	Métodos alternativos.....	23
2.6.1.1.	Método de la granulometría homotética .....	23
2.6.1.2.	Método de corte .....	23
2.6.1.3.	Método de corte y reemplazo.....	23
2.6.1.4.	Método de la matriz.....	23
2.6.2.	Ensayo a carga controlada .....	24
2.7.	Comportamiento de Suelos.....	24
3.	Programa Experimental.....	27
3.1.	Materiales.....	27
3.2.	Equipo Triaxial .....	30
3.2.1.	Descripción del equipo .....	30
3.2.1.1.	Características equipo .....	30
3.2.1.2.	Componentes del equipo .....	30
3.2.2.	Acondicionamiento de los materiales .....	32
3.2.3.	Descripción de Probeta .....	32
3.2.3.1.	Tamaño de probeta.....	32
3.2.3.2.	Procedimiento Probeta Inalterada.....	33
3.2.3.3.	Procedimiento Probeta Remoldeada .....	33
3.2.3.4.	Armado.....	33
3.2.4.	Macrogranulometría.....	34
3.2.5.	Ensayo.....	36
3.2.5.1.	Ensayo CID .....	36
3.2.5.2.	Ensayo CIU .....	36
3.2.6.	Término del Ensayo.....	36
3.3.	Ensayos recopilados .....	36
4.	Procesamiento de Datos .....	43
4.1.	Planilla Granulometría.....	43
4.2.	Planilla Consolidación .....	43
4.2.1.	Saturación .....	43

4.2.2.	Consolidación .....	44
4.2.2.1.	Variación volumétrica .....	44
4.2.2.2.	Variación axial .....	44
4.2.2.3.	Índice de Vacíos .....	44
4.2.2.4.	Tensión Efectiva .....	44
4.2.2.5.	Presión de Poros .....	44
4.3.	Planilla Corte .....	45
4.3.1.	Planilla Condición Drenada .....	45
4.3.1.1.	Deformación Vertical .....	45
4.3.1.2.	Deformación Volumétrica .....	45
4.3.1.3.	Deformación Radial .....	45
4.3.1.4.	Dimensiones Actuales .....	45
4.3.1.5.	Carga .....	46
4.3.1.6.	Peso específico/Densidad .....	46
4.3.1.7.	Esfuerzo desviador .....	46
4.3.1.8.	Índice de vacío .....	46
4.3.2.	Planilla Condición No Drenada .....	47
4.3.3.	Esfuerzo de Corte .....	47
4.3.3.1.	Esfuerzo de Corte (2D-3D) .....	47
4.3.4.	Módulo de Deformación .....	48
4.3.4.1.	Módulo de Deformación ( $E_{50}$ ) .....	48
4.3.4.2.	Modelo Hiperbólico .....	48
4.3.4.3.	Módulo de Corte .....	49
4.3.5.	Energía .....	49
4.3.5.1.	Consolidación .....	50
4.3.5.2.	Corte .....	50
4.4.	Ajuste de Curvas .....	51
4.5.	Asociación a Deformación .....	51
4.5.1.	Desacoplamiento Parámetros de Resistencia al Corte Movilizados .....	51
4.5.2.	Módulo de Deformación Secantes .....	52
4.6.	Análisis Estadístico .....	53
4.6.1.	Regresión Simple .....	53
4.6.2.	Coeficiente de Correlación de Pearson .....	54
4.6.3.	Desviación estándar y bandas .....	54

5.	Resultados y Análisis .....	55
5.1.	Ensayo de Granulometrías.....	55
5.1.1.	Superficie específica.....	55
5.1.2.	Permeabilidad.....	56
5.2.	Ensayo de Consolidación.....	58
5.3.	Ensayo de Corte .....	66
5.3.1.	Gráfico curvas características.....	66
5.3.1.1.	Ensayos drenados .....	66
5.3.1.2.	Ensayos no drenados .....	75
5.3.2.	Análisis Deformación .....	80
5.3.3.	Esfuerzo de corte.....	83
5.4.	Energía.....	85
5.4.1.	Energía Total .....	85
5.4.1.1.	Relación Energía – Deformación .....	86
5.4.1.2.	Relación Energía Total – Rotura .....	90
5.4.2.	Energía Acumulada .....	94
5.4.2.1.	Tendencias de Energía acumulada.....	94
5.4.2.2.	Energía acumulada movilizada .....	97
5.5.	Rotura de Partículas.....	100
5.5.1.	Rotura Marsal .....	100
5.5.1.1.	Máxima Rotura.....	100
5.5.2.	Índice Rotura Hardin .....	100
5.5.3.	Área de rotura.....	102
5.5.4.	Estimaciones de Rotura.....	104
5.5.4.1.	Estimaciones de Indraratna et al. (1998) .....	104
5.5.4.2.	Propuestas de estimaciones de rotura .....	107
5.6.	Módulo de Deformación .....	112
5.6.1.	Módulo de Deformación secante $E_{50}$ .....	112
5.6.2.	Modelo Hiperbólico .....	117
5.6.3.	Modulo de deformación secante y niveles de deformación .....	121
5.6.4.	Módulo de Corte .....	125
5.6.4.1.	Relación módulo de corte ( $G_{50}$ ) e índice de vacíos .....	125
5.6.4.2.	Función de Hardin.....	125
5.6.4.3.	Módulo de corte secante.....	129

5.7.	Parámetros de Resistencia al Corte.....	133
5.7.1.	Criterio de falla lineal .....	133
5.7.1.1.	Niveles de tensiones .....	133
5.7.1.2.	Planos p y q .....	138
5.7.2.	Criterios de Falla No-lineales.....	143
5.8.	Comportamiento.....	146
5.8.1.	LEU.....	146
5.8.2.	Resumen Comportamiento.....	148
5.9.	Mineralogía .....	149
6.	Discusión.....	152
6.1.	Granulometría .....	152
6.2.	Energía.....	152
6.3.	Rotura de partículas .....	153
6.4.	Módulo de deformación.....	155
6.5.	Parámetros de resistencia al corte.....	156
6.6.	Comportamiento.....	157
7.	Conclusiones y Recomendaciones .....	158
7.1.	Conclusiones.....	158
7.2.	Recomendaciones.....	161
8.	Bibliografía .....	162
A.	Anexo: Desarrollo Modelo Hiperbólico .....	165
B.	Anexo: Simbología Presiones de Confinamiento .....	168
C.	Anexo: Gráficos por Serie de Ensayos.....	169
D.	Anexo: Gráficos Modelo Hiperbólico .....	169
E.	Anexo: Módulo de deformación por niveles de deformación.....	169
F.	Anexo: Envoltentes .....	170
G.	Anexo: LEU .....	170
H.	Anexo: Gráficos Comparativos de Comportamiento .....	170

## Índice de tablas

Tabla 2.1: Contenido de finos inicial y final, para los materiales estudiados con presión de confinamiento de 112 [kgf/cm <sup>2</sup> ]. Fuente: Dorador (2010). .....	16
Tabla 2.2: Equipos triaxiales a gran escala en el mundo. Fuente: Modificado de Riquelme (2016). .....	22
Tabla 3.1: Cantidades de material estimadas para cada tamaño de probeta. ....	33
Tabla 3.2: Indicaciones de capas de remoldeo para cada tamaño de probeta. ....	33
Tabla 3.3: Distribución de presión de confinamiento en ensayos estudiados. ....	38
Tabla 3.4: Resultados granulometría promedio por tamiz y su desviación estándar.....	39
Tabla 5.1: Rangos de coeficiente de permeabilidad para distintos suelos. Fuente: Braja (2001). .....	57
Tabla 5.2: Valores típicos de coeficiente de consolidación. Modificado de Budhu (2015). .....	62
Tabla 5.3: Relaciones entre deformaciones radiales máximas y deformaciones axiales máximas clasificadas por rango de deformaciones volumétricas máximas. ....	81
Tabla 5.4: Resultado de coeficientes A y B de relación lineal entre energía total y deformación volumétrica. ....	89
Tabla 5.5: Coeficientes de Regresiones lineal y potencial, entre energía total y rotura de Marsal. ....	90
Tabla 5.6: Coeficientes de Regresiones Lineal y Potencia, entre energía total e índice de rotura de Hardin. ....	92
Tabla 5.7: Ecuaciones de bandas entre Rotura total Marsal e Índice de rotura Hardin.....	101
Tabla 5.8: Resumen de resultado de coeficientes para ER1, por proyecto.....	108
Tabla 5.9: Resumen de resultado de coeficientes para ER2, por proyecto.....	110
Tabla 5.10: Resumen de coeficientes de estimación de E50 clasificado por D50.....	113
Tabla 5.11: Resumen de coeficientes de estimación de E50 clasificado por rangos de D50.....	114
Tabla 5.12: Coeficientes de la relación entre módulo de elasticidad e índice de vacíos, clasificado por D50.....	116
Tabla 5.13: Resultados modelo hiperbólico.....	118
Tabla 5.14: Definición de las categorías por clasificación USCS y tamaño máximo de partículas.....	136
Tabla 5.15: Resultados de parámetros de resistencia al corte.....	140
Tabla 5.16: Resultados obtenidos para los coeficientes de ajuste del criterio de Falla No-lineal de Charles & Watts (1980). .....	143

Tabla 5.17: Resultados obtenidos para los coeficientes de ajuste del criterio de Falla No-lineal de Indraratna et al. (1993).....	145
Tabla 5.18: Ajuste de Línea Estado Último. ....	146
Tabla 5.19: Resultados de coeficiente para LEU en espacio e-p' de Do et al. (2017). Modificado de Do et al. (2017). ....	147
Tabla 5.20: Resumen de resultados de análisis mineralógico por proyecto.....	151

## Índice de figuras

Figura 2.1: Contribución a la resistencia drenada del suelo (Lee & Seed, 1967). Fuente: Verdugo & De la Hoz (2006). .....	5
Figura 2.2: Componentes del ángulo de fricción máximo (Mitchell, 1993). Fuente: De la Hoz (2007).....	5
Figura 2.3: Trabazón mecánica.....	7
Figura 2.4: Potenciales contribuciones de variados mecanismos de unión para la resistencia del suelo. (Ingles, 1962). Fuente: Modificado de Mitchell & Soga (2005).....	7
Figura 2.5: Esquema círculo de Mohr y tensiones normales.....	8
Figura 2.6: Esquema Criterio de Falla Bi-lineal, según tipo de diseño, Maksimovic (1996). Fuente: De la Hoz (2007). .....	10
Figura 2.7: Resumen de resultados de ensayos triaxiales. Modificado de Indraratna et al. (1993).....	11
Figura 2.8: Relación entre granulometrías, compresibilidad y rotura. Modificado de Lee & Farhoomand (1967).....	13
Figura 2.9: Tabla para inspección visual de rugosidad y esfericidad según Krumblein & Sloss (1963). Fuente: Modificado de Mitchell & Soga (2005).....	15
Figura 2.10: Ejemplos de caracterización de forma de las partículas por Powers (1953). Fuente: Modificado de Mitchell & Soga (2005).....	15
Figura 2.11: Relación entre el ángulo de fricción interna y presión de confinamiento. Fuente: Lo & Roy (1973). .....	17
Figura 2.12: Ejemplo de Rotura de Rotura de Marsal Gneis granítico de Mica. Fuente: Modificado de Marsal (1980).....	18
Figura 2.13: Esquema de áreas entre granulometrías y bajo la curva de rotura .....	19
Figura 2.14: Esquema de Rotura total y Rotura potencial, para determinar el Índice de rotura relativo. ....	19
Figura 2.15: Relaciones de Estimaciones de Rotura para Balasto de Bombo. Fuente: Modificado de Indraratna et al. (1998).....	20
Figura 2.16: Esquema de sobretamaño en modelo de la matriz, Fragaszy et al. (1992). Fuente: De la Hoz (2007). .....	23
Figura 2.17: Línea Estado Crítico en espacio e-p'-q. Modificado de Salgado (2006).....	25
Figura 2.18: Línea de estado crítico en espacio e-p'. Modificado de Schofield & Wroth (1968).....	25
Figura 2.19: Condiciones de comportamiento en relación a la Línea de estado crítico. Modificado de Schofield & Wroth (1968). .....	26
Figura 2.20: Comportamiento contractivo y dilatante, en espacio p'-q y e-p, en condición no drenada. Modificado de Salgado (2006). .....	26

Figura 3.1: Clasificación de materiales granulares gruesos según constitución y origen. Modificada de Dorador et al. (2018) .....	28
Figura 3.2: Fotos de algunas probetas de los materiales estudiados.....	29
Figura 3.3: a. Molde dimensiones 100x180 cm. b. Posicionamiento de membrana.....	31
Figura 3.4: Secuencia instalación geotextil. ....	31
Figura 3.5: a. Marco de Reacción. b. Cámara de Ensaye.....	31
Figura 3.6: Cilindros hidráulicos para carga axial.....	32
Figura 3.7: Sensor de Desplazamiento de tipo LVDT. ....	32
Figura 3.8: Proceso de armado de la probeta, en capa 2/6. ....	34
Figura 3.9: a. Cribas de tamaño nominal 6", 5" y 4". b. Cribas de tamaño nominal 3", 2 ½" y 2". ....	35
Figura 3.10: Parte de una macrogranulometría, material bajo 3" pasa por criba de tamaño nominal de 2 ½" .....	35
Figura 3.11: Distribución de series por condición de ensayo. ....	37
Figura 3.12: Distribución de series, por tamaño de probeta.....	37
Figura 3.13: Clasificación de ensayos por condición de ensayo. ....	38
Figura 3.14: Distribución de dimensión de diámetros característicos.....	39
Figura 3.15: Resumen de granulometrías, con granulometría promedio y bandas de desviación estándar. ....	40
Figura 3.16: Información granulométrica materiales ensayados, coeficientes de uniformidad y curvatura.....	41
Figura 3.17: Información granulométrica materiales ensayados, contenido de gravas, arenas y finos.....	41
Figura 3.18: Información geométrica de probetas, relación de aspecto h/d.....	42
Figura 3.19: Variables de estado materiales ensayados.....	42
Figura 4.1: Ejemplo de ajuste de curvas para un proyecto. a. Curvas originales. b. Curvas ajustadas.....	51
Figura 4.2: Ejemplo de envolventes de falla para determinación de parámetros movilizados.....	52
Figura 5.1 Relación entre superficie específica y tamaño medios de partículas. ....	55
Figura 5.2: Relación entre diámetro promedio y tamaño medio de partículas.....	56
Figura 5.3: Relación entre coeficiente de permeabilidad e índice de vacíos.....	57
Figura 5.4: Gráfico de relación entre variación de peso específico y presión de confinamiento.....	58
Figura 5.5: Gráfico de relación entre razón de índice de vacíos final e inicial y presión de confinamiento.....	59

Figura 5.6: Gráfico de variación de índice de vacíos según presión de confinamiento, con bandas de ajuste.....	59
Figura 5.7: Histograma de índice de vacíos inicial en consolidación.....	60
Figura 5.8: Gráfico parámetro de compresibilidad versus coeficiente de consolidación. Con método de Taylor.....	61
Figura 5.9 Gráfico parámetro de compresibilidad versus coeficiente de consolidación. Con método de Casagrande.....	61
Figura 5.10: Histograma de los resultados de parámetros de compresibilidad. ....	62
Figura 5.11: Histograma de los resultados del coeficiente de consolidación según método de Taylor. ....	63
Figura 5.12: Histograma de los resultados del coeficiente de consolidación según método de Casagrande.....	63
Figura 5.13: Gráfico comparativo de los coeficientes de consolidación según los métodos de Taylor y Casagrande. ....	64
Figura 5.14: Gráfico energía durante el ensayo de consolidación versus energía total disipada.....	65
Figura 5.15: Gráfico esfuerzo de corte versus esfuerzo medio en 2D.....	68
Figura 5.16: Gráfico esfuerzo de corte versus esfuerzo medio en 3D.....	68
Figura 5.17: Gráfico esfuerzo de corte versus deformación axial.....	69
Figura 5.18: Gráfico esfuerzo desviador versus deformación axial.....	69
Figura 5.19: Gráfico de razón de tensiones principales versus deformación axial. ....	70
Figura 5.20: Gráfico deformación volumétrico versus deformación axial. ....	70
Figura 5.21: Gráfico deformación radial versus deformación axial.....	71
Figura 5.22: Gráfico variación índice de vacíos versus esfuerzo medio en 2D. ....	71
Figura 5.23: Gráfico variación índice de vacíos versus esfuerzo medio en 3D en escala semi-logarítmica.....	72
Figura 5.24: Gráfico índice de vacíos versus esfuerzo medio en 3D en escala semi-logarítmica.....	72
Figura 5.25: Gráfico variación índice de vacíos versus deformación axial. ....	73
Figura 5.26: Gráfico ángulo de fricción versus deformación axial. ....	73
Figura 5.27: Gráficos canónicos para determinar comportamiento del suelo.....	74
Figura 5.28: Gráfico esfuerzo de corte versus esfuerzo medio efectivo en 2D. ....	76
Figura 5.29: Gráfico esfuerzo de corte versus esfuerzo medio efectivo en 2D. ....	76
Figura 5.30: Gráfico esfuerzo de corte versus deformación axial.....	77
Figura 5.31: Gráfico razón de tensiones principales efectivas versus deformación axial... .....	77

Figura 5.32: Gráfico índice de vacíos versus esfuerzo efectivo medio en 3D. ....	78
Figura 5.33: Gráfico variación de presión de poros versus deformación axial. ....	78
Figura 5.34: Gráfico ángulo de fricción interna versus deformación axial. ....	79
Figura 5.35: Relación entre deformaciones máximas. ....	80
Figura 5.36: Gráfico deformación volumétrica máxima versus deformación axial máxima. .....	81
Figura 5.37: Relación entre contenidos de gravas, arenas y finos con deformaciones volumétrica y axial en la falla.....	82
Figura 5.38: Gráfico de esfuerzo de corte versus tensión normal en la falla. ....	83
Figura 5.39: Relación entre esfuerzo de corte en la falla y presión de confinamiento en ensayos CID.....	84
Figura 5.40: Relación entre esfuerzo de corte en la falla y presión de confinamiento en ensayos CIU.....	84
Figura 5.41: Comparación Energía de consolidación con Energía Total.....	85
Figura 5.42: Comparación Energía de Corte con Energía Total.....	86
Figura 5.43: Gráfico energía de corte versus deformación volumétrica en la falla. ....	87
Figura 5.44: Gráfico energía de corte versus deformación axial en la falla. ....	88
Figura 5.45: Ejemplos de relaciones lineales entre energía total y deformación volumétrica en la falla, para ciertos tamaños medios de partículas. ....	88
Figura 5.46: Gráfico de coeficientes A y B de ajuste lineal entre energía total y deformación volumétrica. ....	89
Figura 5.47: Gráfico coeficientes de relación lineal entre energía total y rotura de Marsal. .....	91
Figura 5.48: Gráfico de coeficientes regresión potencial entre energía total y rotura de Marsal. ....	91
Figura 5.49: Gráfico de coeficientes regresión lineal entre energía total e índice de rotura de Hardin.....	93
Figura 5.50: Gráfico de coeficientes regresión potencial entre energía total e índice de rotura de Hardin. ....	94
Figura 5.51: Tendencias de comportamiento en energía acumulada vs deformaciones.... .....	95
Figura 5.52: Distribución de ensayos según comportamiento de las curvas de energía acumulada.....	96
Figura 5.53: Distribución de rotura de partículas según comportamiento de curvas de energía acumulada.....	96
Figura 5.54: Gráfico energía acumulada movilizadada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 1%. ....	97

Figura 5.55: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 3%. .....	98
Figura 5.56: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 5%. .....	98
Figura 5.57: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 7%. .....	99
Figura 5.58: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 10%. .....	99
Figura 5.59: Porcentaje y Diámetro de máxima rotura, $B_g$ .....	100
Figura 5.60: Relación índice rotura Hardin y rotura Marsal. ....	101
Figura 5.61: Relación área de rotura y área bajo la curva de rotura. ....	102
Figura 5.62: Relación entre área de rotura y rotura total de Marsal. ....	103
Figura 5.63: Coeficientes $i$ y $h$ de estimación de rotura.....	105
Figura 5.64: Relación entre coeficientes $i$ y $h$ , con datos adicionales. ....	105
Figura 5.65: Coeficientes $j$ y $k$ de estimación de rotura.....	106
Figura 5.66: Relación entre coeficientes $k$ y $j$ , con datos adicionales.....	106
Figura 5.67: Grafico de relación entre rotura total y razón de tamaño medio de las partículas.....	107
Figura 5.68: Ejemplo de gráfico para la obtención de coeficientes de estimación de rotura ER1. ....	108
Figura 5.69: Relación coeficientes $u$ y $v$ de estimación de rotura ER1.....	109
Figura 5.70: Ejemplo de gráfico para la obtención de coeficientes de estimación de rotura ER2. ....	110
Figura 5.71: Relación coeficientes $m$ y $n$ de estimación de rotura ER2. ....	111
Figura 5.72: Relación entre módulo de deformación $E_{50}$ y presión de confinamiento, con bandas de ajuste. ....	112
Figura 5.73: Ejemplos de regresión potencial para módulo de deformación versus presión de confinamiento. ....	113
Figura 5.74: Gráfico coeficientes que relacionan módulo de elasticidad y presión de confinamiento. ....	114
Figura 5.75: Módulo de deformación secante $E_{50}$ versus índice de vacíos $e_{50}$ .....	115
Figura 5.76: Gráfico de módulo de deformación secante $E_{50}$ según tamaño medio de partículas $D_{50}$ . ....	116
Figura 5.77: Gráfico de relación entre coeficientes de ajuste lineal de módulo de elasticidad e índice de vacíos clasificado por $D_{50}$ . ....	117
Figura 5.78: Gráfico de resultados coeficientes $A$ y $B$ para incremento de módulo elástico tangente inicial, propuesto por Janbu (1963). ....	118

Figura 5.79: Ajuste lineal entre coeficiente a y b de modelo hiperbólico, con bandas..	120
Figura 5.80: Ejemplo de módulo elástico versus presión de confinamiento para varios porcentajes de deformación. ....	122
Figura 5.81: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 1%. ....	122
Figura 5.82: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 3%. ....	123
Figura 5.83: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 5%. ....	123
Figura 5.84: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 7%. ....	124
Figura 5.85: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 10%. ....	124
Figura 5.86: Gráfico módulo de deformación G50 versus índice de vacíos e50. ....	125
Figura 5.87: Gráfico módulo de corte normalizado $G_0$ versus presión de confinamiento normalizada $\sigma_c$ .....	126
Figura 5.88: Gráfico de relación entre coeficientes asociados a módulo de corte inicial y presión de confinamiento. ....	127
Figura 5.89: Relación entre parámetros de la función de Hardin .....	127
Figura 5.90: Gráfico de relación entre coeficientes de función de Hardin. ....	128
Figura 5.91: Gráfico de relación entre función de índice de vacíos calculada y medida. ... .....	129
Figura 5.92: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 1%. ....	130
Figura 5.93: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 3%. ....	130
Figura 5.94: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 5%. ....	131
Figura 5.95: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 7%. ....	131
Figura 5.96: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 10%. ....	132
Figura 5.97: Ábaco de Leps clasificado por tamaños medios D50.....	133
Figura 5.98: Ábaco de Leps clasificado por tamaños medios nivel de rotura de partículas. .....	134
Figura 5.99: Ábaco de Leps clasificado por rango de índice de vacíos.....	135
Figura 5.100: Distribución de ensayos según clasificación USCS. ....	137

Figura 5.101: Ábaco de Leps categorizado por clasificación USCS y tamaño máximo de partícula, con propuesta de límite de máxima resistencia. ....	138
Figura 5.102: Esquema iteración parámetros de resistencia al corte. ....	139
Figura 5.103: Gráfico de resultados de parámetros de resistencia al corte. ....	140
Figura 5.104: Distribución de resultados de ángulo de fricción interna para presiones convencionales. ....	141
Figura 5.105: Distribución de resultados ángulo de fricción interna para altas presiones. . .....	142
Figura 5.106: Distribución de resultados de cohesión. ....	142
Figura 5.107: Relación de coeficiente a y b, según propuesta de Charles & Watts (1980). .....	144
Figura 5.108: Relación de coeficiente a y b, según propuesta de Indraratna et al. (1993). .....	145
Figura 5.109: Relación de coeficientes de Línea de Estado Último (LEU). ....	147
Figura 5.110: Distribución de comportamiento de los ensayos. ....	148
Figura 5.111: Tipos de empaquetamientos o contactos entre partículas Castro (1989) y Pettijhon et al. (1987). Fuente: Herández (2017). ....	149
Figura 6.1: Relación entre peso específico de confección y rotura total de partículas. ....	153
Figura 6.2: Relación entre rotura total y presión de confinamiento, con bandas de ajuste. .....	154
Figura 6.3: Distribución de valores de factor Rf de modelo hiperbólico. ....	156
Figura A.1: Esquema de módulo de elasticidad inicial, en espacio tensión deformación. ... .....	165
Figura B.1: Simbología Presiones de Confinamiento. ....	168

# 1. Introducción

## 1.1. General

La motivación de realizar este trabajo radica en la búsqueda de la determinación de parámetros comunes en materiales granulares gruesos, ya que este tipo de suelos está ampliamente presente en el territorio nacional como consecuencia de la geografía local.

Para determinar la resistencia al corte de suelos granulares existen varios ensayos ampliamente utilizados y normados. No obstante, cada equipo cuenta con una relación de aspecto entre el tamaño máximo de partícula y el diámetro de la probeta, que resulta una limitante para los suelos granulares gruesos. Debido a esto, es que se requiere de un equipo de una magnitud mayor que los tradicionales.

A nivel mundial, el número de equipos con capacidad para analizar materiales granulares gruesos es escaso, existiendo solo 15 ejemplares en el mundo, los que en su mayoría están destinados a trabajos académicos/docentes y en menor medida son utilizados para trabajos fuera de las universidades (I. Bejarano, charla Seminario de Geotecnia, 30 de mayo 2017). Uno de ellos es el equipo triaxial a gran escala de IDIEM, desarrollado en el año 2002. A este equipo llegan muestras de distintas latitudes del país, y también desde el extranjero.

Considerando la gran cantidad de proyectos que se efectúan en suelos granulares gruesos y la dificultad, tanto económica como temporal, de ensayarlos, es que se busca generar las relaciones anteriormente mencionadas. Estas relaciones permitirán realizar una estimación preliminar del comportamiento del suelo con el que se trabaja.

A partir de la recopilación de ensayos realizados en equipo de triaxial de grandes dimensiones de IDIEM, entre 2003 y 2014, se generó un catastro con toda la información, incluyendo los tamaños de probeta, las condiciones de los ensayos y los resultados de resistencia mecánica obtenidos.

Con el catastro realizado, se pretende encontrar relaciones características dentro de este tipo de materiales. Para lograrlo se procesan nuevamente los ensayos de consolidación, triaxiales y granulometrías; se determinan las variables de interés, y posteriormente se realiza un cruce de los datos con la finalidad de encontrar relaciones.

Sin embargo, aún existe la dificultad en el tratamiento de materiales con tamaño de partículas sobre las 7", que es lo admisible en el equipo triaxial a gran escala de IDIEM. Con la finalidad analizar estos materiales se ha trabajado con diferentes métodos alternativos que permiten realizar una aproximación de la resistencia al corte del material.

En general, los materiales granulares gruesos tienen muy buenas propiedades geotécnicas, por lo que tener una buena evaluación de las mismas, conlleva significativas optimizaciones de las diferentes obras en las que se utilicen (De la Hoz, 2007).

## **1.2. Objetivo General**

Caracterización de medios granulares gruesos, a partir de ensayos realizados en equipo triaxial de grandes dimensiones de IDIEM, con posterior procesamiento de datos y análisis de resultados.

## **1.3. Objetivos Específicos**

- Caracterizar rotura de partículas en probetas, a partir de los resultados granulométricos anteriores y posteriores a la ejecución de los ensayos. Evaluar rotura individual de partículas
- Caracterizar el comportamiento de los a partir de los ensayos drenados y no drenados efectuados, considerando el procesamiento y análisis de las líneas de estado último resultantes.
- Identificar diferencias entre los comportamientos drenados y no drenados del suelo, reconociendo los factores que gobiernan estos resultados y su grado de injerencia.
- Evaluar la disipación de energía en los sistemas estudiados, debido a consolidación y a la resistencia al corte.
- Comparar resultados de Iso ensayos desarrollados por IDIEM con el estado del arte del estudio de MGG
- Estudiar el efecto de la mineralogía en el comportamiento de las muestras.

## **1.4. Estructura de Trabajo**

Este trabajo consta de 8 capítulos. El Capítulo 2, corresponde al marco teórico en el cual se enmarca este trabajo de título. En el Capítulo 3, se describen los materiales ensayados, el equipo y el procedimiento de triaxial de grandes dimensiones, además de la caracterización y clasificación de los ensayos realizados. En Capítulo 4, se presenta la memoria de cálculo usada en MS Excel para el procesamiento de datos y el ajuste de curvas. El Capítulo 5 expone los resultados de los ensayos estudiados y el análisis correspondiente. En el Capítulo 6 se discuten los resultados obtenidos. Para finalizar, el Capítulo 7 entrega las conclusiones y comentarios de este trabajo. Finalmente, Capítulos A-H corresponden a Anexos, donde se desarrollan algunas metodologías y se agrupan gráficos de resultados.

## **2. Marco Teórico**

### **2.1. Definición de los medios granulares**

En cuanto a la Física los medios granulares se definen en función de la energía, su transferencia y disipación. Tal como lo señala N. Mujica (Charla: Donde conviven lo simple y lo complejo, 12 de octubre 2017), un medio granular es aquel en que la energía de movimiento es mucho mayor que la térmica del ambiente. En este caso los tamaños de partículas con los que se trabaja van de  $d=1\mu\text{m}$  ( $E=10$  veces mayor) a  $d=1\text{mm}$  ( $E=10^{13}$  mayor). (Ponce, 2012; Rojas, 2015)

En tanto, en mecánica de suelo, los medios granulares se pueden clasificar en dos categorías. La primera es la de los suelos granulares gruesos, la cual se delimita si más del 50% de las partículas son mayores a 0,074 mm (malla #200 ASTM). Mientras que en el segundo grupo, se encuentran aquellos en que más del 50% sea más fino que 0,074 mm (Budhu, 2015).

Cabe señalar que no existe una clasificación detallada para materiales gruesos. Sin embargo, existen propuestas las cuales no son de uso masivo, puesto que no se alcanzado un consenso en cuanto a los límites de cada uno de los tipos de materiales.

### **2.2. Importancia de los medios granulares**

Es posible observar en el día a día la importancia de los medios granulares, debido a la interacción permanente con ellos o con sus aplicaciones. En la vida cotidiana algunos ejemplos son los cereales en grano, legumbres, la arena de playa, áridos para hormigón (Ponce, 2012; Rojas, 2015).

En el área industrial, los medios granulares son el segundo material más utilizado, después del agua (N. Mujica, Charla: Donde conviven lo simple y lo complejo, 12 de octubre 2017); en la industria farmacéutica son ampliamente utilizados, de igual forma en la minería. En Ingeniería Civil, estos materiales comúnmente son parte de grandes presas de tierra y/o enrocados; rellenos; botaderos de lastres mineros. (Dorador & Urrutia, 2017; Ovalle *et al.*, 2014; Verdugo *et al.*, 2007).

#### **2.2.1. Suelos granulares gruesos en Chile**

La presencia de suelos granulares en Chile tienen estrecha relación con la geografía misma del país. “En el continente americano se desarrolla la cordillera de los Andes que corresponde a uno de los cordones montañosos más importantes del mundo por su altura y extensión” (Verdugo & De la Hoz, 2006, p.199). A partir de este antecedente, es que “...es posible encontrar una gran cantidad de ciudades emplazadas sobre depósitos de materiales gruesos de gran espesor constituidos por partículas que van desde grandes bloques a gravas arenosas”(Verdugo *et al.*, 2007).

### **2.3. Resistencia al Corte**

La resistencia al corte de un suelo es el mayor esfuerzo al que puede ser sometido. En general el suelo se encuentra completamente en compresión y la falla ocurre por corte. La resistencia al corte se mide a través de dos parámetros, el ángulo de fricción interna, debido a fuerzas friccionales, y la cohesión del suelo.

Los ensayos de resistencia al corte se pueden desarrollar bajo condiciones drenadas o no drenadas. La condición drenada permite el acomodo de las partículas y variación de volumen, mientras que la no drenada implica que no existe cambio volumétrico y se desarrollan presiones de poros. La respuesta del suelo in situ estará determinada por la forma en la que se aplican las fuerzas solicitantes, ya sean lentas o rápidas (Dorador, 2010). En cuanto a la velocidad del cambio volumétrico De la Hoz (2007) expone que esta propiedad es controlada por la permeabilidad del suelo, por lo que materiales muy permeables como es el caso gravas gruesas y limpias presentan una respuesta drenada incluso para sollicitaciones rápidas.

### 2.3.1. Ángulo de fricción interna

Tal como señalan Verdugo & De la Hoz (2006) el concepto clásico de ángulo de fricción movilizado está influenciado por tres factores: 1) roce entre las partículas en contacto, 2) dilatancia, 3) reacomodo y rotura de partículas.

Como expone Maksimovic (1996), el ángulo de resistencia al corte de materiales no cementados con granos compactos, principalmente materiales granulares gruesos, después de Koerner (1968), se puede escribir como la suma de factores como se muestra en la siguiente ecuación.

$$\varphi'_{max} = \varphi'_{\mu} + \varphi'_{deg} + \varphi'_{reor} + \varphi'_{dil} \quad [ 1 ]$$

- Ángulo de fricción físico ( $\varphi'_{\mu}$ ): relaciona a los minerales que están en contacto. Será distinto según la estructura que tengan los minerales que formen parte de las partículas. “Usualmente esta resistencia se considera constata y contribuye a la mitad o más de la resistencia máxima” (De la Hoz, 2007)
- Ángulo de degradación ( $\varphi'_{deg}$ ): componente de la resistencia al corte asociado con la rotura de partículas.
- Ángulo de reorientación ( $\varphi'_{reor}$ ): corresponde a la componente asociada con el reacomodo de las partículas.
- Ángulo de dilatancia ( $\varphi'_{dil}$ ): este efecto es posible de estimar en suelos granulares gruesos. Varía según el nivel de tensiones efectivas. Disminuye a medida que aumenta la tensión.

Sin embargo, en tensiones muy altas el comportamiento se rige solamente por la fricción y rotura de partículas. Si la tensión normal en el plano de falla es suficientemente grande, se suprimirá toda la dilatancia y el suelo se cortará a un volumen constante, aunque la componente de la degradación de las partículas, a cierto nivel de tensión podía ser parte significativa de la resistencia al corte. (Maksimovic, 1996). El esquema de la Figura 2.1 ilustra la contribución de cada uno de los componentes de la resistencia máxima, mientras que en la Figura 2.2 se presentan los elementos contribuyentes en el ángulo de fricción máximo, relacionando la componente friccional con la dilatancia.

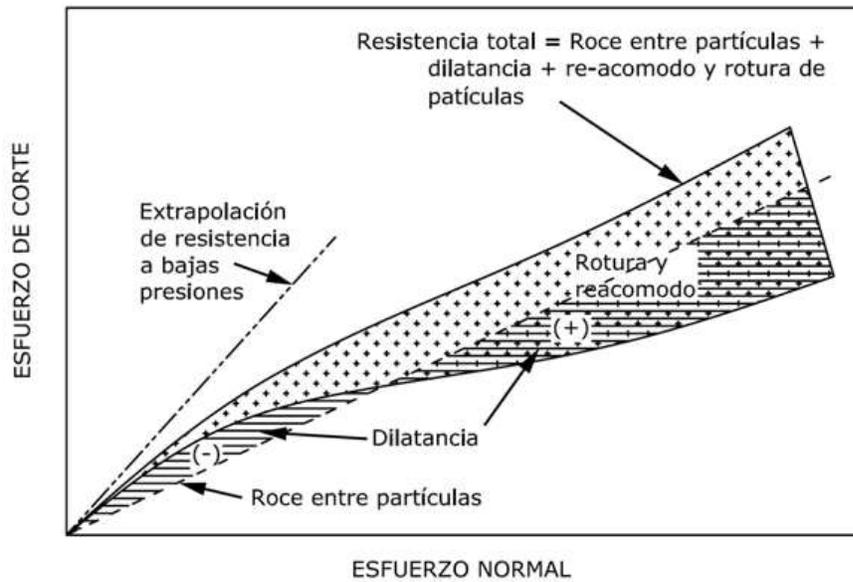


Figura 2.1: Contribución a la resistencia drenada del suelo (Lee & Seed, 1967). Fuente: Verdugo & De la Hoz (2006).

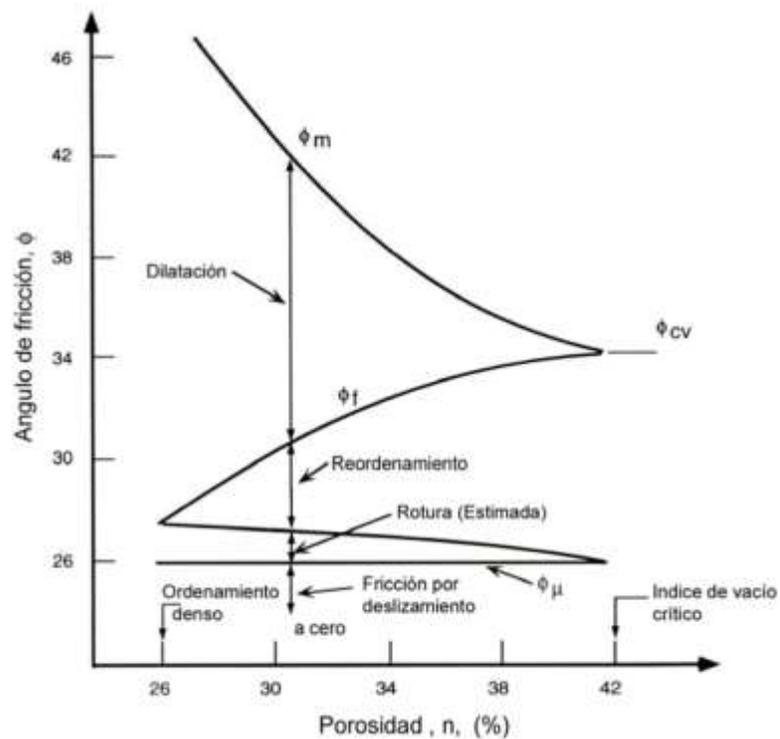


Figura 2.2: Componentes del ángulo de fricción máximo (Mitchell, 1993). Fuente: De la Hoz (2007).

### 2.3.1.1. Ángulo de fricción interna movilizado

En cada ensayo se calcula el ángulo de fricción movilizado, que se define como la pendiente de la recta entre el origen del sistema y la trayectoria de tensiones efectivas drenadas en el diagrama p-q. A partir de esto se determina el ángulo de fricción interna movilizado máximo, asociado a razón q/p máxima, como se presenta en las ecuaciones [2] y [3].

$$\varphi_{b_i} = \frac{q_i}{p_i} \quad [ 2 ]$$

$$\varphi_{b_{max}} = \left( \frac{q}{p} \right)_{max} \quad [ 3 ]$$

### 2.3.2. Cohesión

La cohesión es la resistencia al corte cuando los esfuerzos de compresión son nulos en el esqueleto del suelo o en un plano de falla (Mitchell & Soga, 2005). La determinación de su existencia y su valor es dificultosa, debido a que la tendencia de la envolvente de falla cuando la tensión de confinamiento ( $\sigma'$ ) es igual a 0 es incierta como consecuencia de la curvatura de la LEU, salvo que se realicen los ensayos a bajas presiones de confinamiento, menores a 1 [kgf/cm<sup>2</sup>] (De la Hoz, 2007; Maksimovic, 1996; Mitchell & Soga, 2005).

Esta componente puede asociarse a tres fuentes, según lo expuesto por Mitchell & Soga (2005), las que se describen a continuación:

- Cementación: Enlace químico entre partículas. Los materiales cementantes pueden derivar de minerales del suelo, como resultado de los procesos de re-deposición. A pesar que el contenido de estos materiales sea pequeño, el efecto en las propiedades de deformación podrían ser mucho mayores.
- Electroestática o electromagnética: Las atracciones electroestáticas son significativas cuando son mayores a 7 [kPa] con una separación menor a 2,5 [mm]. La atracción electromagnética o Fuerzas de Van der Waals, son participe de la resistencia a la compresión sólo entre partículas muy cercanas y de tamaño pequeño, menor a 1 [µm].
- Enlaces de valencia y Adhesión: esta posible fuente de cohesión, aplica en el caso de las arcillas,

Los suelos pueden presentar una cohesión aparente, como consecuencia de la tensión de la capilaridad. Esta cohesión aparente es generada en los suelos parcialmente saturados, debido a la combinación de la atracción del agua a la superficie de las partículas, con la tensión superficial. También puede ser interpretada como trabazón mecánica de superficies rugosas, que se produce en ausencia de confinamiento o tensión normal sobre una superficie macroscópica. Los factores influyen en la trabazón mecánica, se pueden observar en la Figura 2.3, cuando se aplica el corte sobre una superficie macroscópica.

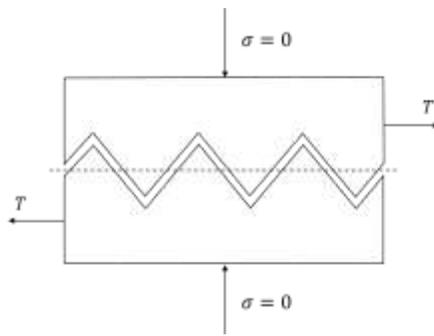


Figura 2.3: Trabazón mecánica.

En la Figura 2.4, se resumen las potenciales contribuciones de los diversos mecanismos de unión para la resistencia del suelo, dependiendo del tamaño de partículas y de la resistencia a la compresión. En dicho esquema se observa que debido a los tamaños de partículas de esta tesis, la contribución a la cohesión es por cementación, independiente de la resistencia a la compresión resultante. Luego, para distinguir el tipo de cementación se debe considerar la resistencia a la compresión. El límite se encuentra en 100 [psi] (7,03 [kgf/cm<sup>2</sup>]); sobre este valor corresponde a cementación por compactación y por debajo es cementación por deposición.

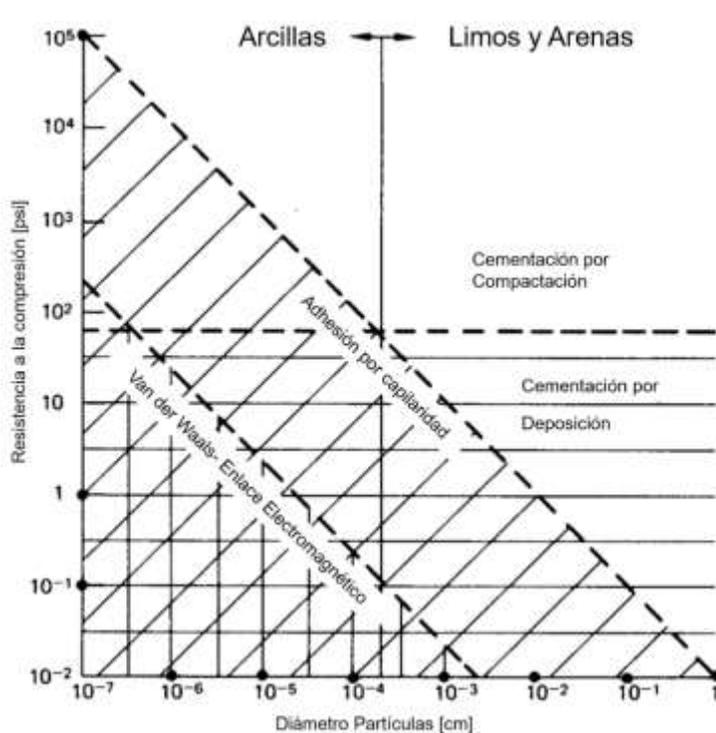


Figura 2.4: Potenciales contribuciones de variados mecanismos de unión para la resistencia del suelo. (Ingles, 1962). Fuente: Modificado de Mitchell & Soga (2005).

### 2.3.3. Criterios de Falla

#### 2.3.3.1. Criterio de Falla Lineal

El criterio de falla de Mohr-Coulomb combina los círculos de Mohr para encontrar los estados de tensiones, y la ley de fricción de Coulomb, con lo cual se desarrolla un criterio de falla generalizado (Budhu, 2015). Este criterio define la falla como una relación de la tensión tangencial y la tensión normal. Además se considera la componente de la cohesión, asociada a Fuerzas de Van Der Waals, cementaciones y/o cohesión aparente.

Cada uno de los términos se determina por geometría como se observa en la Figura 2.5, y quedan definidos con respecto a las tensiones principales y el ángulo de fricción interna a partir de las siguientes ecuaciones.

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg}(\varphi) + c \quad [4]$$

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}; C' = \left\{ \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0 \right\} \quad [5]$$

$$\sigma_n = \sigma_3 + R - R \operatorname{sen} \varphi = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \varphi \quad [6]$$

$$\tau_n = R \operatorname{cos} \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{cos} \varphi \quad [7]$$

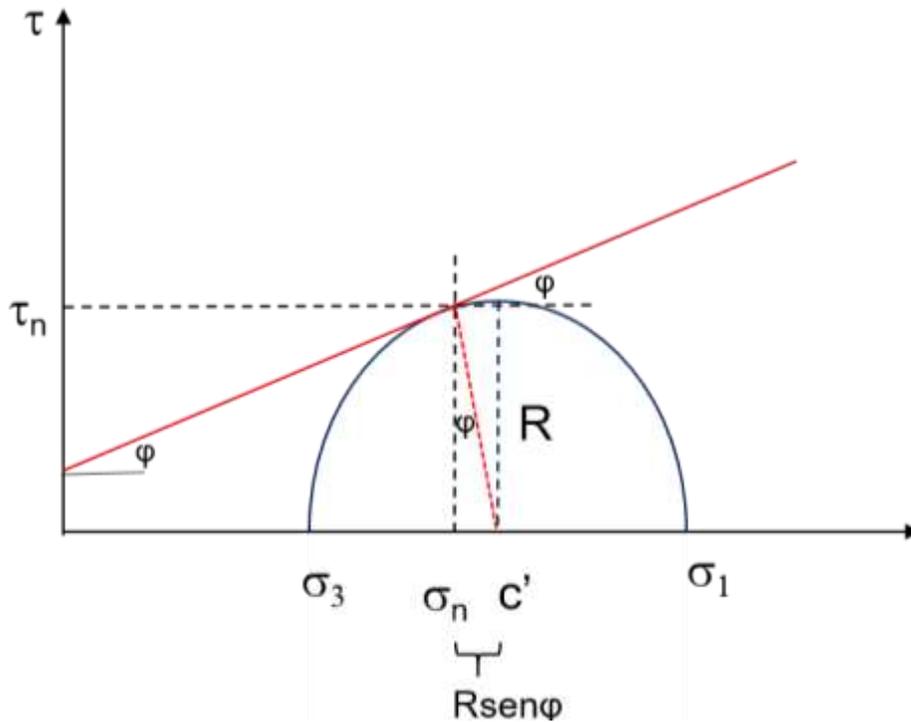


Figura 2.5: Esquema círculo de Mohr y tensiones normales.

Planos p y q

A partir de las definiciones del criterio de falla de Mohr-Coulomb y del esfuerzo de corte en 3-D, se conoce la ecuación de la trayectoria de tensiones totales en el plano p-q. Es necesario contar con al menos un set de datos de tres pares ordenados (p, q) para

realizar la regresión lineal y obtener las constantes M y N, y así despejar los parámetros de resistencia de cada material.

$$q = Mp + N \quad [ 8 ]$$

$$\varphi = a \operatorname{sen} \left( \frac{3M}{3 + M} \right) \quad [ 9 ]$$

$$c = \frac{(3 - \operatorname{sen}(\varphi)) \cdot N}{3 \cos(\varphi)} \quad [ 10 ]$$

### 2.3.3.2. Criterios de Falla No-Lineales

Producto de la linealidad en el comportamiento del suelo al considerar el criterio de Mohr-Coulomb, se asume que no existe curvatura en la envolvente de falla del suelo, lo que implica una simplificación del comportamiento real del material. Es por esto, que varios autores han estudiado el comportamiento no lineal de la falla como por ejemplo: De Mello (1977), Charles & Watts (1980), Indraratna (1993, 1994, 1998), Sarac & Popovic (1985), y Doruck (1991), entre otros. En estos análisis se considera nula la cohesión, como es de esperar al analizar el comportamiento de materiales granulares.

El primero en observar la tendencia no lineal de los datos fue Marsal (1967). En el caso de De Mello (1977) y Charles & Watts (1980) han usado una ecuación parabólica como la que se describe a continuación.

$$\tau = a\sigma'^b \quad [ 11 ]$$

Charles & Watts (1980) consideran un rango limitado de tensiones normales que comprende desde 40 [kN/m<sup>2</sup>] a 400 [kN/m<sup>2</sup>], y los resultados empíricos para **b** se encuentran en torno a 0,75. Mientras que De Mello, usando los datos de Marsal demuestra que los valores de **b** son independientes de las unidades de  $\sigma$  y  $\tau$ , y se encuentran en rango entre 0,81 y 0,88. Además considera un nivel de tensiones mayor, que alcanza un  $\sigma'$  de 5000 [kN/m<sup>2</sup>].

Los parámetros **a** y **b**, se obtienen del ajuste de las curvas, aunque no es claro el significado físico de estos, ya que **a** no solo depende del sistema de unidades usado, pero su dimensión varía de acuerdo al valor de **b** (Indraratna *et al.*, 1993). A partir de esto, Indraratna *et al.* (1993) propone una variación al incorporar un valor adimensional en la expresión de De Mello (1977), como se muestra a continuación.

$$\frac{\tau_n}{\sigma_c} = a \left[ \frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right]^b \quad [ 12 ]$$

En este caso las constantes **a** y **b** son adimensionales, independiente del sistema de unidades con el que se trabaja. Para materiales con comportamiento lineal, **b** se aproxima a uno, mientras que la magnitud de **a** está determinada por la razón entre la tensión de corte y la tensión normal. El parámetro **a** puede ser considerado como un índice intrínseco de resistencia al corte, ya que comprende al ángulo de fricción interna equivalente. En tanto la magnitud **b**, a bajas tensiones de confinamiento, representa una respuesta a la

deformación del relleno de roca, que incluye en cierta medida el efecto de la dilatación y del tamaño de partículas.

### 2.3.3.3. Criterio de Falla Bi-lineal

Dado que los criterios de falla no-lineal no consideran una componente cohesiva, se cuenta con otro criterio de falla utilizado ampliamente en Ingeniería, el de tipo bi-lineal. En este caso se asignan más de una envolvente de falla de Mohr-Coulomb al comportamiento del suelo, proporcionando un mejor ajuste que un criterio de falla lineal. La tensión en la cual ocurre el cambio de pendiente está supeditado a los resultados de cada set de datos y a los requerimientos de diseño. Con este modelo se obtiene más de un par de parámetros de resistencia al corte,  $c$  y  $\phi$ , tal como es propuesto por Maksimovic (1996) en el esquema de la Figura 2.6.

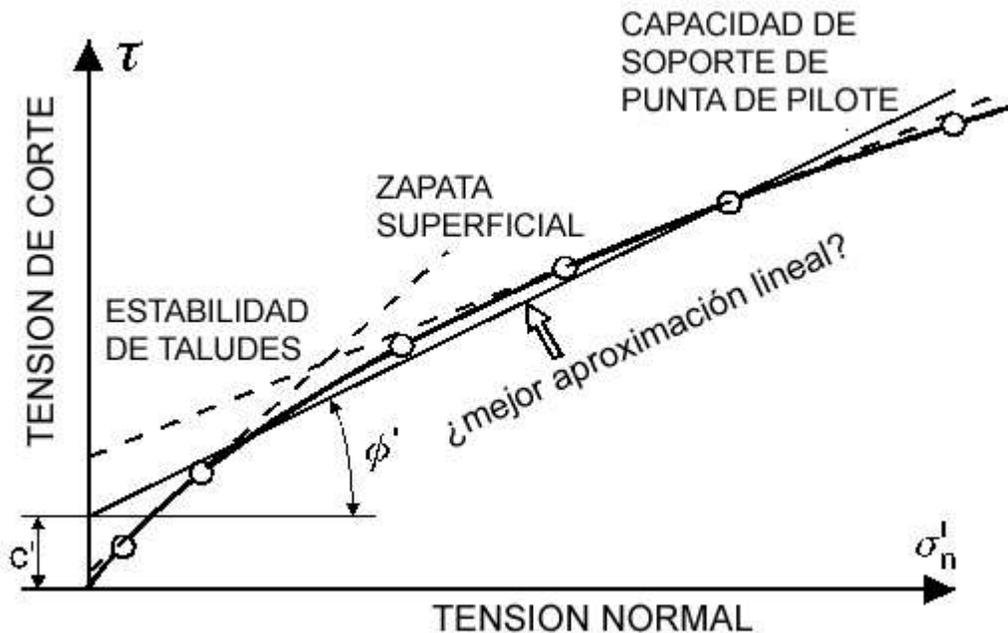


Figura 2.6: Esquema Criterio de Falla Bi-lineal, según tipo de diseño, Maksimovic (1996).  
Fuente: De la Hoz (2007).

### 2.3.4. Nivel de tensiones

El nivel de tensiones es un factor relevante en la resistencia al corte final, pues está relacionado estrechamente con la compresibilidad y dilatancia de los materiales (Dorador, 2010). En los estudios de niveles de tensiones previos, se ha visto que el ángulo de fricción interna secante disminuye al aumentar la presión de confinamiento, lo que se asocia a la resistencia y la rotura individual de las partículas (De la Hoz, 2007; Ovalle, Bard, et al., 2014).

Dado esto, es posible encontrar en la literatura resultados de ensayos que generan niveles de tensiones como es el caso de Leps (1970), que realizó un compendio de 100 ensayos sobre distintos enrocados. A partir de los resultados se generó tres bandas de resistencia, las cuales quedan descritas por el ángulo de fricción interna máximo y la tensión normal.

Por su parte Indraratna *et al.* (1993), consideró una nueva serie de ensayos con materiales de resistencia menor a los de Leps (1970), con los cuales define un nuevo límite de baja resistencia, el que resulta estar 3° por debajo del menor propuesto por Leps, como muestra la

Figura 2.7. El nuevo límite de baja resistencia se establece de manera arbitraria, considerando los datos de la grava de Contreras, la roca de Santa Fe, y los ensayos de Indraratna *et al.* (1993) asociados a esfuerzo normal efectivo sobre 700 [kPa], ya que los resultados bajo este valor, se encuentran dentro de los rangos propuestos por Leps (1970).

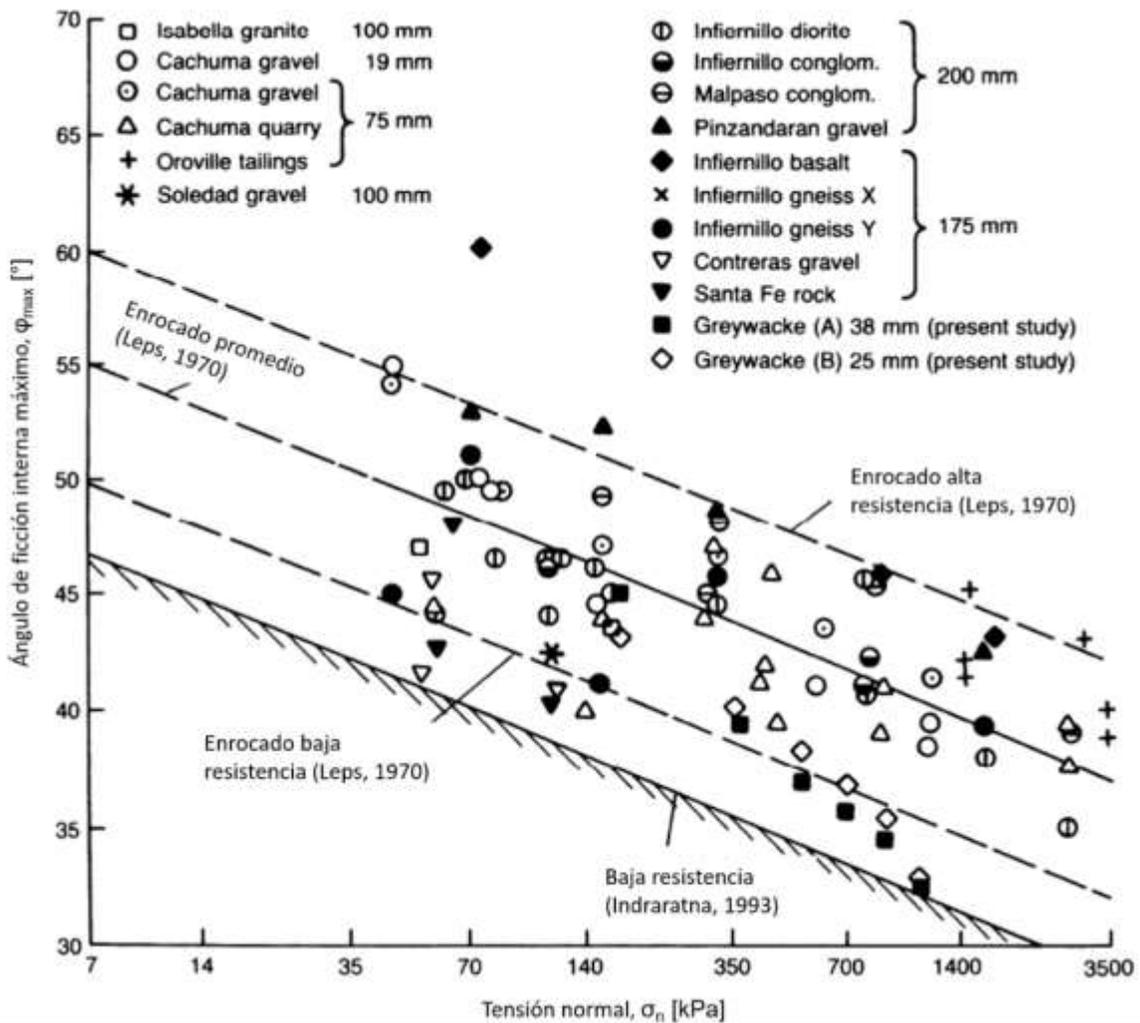


Figura 2.7: Resumen de resultados de ensayos triaxiales. Modificado de Indraratna *et al.* (1993).

## 2.4. Factores que Influyen en la Resistencia al Corte

Algunos de los factores que influyen en la resistencia al corte de los suelos corresponden a la densidad relativa, la presión de confinamiento y la velocidad de carga. Asimismo, existen otros factores que hacen que la resistencia de un suelo difiera de otro con igual presión de confinamiento y densidad relativa, que son: el tamaño, la forma y la granulometría de las partículas que constituyen el suelo (Gesche, 2002).

A continuación se describen algunos de los factores como: granulometría, forma y rugosidad de las partículas, dureza de las partículas, rotura de las partículas, y mineralogía.

### 2.4.1. Granulometría

La granulometría es el ensayo utilizado para conocer la distribución de tamaños de partículas, donde el material pasa por tamices con tamaños nominales específicos. Los datos de los pesos retenidos por cada tamiz se registran con el objetivo de determinar el porcentaje del suelo que pasa y construir la curva granulométrica.

$$R_i = \frac{M_i}{M_{total}} \cdot 100 [\%] \quad [13]$$

$$P_i = 100\% - \sum_{j=0}^i R_j \quad [14]$$

Para el graficar las granulometrías de cada ensayo se consideran el tamaño de los tamices y el porcentaje que pasa por cada uno de ellos, en el estado previo y posterior a la ejecución del ensayo. El gráfico se realiza en escala semi-logarítmica, con escala logarítmica en el eje de las abscisas.

A partir del gráfico se puede obtener los valores  $D_i$ , que corresponden a los diámetros del tamiz por el cual el  $i\%$  del suelo pasa. Con esto se pueden determinar los coeficientes de uniformidad (Ec.15) y coeficientes de curvatura (Ec. 16) del suelo (Budhu, 2015).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [15]$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad [16]$$

Con estos coeficientes se pueden clasificar los materiales en cuanto a su gradación (buena o mala). En el caso de los suelos granulares gruesos las condiciones que se deben cumplir para ser catalogados como bien graduados son:

$$C_u \geq 4 \wedge 1 \leq C_c \leq 3 \quad [17]$$

Para la clasificación debe considerarse el contenido de finos ( $<0,074$  [mm]). La clasificación de los materiales es importante ya que, según Terzahi et al. (1996), un suelo bien graduado sufre menos rotura que uno de tipo uniforme, debido que en el caso bien graduado el número de contacto es alto, lo que permite menores tensiones por aproximación (Besio, 2012; De la Hoz, 2006). Lo anterior se reafirma con lo propuesto

por Lee & Farhoomand (1967), Algunos de los puntos importantes de su trabajo se describen a continuación:

- Los suelos granulares son compresibles bajo la aplicación de una tensión.
- La compresión se acompaña de rotura de partículas, por lo que ambos fenómenos se relacionan entre sí.
- Suelos uniformes se comprimen y rompen más que los bien graduados a un mismo tamaño máximo de partícula.

La Figura 2.8 evidencia la última conclusión presentada en el trabajo de Lee & Farhoomand (1967), ya que es posible ver 7 granulometrías diferentes. Para este trabajo se definió una rotura relativa como la razón de los  $D_{15}$  inicial y final. El suelo uniforme A sufrió mayor rotura que el suelo bien graduado F, ambos con el mismo tamaño máximo. Por su parte el suelo grueso uniforme B es más compresible que los suelos finos uniformes, como es el caso de C, D y E. De esto es posible afirmar, que suelos mal graduados tenderán mediante rotura de partículas a granulometrías mejor graduadas.

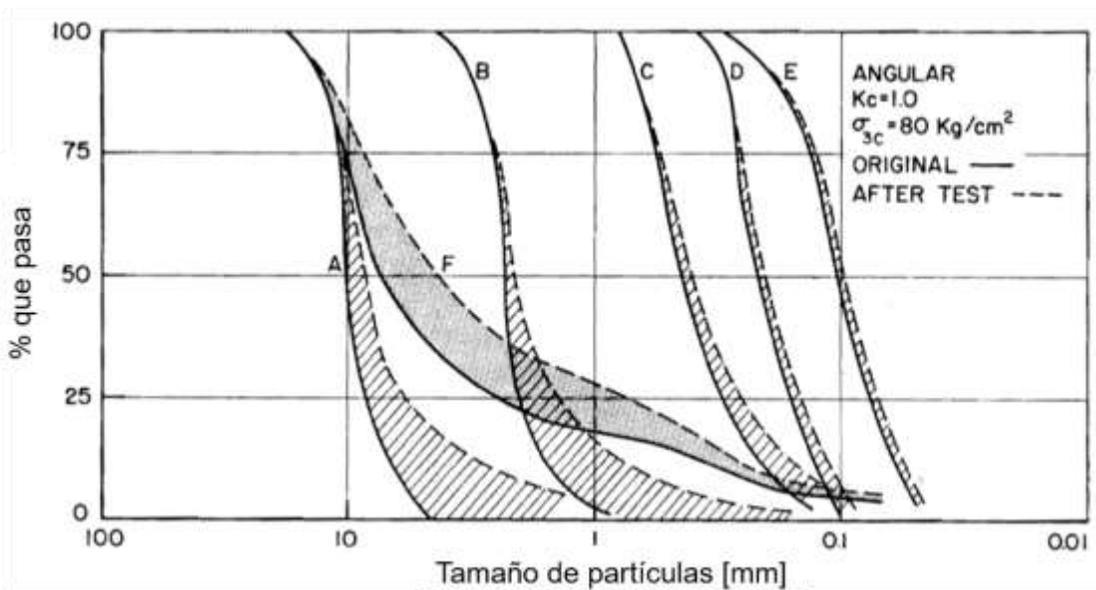


Figura 2.8: Relación entre granulometrías, compresibilidad y rotura. Modificado de Lee & Farhoomand (1967).

#### 2.4.1.1. Superficie Específica

La superficie específica combina el efecto del tamaño de partícula y la esbeltez en una medición de manera independiente de la distribución granulométrica (Santamarina *et al*, 2002).

Para efectos de este trabajo, se considera que las partículas son de tipo esféricas y/o cúbicas. En la determinación de la superficie específica se relaciona el coeficiente de uniformidad, la densidad del agua, la gravedad específica y el valor  $D_{50}$  según la siguiente ecuación.

$$S_s = \frac{3(C_u + 7)}{4\rho_w G_s D_{50}} \quad [18]$$

Por la geometría de las partículas también se puede definir una relación del diámetro o lado con la densidad del agua y la gravedad específica como se presenta en la ecuación 19.

$$S_s = \frac{6}{b\rho_w G_s} \quad [19]$$

Al igualar las dos ecuaciones anteriores, es posible determinar un valor promedio del diámetro o lado de las partículas según el caso que corresponda.

$$b_{prom} = \frac{8D_{50}}{C_u + 7} \quad [20]$$

#### 2.4.1.2. Permeabilidad

Una de las correlaciones más utilizada para relacionar la permeabilidad con el tamaño de las partículas es la propuesta por Hazen (1892, 1911), basada en filtros de arena para la purificación de agua (Carrier, 2003; Indraratna *et al.*, 2012; Lade *et al.*, 1996), y se remite a la que se presenta a continuación.

$$k = c_H D_{10}^2 \quad [21]$$

Donde  $c_H$  es el coeficiente empírico de Hazen. Este valor usualmente se asume como 100, pero varía según diferentes autores (Carrier, 2003). En tanto  $D_{10}$  corresponde al tamaño de tamiz donde pasa el 10% del material. Sin embargo, la aplicabilidad de esta correlación está limitada por este parámetro, pues es válida solo para valores de  $D_{10}$  entre 0,1 y 3 [mm] (Lade *et al.*, 1996).

Como en este trabajo se estudia materiales granulares gruesos, se pretende contar con una correlación adicional que no esté limitada por tamaño de partículas. Así es como se considera la fórmula de Kozeny-Carman, donde Kozeny (1927) y Carman (1938, 1956) descubrieron una fórmula semi-empírica y semi-teórica para predecir la permeabilidad de medios porosos (Carrier, 2003), la cual se detalla a continuación.

$$k = 1,99 * 10^4 * \left(\frac{1}{S_o^2}\right) \left[\frac{e^3}{1+e}\right] \quad [22]$$

Donde  $S_o$  corresponde al área de superficie específica por unidad de volumen de partículas [1/cm] y  $e$  es el índice de vacíos. El área de superficie específica por unidad de volumen se puede escribir en función del diámetro de un suelo constituido por esferas uniformes ( $D=b_{prom}$ ) (Carrier, 2003).

$$S_o = \frac{6}{D} = \frac{6}{b_{prom}} \quad [23]$$

#### 2.4.2. Forma y rugosidad de las partículas

La forma y el tamaño de las partículas son las consecuencias de una suma de causas entre las que se encuentran: la mineralogía del material, la formación del grano y su desprendimiento de la matriz del mineral, el transporte y el ambiente de depositación (De la Hoz, 2007).

La caracterización de la forma de las partículas es de los factores con mayor relevancia en el comportamiento de tensión-deformación de un medio granular. Los parámetros a

considerar en la caracterización son: esfericidad, rugosidad y angulosidad. La rugosidad y esfericidad puede estimarse mediante el uso de tabla de inspección visual, como la de la Figura 2.9, en la cual se multiplica el factor de esfericidad por el de rugosidad. Por otra parte, en la Figura 2.10, se ejemplifica otro tipo de caracterización que considera la esfericidad y angulosidad de las aptículas.

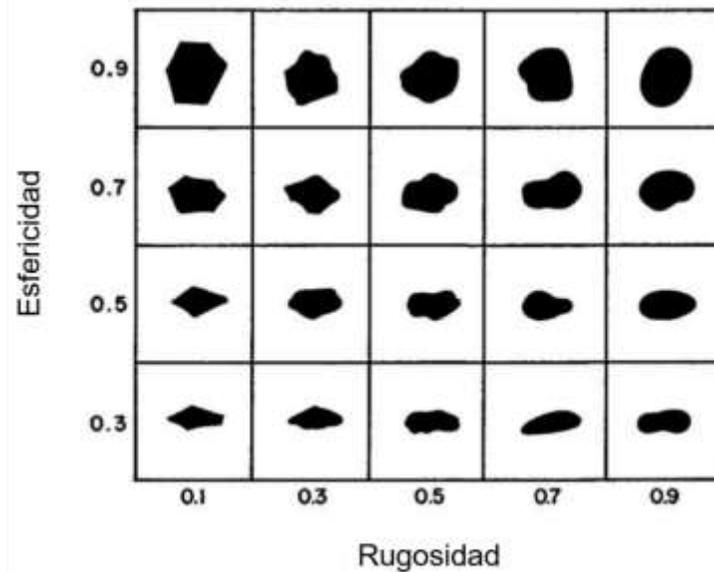


Figura 2.9: Tabla para inspección visual de rugosidad y esfericidad según Krumblein & Sloss (1963). Fuente: Modificado de Mitchell & Soga (2005).

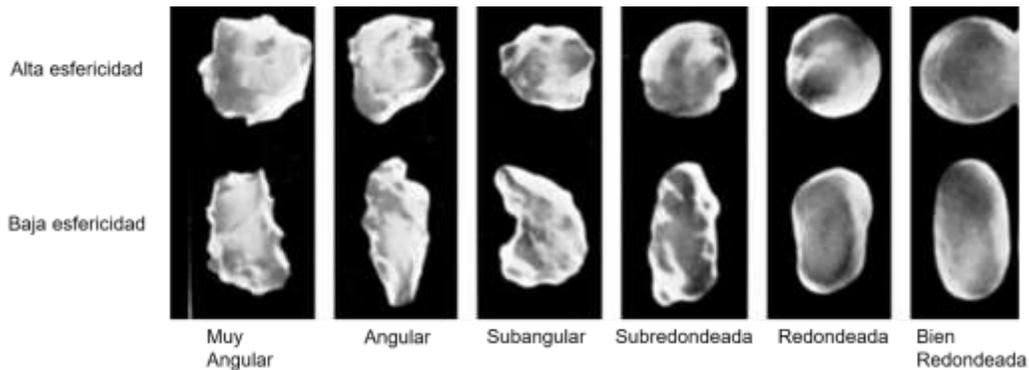


Figura 2.10: Ejemplos de caracterización de forma de las partículas por Powers (1953). Fuente: Modificado de Mitchell & Soga (2005).

Según lo expuesto por Lee & Farhoomand (1967), existe una correlación directa entre la angulosidad y la rotura de partículas. Se observa que un suelo angular es más compresible que uno redondeado al mismo nivel de tensiones. Sin embargo, a altas presiones, aumentan las fuerzas de contacto y se genera un alto grado de fractura, para materiales tanto angulosos como redondeados (De la Hoz, 2007).

#### 2.4.2.1. Estimación esfuerzo de corte en enrocados

Para estimar el esfuerzo de corte en enrocados, Barton & Kjærnsli (1981) consideran como base la resistencia al corte de rocas, que esta definida por la ecuación 24. Donde  $\tau$  es el esfuerzo de corte peak,  $\sigma_n'$  es el esfuerzo normal efectivo, JCR corresponde al coeficiente de rugosidad conjunta, JCS es la resistencia a la compresión de la pared.

$$\tau = \sigma_n' \tan \left[ JRC \cdot \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n'} \right) + \varphi_r \right] \quad [24]$$

A partir de esta formulación desarrollan una propuesta para enrocados, donde se considera una resistencia equivalente de partículas S y una rugosidad equivalente y el ángulo de fricción básico de superficies lisas, para representar lo mejor posible el complejo comportamiento.

$$\varphi' = R \cdot \log \left( \frac{S}{\sigma_n'} \right) + \varphi_b \quad [25]$$

Sin embargo, Indraratna, Wijewardena & Balasubramanniam (1993), observan que no se puede extrapolar el comportamiento de ángulo de fricción a altas presiones, producto de que los ángulos de fricción de ensayos de laboratorio decaen más rápido que el de la predicción con el método de la rugosidad.

#### 2.4.3. Dureza de las partículas

Las partículas de gran tamaño tienen estructuras que conforman planos de debilidad, en los cuales ocurre la rotura (De la Hoz, 2007). Para estudiar la resistencia individual de las partículas, Lo & Roy (1973) realizaron ensayos triaxiales CID en tres configuraciones diferentes de dureza de sus partículas. Los materiales con los cuales trabajaron fueron: óxido de aluminio (*aluminum oxide*), cuarzo (*quartz*) y piedra caliza (*limestone*); ordenados de mayor a menor nivel de dureza. Todas las muestras tenían un coeficiente de uniformidad (Cu), y granulometrías similares, y las densidades relativas de 49%, 60% y 65%. Los ensayos triaxiales se efectuaron en un rango de presiones entre 2 y 112 [kgf/cm<sup>2</sup>].

La variación en el porcentaje de finos se asocia a la rotura de partículas durante el ensayo. Como era de esperar, se observa mayor rotura en las partículas de caliza. En la Tabla 2.1, se presenta la cantidad de finos inicial y final, para el ensayo a 112kgf/cm<sup>2</sup>.

Tabla 2.1: Contenido de finos inicial y final, para los materiales estudiados con presión de confinamiento de 112 [kgf/cm<sup>2</sup>]. Fuente: Dorador (2010).

Material	%finos inicial	% finos final
Óxido de Aluminio	2	13
Cuarzo	2	44
Caliza	3	62

Como resultado del ensayo, también se observa que a bajas presiones de confinamiento los tres materiales tienen ángulos de fricción interna semejantes. En cambio, a altas presiones de confinamiento las líneas de estado último presentan mayores variaciones, obteniendo que el ángulo de fricción interna es inversamente proporcional a la dureza, lo

que se muestra en la Figura 2.11. La explicación detrás de esto, está en la rotura de partículas, que conlleva una disminución del índice de vacíos, lo cual tiene por consecuencia una resistencia al corte mayor (De la Hoz, 2007; Dorador, 2010).

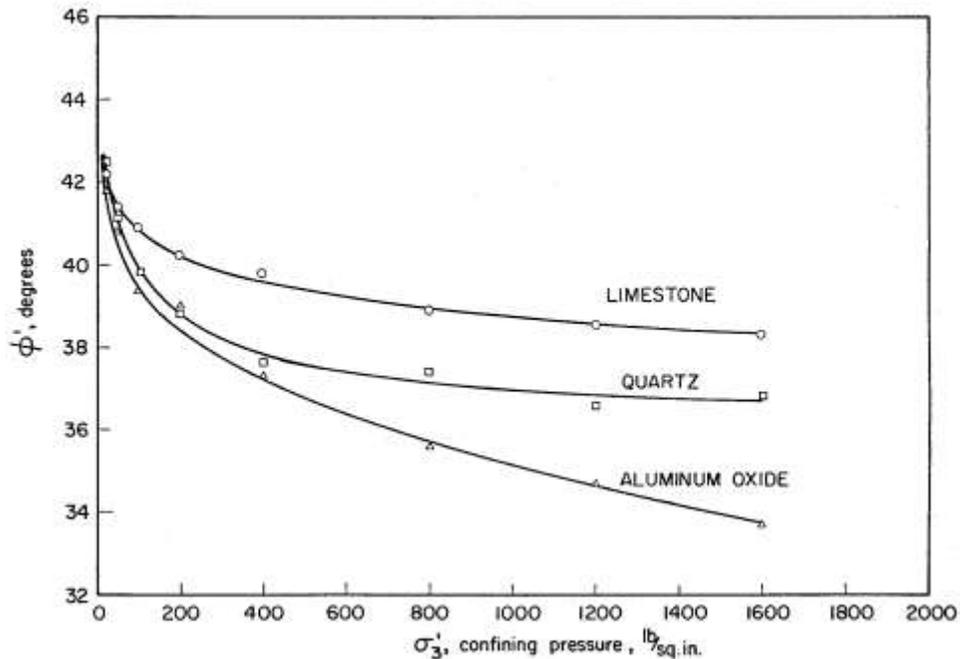


Figura 2.11: Relación entre el ángulo de fricción interna y presión de confinamiento. Fuente: Lo & Roy (1973).

En lo relativo a la dureza anteriormente expuesto, se tienen ciertas aprehensiones debido a la falta de estudios que corroboren lo exhibido. Las aprehensiones son las que se señalan a continuación:

- En cuanto a dureza se tienen que minerales de baja resistencia, con partículas tamaño arena, a baja resistencia no rompen. Mientras que al verse sometidos a esfuerzo muchos mayores, se rompen durante la consolidación.
- En arenas el ángulo de fricción baja y se estabiliza en torno a 35 [°]. La componente friccionante se asocia al mineral y se aplica cuando ya rompió todo, en el rango 10-50 [kgf/cm<sup>2</sup>], y ahí es cuando comienza la rotura puntual de partículas.
- Cuando se rompen las esquinas de las partículas, baja la resistencia del material, las partículas se reacomodan, y vuelve a subir la resistencia.

#### 2.4.4. Rotura de partículas

En cuanto a rotura de partículas, Marsal (1967) propone como cuantificador el parámetro  $B_g$ , el que se define como la suma de las diferencias positivas de los porcentajes retenidos por tamiz, obtenido a partir de granulometrías previas y posteriores a la ejecución de los ensayos. Otros autores también han propuesto sus medidas de rotura de partículas como el caso de Hardin (1985), que determina el parámetro de rotura  $B_r$ , como la relación entre la rotura total, correspondiente a la diferencia entre las curvas granulométricas, y la rotura potencial, que se define como la posibilidad que todo el material rompa y pase por malla

200 luego de la carga. Por otra parte, Lade, Yamamuro & Bopp (1996), estiman la rotura de partículas asociado al cambio del  $D_{10}$ , luego del ensayo de corte.

Los tamaños de partículas influyen en los porcentajes de rotura resultante de un ensayo triaxial a gran escala. Debido a lo anterior, mientras mayor sea el tamaño de partícula, habrá más rotura de partículas, junto con una leve disminución de la resistencia al corte (Ovalle *et al.*, 2014). En la resistencia al corte uno de los factores más influyentes, junto a la compresión, es el fenómeno de rotura de los granos, ambos ocurren durante el proceso de aplicación de carga (Marsal, 1967).

Otros factores por los que se ve influenciada la rotura de partícula son: las características del medio granular; la distribución granulométrica; el promedio de tamaño y la forma de los granos; el índice de vacío, y el número de contacto por partícula (Budhu, 2015; Indraratna *et al.*, 1998; Marsal, 1967).

#### 2.4.4.1. Rotura de Marsal

A partir del procesamiento de las granulometrías, y de lo planteado por Marsal (1967), la rotura de partículas se calcula como la sumatoria de las diferencias positivas de pesos retenidos entre tamices consecutivos.

$$B_g = \sum \Delta W_k = \sum (W_{k_i} - W_{k_f}) \quad [26]$$

El gráfico de la propuesta de Marsal para Gneis granítico de Mica, con prueba de compresión triaxial  $\sigma_3 = 25$  [kgf/cm<sup>2</sup>], es tal como se muestra en la Figura 2.12.

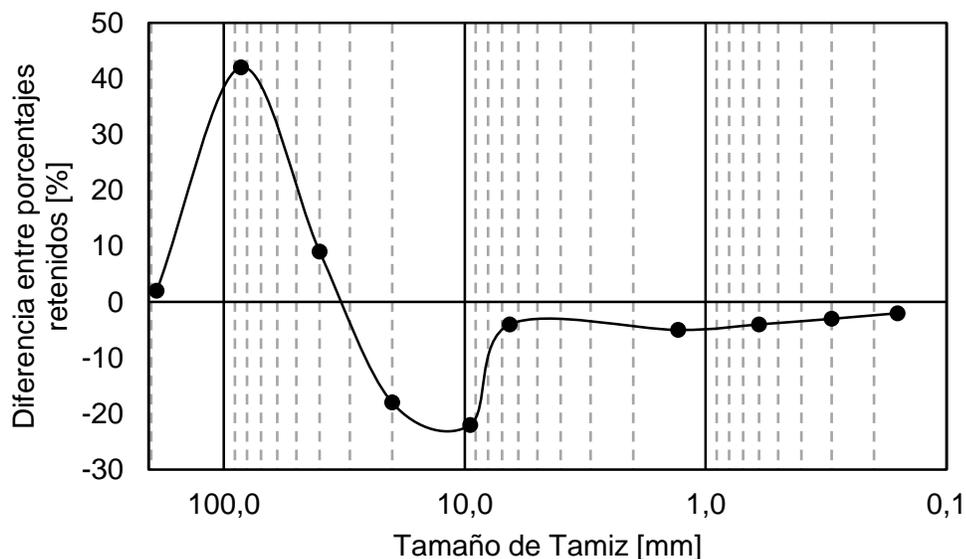


Figura 2.12: Ejemplo de Rotura de Rotura de Marsal Gneis granítico de Mica. Fuente: Modificado de Marsal (1980).

En la caracterización de la rotura de partícula también se estudian las áreas entre las curvas granulométricas, y el área bajo la curva de rotura de Marsal. Dichas áreas son las que se señalan en la Figura 2.13.

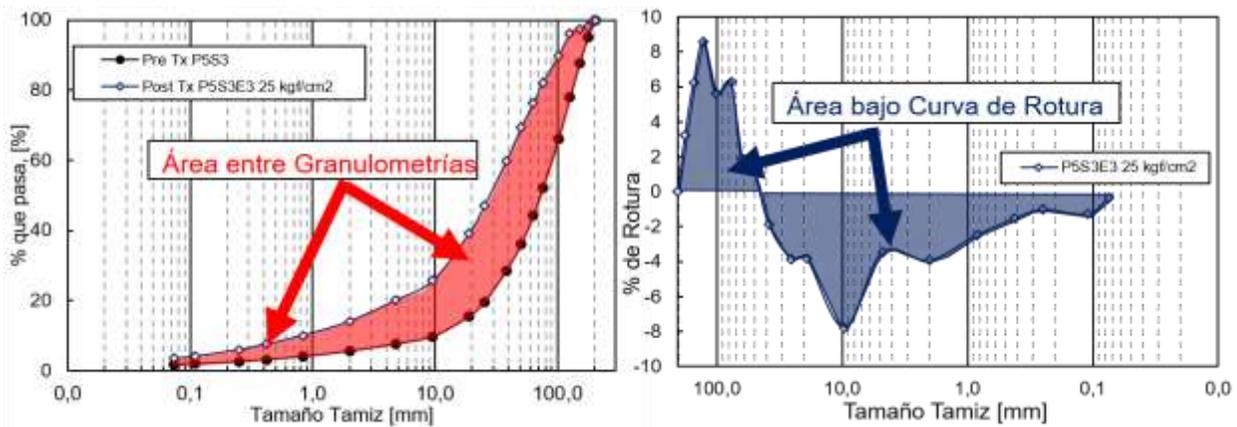


Figura 2.13: Esquema de áreas entre granulometrías y bajo la curva de rotura

#### 2.4.4.2. Índice Rotura de Hardin

El índice de rotura relativa propuesto por Hardin (1985), se define como:

$$B_r = \frac{B_T}{B_p} \quad [27]$$

Donde  $B_T$  es la rotura total, definida como la diferencia de áreas entre las curvas granulométricas previa y posterior al ensayo triaxial. Mientras que  $B_p$  se considera como el potencial de rotura, que es equivalente a considerar que luego del ensayo de corte todo el material pasa por malla 200. El esquema que representa cada uno de los términos se presenta en la Figura 2.14.

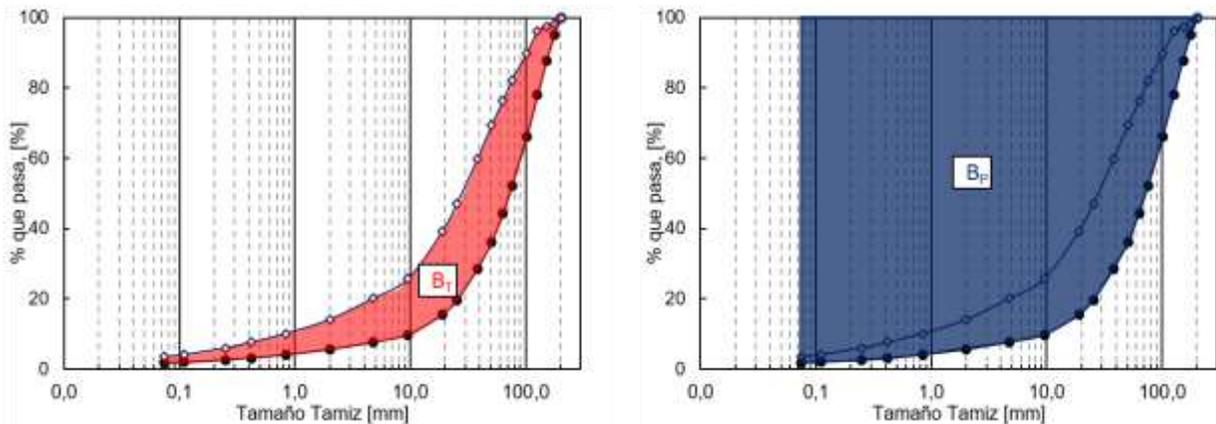


Figura 2.14: Esquema de Rotura total y Rotura potencial, para determinar el Índice de rotura relativo.

#### 2.4.4.3. Estimación de Rotura

Indraratna *et al.* (1998) proponen que se puede estimar de manera preventiva una rotura de partícula significativa. Para esto, relacionan de manera no lineal, la rotura  $B_p$  con la razón de tensiones principales máximas y con el ángulo de fricción peak. En ambas proporciones se utilizan coeficientes empíricos, tal como se muestra en las siguientes ecuaciones y en la Figura 2.15.

$$\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{max} = R_p = h(B_g)^i \quad [28]$$

$$\varphi'_{bp} = j(B_g)^k \quad [29]$$

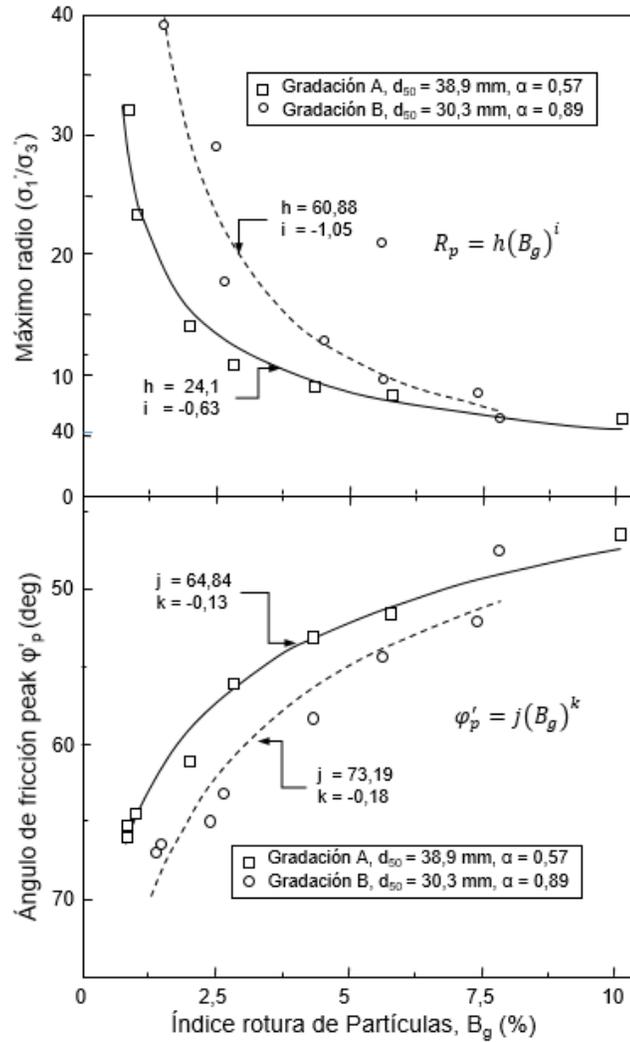


Figura 2.15: Relaciones de Estimaciones de Rotura para Balasto de Bombo. Fuente: Modificado de Indraratna et al. (1998).

#### 2.4.5. Mineralogía

La mineralogía corresponde al conjunto de los minerales que componen el esqueleto granular de un suelo. Dichos minerales controlan propiedades físicas como fricción entre las partículas, dureza y compresibilidad del suelo (Córdova, 2017; Urrutia, 2016). E influyen en la resistencia al corte y la deformación elástica de cada partícula. Como consecuencia de esto, la compresibilidad variará dependiendo de los minerales presentes en cada una de las partículas.

## **2.5. Ensayos de Resistencia al Corte**

Dependiendo de las características de la muestra y los requerimientos del mandante, los ensayos de corte posible son:

- Compresión no Confinada
- Corte Simple
- Corte Directo
- Triaxial CID-CIU
- Triaxial CID-CIU a gran escala

### **2.5.1. Compresión no confinada**

En el Ensayo de Compresión no confinada, según ASTM D2166/D2166M-16 (ASTM International, 2016), la probeta puede ser natural y/o remoldeada. Si se ejecutan los ensayos con ambos tipos de probeta es posible determinar la sensibilidad del material.

Las principales características de este ensayo son su bajo costo y la rapidez en la medición de la resistencia a la compresión. Sin embargo, la estimación de la resistencia al corte es aproximada y no simula las condiciones de terreno ya que, al ser de tipo no confinado, no están presentes los efectos del terreno adyacente a la muestra. Adicionalmente, el ensayo se efectúa principalmente sobre suelos granulares finos o suelos finos

### **2.5.2. Corte Simple**

El Ensayo de corte simple es poco usado debido a la escasez de equipos. Al igual que en el caso anterior, es comúnmente ejecutados en suelos granulares finos, como arenas finas.

Este ensayo se realiza a volumen constante, equivalente a un ensayo no drenado. La resistencia se mide en condiciones de tensiones plana, y las tensiones principales giran debido a la aplicación de tensión de corte.

La configuración del estado de carga no está lo suficientemente definida ni distribuida para permitir una rigurosa interpretación de los resultados (ASTM International, 2017).

### **2.5.3. Corte directo**

El Ensayo de Corte Directo es muy utilizado ya que permite aplicar una presión de confinamiento que replica las condiciones de terreno. Sin embargo, tiene la debilidad que para el desarrollo del ensayo es necesario imponer un plano de falla horizontal, lo cual no es representativo de la realidad.

Otra limitante que tiene es la relación de aspecto 1:10, entre diámetro de partícula y las dimensiones del equipo (ASTM International, 2011a), por lo que para materiales granulares gruesos el equipo debiese ser a gran escala.

A pesar de lo anterior, el ensayo de corte directo permite tener una buena aproximación de tensiones y deformaciones sobre los especímenes ensayados.

### **2.5.4. Triaxial Estándar**

El ensayo triaxial estándar simula de mejor manera las condiciones del terreno, ya que aplica una presión de confinamiento, y no se impone un plano de falla. Este ensayo

permite determinar los esfuerzos totales y efectivos, y la compresión axial, mediante la medición de carga y deformación axial, además de la presión de poros. Las muestras deben cumplir con un tamaño máximo de partícula menor a 1/6 del diámetro de la probeta (ASTM International, 2011b). La proporción entre altura y diámetro en general es de 2:1, y es posible encontrar equipos que permitan probetas de 5, 10 y 15 [cm] de diámetro.

### 2.5.5. Triaxial a gran escala

El ensayo triaxial a gran escala diseñado en 2001 por IDIEM, permite ensayar probetas de mayores dimensiones, 30-60 [cm], 60-120 [cm] y 100-180 [cm]. Así, este equipo suplente la necesidad de conocer el comportamiento de suelos con tamaños de partículas mayores que las posibles de ensayar en el equipo triaxial estándar ya que las mediciones que se realizan son las mismas que en el triaxial estándar.

Un equipo es considerado de grandes dimensiones cuando el diámetro de la probeta es superior a 150 mm, correspondiente al máximo valor utilizado comúnmente para estudiar la resistencia al corte de suelos granulares (Riquelme, 2016). Alrededor del mundo son solo 15 equipos triaxiales a gran escala los que se encuentran en funcionamiento. El detalle de estos se presenta en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Equipos triaxiales a gran escala en el mundo. Fuente: Modificado de Riquelme (2016).

Laboratorio	Diámetro Probeta [mm]	País
Universidad de Cataluña	300	España
Geodelft	400	Holanda
The University of Karlsruhe	800	Alemania
University of Berkeley	915	Estados Unidos
Université de Nantes	1000	Francia
Missouri Institute of Science and Technology	420	Estados Unidos
University of Nottingham	300	Gran Bretaña
Universidad de Chile (IDIEM)	1000	Chile
Norwegian University of Science and Technology	500	Noruega
Laboratório Nacional de Engenharia Civil	300	Portugal
Building and Housing Research Center (BHRC), Tehran	300	Iran
Hydraulic of Structures Hohoi University	300	China
University Wollonyong	300	Australia
Korea Railroad Research Institute	500	Korea
Universidad Nacional Autónoma de México	1130	México

### 2.6. Dificultades del Triaxial Gigante IDIEM

La dificultad del Ensayo triaxial a gran escala es el alto costo de realizar el ensayo, y el tiempo de espera para que las muestras sean ensayadas, debido a la escasez de equipos habilitados. Es por esto que investigadores anteriores han estudiado métodos alternativos, como los que señalan Verdugo & De la Hoz (2006) y De la Hoz (2007) y que se describen brevemente a continuación.

## 2.6.1. Métodos alternativos

### 2.6.1.1. Método de la granulometría homotética

En este caso se propone ensayar muestras con tamaño de partícula menor que la del material original y utilizar una curva granulométrica paralela, llamada homotética. Este método es aplicable en los casos en que el contenido de finos de las curvas homotéticas no supere 10-12% del total, y siempre y cuando las variables de mineralogía, de dureza y de forma de partículas sean similares.

### 2.6.1.2. Método de corte

El método fue utilizado por Al Hussaini (1983) y De la Hoz (2007). Para la aplicación de este método, se elimina el material que está por sobre el tamaño máximo que es posible ensayar en equipo de resistencia al corte, tanto convencionales como a gran escala. Posterior a la eliminación del sobretamaño se ensaya el material "cortado" puede ser ensayados en equipos convencionales. La muestra cortada posee una resistencia al corte menor que la muestra original. Se recomienda su uso hasta un 20% de sobre-tamaño (Dorador, 2010).

### 2.6.1.3. Método de corte y reemplazo

En esta técnica, se retiran las partículas de sobretamaño y se reemplazan por el mismo porcentaje en partículas de menor tamaño, asumiendo que los resultados del material modificado pueden compararse con los obtenidos de triaxiales a gran escala del material original. No existe fundamento que justifique su uso.

### 2.6.1.4. Método de la matriz

Este método fue propuesto por Siddiqi (1984) y asume que el comportamiento del suelo está controlado por la matriz y que las partículas de sobretamaño no interfieren en la respuesta global. Existen dos condiciones para el sobretamaño: que las partículas de sobretamaño se encuentren en contacto y la matriz rellene los espacios, o que estén flotando en la matriz (De la Hoz, 2007). Ambas condiciones se esquematizan en la

Figura 2.16. Sin embargo, el método solo es aplicable en probetas remoldeadas en las que las partículas de sobretamaño no tienen contacto entre sí.

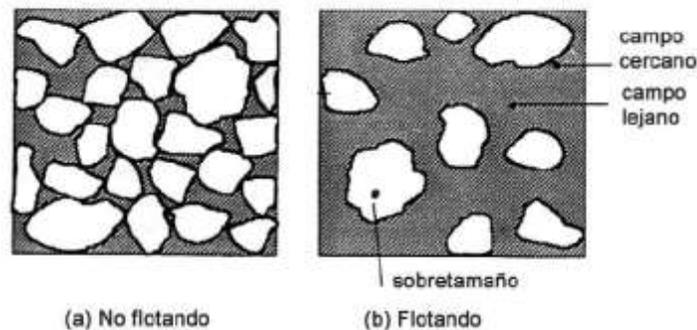


Figura 2.16: Esquema de sobretamaño en modelo de la matriz, Fragszky et al. (1992). Fuente: De la Hoz (2007).

### 2.6.2. Ensayo a carga controlada

El ensayo se realiza a carga controlada, a diferencia del ensayo triaxial estándar que se efectúa a deformación controlada. Con esta restricción no es posible saber a ciencia cierta si es que se ha alcanzado el estado último.

Además, al ser a carga controlada, se necesita más tiempo para la realización del ensayo, pues se debe esperar la estabilización de las deformaciones antes de aumentar cada etapa de carga.

### 2.7. Comportamiento de Suelos

En los medios granulares se pueden observar dos tipos de comportamientos, el dilatante y el contractivo, que se asocian a estados denso y suelto del suelo, respectivamente. En el caso dilatante, se evidencia una resistencia peak producto de la trabazón y de la superposición de las partículas (dilatancia), y una resistencia última. Sin embargo, no es posible observar este fenómeno cuando se realizan ensayos a carga controlada. Por otra parte, en el caso contractivo solo se obtiene una resistencia última que se observa principalmente en gráficos de tensión-deformación. Cabe señalar que al aumentar la presión de confinamiento se dificulta el que las probetas alcancen el estado último.

En la

Figura 2.17 se observa la línea de estado crítico (LEC) en el espacio  $e-p'-q$ . Como señala Salgado (2006), la vista en 3-D de la LEC permite tener una visión global de las relaciones entre densidad, presión de confinamiento y tensión de corte en el estado crítico. Además permite observar qué sucede con el índice de vacío y las tensiones en la medida que se aplica el corte hasta el estado crítico.

Para determinar el comportamiento de las muestras de suelo se trabaja con los gráficos de los espacios  $q-p'$  y  $e-p'$  y en ambos casos la caracterización se realiza mediante la línea de estado último (LEU). Vale señalar que los ensayos en condición drenada no son los más apropiados para la evaluación de la estabilidad, siendo preferente para ello los ensayos en condición no drenada, tal como lo proponen Verdugo & Ishijara (1996).

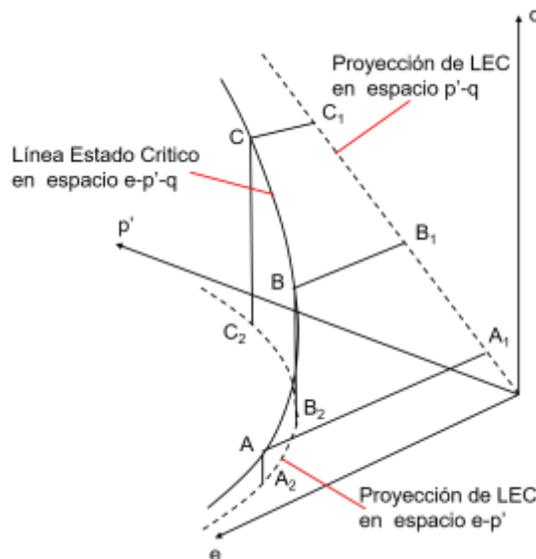


Figura 2.17: Línea Estado Crítico en espacio e-p'-q. Modificado de Salgado (2006).

La línea de estado crítico en el espacio e-p' está definida por Ishihara (1996), tal como se describe numéricamente en la ecuación a continuación, donde  $p'_{s1}$  corresponde a 1 [kgf/cm<sup>2</sup>] y gráficamente como en la proyección de la Figura 2.18.

$$e = \Gamma - \lambda \log\left(\frac{p'}{p'_{s1}}\right) \quad [30]$$

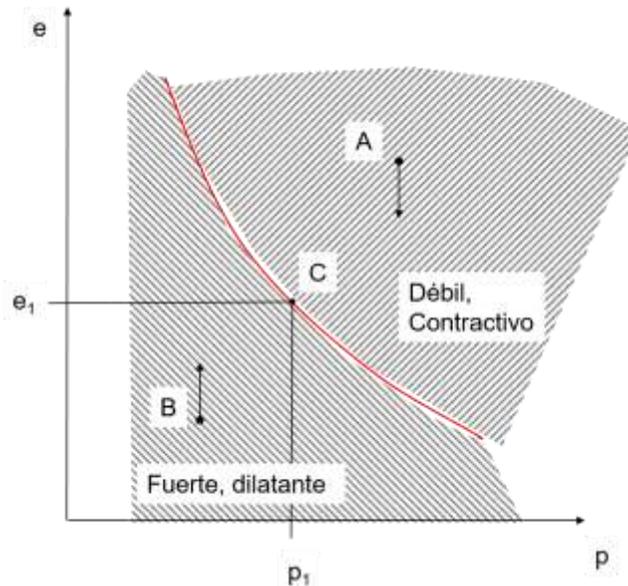


Figura 2.18: Línea de estado crítico en espacio e-p'. Modificado de Schofield & Wroth (1968).

En el espacio p'-q, según Schofield & Wroth (1968) se pueden distinguir los siguientes tres casos, donde q es el esfuerzo de corte y p' el esfuerzo medio efectivo.

a)  $q < Mp$ , entonces los especímenes de comportamiento débil debiesen ser contractivos.

b)  $q > Mp$ , los especímenes de comportamiento fuerte, debiesen estar dilatando.

c)  $q = Mp$ , los especímenes están en el estado crítico, ocurre sin cambios en q, p o e. El material se comporta como más como un fluido friccional que como un sólido.

En la Figura 2.19 se presenta la esquematización de los tres casos de comportamiento que se en el espacio q-p' que se detallaron anteriormente.

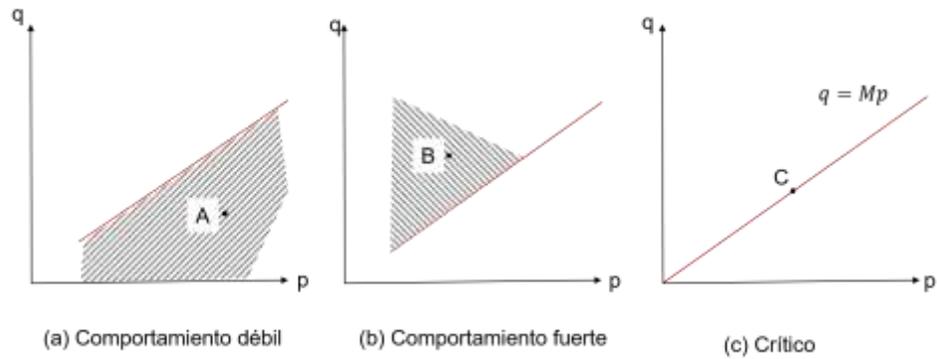


Figura 2.19: Condiciones de comportamiento en relación a la Línea de estado crítico. Modificado de Schofield & Wroth (1968).

En el caso de los ensayos en condición no drenada se cumple que, al considerar dos muestras distintas del mismo material, una completamente contractiva y la otra completamente dilatante, del mismo material, con igual índice de vacío, pero diferente tensión de consolidación, ambas llegan al mismo punto de estado crítico, como consecuencia de la variación de presión de poros, como presenta la

Figura 2.20.

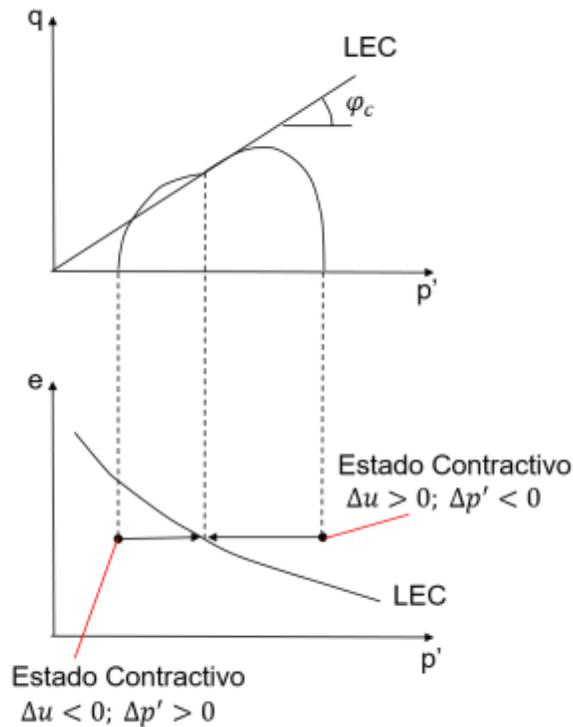


Figura 2.20: Comportamiento contractivo y dilatante, en espacio  $p'$ - $q$  y  $e$ - $p$ , en condición no drenada. Modificado de Salgado (2006).

### 3. Programa Experimental

#### 3.1. Materiales

Los materiales con los que se trabaja en esta tesis son clasificados como materiales granulares gruesos por su distribución granulométrica y las localizaciones se pueden dividir en 4 zonas, que corresponden al Norte y Centro de Chile; Perú, y Asia Central. Sin embargo, la mayoría se concentran dentro del territorio nacional.

Los materiales granulares gruesos pueden ser clasificados según su constitución y origen, como suelos gruesos de origen sedimentario, y apilamiento de rocas no afectadas por erosión geológica (Dorador *et al.*, 2018). Estos materiales se diferencian entre ellos por propiedades físicas de sus partículas como son: forma, rugosidad, resistencia y granulometría. En la Figura 3.1 se presenta un esquema de la clasificación para los medios granulares gruesos y el de detalle de cada MGG según lo propuesto por Dorador *et al.* (2018).

- **Enrocados de cantera:** materiales asociados a partículas controladas por voladura. Son ampliamente utilizados en la construcción de estructuras de contención y bien controlados en términos de granulometría y compactación. Sin embargo, son influenciados por la variabilidad de las formas de las partículas y la reducción de resistencia para tamaños mayores (rocas ígneas o metamórficas).
- **Balasto de roca chancada:** consiste en un material granular muy uniforme con  $C_u$  entre 1,5 a 3, y un tamaño de partícula típico de 62,5 mm. Sobre este material se ha probado exitosamente el método de las granulometrías paralelas.
- **Material de desmonte o lastre minero (MDM):** exhibe un amplio rango de tamaño de partículas que va desde arcillas y limos hasta partículas de 2-3 m de diámetro. En el global son competentes, pero están conformados por partículas que pueden ser muy débiles, por lo que el material presenta una gran heterogeneidad en términos de resistencia. Los botaderos pueden alcanzar más de 500 [m] de altura. Se ven afectados por la segregación durante el transporte y al voltearlos, colocándose las partículas de mayor tamaño al pie del talud y las más finas en la parte superior. Heredan la red de fracturas discretas (RFD) de la roca parental.
- **Materiales quebrados de minería subterránea:** al tratarlos como partículas, se asocian con materiales particulados, y son probablemente los materiales granulares más grandes creados por el hombre, exhibiendo tamaños que abarcan desde bloques pequeños, partículas de gravas y arenas, hasta bolones de 2 m<sup>3</sup>. Estos materiales sufren una disminución de la resistencia debido a la herencia RFD de la roca parental, pero también por las mezclas y segregación de partículas durante el hundimiento.
- **ROM lixiviados (RL):** son el componente principal de las pilas de lixiviación estáticas de la industria minera del cobre. Presentan particularidades en cuanto a propiedades mecánicas, así como a resistencia individual de partículas. Debido a la meteorización química, que produce mayor porosidad dentro de las partículas, estas tienden a ser más débiles, proceso denominado chancado químico. De igual forma se ven afectados por una pérdida de resistencia como consecuencia de la herencia RFD de la roca parental.
- **Materiales coluviales:** son mezclas heterogéneas y no consolidadas de material de suelo y/o fragmentos de rocas desplazados por la gravedad y lluvia. La distribución de tamaños de partículas varía dependiendo del proceso de transporte y acumulación. En su mayoría la forma de las partículas es angular.
- **Morrena glaciar:** corresponde a material acumulado y transportado por hielo. Son muy bien graduados y muy heterogéneos, lo que dificulta su caracterización debido a la

variabilidad de las propiedades de las partículas de diferentes tamaños. Pueden estar o no estar consolidados. Generalmente no se encuentran estratificados, ya que su depositación depende de la evolución del glaciar. El rango de las partículas va desde arcillas a rocas de gran tamaño.

- **Materiales fluviales y aluviales:** los agregados de este tipo constituyen uno de los mayores recursos naturales de materiales para la construcción con tamaños que oscilan entre 4 y 64 mm. La principal característica es el alto grado de erosión de las partículas como consecuencia del transporte, lo que convierte a las partículas de rocas en partículas redondeadas de forma elipsoidal. Debido lo anterior, existe la tendencia a desaparecer la herencia RFD de la roca parental, lo que implica que cada partícula tiene propensión a ser más fuerte. Por otra parte, los materiales aluviales, se encuentran en la base de las colinas y en los rellenos de las cuencas. De igual forma son transportados por el agua. Sin embargo, se ven considerablemente afectados por procesos geológicos extremos, por lo que sus partículas gruesas tienden a ser sub-redondeadas a sub-angulares.

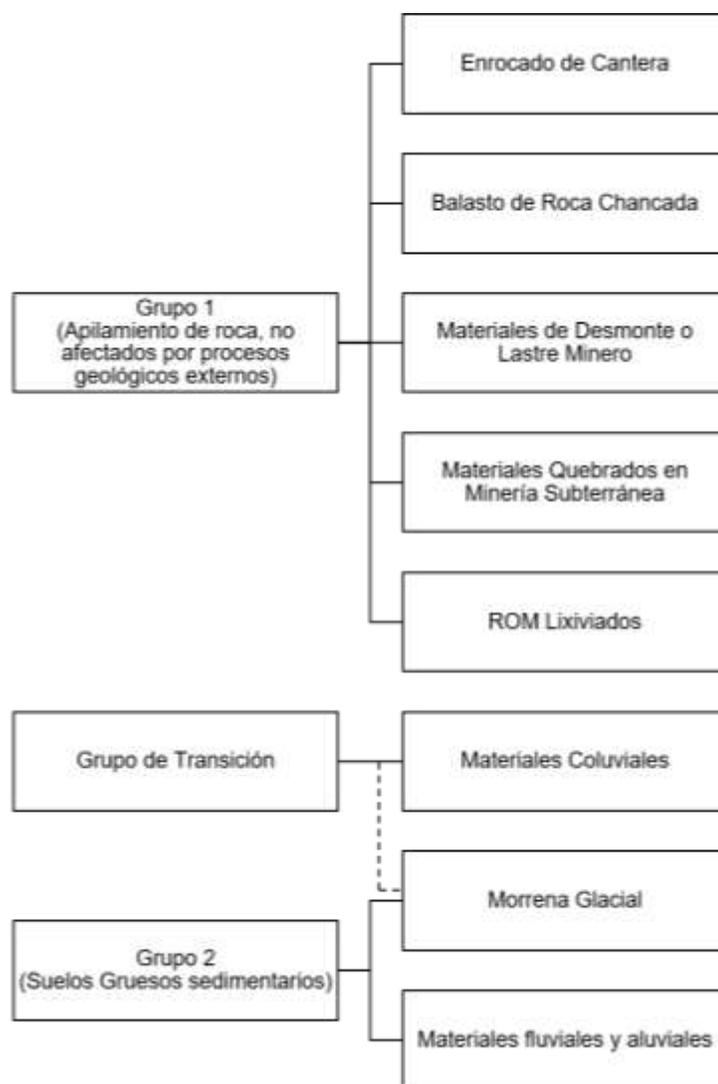


Figura 3.1: Clasificación de materiales granulares gruesos según constitución y origen. Modificada de Dorador *et al.* (2018)

En la Figura 3.2 se aprecian algunas de las probetas analizadas en este trabajo de título, que fueron fotografiadas de manera posterior a la ejecución del ensayo triaxial gigante. Como es posible apreciar al considerar el color y por consiguiente su composición, el empaquetamiento y el soporte (clasto-soprtada o matriz-soportada), existe una gran variabilidad entre ellas. Adicionalmente, se advierte gran heterogeneidad en los tamaños y formas de las partículas, y en el estado final de las probetas post-ensayo.

En general los materiales estudiados en este trabajo corresponden a lastres mineros, a ROM lixiviados, en su minoría a sedimentarios, y existe un grupo que se desconoce su clasificación por origen. En cuanto a los materiales presentados en la Figura 3.2 pueden ser clasificados como: a. lastre minero (MDM), c. ROM lixiviados (RL), e. lastre minero (MDM), f. sedimentario, b. y d. clasificación desconocida.



Figura 3.2: Fotos de algunas probetas de los materiales estudiados.

## 3.2. Equipo Triaxial

El equipo Triaxial a Gran Escala fue desarrollado por la sección de Geotecnia de IDIEM en el año 2002 (Verdugo *et al.*, 2007). En él se pueden ensayar suelos granulares gruesos, con tamaños máximos de hasta 7", considerando presiones de confinamiento efectivo máximo de 25 [kgf/cm<sup>2</sup>]. El tiempo que toma una muestra desde su ingreso hasta el fin del ensayo es de 6 a 8 semanas. La descripción del ensayo triaxial gigante se realiza de acuerdo a lo dispuesto en el protocolo interno de IDIEM titulado Procedimiento Partículas Ensayo Triaxial a Gran Escala.

### 3.2.1. Descripción del equipo

#### 3.2.1.1. Características equipo

Las principales características del equipo triaxial a gran escala de IDIEM se detallan a continuación:

- Capacidad máxima: 2000 [ton].
- Capacidad máximo confinamiento: 30 [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Tamaños de probetas admisibles: 30 [cm] x 60 [cm] (en un equipo diferente), 60 [cm] x 120 [cm] y 100 [cm] x 180 [cm], diámetro y altura respectivamente.
- Aplicación de carga: sistema hidráulico de bomba y cilindros hidráulicos.
- Presión máxima bomba hidráulica: 105 [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Capacidad máxima gatos hidráulicos: 500 [tonf] c/u.
- Sensores de desplazamiento: *Liner Variable Differential Transducer* (LVDT).
- Sensores de presiones: 10 [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Sistema de Adquisición de datos: el cual permite registrar los valores provenientes de la celda de carga, transductores de deformación, cambio volumétrico y sensores de presión.
- Modalidad del ensayo: ensayo a carga controlada.

#### 3.2.1.2. Componentes del equipo

Los componentes y partes del equipo triaxial a gran escala de IDIEM que son necesarios para realizar el ensayo se listan a continuación:

- Celda
- Molde (Figura 3.1.a)
- Membrana (Figura 3.1.b)
- Geotextil (Figura 3.2)
- Marco de reacción (Figura 3.3.a)
- Cámara de ensayo (Figura 3.3.b)
- Bomba hidráulica
- Cilindros hidráulicos (Figura 3.4)
- Caps
- Pedestal
- Sensores de desplazamiento (Figura 3.5)
- Panel de control



Figura 3.3: a. Molde dimensiones 100x180 cm. b. Posicionamiento de membrana.



Figura 3.4: Secuencia instalación geotextil.



Figura 3.5: a. Marco de Reacción. b. Cámara de Ensaye.



Figura 3.6: Cilindros hidráulicos para carga axial.



Figura 3.7: Sensor de Desplazamiento de tipo LVDT.

### 3.2.2. Acondicionamiento de los materiales

La recepción de las muestras se realiza en contenedores o sacos, que permitan su movimiento con apoyo mecánico. El correcto desarrollo del ensayo requiere que las muestras se manipulen en condiciones estables de humedad. Para lograr esto, se seca el material al aire, esparciéndolo sobre una cubierta plástica, para evitar pérdida de finos y contaminación de la muestra. El material se revuelve periódicamente, agilizando el proceso de secado.

### 3.2.3. Descripción de Probeta

#### 3.2.3.1. Tamaño de probeta

El tamaño de la probeta tiene directa relación con el tamaño máximo de partícula de la muestra, ya que se debe cumplir una relación de aspecto particular ( $D:t_{max}$ ). En el caso del diámetro se define como cinco veces el tamaño máximo de partículas. Mientras que

la altura de la probeta queda delimitada por el doble del diámetro de la misma. A partir de esto, IDIEM cuenta con tres tamaños de probeta, las que se resumen en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Cantidades de material estimadas para cada tamaño de probeta.

Diámetro [cm]	Altura [cm]	Tamaño máximo de partícula	Cantidad por probeta [kg]
30	60	3"	110
60	120	5"	1200
100	180	7"	6400

### 3.2.3.2. Procedimiento Probeta Inalterada

En el caso de las probetas inalteradas, éstas se tallan in situ, siguiendo un orden tal que primero se realiza un tallado grueso, con dimensiones mayores que los requeridos por la probeta, para proseguir con un tallado fino de las medidas necesarias. Luego de tallada, se instalan los caps y la membrana de caucho, finalmente se aplica un vacío de 0,5-0,7 [kgf/cm<sup>2</sup>].

Se extrae la probeta con un canastillo, luego se traslada desde el punto de extracción al laboratorio en dentro de un tubo corrugado de poliestireno de alta densidad, el espacio entre la probeta y el tubo se rellena con arena.

### 3.2.3.3. Procedimiento Probeta Remoldeada

En el caso de las probetas remoldeadas la densidad de confección está determinada por el mandante. A partir de esta información y del tamaño de la probeta, se define la cantidad de material necesaria para la confección. Las probetas se elaboran compactando el material por capas, tal como se señala en Tabla 3.2. Cada una de las capas replica la curva granulométrica del total del material.

Tabla 3.2: Indicaciones de capas de remoldeo para cada tamaño de probeta.

Tamaño de Probeta		
Diámetro [cm]	Altura [cm]	Cantidad de Capas
30	60	5
60	120	8
100	180	8

### 3.2.3.4. Armado

El molde se arma y se sitúa sobre el cap inferior. Se le coloca una membrana de caucho de las dimensiones de la probeta, adosada al cap inferior con un sello de silicona roja, resistente a altas temperaturas y además se afirma con abrazaderas de gran tamaño. En el caso de requerir protección adicional debido a punzonamiento de las partículas sobre la membrana, se instalan bandas o segmentos independientes de geotextil tipo OP-40. Al disponer la muestra dentro del molde, las partículas se distribuyen homogéneamente, de manera tal que no se provoquen concentraciones ni nidos de partículas. Tal como se

muestra en la Figura 3.8, el vaciado se realiza por capas y espesores homogéneos, que son controlados por altura con regla, cinta métrica u otro sistema de control.



Figura 3.8: Proceso de armado de la probeta, en capa 2/6.

#### 3.2.4. Macrogranulometría

La granulometría se divide en 4 fases, las que se detallan a continuación:

Fase 0: las partículas sobre 6" se separan por tamaño de forma manual, midiendo la dimensión de cada partícula con cinta métrica por su lado más angosto y su peso.

Fase 1: considera tamaños de partículas entre 1 ½" y 6" con la muestra integral y se utilizan cribas de 2,25 [m<sup>2</sup>]. Con aberturas de tamaño nominal de 6", 5", 4" y 3". Para fracciones menores a 3", se utilizan cribas de 1 [m<sup>2</sup>] con medidas nominales 2 ½", 2" y 1 ½". Se envasan en maxisacos separados por tamaños y se determina el peso con dinamómetro y un montacargas que los sostiene. En la Figura 3.9 se muestran unos ejemplos de las cribas usadas para las macrogranulometrías, mientras que en la Figura 3.10, se observa el proceso donde el material bajo 3" es pasado por la criba de tamaño nominal 2 ½", y el material retenido es recolectado en el maxisaco de la esquina inferior izquierda.

Fase 2: Se efectúa con 1/6 de la muestra integral y se aplica para cribas 1", ¾" y 3/8". Se determina el peso de cada fracción por cada fracción de tamaño. Para la corrección por peso seco se establece el contenido de humedad a la fracción bajo 1 ½" y bajo 3/8".

Fase 3: Se aplica con las partículas menores a  $\frac{3}{8}$ " con 2 [kg] de material, y se ejecuta la granulometría en tamices convencionales.



Figura 3.9: a. Cribas de tamaño nominal 6", 5" y 4". b. Cribas de tamaño nominal 3", 2 ½" y 2".



Figura 3.10: Parte de una macrogranulometría, material bajo 3" pasa por criba de tamaño nominal de 2 ½".

### Pre-Ensayo

La ejecución del ensayo triaxial de grandes dimensiones considera el desarrollo de los siguientes pasos previos:

- Instalación de probeta
- Saturación
- Contrapresión
- Aplicación de presión efectiva
- Ensayo de consolidación

### **3.2.5. Ensayo**

#### *3.2.5.1. Ensayo CID*

El ensayo triaxial consolidado drenado (CID) de grandes dimensiones considera la corrección de la altura por consolidación y el ajuste de los sensores de desplazamiento (LVDT). Posteriormente se registran las condiciones iniciales de los sensores de deformación y presiones, carga externa, carga interna y cambio volumétrico.

El esfuerzo desviador se aplica por la acción de la central hidráulica, lo que se realiza con incrementos verticales que varían según la carga de falla estimada, teniendo al menos 30 puntos de registro. La carga se produce con las llaves de drenaje abiertas durante todo el ensayo. Para cada incremento se registra la respuesta de la probeta según los parámetros mencionados con anterioridad. Los aumentos de carga continúan hasta que se produce la falla de la probeta, debido a una incapacidad de mantener constante la carga axial, produciendo un descenso de este parámetro y un aumento de la deformación vertical.

#### *3.2.5.2. Ensayo CIU*

El ensayo consolidado no drenado (CIU) de grandes dimensiones se realiza de la misma forma que en el caso del ensayo en condición drenada, con la diferencia de que las válvulas de drenaje permanecen cerradas, y se registra la variación de las presiones de poros a medida que se realizan los incrementos de carga.

### **3.2.6. Término del Ensayo**

El término del ensayo se puede producir por dos motivos. El primero es cuando se alcanza el valor máximo de carga, pues la deformación de la probeta se incrementa y genera un aumento de la presión de cámara que se controla mediante la abertura de una válvula de drenaje al aire. Este caso no permite obtener valores reales de tensión en la fase residual después de la falla. La segunda condición para la finalización del ensayo se da cuando la deformación de la probeta alcanza el 20% de la altura.

Una vez que se declara el término del ensayo, se registra fotográficamente la falla, se remueve la membrana y se retiran los caps superiores. De esta forma se desarma la probeta, y se embolsa el material para ejecutar la granulometría posterior al ensayo triaxial.

### **3.3. Ensayos recopilados**

Este trabajo se realiza a partir de un catastro de ensayos realizados por IDIEM desde el año 2002 al 2014, con un total de 35 proyectos, divididos en 50 series de triaxiales de grandes dimensiones desarrolladas. Las muestras analizadas consideran los tres tamaños de probetas: 30-60 [cm], 60-120 [cm] y 100-180 [cm], y la condición drenada y no drenada.

En las Figura 3.11 y Figura 3.12, se esquematiza la clasificación de series a partir de la condición en las se ejecutaron los ensayos, y según las dimensiones de las probetas analizadas. A partir de esto, se se realizó un filtro según el tamaño de las probetas y se seleccionó a aquellos ensayos con razón d:h 100:180, resultando 19 proyectos y 74 ensayos. En la Figura 3.13 se presenta la distribución según condición de ensayo,

drenada o no drenada, mientras que la distribución de las presiones de confinamiento está plasmada en la Tabla 3.3.

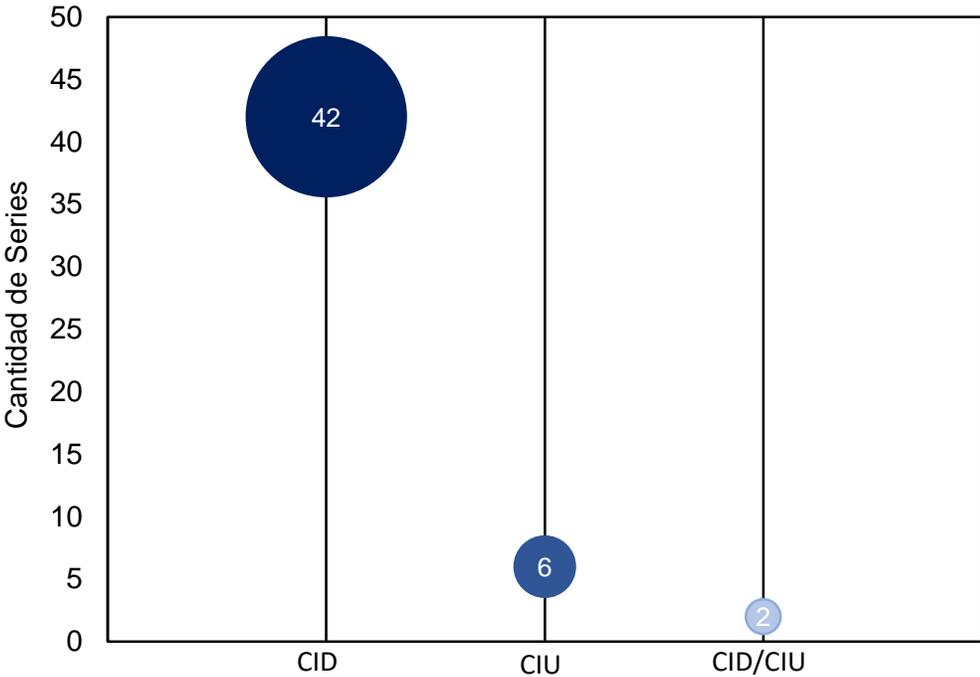


Figura 3.11: Distribución de series por condición de ensayo.

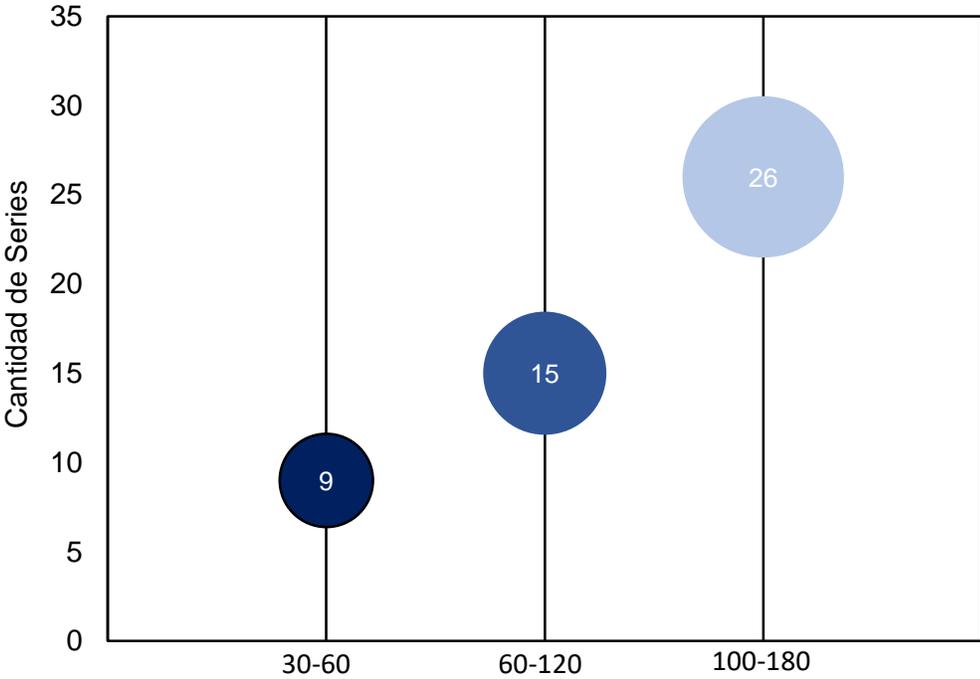


Figura 3.12: Distribución de series, por tamaño de probeta.

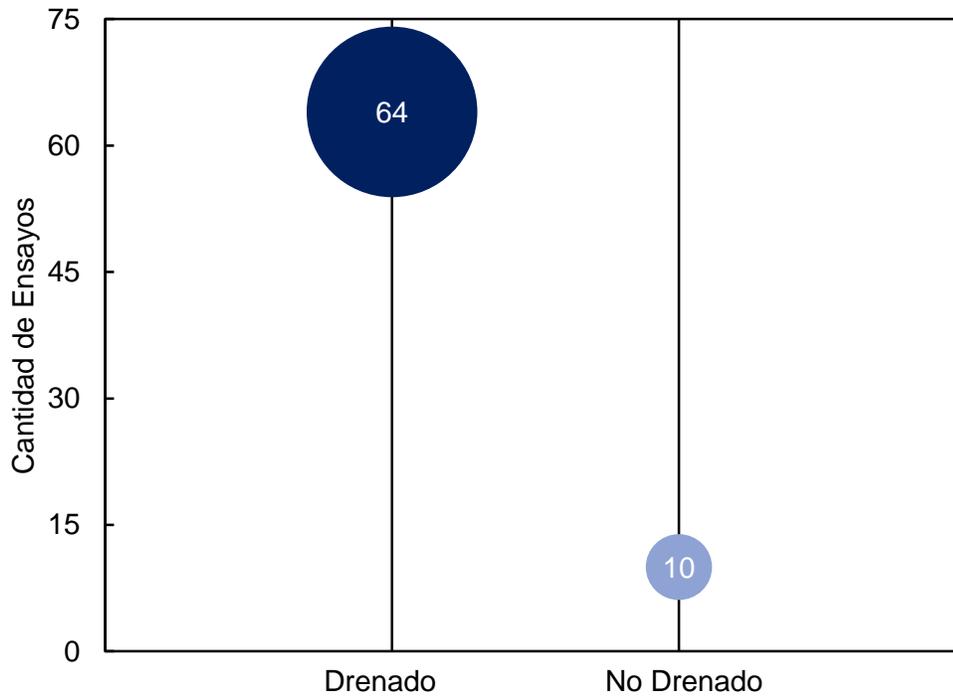


Figura 3.13: Clasificación de ensayos por condición de ensayo.

Tabla 3.3: Distribución de presión de confinamiento en ensayos estudiados.

$\sigma_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Cantidad de Ensayos
1	2
2	7
3	2
4	7
5	6
6	2
7	2
8	7
9	1
10	9
12	5
15	8
16	2
17	1
20	8
25	5

Entre los datos relevantes a analizar se encuentra la información granulométrica de los materiales, como los diámetros característicos, los coeficientes de uniformidad y curvatura, y los contenidos de Gravas (>2 mm), Arenas y Finos (<0,074 mm). Esta información se detalla en las Figura 3.14, Figura 3.16 y Figura 3.17, respectivamente.

Al analizar la totalidad de ensayos granulométricos existentes es posible determinar una curva granulométrica media, considerando el promedio del porcentaje que pasa por cada tamiz, además de la desviación estándar de cada uno de los tamices. Los resultados estadísticos mencionados previamente se presentan en la Tabla 3.4 y en la Figura 3.15 de manera gráfica.

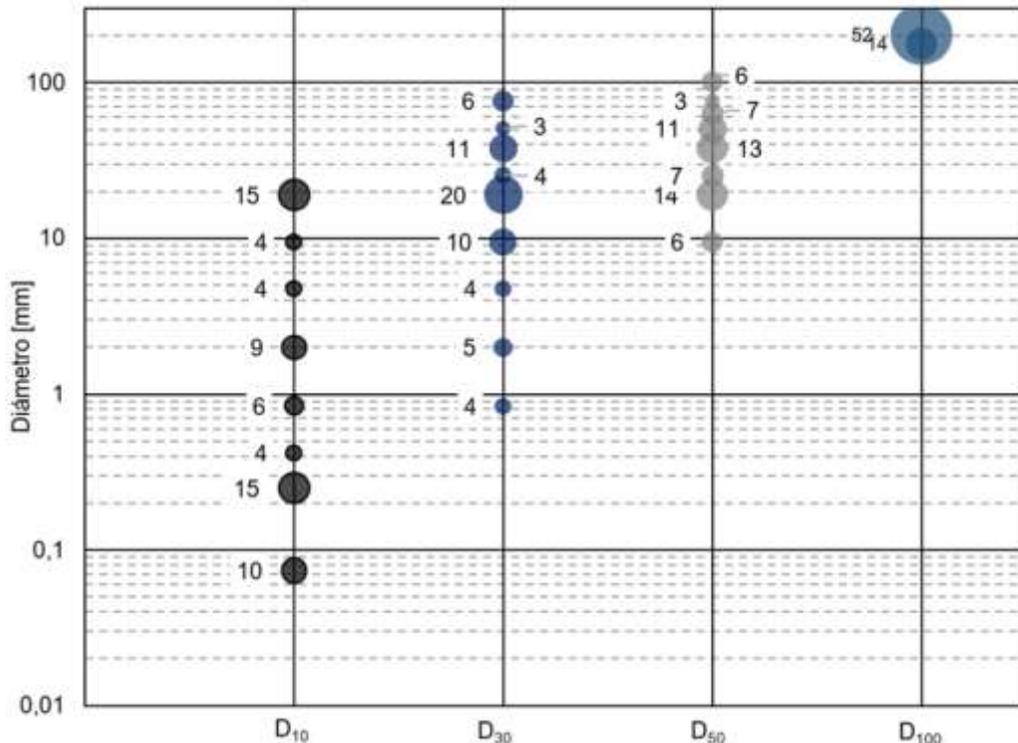


Figura 3.14: Distribución de dimensión de diámetros característicos.

Tabla 3.4: Resultados granulometría promedio por tamiz y su desviación estándar.

Tamiz [mm]	Promedio % que pasa	Desviación estándar
203,2	100,00	0,00
177,8	98,68	1,68
152,4	96,44	3,72
127,0	92,12	6,36
101,6	85,37	11,43
76,2	75,53	17,76
63,5	69,66	20,11
50,8	62,97	21,10
38,1	54,71	21,23

Tamiz [mm]	Promedio % que pasa	Desviación estándar
25,4	43,51	20,16
19,05	37,44	19,38
9,525	26,89	16,99
4,76	20,45	14,13
2,0	15,91	11,73
0,840	12,28	9,50
0,42	9,93	8,05
0,250	8,42	7,11

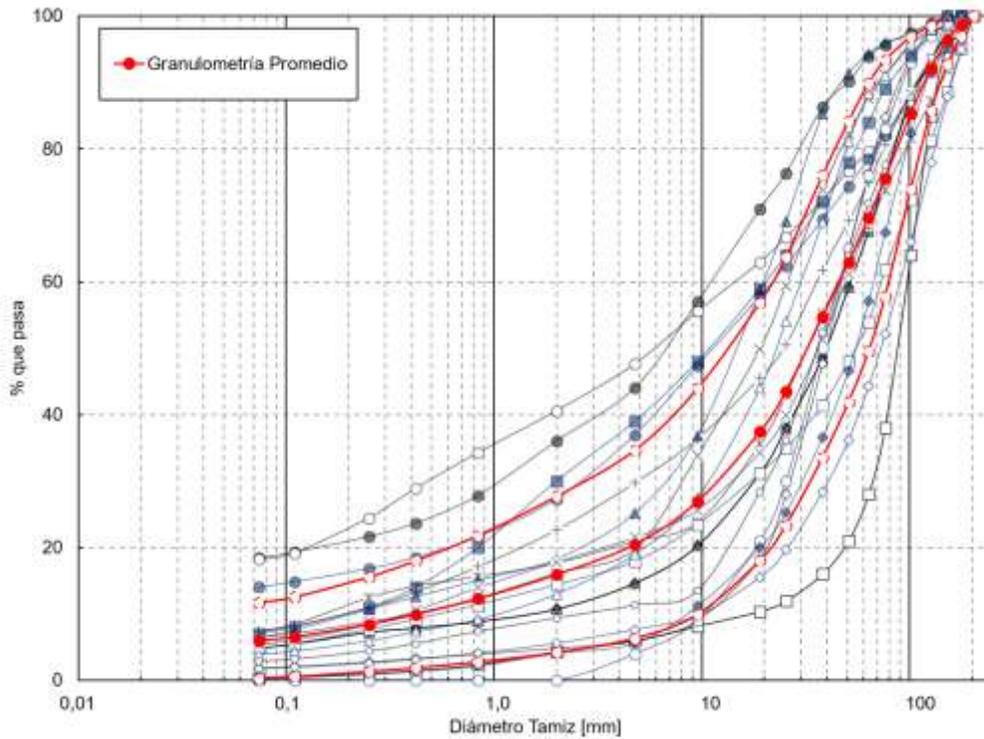


Figura 3.15: Resumen de granulometrías, con granulometría promedio y bandas de desviación estándar.

Adicionalmente es importante conocer la relación de aspecto de las probetas  $h:d$  (Figura 3.18), y las variables de estado de los materiales ensayados, que consideran la humedad, la densidad seca y el grado de saturación, tal como se observa en la Figura 3.19.

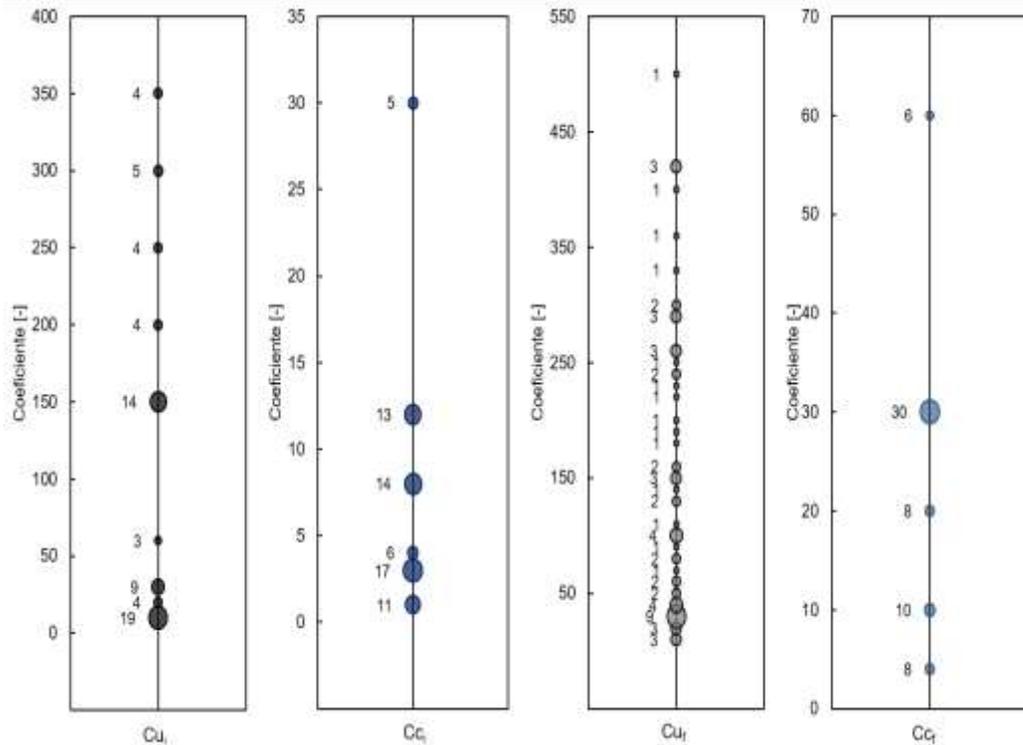


Figura 3.16: Información granulométrica materiales ensayados, coeficientes de uniformidad y curvatura.

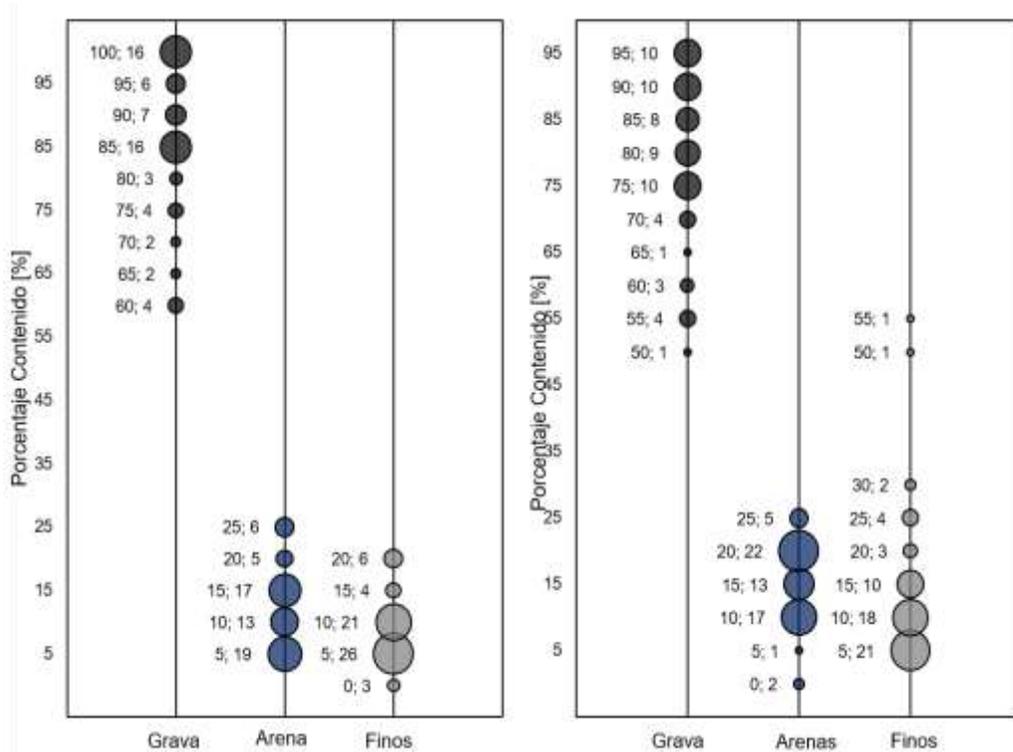


Figura 3.17: Información granulométrica materiales ensayados, contenido de gravas, arenas y finos.

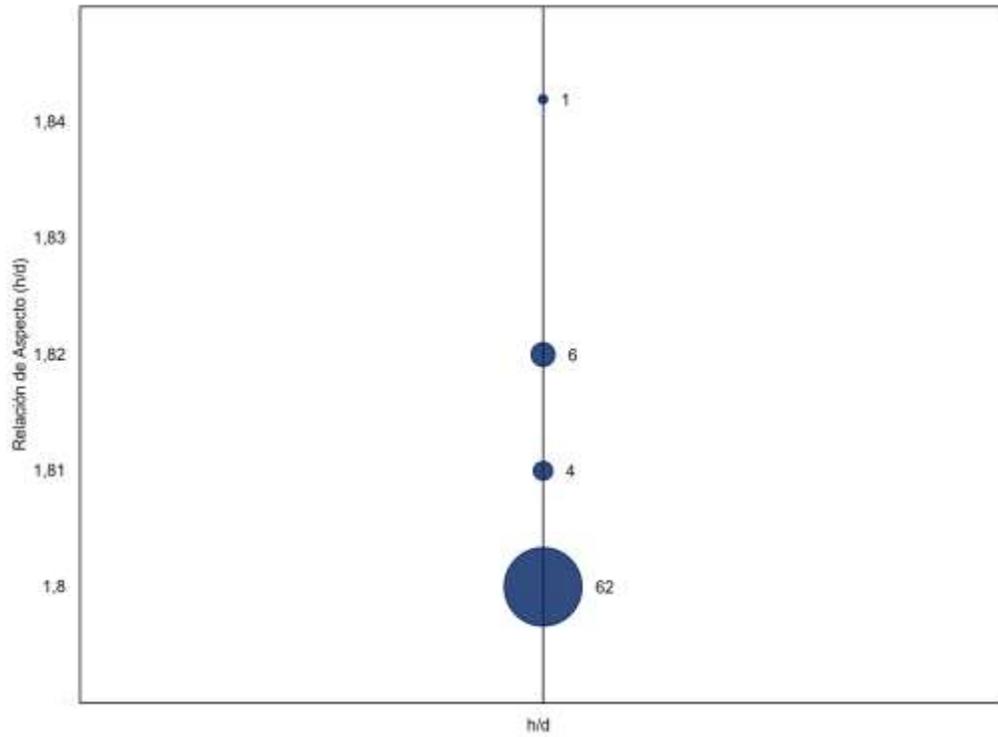


Figura 3.18: Información geométrica de probetas, relación de aspecto h/d.

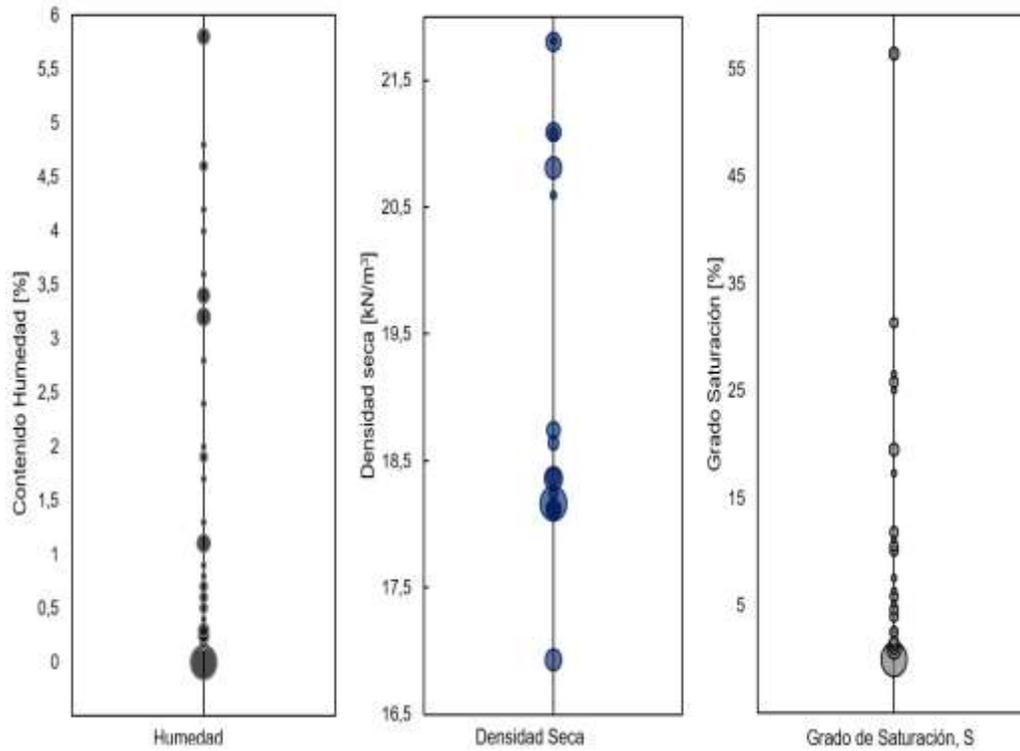


Figura 3.19: Variables de estado materiales ensayados.

## 4. Procesamiento de Datos

Para realizar el procesamiento de datos se confeccionaron tres planillas de Microsoft Excel, que cooptan de manera automática los datos y permiten realizar los gráficos para el análisis posterior de los resultados. Las planillas mencionadas corresponden a:

- Planilla Granulometría
- Planilla Consolidación
- Planilla de Corte

Sin perjuicio de lo anterior, además se desarrollaron con planillas tipo resumen, donde se registran datos puntuales por ensayo, y se entregan resultados adicionales, como es el caso de los criterios de falla.

### 4.1. Planilla Granulometría

Esta planilla es aplicable para cada triaxial de grandes dimensiones que cuente con ensayos macrogranulométricos previos y posteriores a la ejecución de los ensayos de corte, en los que se registran los pesos totales sobre y bajo malal  $3/8$ ", además de la fracción representativa bajo  $3/8$ "

El programa determina los porcentajes retenidos y que pasan, para luego calcular los coeficientes de uniformidad y de curvatura. También es posible calcular la superficie específica, el diámetro promedio y la permeabilidad estimada del material ensayado. Las ecuaciones aplicadas corresponden a las presentadas encuentran en la sección 2.4.1.

A partir de la información provista en estas planillas, también se calcula la rotura de Marsal (1967) y el índice de rotura de Hardin (1985). En tanto, para realizar el cálculo de las áreas se utiliza un código de Matlab. Las ecuaciones utilizadas se detallan en la sección 2.4.4.

### 4.2. Planilla Consolidación

En la planilla de cálculo de Consolidación se detalla la información y los cálculos asociados a los procedimientos de saturación y consolidación de las probetas.

#### 4.2.1. Saturación

Previo al comienzo de la fase de consolidación, se comprueba que se aplicó correctamente la presión de cámara y *Back Pressure* (B.P.). Esto se realiza midiendo la saturación, la cual debe cumplir un valor mínimo en la proporción entre las variaciones de la presión de poros y el confinamiento. Esta condición se conoce como el parámetro B de Skempton, y está definido por la siguiente expresión.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \geq 0,95 \quad [31]$$

Si es que el valor de B es menor a 0,95, se debe realizar un ajuste en las presiones hasta alcanzar un valor de dentro de lo exigido.

## 4.2.2. Consolidación

### 4.2.2.1. Variación volumétrica

La variación volumétrica se determina a partir de las lecturas del cambio de volumen, escaladas para obtener los resultados en  $\text{cm}^3$ . Luego se calcula la variación volumétrica en porcentaje con respecto a al volumen inicial.

$$\varepsilon_{v_i} = \frac{\Delta V_i}{V_o} \cdot 100 [\%] \quad [32]$$

### 4.2.2.2. Variación axial

Dado que durante la fase de consolidación no se mide la deformación axial, se considerará el supuesto de pequeñas deformaciones que valida la relación de proporcionalidad entre la variación axial y la volumétrica, según la siguiente expresión.

$$\varepsilon_{a_i} = \frac{\varepsilon_{v_i}}{3} [\%] \quad [33]$$

### 4.2.2.3. Índice de Vacíos

El índice de vacíos es una de las propiedades índices del suelo que se define como el cociente entre los volúmenes de vacío y de sólidos. Mediante operaciones algebraicas es posible obtener el índice de vacíos en función de la gravedad específica de los suelos y de la densidad seca en cada punto. A partir de esto es posible conocer la variación del índice entre cada medición tal como se preseta a continuación.

$$e_i = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_T - V_s}{V_s} = \frac{V_T}{V_s} - 1 = \frac{G_s * \gamma_\omega}{\rho_{D_i}} - 1 = \frac{G_s}{\frac{M_D}{V_o - \Delta V_i}} - 1 \quad [34]$$

$$\Delta e_i = e_o - e_f \quad [35]$$

### 4.2.2.4. Tensión Efectiva

La tensión efectiva es la presión de confinamiento menos la lectura directa de la presión de poros en cada medición.

$$\sigma'_{3_i} = \sigma_3 - u_i \quad [36]$$

### 4.2.2.5. Presión de Poros

La presión de poros se mide de manera directa. Para estudiar la disipación de la presión de poros es necesario calcular la variación de esta en cada punto.

$$\Delta u_i = u_o - u_i \quad [37]$$

### 4.3. Planilla Corte

#### 4.3.1. Planilla Condición Drenada

En cada ensayo se registran como datos iniciales la presión de cámara, la masa, el Gs, la humedad, la altura y el área post consolidación. Adicionalmente, antes del desarrollo del ensayo se determinan las calibraciones de cambio volumétrico, de los sensores LVDT y de carga. Las lecturas que se ingresan a la planilla son carga, volumen y deformación de cada sensor LVDT.

##### 4.3.1.1. Deformación Vertical

La deformación vertical se determina con el desarrollo de los siguientes pasos. Inicialmente se transforma la lectura a cm según la calibración de cada sensor LVDT, con lo que se obtiene una deformación parcial de cada medición. Luego se ajustan las mediciones parciales, para tener mediciones absolutas. A partir de esto se obtiene la deformación vertical en centímetros, que es el resultado de la suma de las deformaciones con cada uno de los sensores. Finalmente se determina el porcentaje de deformación unitaria, como la deformación vertical en cada punto dividida por la altura post consolidación de la probeta (ASTM International, 2011c).

$$\varepsilon_a = \frac{\delta_h}{H_c} \cdot 100 [\%] = \frac{\sum \delta_{LVDT}}{H_c} \cdot 100 [\%] \quad [38]$$

##### 4.3.1.2. Deformación Volumétrica

En la deformación volumétrica, primero se 'setean' los valores de las lecturas, para luego calibrarlas y obtener la variación volumétrica en cm<sup>3</sup>. Por último, el porcentaje de deformación volumétrica corresponde al cociente entre la variación volumétrica y el volumen post consolidación de la probeta.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_c} \cdot 100 [\%] \quad [39]$$

##### 4.3.1.3. Deformación Radial

Dado que en el equipo del triaxial no se mide la deformación radial de la probeta, se aplica la teoría que la relaciona con la deformación axial y volumétrica (Indraratna et al., 1998; Schofield & Wroth, 1968).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2 \cdot \varepsilon_r \quad [40]$$

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2} \quad [41]$$

##### 4.3.1.4. Dimensiones Actuales

Se calcula altura, área y volumen de la probeta en cada punto que se registra del ensayo. Cada una de estas dimensiones, se nombrará como actual en el tiempo *i*.

La altura actual, corresponde a la altura post consolidación menos la deformación vertical.

$$H_{a_i} = H_c - \delta_{h_i} \quad [42]$$

El área actual se ve afectada por los cambios volumétricos y axiales. A partir del área post consolidación, se le resta la variación volumétrica en cada punto dividido por la altura

post consolidación. El valor resultante se divide por uno menos la deformación unitaria decimal, como se preseta en la siguiente ecuación.

$$A_{a_i} = \frac{A_c - \frac{\Delta V_i}{H_c}}{1 - \frac{\varepsilon_{a_i}}{100}} \quad [43]$$

El volumen actual en cada punto de medición se define mediante las dos dimensiones anteriormente mencionas, es decir, altura y área actuales.

$$V_{a_i} = H_{a_i} \cdot A_{a_i} \quad [44]$$

#### 4.3.1.5. Carga

A la lectura de carga se le aplican coeficientes de calibraciones, y se obtiene la carga vertical en kgf.

#### 4.3.1.6. Peso específico/Densidad

El peso específico se calcula como la masa dividida en el volumen post consolidación menos la variación volumétrica en cada punto registrado, y esto se multiplica por la aceleración de gravedad. Es necesario realizar las conversiones de unidades, para que el resultado esté en kN/m<sup>3</sup>. A partir de estos valores, también se calcula la variación del peso específico en cada punto, con respecto al peso específico al inicio del ensayo de corte.

$$\gamma_j = \frac{M_{total}}{V_c - \Delta V_j} * g \quad [45]$$

$$\Delta \gamma_j = \gamma_j - \gamma_i \quad [46]$$

#### 4.3.1.7. Esfuerzo desviador

El esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), corresponde a la variación de tensiones  $\Delta\sigma$ , y se define a partir de la carga vertical y el área de la probeta. Si se conoce el esfuerzo desviador, se puede despejar la tensión principal mayor  $\sigma_1$  y con ello determinar la razón de tensiones principales  $r$ . En la condición drenada del ensayo, las tensiones totales son iguales a tensiones efectivas, pues la presión de poros alcanza a disiparse (ASTM International, 2011c).

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \Delta\sigma = \frac{\text{carga vertical}}{Aa} \quad [47]$$

$$\sigma_1 = \Delta\sigma + \sigma_3 \quad [48]$$

$$r = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\Delta\sigma + \sigma_3}{\sigma_3} \quad [49]$$

#### 4.3.1.8. Índice de vacío

El índice de vacíos se determina en cada punto de medición considerando el volumen post consolidación; la variación en cada punto; el peso del sólido; la gravedad específica,

y el peso específico del agua. A partir de este resultado, también se puede obtener la variación del índice de vacíos con respecto al índice de vacío antes del ensayo de corte.

$$e_j = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_{T_j} - V_s}{V_s} = \frac{V_{T_j}}{V_s} - 1 = \frac{V_c - \Delta V_j}{\frac{W_s}{G_s \cdot \gamma_w}} - 1 \quad [50]$$

$$\Delta e_j = e_o - e_j \quad [51]$$

#### 4.3.2. Planilla Condición No Drenada

Para cada ensayo se registra como datos iniciales la presión de cámara, la masa, la gravedad específica ( $G_s$ ), la humedad, la altura y el área post consolidación. Adicionalmente se determinan las calibraciones de los sensores LVDT y de carga. Las lecturas que se ingresan son carga, presión de poros y medición de deformación de cada sensor LVDT. Dado que el ensayo se realiza en condición no drenada no existe variación de volumen, por lo que el peso específico y el índice de vacíos permanecen constante durante la fase de corte.

En cuanto a la deformación axial, alturas y áreas actuales, carga vertical y esfuerzo desviador, el cálculo es igual al señalado en el caso del ensayo drenado. Los cambios con respecto a dicho comportamiento están asociados a los parámetros de presión de poros ( $u$ ) y su variación ( $\Delta u$ ) durante el ensayo, y como estos se relacionan con las tensiones principales.

$$\Delta u_i = u_i - u_o \quad [52]$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - \Delta u \quad [53]$$

$$r' = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{\sigma_1 - \Delta u}{\sigma_3} \quad [54]$$

#### 4.3.3. Esfuerzo de Corte

##### 4.3.3.1. Esfuerzo de Corte (2D-3D)

Dentro de la planilla de corte, se determinan los esfuerzos de corte, los que pueden definirse en dos o tres dimensiones. En 2D se definen como  $s'$  el esfuerzo medio y  $t'$  el esfuerzo de corte máximo (Salgado, 2006).

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad [55]$$

$$t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad [56]$$

En tres dimensiones, el espacio en que se trabaja corresponde al plano p-q, donde p' es el esfuerzo medio y q' es el esfuerzo de corte máximo.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad [57]$$

$$q' = t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad [58]$$

#### 4.3.4. Módulo de Deformación

##### 4.3.4.1. Módulo de Deformación ( $E_{50}$ )

Para ambos tipos de ensayo, drenado y no drenado, el módulo de deformación ( $E_{50}$ ), se calcula como el punto de la curva  $q$  vs  $\varepsilon_a$ , en el que se alcanza la mitad del corte máximo (De la Hoz, 2007; Dorador, 2010; Verdugo & De la Hoz, 2006).

$$E_{50} = \frac{\frac{\Delta\sigma_{max}}{2}}{\frac{\varepsilon_a(\frac{\Delta\sigma_{max}}{2})}{100}} \quad [59]$$

$$E_{50} = A\sigma_c^B \quad [60]$$

##### 4.3.4.2. Modelo Hiperbólico

Los métodos de elementos finitos son usados con creces en el diseño, al simular la respuesta en la interacción suelo-estructura (Boscardin *et al.*, 1990; Herrera Suarez *et al.*, 2010). Los elementos finitos se sustentan matemáticamente en modelos constitutivos, como es el caso del modelo hiperbólico.

El modelo hiperbólico propuesto inicialmente fue desarrollado por Kondner & Zelasko (1963), y luego fue implementado de forma incremental por Duncan y Chang (1970). (Boscardin *et al.*, 1990; Herrera Suarez *et al.*, 2010).

Con este método es posible simular el comportamiento lineal, inelástico y la dependencia tensión-deformación del nivel de tensión del suelo, usando un incremento no lineal de la ley de Hooke, en el que cada aumento considera al suelo como un material lineal. La ley incremental de Hooke es utilizada extensamente en la práctica de la ingeniería geotécnica, y provee un medio familiar para el análisis de del comportamiento de materiales particulados (Hardin, 1983).

Este modelo permite predecir la relación esfuerzo-deformación del suelo cuando se presenta una falla plástica, donde la curva se aproxima a una hipérbola.

$$\Delta\sigma = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad [61]$$

El módulo tangencial inicial fue propuesto por Janbu (1963), como función de las tensiones principales menores y usando un enfoque de ley de potencias (Boscardin *et al.*, 1990; Herrera Suarez *et al.*, 2010). Donde **A** es una constante numérica que afecta al módulo inicial, mientras que **B** es un exponente que determina la variación de este.

$$a = \frac{1}{E_o} = \frac{1}{APa \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^B} \quad [62]$$

De los círculos de Mohr, es posible obtener la relación entre el esfuerzo desviador último y los parámetros de resistencia al corte.

$$b = \frac{1}{\Delta\sigma_{\text{último}}} = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{2\sigma_3 \text{sen}\varphi + 2c \text{cos}\varphi} \quad [63]$$

A partir de lo anterior, se determina un factor de falla, ya que los valores del esfuerzo desviador último suelen ser levemente superiores a los esfuerzos desviadores en la falla. Este factor se debiese encontrar en un rango entre 0,8 y 1.

$$R_f = \frac{\Delta\sigma_{\text{falla}}}{\Delta\sigma_{\text{último}}} \quad [64]$$

Cabe señalar que el modelo tiene sus limitaciones, entre las que se encuentra que no es aplicable en los siguientes casos:

- Arena suelta y condición no drenada
- Arena suelta y condición no drenada
- Arena densa y condición drenada, solo sirve hasta el peak

#### 4.3.4.3. Módulo de Corte

El módulo de corte puede definirse en función del módulo de elasticidad y del coeficiente de Poisson tal como se describe a continuación.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad [65]$$

La Función de Hardin (1978) relaciona el módulo de corte con la presión de confinamiento ( $\sigma_n'$ ), con el índice de vacíos y con la razón de sobre-consolidación (OCR), y ha sido definida por Ochoa (2015) como:

$$G_o = C_g * OCR^k * F(e) * P_a^{1-n} * \sigma_c'^n \quad [66]$$

Donde  $C_g$  es una constante intrínseca del material asociada a la naturaleza y fábrica de las partículas,  $P_a$  es la presión atmosférica, mientras que los coeficientes  $k$  y  $n$  son parámetros relativos a las características del suelo y la naturaleza de del contacto entre partículas, como el índice de plasticidad (Hardin & Blandford, 1989). La función para índice de vacíos correspondiente a  $F(e)$  que se escoge es la propuesta por Hardin & Blandford (1989) y es la que se señala a continuación.

$$F(e) = \frac{1}{0,3 + 0,7e^2} \quad [67]$$

Se elige esta función dentro de las opciones disponibles puesto que es aplicable tanto en suelos cohesivos como no cohesivos, y además es válida sin restricción del rango de índice de vacíos (Mitchell & Soga, 2005), lo cual implica menores limitaciones a su aplicación.

#### 4.3.5. Energía

La energía total por unidad de volumen durante un ensayo triaxial corresponde a la suma de las energía durante la compresión isotrópica y el corte, según lo propuesto por Lade *et al.* (1996). En el caso de los ensayos drenados, la energía total está se divide en dos componentes; la primera corresponde a la presión de confinamiento, resultando una

deformación volumétrica, mientras que la segunda está asociada a la diferencia de tensiones principales y su resultante es la deformación axial.

$$E_{TD} = E_C + E_S = E_1 + (E_2 + E_3) \quad [68]$$

En el caso de los ensayos no drenados, por definición no hay deformación volumétrica, por lo que esta componente no contribuye al cálculo de la energía.

$$E_{TU} = E_2 \quad [69]$$

#### 4.3.5.1. Consolidación

En la fase de consolidación la energía por unidad de volumen está dada por la suma de los promedio de la presión de confinamiento en cada incremento por cada aumento de la deformación volumétrica, desde el comienzo del ensayo hasta el comienzo de la etapa de corte.

$$E_1 = \sum_{CE}^{CC} (\Delta \bar{\sigma}_{c_i} \cdot \Delta \varepsilon_{v_i}) \quad [70]$$

#### 4.3.5.2. Corte

En esta fase las sumatorias se realizan desde el comienzo del corte hasta el fin del ensayo. La primera componente de la energía asociada al corte ( $E_2$ ), se define como la suma de los productos entre la variación del esfuerzo desviador y la diferencia de la deformación axial, en cada incremento de carga.

$$E_2 = \sum_{CC}^{FE} (\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)_i \cdot \Delta \varepsilon_{a_i}) \quad [71]$$

Por su parte, la segunda componente de la energía en la fase de corte ( $E_3$ ), es la suma de las multiplicaciones entre la presión de confinamiento y la variación de la deformación volumétrica en cada punto de medición del ensayo.

$$E_3 = \sum_{CC}^{FE} (\bar{\sigma}_c \cdot \Delta \varepsilon_{v_i}) \quad [72]$$

## 4.4. Ajuste de Curvas

Debido a que el equipo triaxial de grandes dimensiones funciona a carga controlada en vez de a deformaciones controladas, una vez aplicada la carga se registran las lecturas hasta la estabilización de las deformaciones.

Las curvas resultantes se ajustan según el último valor alcanzado cuando las deformaciones ya se han estabilizado. Lo anterior se realiza con la finalidad de lograr curvas suavizadas, en las cuales sea posible ver claramente el comportamiento de las trayectorias para los distintos parámetros. En la Figura 4.1 se ejemplifica el cambio al aplicar el ajuste de curvas para un proyecto dado.

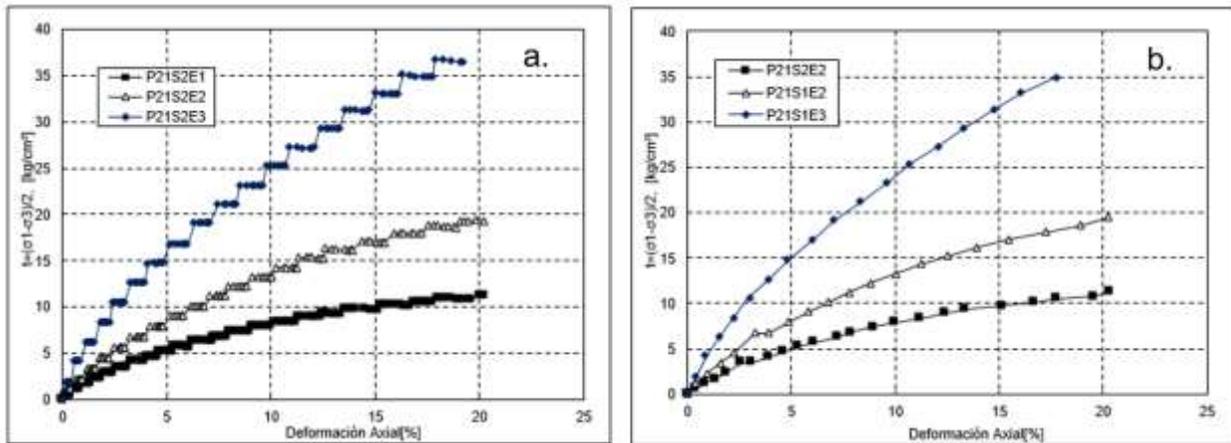


Figura 4.1: Ejemplo de ajuste de curvas para un proyecto. a. Curvas originales. b. Curvas ajustadas.

## 4.5. Asociación a Deformación

### 4.5.1. Desacoplamiento Parámetros de Resistencia al Corte Movilizados

El desacoplamiento de los parámetros de resistencia al corte es útil para interpretar el comportamiento de fallas muy superficiales cuando hay bajas presiones de confinamiento y la trabazón mecánica de las partículas es parte significativa de la resistencia (Gesche, 2002), lo cual sucede con presiones de confinamiento menores a 0,8 [kgf/cm<sup>2</sup>].

Los parámetros de resistencia al corte movilizado corresponden a los parámetros  $\phi_b$  y  $c_b$ . Para esto se utiliza el método aplicado por Gesche (2002), el cual se describe a continuación:

- Determinar valores de deformación axial a estudiar. En este caso se aplica cada 0,5% de deformación.
- Encontrar los pares  $q$ - $p'$  asociados a las deformaciones axiales.
- Aplicar las envolventes de falla en cada una de las deformaciones.
- Obtener los parámetros de resistencia para cada una de deformaciones.
- Graficar  $\phi_b$  y  $c_b$  en función de la deformación axial.

En la Figura 4.2 se ejemplifica el método definido por Gesche (2002) con tres envolventes de fallas, asociadas a tres deformaciones axiales diferentes.

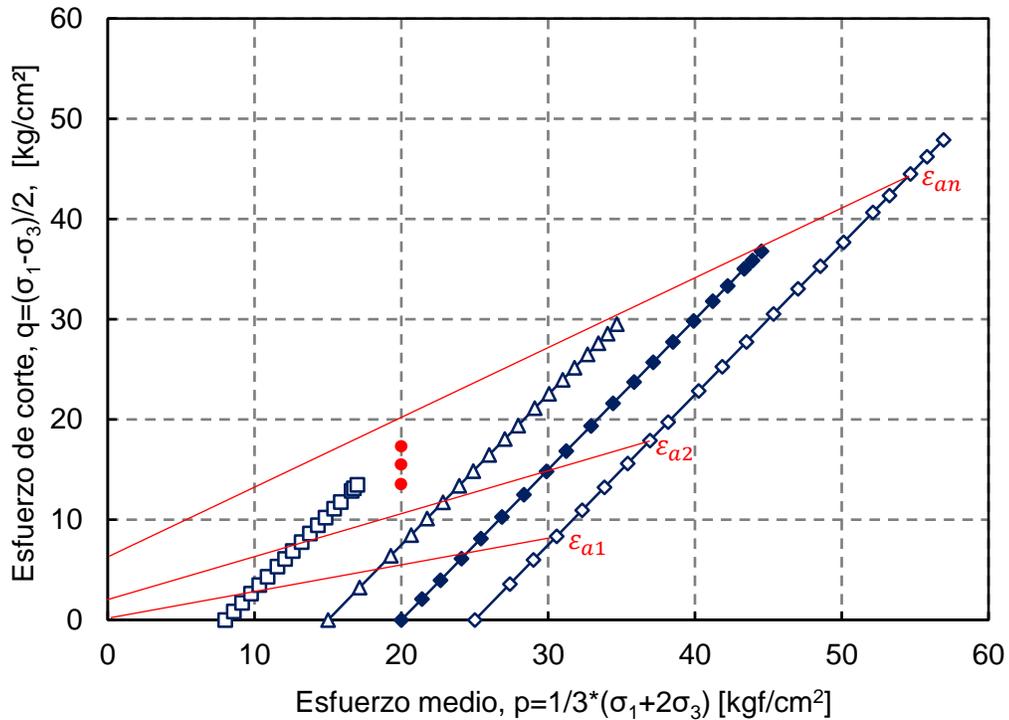


Figura 4.2: Ejemplo de envolventes de falla para determinación de parámetros movilizados.

#### 4.5.2. Módulo de Deformación Secantes

En el caso del módulo de deformación secante, en cada uno de los ensayos se calcula el módulo de deformación punto a punto, tal como se muestra en la siguiente ecuación.

$$E_{seci} = \frac{\Delta\sigma_i}{\varepsilon_{a\Delta\sigma_i}} \quad [73]$$

Se consideran los valores asociados a deformaciones axiales igual a 1%, 3%, 5%, 7% y 10 %. Se reúnen los resultados de un mismo proyecto y se grafican en función de la presión de confinamiento. A partir de estos resultados se obtiene una regresión lineal y una estimación del módulo de deformación asociado a una deformación axial, según al forma de la ec. 74. Esto se aplica también para la energía acumulada y el módulo de corte secante.

$$E_b(\%\varepsilon_a) = m\sigma_c + n \quad [74]$$

## 4.6. Análisis Estadístico

### 4.6.1. Regresión Simple

Como se señala en Montgomery & Runger (2003), en la regresión lineal simple para un conjunto de datos de dimensión  $n$ , se considera un único regresor  $x$  y una variable dependiente  $y$ . Ambas variables se relacionan mediante el factor  $R^2$ , que corresponde al porcentaje en que la variable dependiente se relaciona con la independiente. Este valor fluctúa entre 0 y 1.

Para realizar el análisis estadístico lo primero es conocer los promedios de las dos variables, el que corresponde a la suma de todos los valores dividido en el número de datos.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad [75]$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad [76]$$

La varianza y la covarianza se determinan según las ecuaciones que se detallan a continuación.

$$S_x^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad [77]$$

$$S_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad [78]$$

$$S_{xy} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i y_i - \bar{x} \bar{y} \quad [79]$$

En tanto, la recta de regresión de la dependencia lineal entre las variables  $x$  e  $y$  está determinada por una ecuación de recta principal.

$$y = mx + n \quad [80]$$

Reemplazando la ecuación [81] por los coeficientes definidos previamente, la regresión lineal queda definida como se muestra en la ecuación a continuación.

$$y = \bar{y} + \frac{S_{xy}}{S_x^2} (x - \bar{x}) \quad [81]$$

Así los coeficientes  $m$  y  $n$ , quedan definidos por las siguientes expresiones.

$$m = \frac{S_{xy}}{S_x^2} \quad [82]$$

$$n = \bar{y} + \frac{S_{xy}}{S_x^2} \bar{x} \quad [ 83]$$

#### 4.6.2. Coeficiente de Correlación de Pearson

La correlación analiza el grado de intensidad entre dos variables. Cada regresión asociada a una nube de datos corresponde a la representación matemática de los valores observados. Para esto es necesario tener una medición de la representatividad, es decir, hasta qué punto es válido el ajuste realizado. La correlación de Pearson corresponde al coeficiente entre la covarianza y el producto entre las desviaciones estándar en **x** e **y**.

$$r = \frac{S_{xy}}{S_x S_y} \quad [ 84]$$

Los valores de **r** varían entre -1 y 1 y se divide en cuatro casos:

- $-1 < r < 0$ , la correlación es negativa, cuando la curva de regresión es decreciente. Mientras más se acerca **r** a -1 mejor es el ajuste.
- $0 < r < 1$ , la correlación es positiva, cuando la curva de regresión es creciente. Mientras más se acerca **r** a 1, mejor es el ajuste.
- $r = \pm 1$ , la correlación es perfecta, la nube de puntos está completamente sobre la recta de regresión, tanto para el caso creciente ( $r=1$ ), como para el caso decreciente ( $r=-1$ )
- $r=0$ , no existe la dependencia lineal. Las variables también puede ser independientes entre sí.

#### 4.6.3. Desviación estándar y bandas

La desviación estándar corresponde a la dispersión de un set de datos. En este caso se tomará la dispersión de la variable dependiente.

$$\sigma_y = \sqrt{S_y^2} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad [ 85]$$

Luego las bandas de trabajo, superior e inferior se obtienen a partir de la línea de tendencia y la desviación estándar, y quedan definidas por las siguientes ecuaciones.

$$y_s = mx + n_s \quad [ 86]$$

$$y_i = mx + n_i \quad [ 87]$$

$$n_s = n + \frac{\sigma_y}{\cos \alpha} \quad [ 88]$$

$$n_i = n - \frac{\sigma_y}{\cos \alpha} \quad [ 89]$$

$$\alpha = \text{atan}(m) \quad [ 90]$$

## 5. Resultados y Análisis

### 5.1. Ensayo de Granulometrías

De los ensayos granulométricos pueden extraerse los coeficientes de uniformidad y de curvatura, los que son fundamentales en la clasificación de los materiales, al igual que conocer los porcentajes contenidos de gravas, arenas y finos. Además, con la información reportada de las granulometrías se puede calcular la rotura de partículas, la superficie específica, el diámetro promedio de las partículas y analizar la permeabilidad de los materiales en conjunto con el índice de vacíos.

#### 5.1.1. Superficie específica

A partir de los ensayos granulométricos se puede determinar la superficie específica ( $S_s$ ), tal como se señala en la sección 2.4.1. En la Figura 5.1 se presenta el gráfico que relaciona la superficie específica con el tamaño medio de las partículas, y se observa una tendencia potencial entre los parámetros con una dependencia de las variables del 75%. El comportamiento de la curva de tendencia es consistente con la formulación de la superficie específica, pues  $S_s$  es proporcional a  $1/D_{50}$ , por lo que al aumentar el tamaño medio de partículas disminuye el valor de la superficie específica.

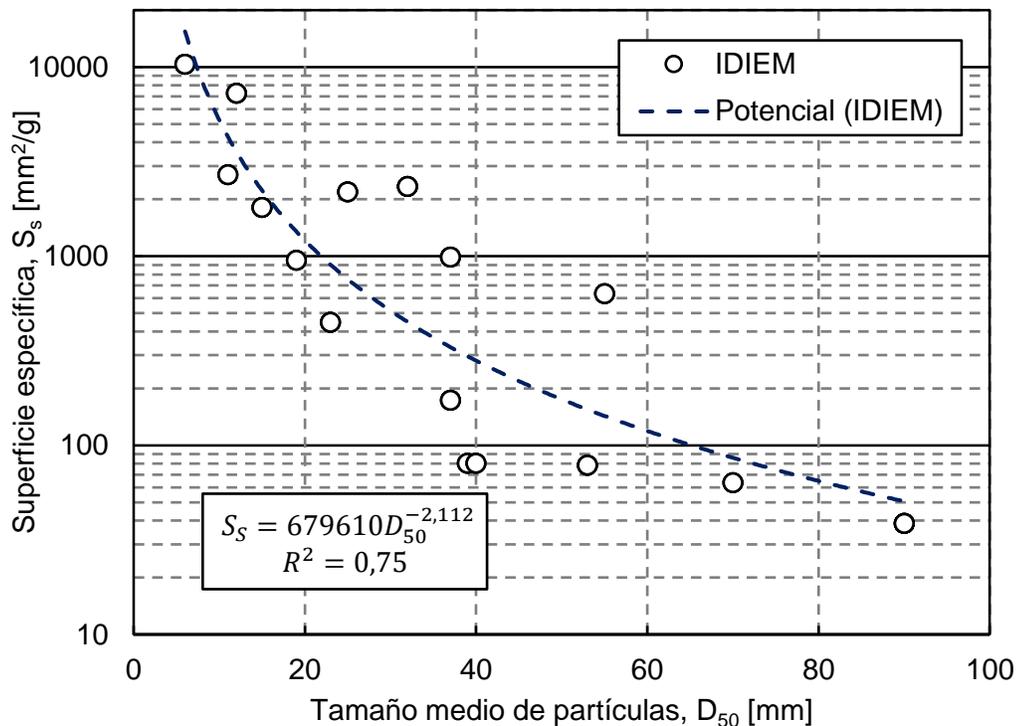


Figura 5.1 Relación entre superficie específica y tamaño medios de partículas.

A partir del resultado obtenido de superficie específica se puede determinar un diámetro promedio, asumiendo que todas las partículas son esféricas y tienen el mismo diámetro. En la Figura 5.2 se relaciona el resultado de diámetro promedio ( $b_{\text{prom}}$ ) con el tamaño medio de las partículas, de lo cual se observa que existe una tendencia lineal entre ambas dimensiones con coeficiente de determinación de 0,79. Sin embargo, se constata que el

diámetro promedio calculado para todos los casos es menor que el tamaño medio de las partículas.

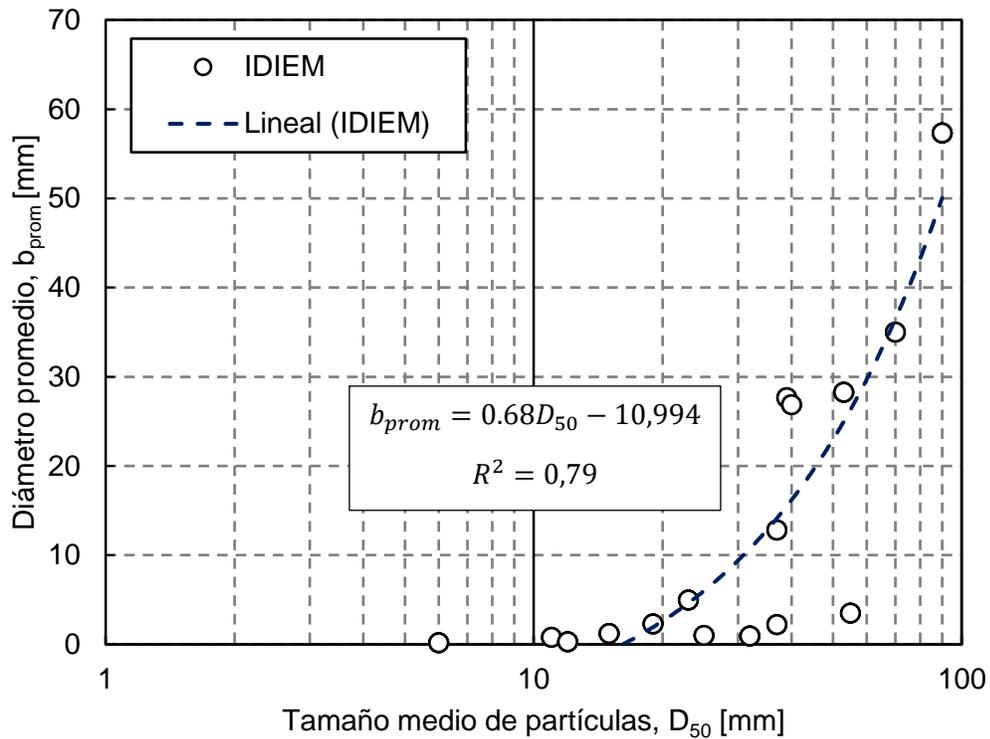


Figura 5.2: Relación entre diámetro promedio y tamaño medio de partículas.

### 5.1.2. Permeabilidad

A partir de los resultados de la sección anterior de diámetro promedio ( $b_{prom}$ ), se puede determinar el área de superficie específica por unidad de volumen de partículas, y con este resultado se obtiene una aproximación del coeficiente de permeabilidad según la fórmula de Kozeny-Carman. En la Figura 5.3 se grafica el coeficiente de permeabilidad versus índice de vacíos, además de los límites inferiores de coeficiente de permeabilidad para gravas y arenas según lo propuesto por Braja (2001). En el gráfico se observa la relación potencial entre los parámetros que se ajustan en un 76%. Al considerar los espacios en que se sitúan los resultados, en su totalidad se encuentran en los límites de los medios granulares, mayoritariamente sobre el límite de las gravas. También es posible notar que mientras mayor es el índice de vacíos, mayor es el coeficiente de permeabilidad y viceversa. En la Tabla 5.1 se presentan rangos de coeficiente de permeabilidad para distintos suelos, entre los que se encuentra arena gruesa a fina y grava media a gruesa.

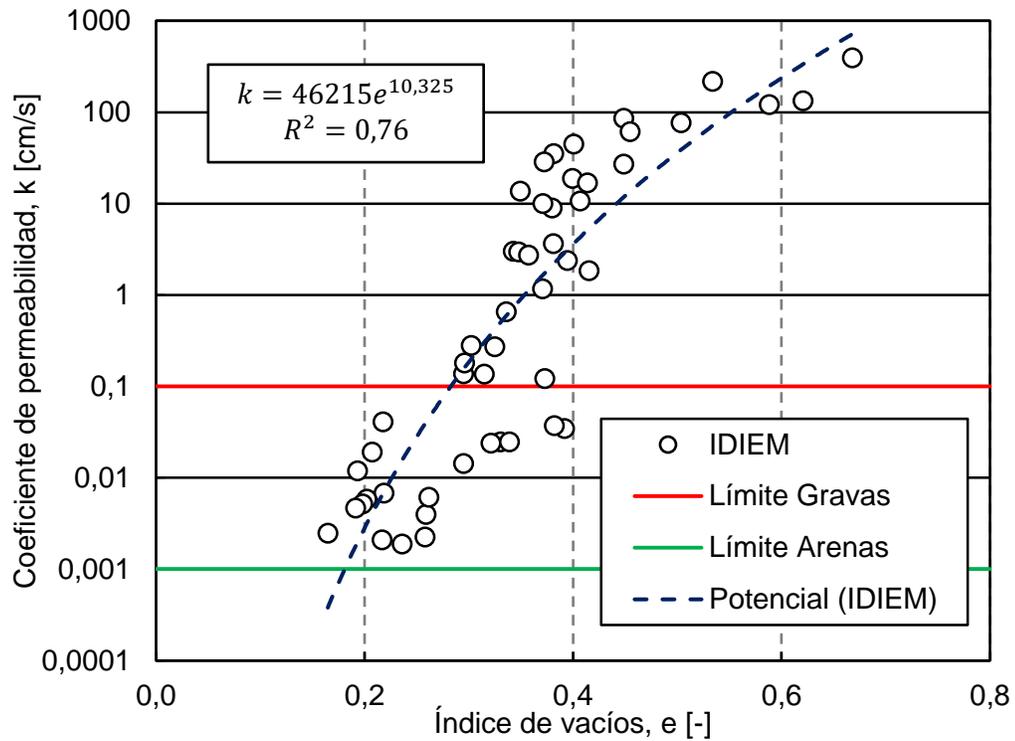


Figura 5.3: Relación entre coeficiente de permeabilidad e índice de vacíos.

Tabla 5.1: Rangos de coeficiente de permeabilidad para distintos suelos. Fuente: Braja (2001).

Tipo de suelo	Coeficiente de permeabilidad, k [cm/s]
Grava media a gruesa	Mayor que $10^{-1}$
Arena gruesa a fina	$10^{-1}$ a $10^{-3}$
Arena fina, arena limosa	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
Limo, limo arcilloso, arcilla limosa	$10^{-4}$ a $10^{-6}$
Arcillas	$10^{-7}$ o menor

## 5.2. Ensayo de Consolidación

El ensayo de consolidación es el paso previo al ensayo de corte y también se efectúa en el equipo triaxial a gran escala. En este ensayo hay variación de altura y volumen de la probeta, y por ende, también existe cambio de peso específico y de índice de vacíos. En la Figura 5.4 se presenta el gráfico de relación entre variación de peso específico ( $\Delta\gamma$ ) y presión de confinamiento ( $\sigma_c$ ). Como es posible notar, la variación de peso específico aumenta según crece la presión de confinamiento. Junto con esto el cambio de peso específico se mantiene entre 0 y 2,5 [kgf/cm<sup>3</sup>].

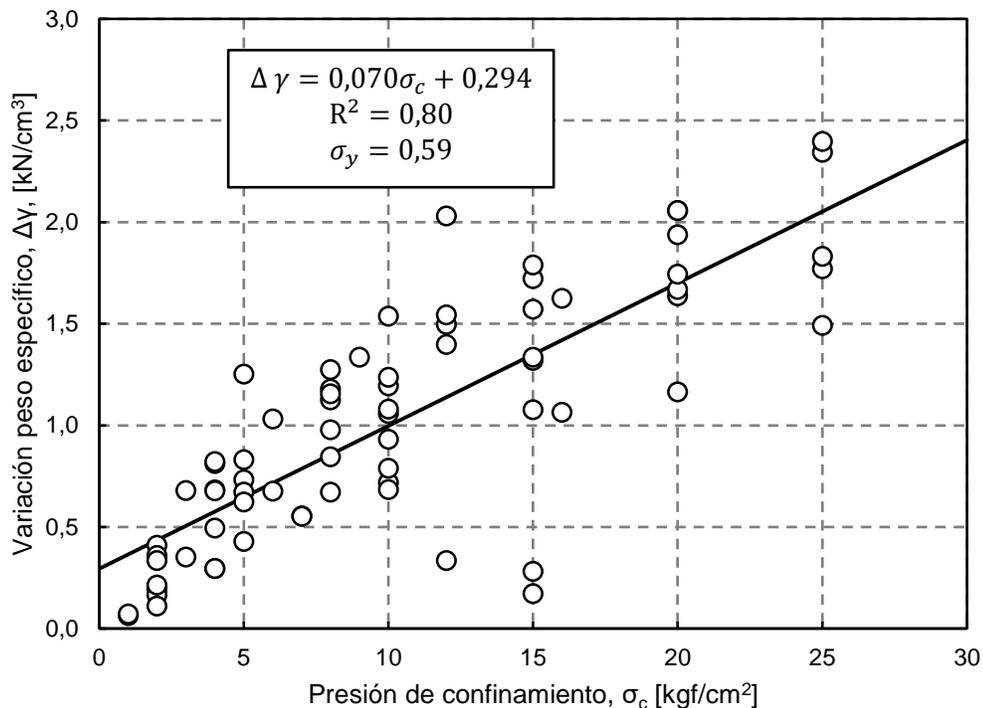


Figura 5.4: Gráfico de relación entre variación de peso específico y presión de confinamiento.

En la Figura 5.5 se presenta el gráfico que relaciona la razón entre índice de vacíos final e inicial y la presión de confinamiento. Además se incluye la tendencia lineal, con la cual se comprueba el resultado esperado ya que, a mayor presión de confinamiento es mayor la variación de índice de vacíos. Los valores de razón de índice de vacíos se encuentran en el rango 0,6-1,0.

La Figura 5.6 corresponde al gráfico de variación de índice de vacíos según presión de confinamiento, con línea de tendencia y bandas de ajuste. Siguiendo la misma lógica del gráfico de la Figura 5.5, en la Figura 5.6 se observa que a presiones de confinamiento mayores, se obtienen mayores variaciones de índices de vacíos, con un  $\Delta e$  igual a 0,05 para un confinamiento de 5 [kgf/cm<sup>2</sup>]. Con lo anterior se alcanza una variación de índice de vacíos cercana a 0,12 para un confinamiento de 25 [kgf/cm<sup>2</sup>]. Estos valores se determinan a partir de la línea de tendencia. Conocer el comportamiento de la variación de índice de vacíos es de suma utilidad para la estimación del asentamiento de una masa de suelo. Para esto se requerirá la altura de la masa analizada.

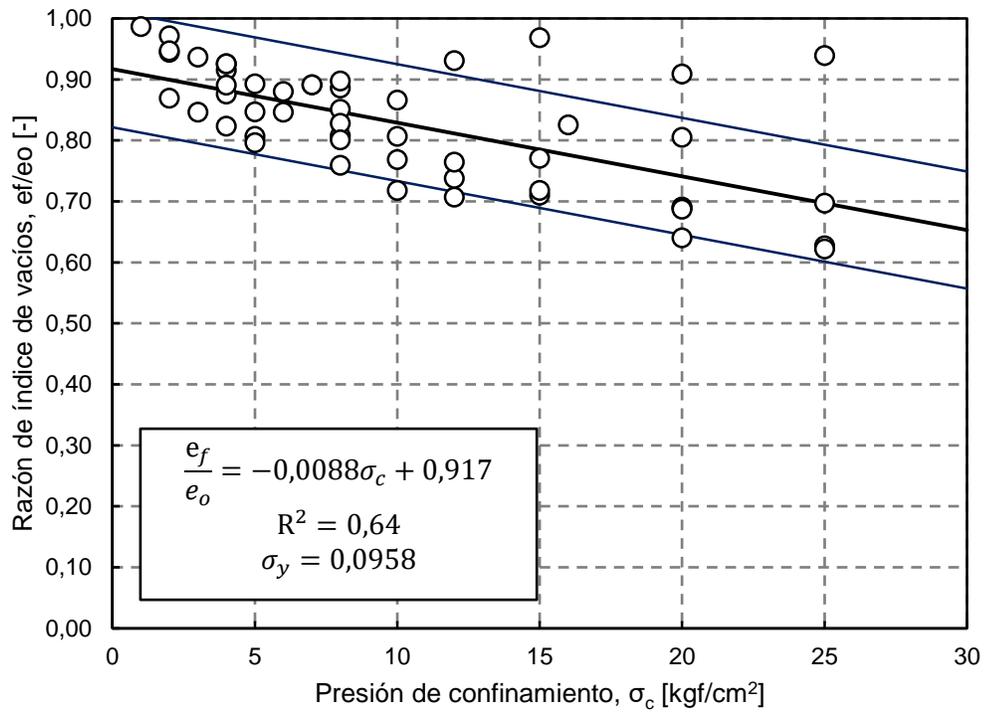


Figura 5.5: Gráfico de relación entre razón de índice de vacíos final e inicial y presión de confinamiento.

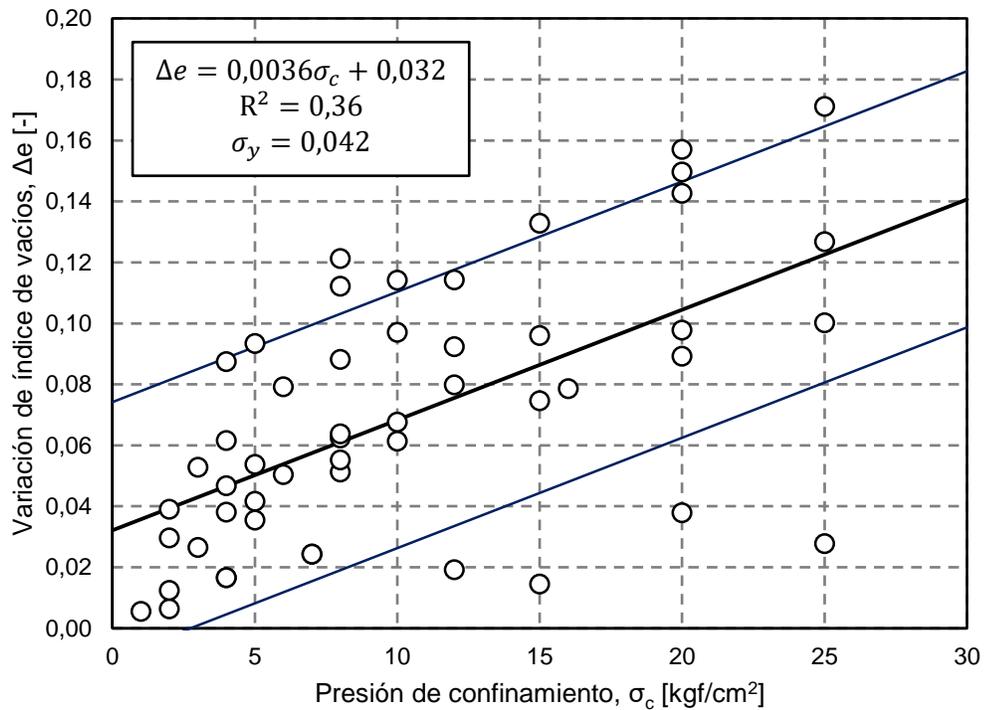


Figura 5.6: Gráfico de variación de índice de vacíos según presión de confinamiento, con bandas de ajuste.

En la Figura 5.7 se presenta el histograma de los índices de vacíos inicial en consolidación, para un rango entre 0,1 y 0,8, con intervalos de 0,1. De este gráfico se desprende que aproximadamente el 40% de los ensayos tienen un índice de vacíos en el intervalo 0,4-0,5, y los valores se concentran entre 0,2 y 0,6.

Adicionalmente, se determina el parámetro de compresibilidad ( $m_v$ ) y el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) tanto por el método de Taylor, como con el método de Casagrande. Los resultados de compresibilidad versus el coeficiente de consolidación según ambos métodos se presentan en la Figura 5.8 y Figura 5.9, repectivamente.

El gráfico de la distribución del parámetro de compresibilidad en el rango 0 a 0,02 [ $\text{cm}^2/\text{kgf}$ ], se presenta en la Figura 5.10, donde es posible observar que los valores de  $m_v$  se concentran en el rango 0,001-0,01 [ $\text{cm}^2/\text{kgf}$ ]. En la Figura 5.11 se muestra el histograma asociado a los resultados obtenidos de coeficiente de consolidación según método de Taylor, cuyos valores se encuentran entre 0 y 25 [ $\text{cm}^2/\text{s}$ ], mientras que en la Figura 5.12 se presenta el histograma con la distribución de los resultados del coeficiente de consolidación por método de Casagrande, en un rango entre 0 y 15 [ $\text{cm}^2/\text{s}$ ]. Para ambos métodos el coeficiente de consolidación se concentra en el intervalo 0-5 [ $\text{cm}^2/\text{s}$ ]. Sin embargo, se prefiere el método de Taylor debido a que, como el método de Casagrande es un método gráfico, existen variaciones asociadas a quien realice el cálculo.

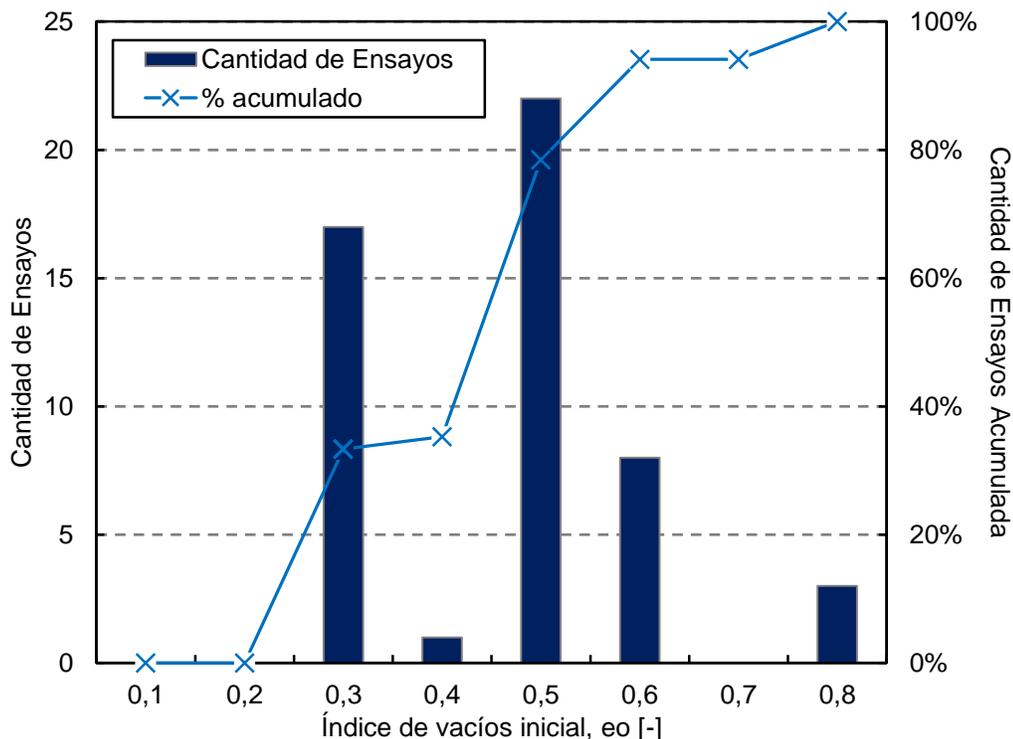


Figura 5.7: Histograma de índice de vacíos inicial en consolidación.

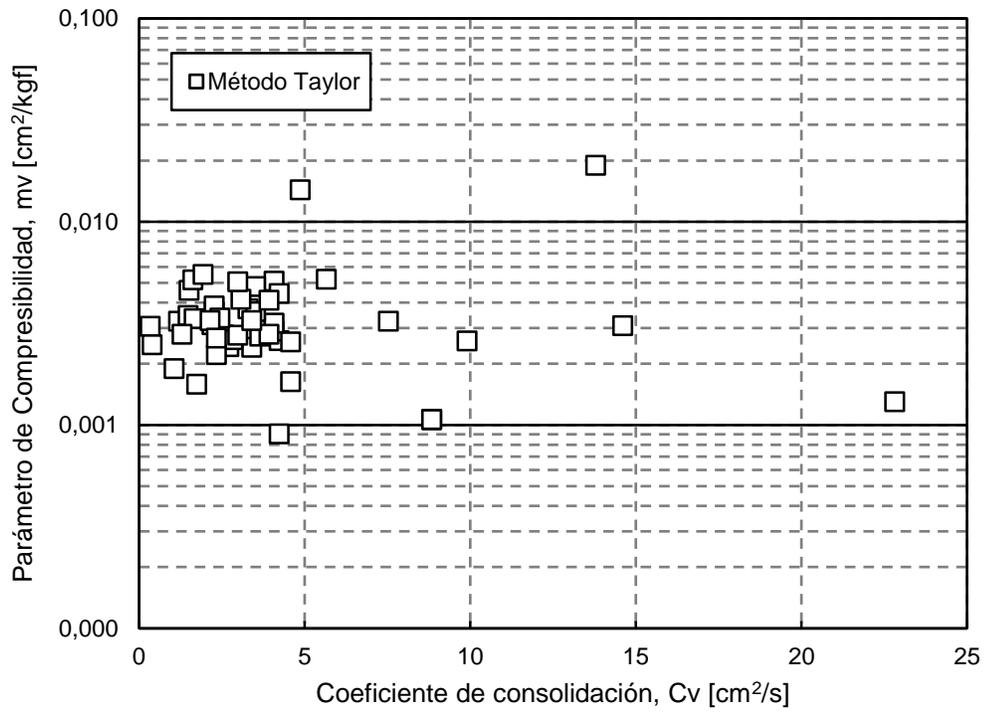


Figura 5.8: Gráfico parámetro de compresibilidad versus coeficiente de consolidación. Con método de Taylor.

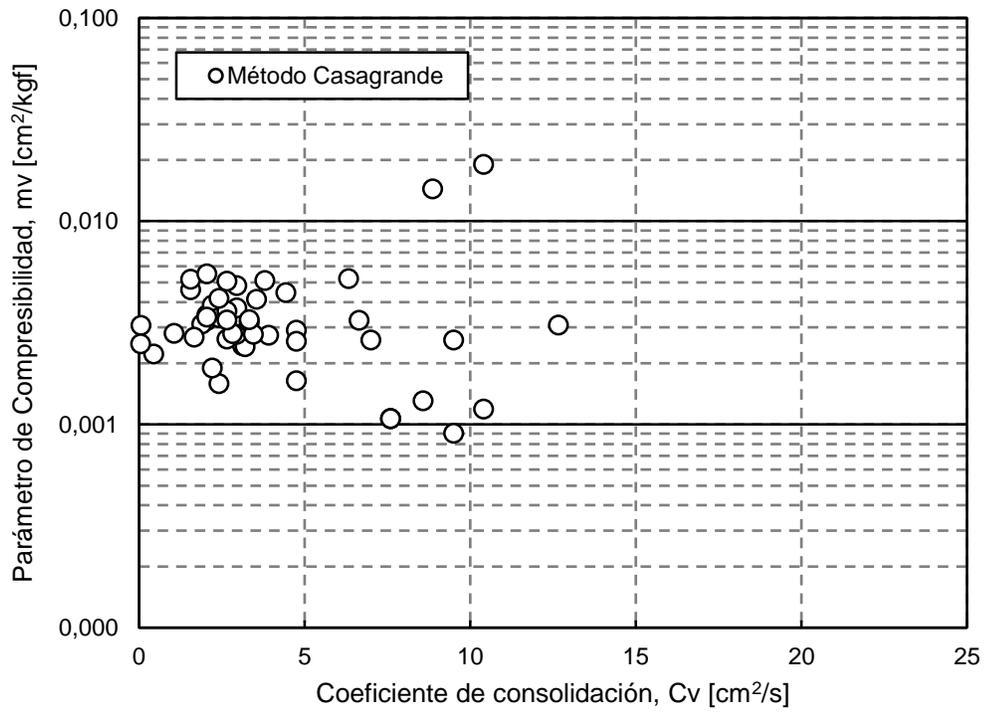


Figura 5.9 Gráfico parámetro de compresibilidad versus coeficiente de consolidación. Con método de Casagrande.

En la Tabla 5.2 se presentan valores típicos de coeficientes de consolidación que se encuentran en la literatura para diferentes tipos de suelo. Se observa que los valores típicos presentados son de al menos cuatro órdenes de magnitud menores que los resultados obtenidos en este trabajo, lo que se explica por la diferencia en los tipos de materiales, ya que los exhibidos en la Tabla 5.2 corresponden a suelos finos, en contraposición a las gravas analizadas en esta memoria de título.

Tabla 5.2: Valores típicos de coeficiente de consolidación. Modificado de Budhu (2015).

Tipo de suelo	$C_v$ [ $\text{cm}^2/\text{s}$ ] $\times 10^{-4}$
Arcilla de Boston	40+-20
Limo Orgánico	2-10
Arcilla Glacial	6,5-8,7
Arcilla limosa de Chicago	8,5
Arcillas suecas de sensibilidad media	
- laboratorio	0,4-0,7
- terreno	0,7-3,0
Lodo bahía de San Francisco	2-4
Arcilla Ciudad de México	0,9-15

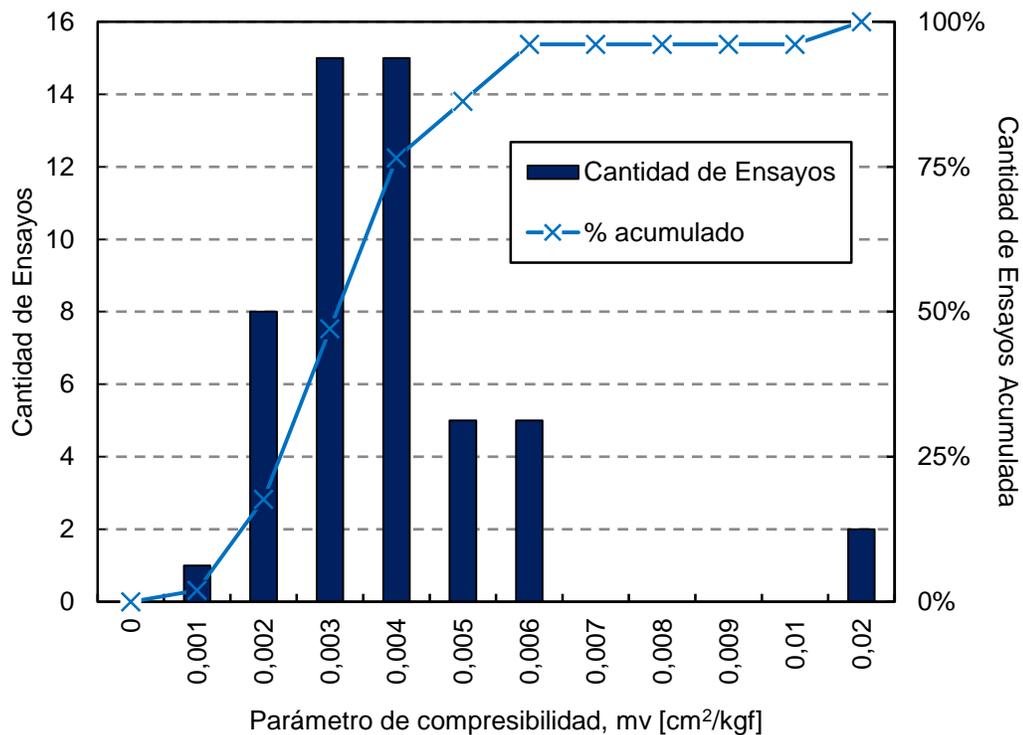


Figura 5.10: Histograma de los resultados de parámetros de compresibilidad.

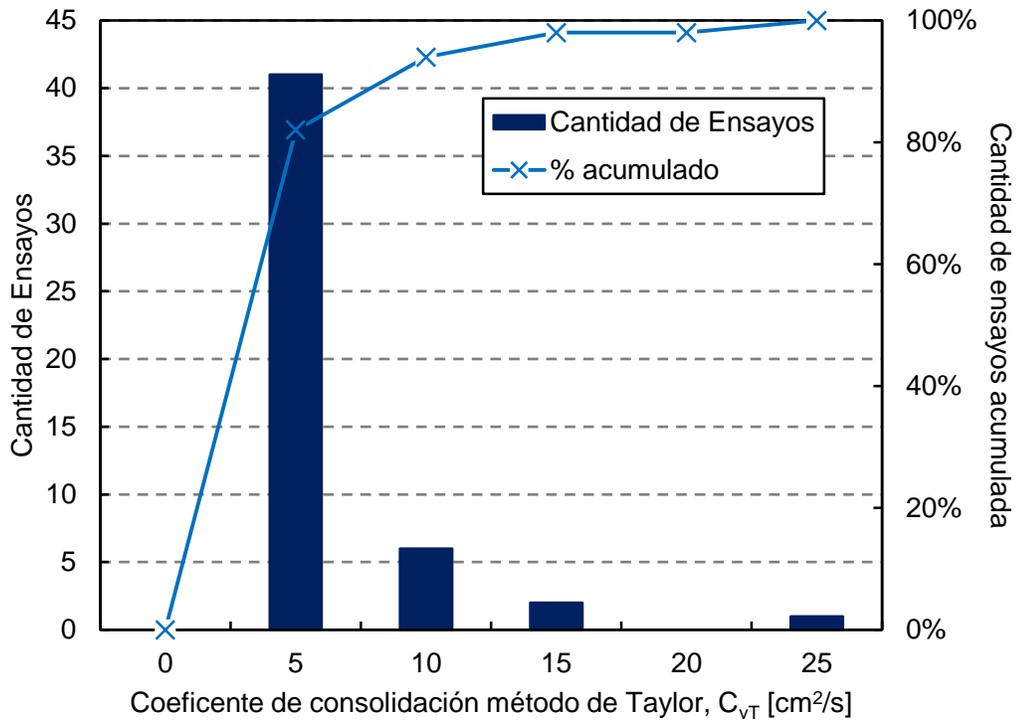


Figura 5.11: Histograma de los resultados del coeficiente de consolidación según método de Taylor.

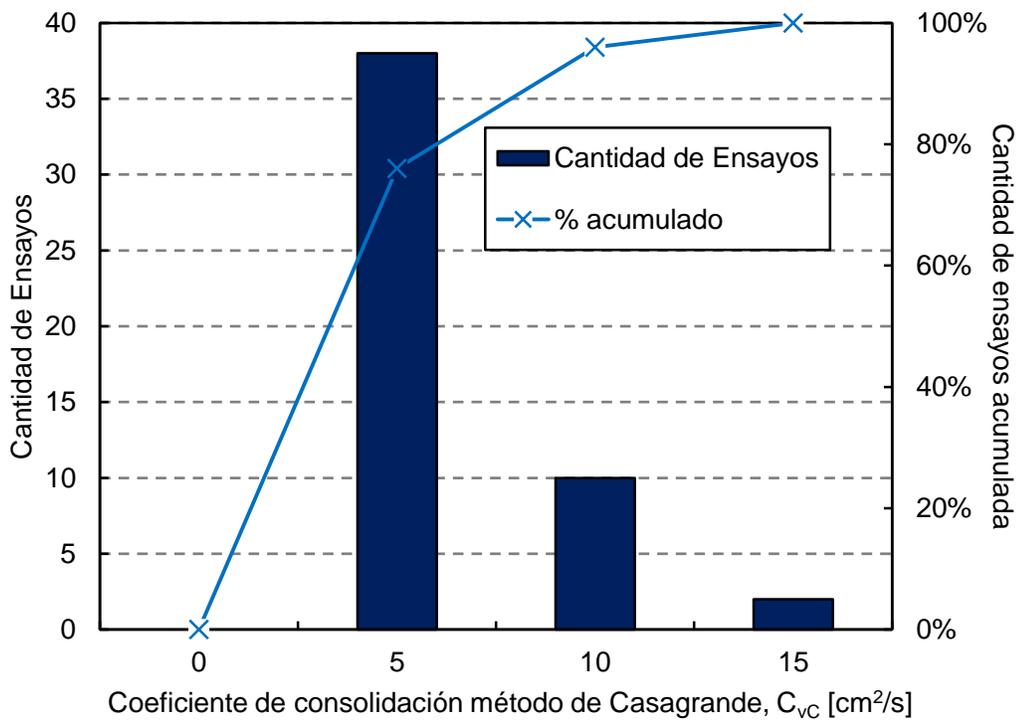


Figura 5.12: Histograma de los resultados del coeficiente de consolidación según método de Casagrande.

En la Figura 5.13 se grafica el coeficiente de consolidación según Taylor ( $C_{vT}$ ) versus el coeficiente obtenido por el método de Casagrande ( $C_{vC}$ ). Además, se agrega la recta diagonal donde se cumple que el valor del coeficiente de consolidación es el mismo para ambos métodos. Al graficar la línea de tendencia lineal de la nube de puntos, se observa que se obtiene como pendiente un valor cercano a 1, lo que implica que se encuentra próxima a la diagonal impuesta.

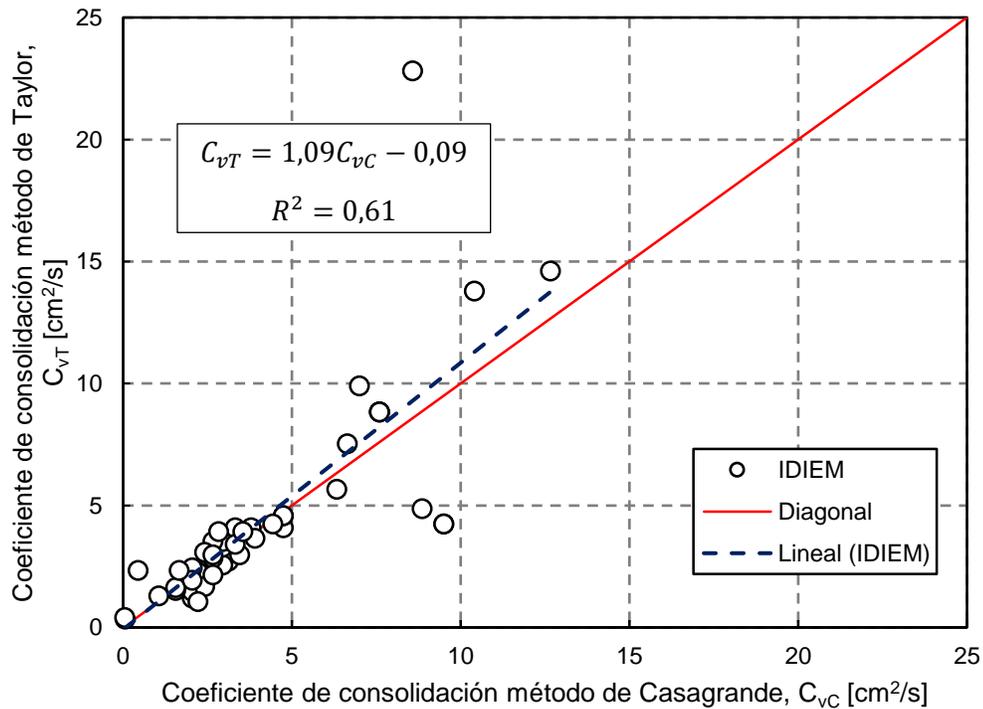


Figura 5.13: Gráfico comparativo de los coeficientes de consolidación según los métodos de Taylor y Casagrande.

La Figura 5.14 presenta el gráfico de energía disipada durante el ensayo de consolidación según la energía total disipada, con la línea de tendencia aplicada al set de datos. Del gráfico se observa que la energía disipada durante la consolidación es dos órdenes de magnitud menor que la energía total disipada. Junto con lo anterior, se obtiene que la tendencia lineal resultante del set de puntos no se ajusta a los datos, pues tiene asociado un coeficiente de determinación igual a 0,29, por lo que no se puede establecer una dependencia entre ambos parámetros.

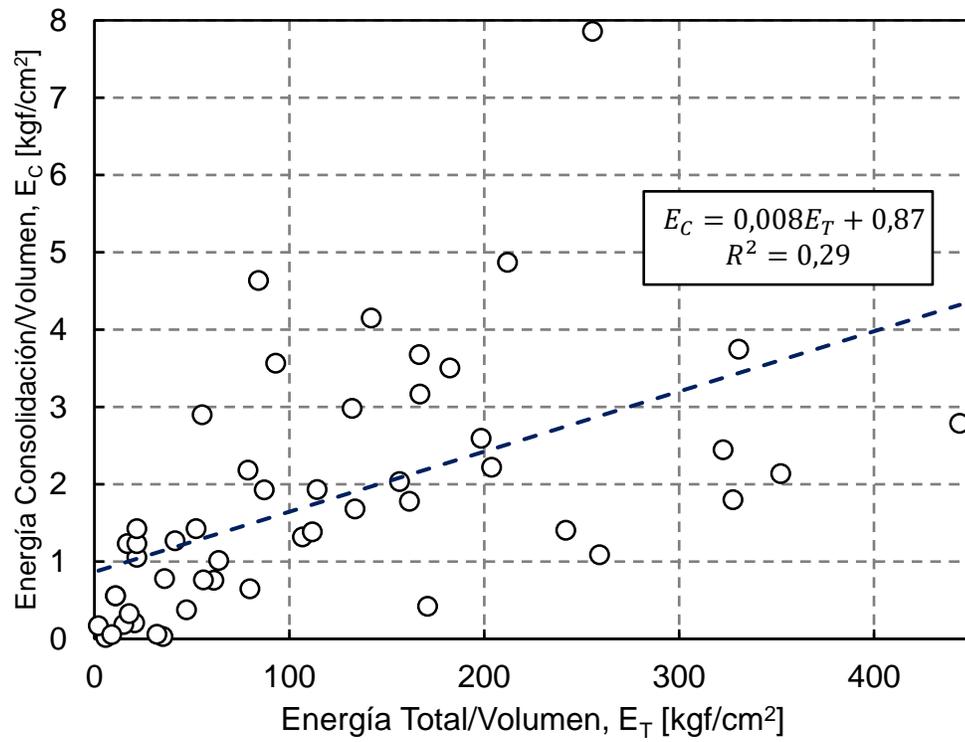


Figura 5.14: Gráfico energía durante el ensayo de consolidación versus energía total disipada.

## 5.3. Ensayo de Corte

### 5.3.1. Gráfico curvas características

Para realizar el estudio de los ensayos en el equipo triaxial a gran escala de IDIEM, es necesario graficar varios parámetros medidos y calculados. Para cada serie de ensayos, se cuenta con un set de gráficos que representan curvas características. La batería de curvas se estudia tanto para ensayos drenados, como no drenados.

#### 5.3.1.1. Ensayos drenados

Los resultados gráficos obtenidos para los ensayos ejecutados dentro del proyecto P7S2 se muestran desde la Figura 5.15 hasta la Figura 5.26 y representan la batería de gráficos característicos que se obtienen para un ensayo triaxial gigante en condición drenada, que parten desde un confinamiento inicial  $\sigma_o'$  hasta la falla. En particular, se exponen los ensayos para confinamientos de 8, 15, 20 y 25 [kgf/cm<sup>2</sup>], siguiendo la nomenclatura presentada en el Anexo B, a un peso específico de confección de 18,64 [kN/m<sup>3</sup>]. Entre ellos se cuentan:

- esfuerzo de corte (q) vs esfuerzo medio (s y p) (2D y 3D)
- esfuerzo de corte (q) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- razón de tensiones principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- deformación radial ( $\epsilon_r$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- variación índice de vacíos ( $\Delta e$ ) vs esfuerzo medio (2D y 3D)
- índice de vacíos (e) vs esfuerzo medio (3D)
- variación índice de vacíos ( $\Delta e$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- peso específico ( $\gamma$ ) vs esfuerzo medio (3D)
- peso específico ( $\gamma$ ) vs índice de vacíos (e)

Los gráficos descritos a continuación se desarrollaron para los resultados de todos los proyectos considerados en este trabajo, y se adjuntan en el anexo C.

En la Figura 5.15 se presenta el gráfico de esfuerzo de corte versus esfuerzo medio en 2D, según la escuela del MIT. Donde se observa la trayectoria de tensiones efectivas desde un esfuerzo de corte cero hasta alcanzar la falla. En tanto, en la Figura 5.16 se presenta el gráfico de esfuerzo de corte versus esfuerzo medio en 3D, según la escuela Cambridge, y de igual forma se observan las trayectorias de tensiones efectivas para confinamiento, desde un esfuerzo de corte igual a cero hasta la falla. A partir de estos gráficos se puede trazar la Línea de Estado Ultimo en espacio p-q, con lo que asumiendo el criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb se puede determinar los parámetros de resistencia mecánica del suelo. En este análisis se observan un cambio en la pendiente de la línea de estado ultimo entre el caso de presiones convencionales y altas presiones.

En la Figura 5.17 se presenta el gráfico correspondiente a esfuerzo de corte según deformación axial, en el que se observa cómo las curvas crecen hasta alcanzar el estado último y cómo esto es más difícil al aumentar la presión de confinamiento. Cuando existe dilatación en el comportamiento del material, en este tipo de gráficos se advierte un *peak*

en las curvas. En la Figura 5.18 se grafica el esfuerzo desviador versus deformación, en donde se observa que las curvas tienen el mismo comportamiento que en el caso anterior.

La Figura 5.19 muestra el gráfico entre la razón de tensiones principales y la deformación axial, donde es posible ver que en el punto de término del ensayo la razón de tensiones principales está en un rango entre 4 y 5, es decir, la tensión principal mayor ( $\sigma_1$ ) es entre 4 y 5 veces la presión de confinamiento. De este gráfico también se desprende que los ensayos con mayor presión de confinamiento alcanzan mayores razones de tensiones principales. La Figura 5.20 presenta el gráfico que relaciona la deformación volumétrica con la deformación axial, y en él es posible observar que hasta una deformación axial del 5%, la relación entre deformación axial y deformación volumétrica es 1:1. Luego, la deformación volumétrica sigue creciendo en una proporción menor a la deformación axial, hasta estabilizarse, en torno al 9% de deformación volumétrica para este caso. En la Figura 5.21 se grafica la deformación radial en función de la deformación axial. Del gráfico se desprende que hasta un 5% de deformación axial, la deformación radial se encuentra en torno a 0%, producto de que la deformación volumétrica en ese tramo es netamente deformación axial. A medida que aumenta la deformación axial también crece la magnitud de la deformación radial.

En la Figura 5.22 se presenta el gráfico de variación de índice de vacíos versus esfuerzo medio en 2D. A partir de este se tiene que los valores de variación de índice de vacío son positivos en cada uno de los ensayos, lo que implica una disminución del índice de vacíos a medida que se aplica la carga en el ensayo. Cabe señalar que las curvas no se cruzan entre ellas. De igual forma, en la Figura 5.23 se grafica la variación de índice de vacíos sobre el esfuerzo medio en 3D en escala semi-logarítmica. En tanto, en la Figura 5.24 se presenta el gráfico de índice de vacíos versus esfuerzo medio en 3D en escala semi-logarítmica. En este gráfico se puede establecer la línea de estado último (LEU) en espacio  $e-p'$ , y en se puede determinar si el material tiene comportamiento contractivo o dilatante. Cuando las curvas  $e-p$  cruzan la línea de estado último definida se considera evidencia de rotura de partículas.

La Figura 5.25 muestra la variación de índice de vacíos en función de la deformación axial, donde se observa que al aumentar la deformación axial existe una disminución del índice de vacíos, y las curvas son consistentes con las del gráfico de deformación volumétrica versus deformación axial. En la Figura 5.26 se presenta el gráfico de ángulo de fricción interna versus deformación axial. Cuando se considera cohesión nula, se aprecia que a pequeñas deformaciones existe variabilidad entre las curvas de ángulo de fricción interna. Sin embargo, sobre 5% de deformación axial, se tiene una banda de grosor 2-3 [°] para un mismo valor de deformación axial, la que al final del ensayo se encuentra en torno a un ángulo de fricción interna de 40 [°]. En la Figura 5.27 se presenta el ejemplo de los gráficos canónicos que se utilizan para determinar los comportamientos de un suelo. A partir del análisis conjunto de los cuatro gráficos se resuelve si corresponde a un comportamiento contractivo o dilatante. En este caso el suelo tiene un comportamiento contractivo.

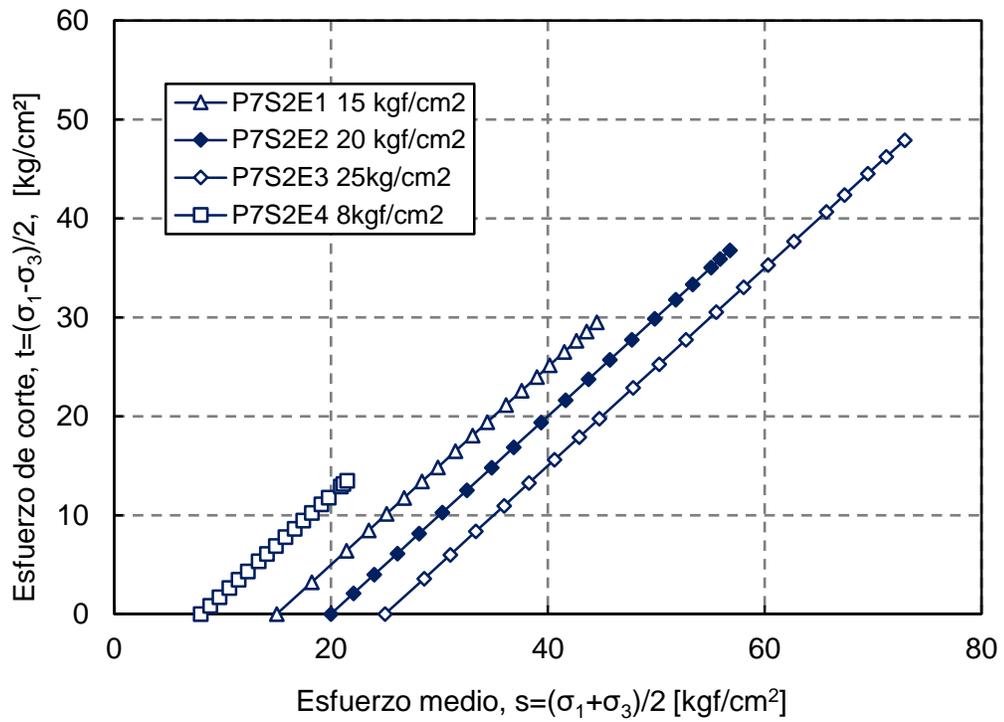


Figura 5.15: Gráfico esfuerzo de corte versus esfuerzo medio en 2D.

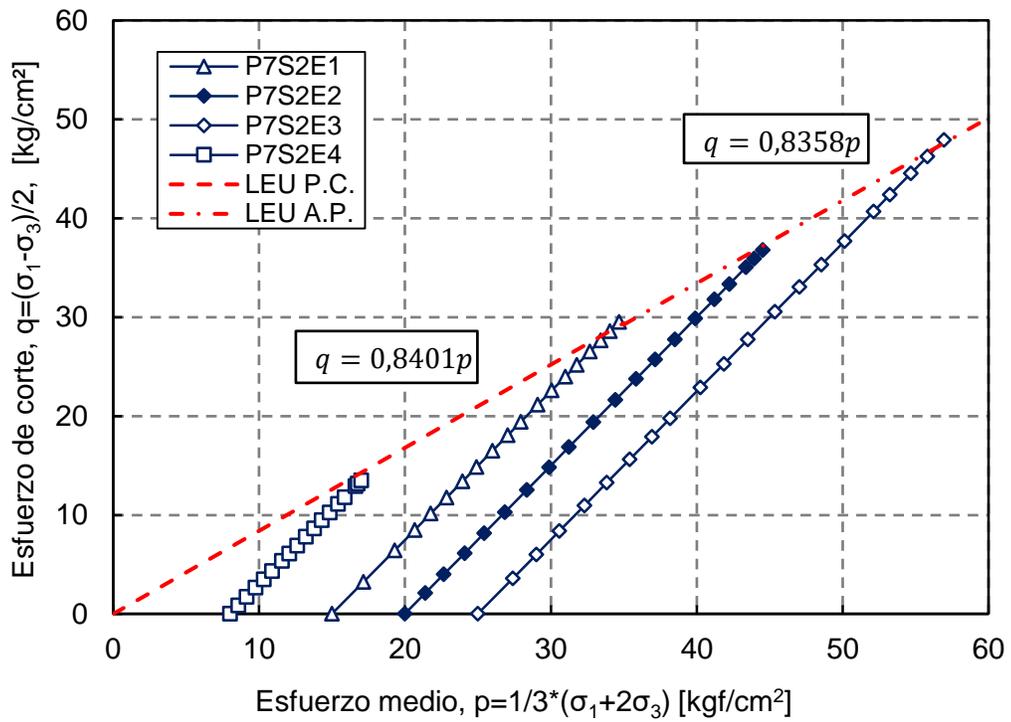


Figura 5.16: Gráfico esfuerzo de corte versus esfuerzo medio en 3D.

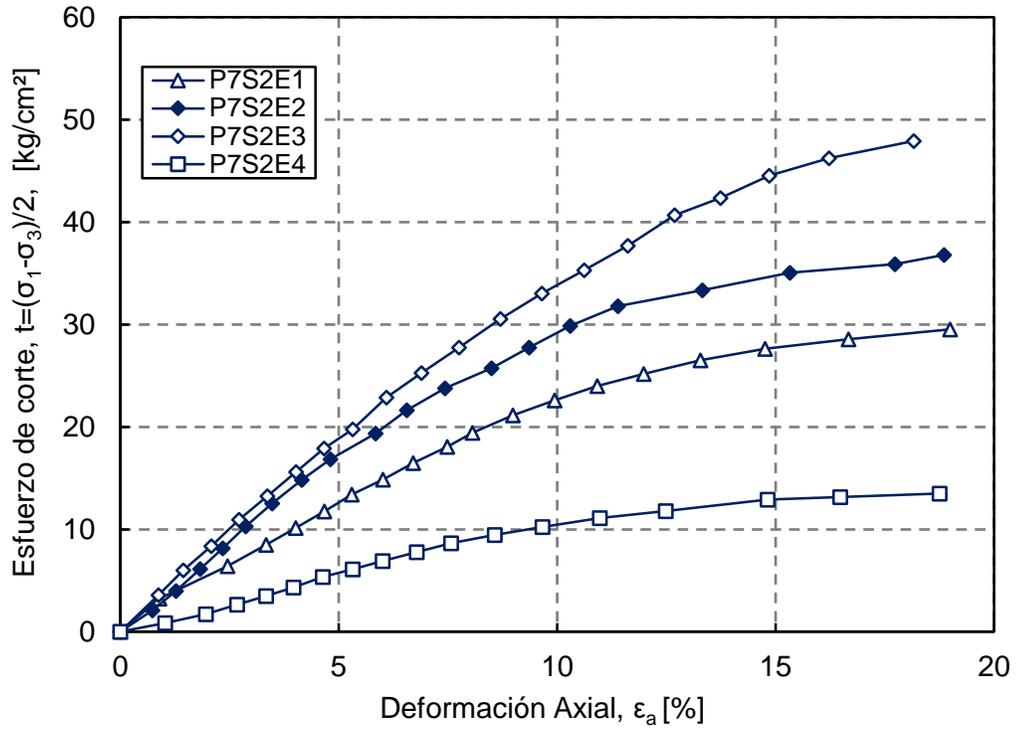


Figura 5.17: Gráfico esfuerzo de corte versus deformación axial.

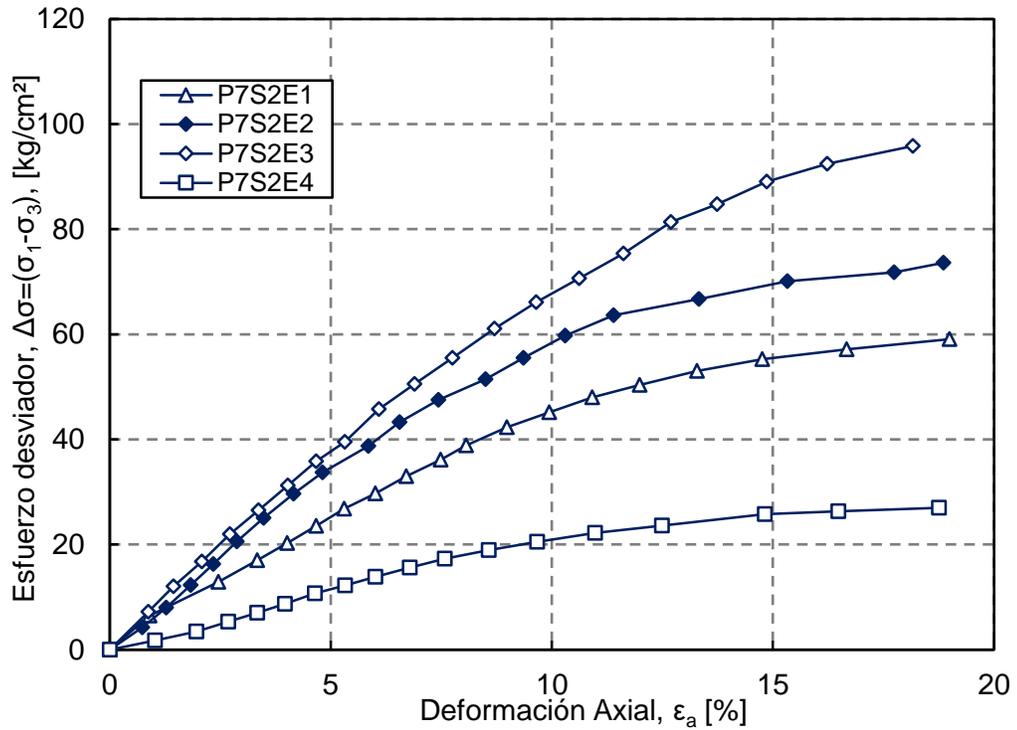


Figura 5.18: Gráfico esfuerzo desviador versus deformación axial.

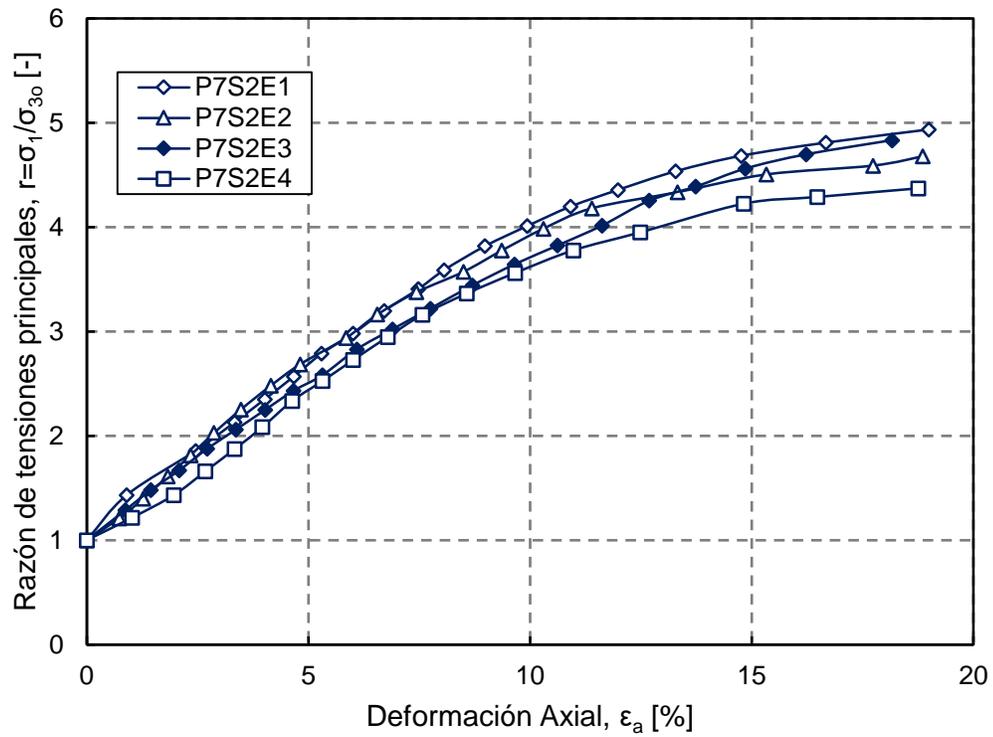


Figura 5.19: Gráfico de razón de tensiones principales versus deformación axial.

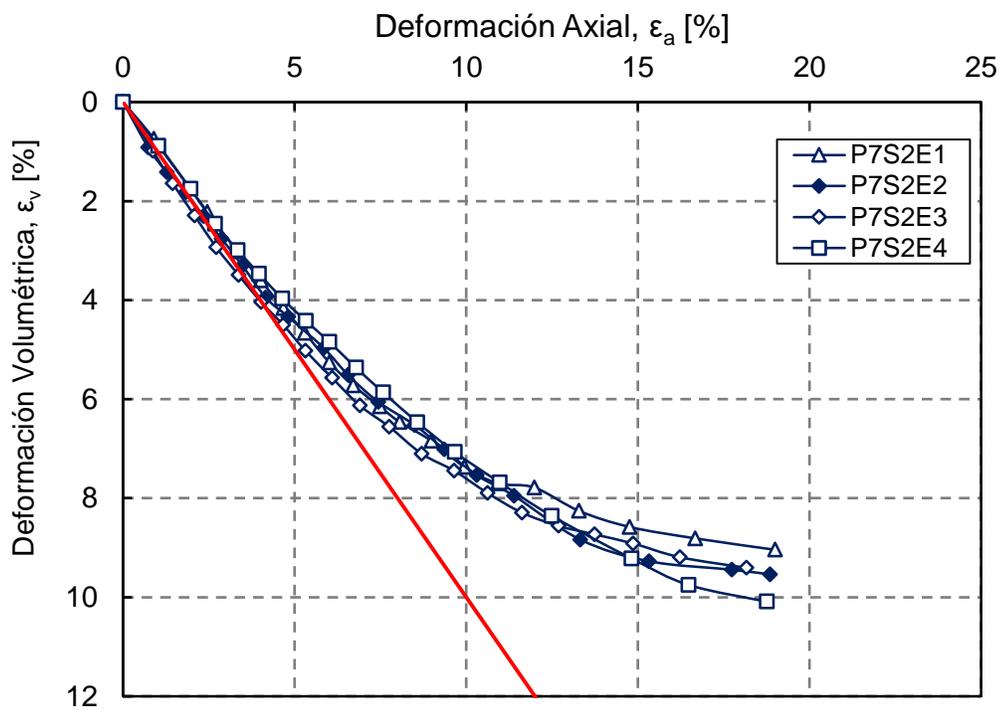


Figura 5.20: Gráfico deformación volumétrica versus deformación axial.

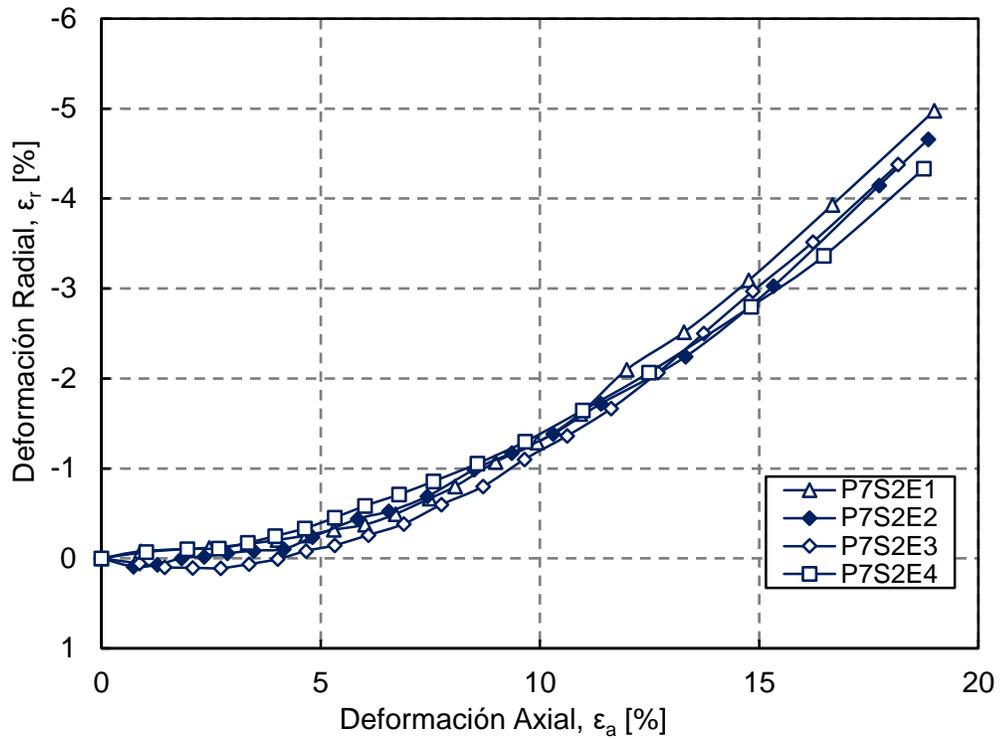


Figura 5.21: Gráfico deformación radial versus deformación axial.

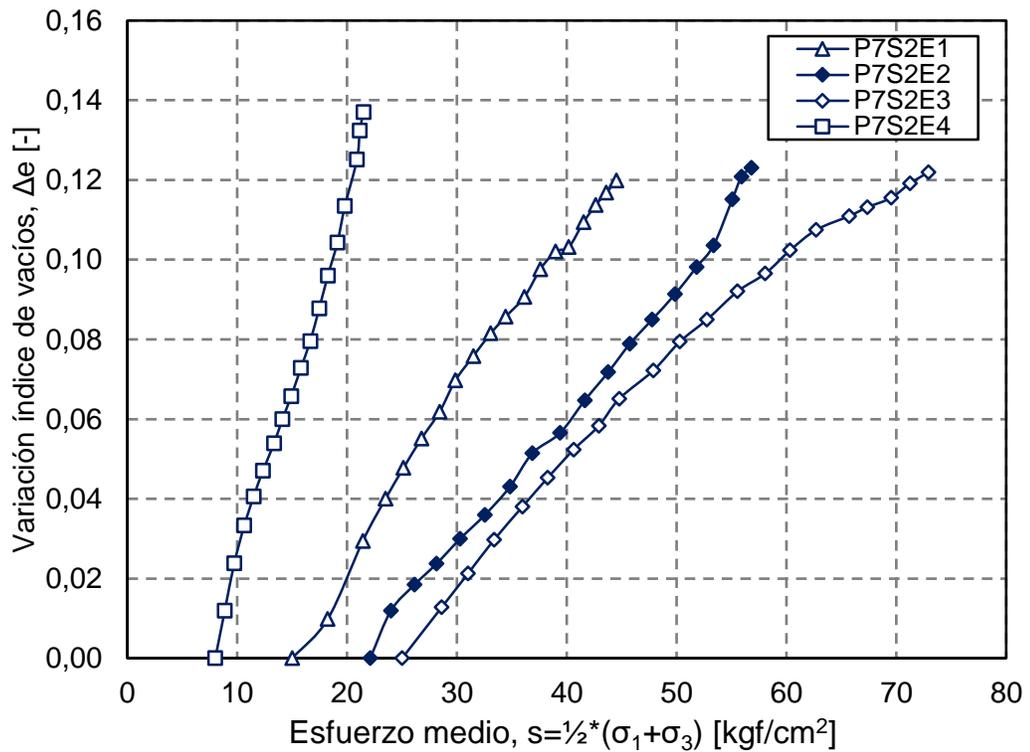


Figura 5.22: Gráfico variación índice de vacíos versus esfuerzo medio en 2D.

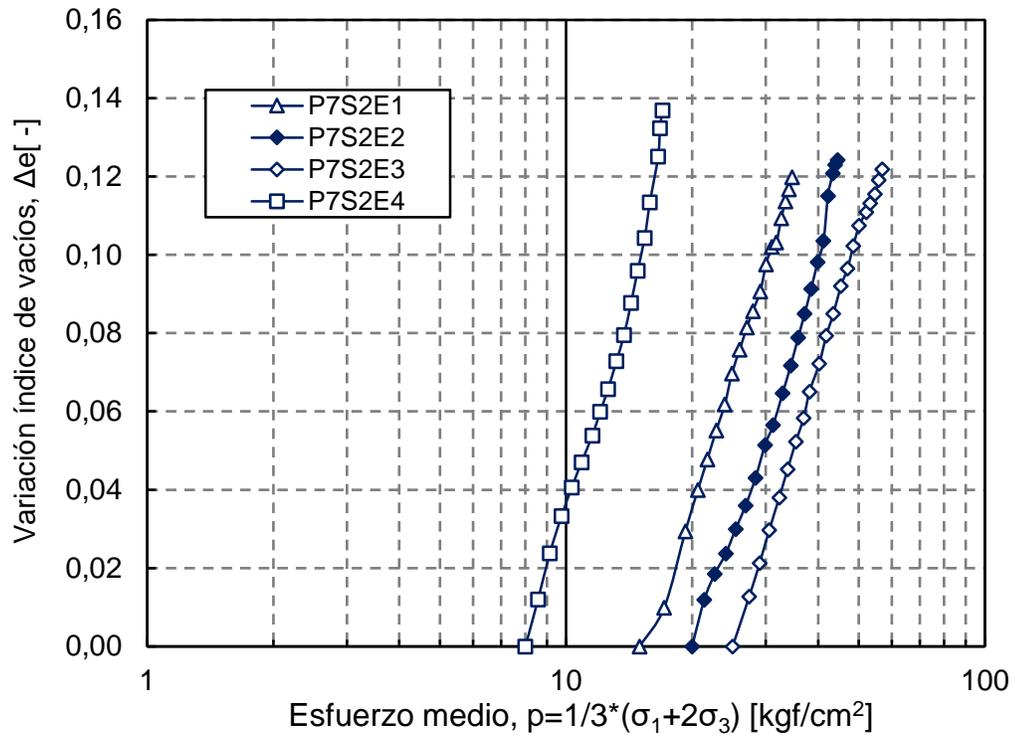


Figura 5.23: Gráfico variación índice de vacíos versus esfuerzo medio en 3D en escala semi-logarítmica.

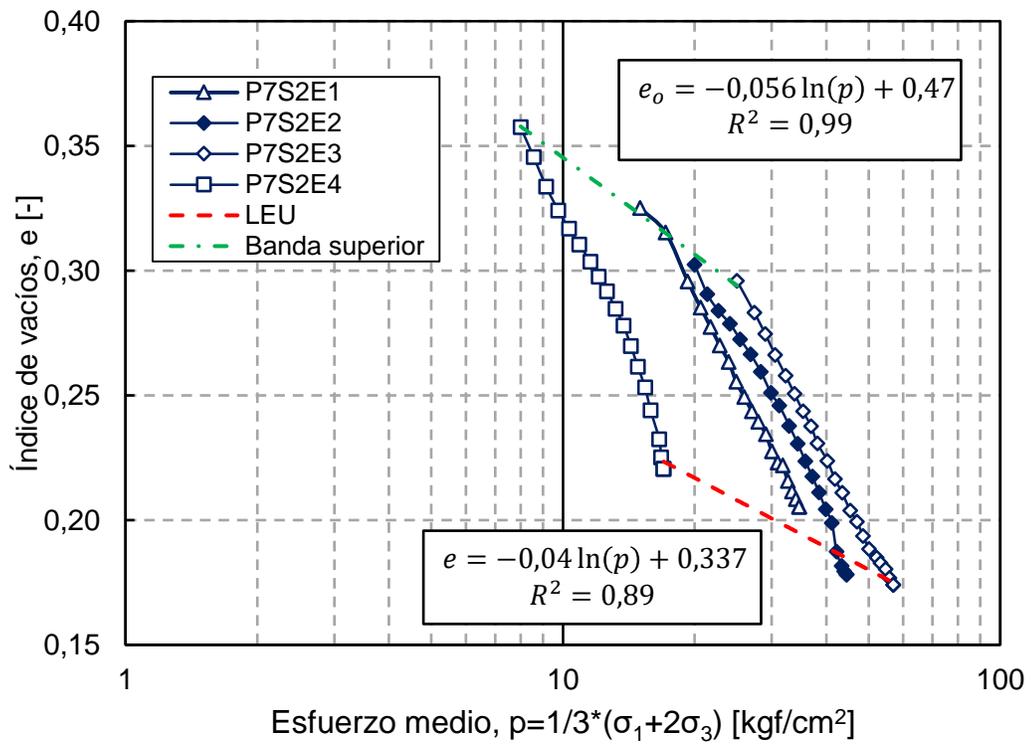


Figura 5.24: Gráfico índice de vacíos versus esfuerzo medio en 3D en escala semi-logarítmica.

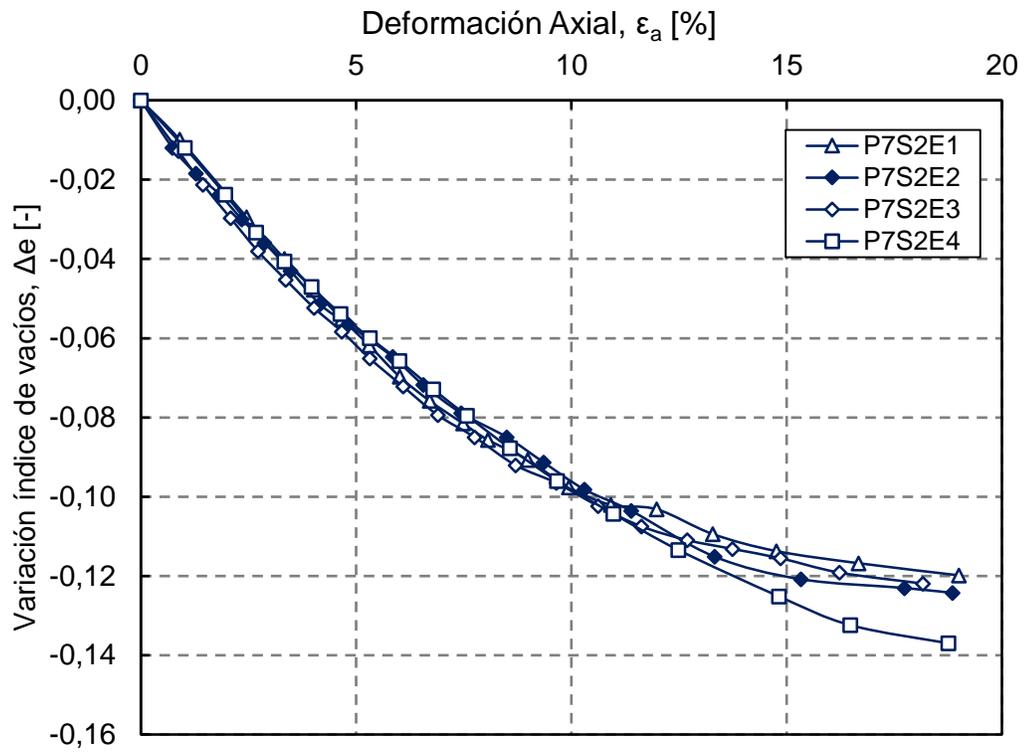


Figura 5.25: Gráfico variación índice de vacíos versus deformación axial.

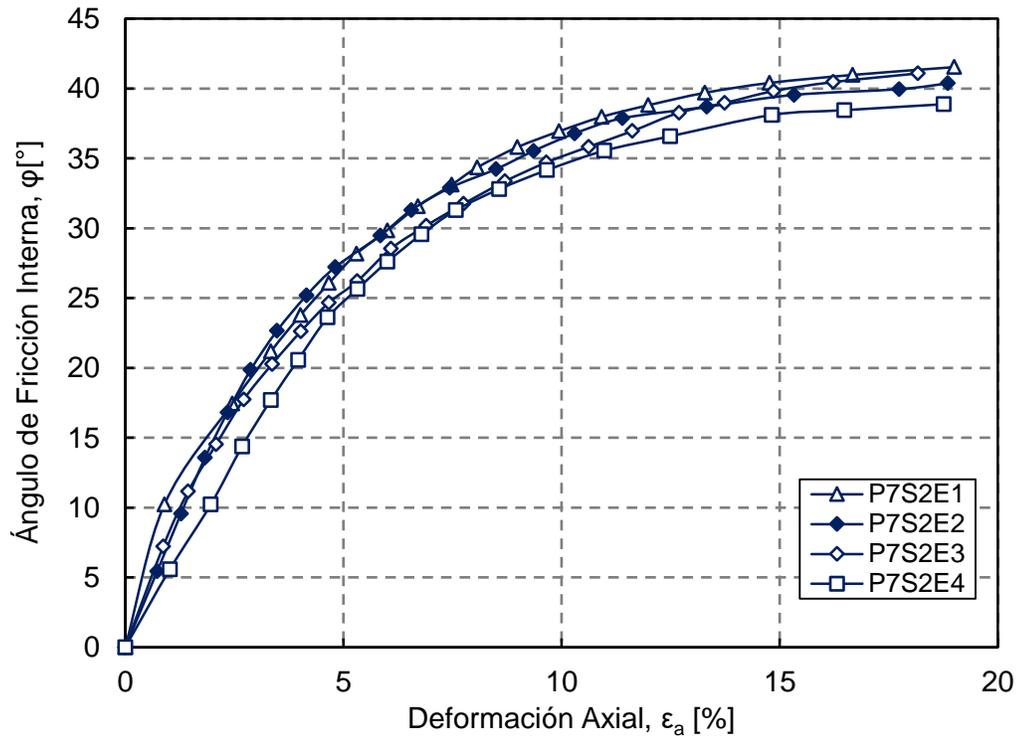


Figura 5.26: Gráfico ángulo de fricción versus deformación axial.

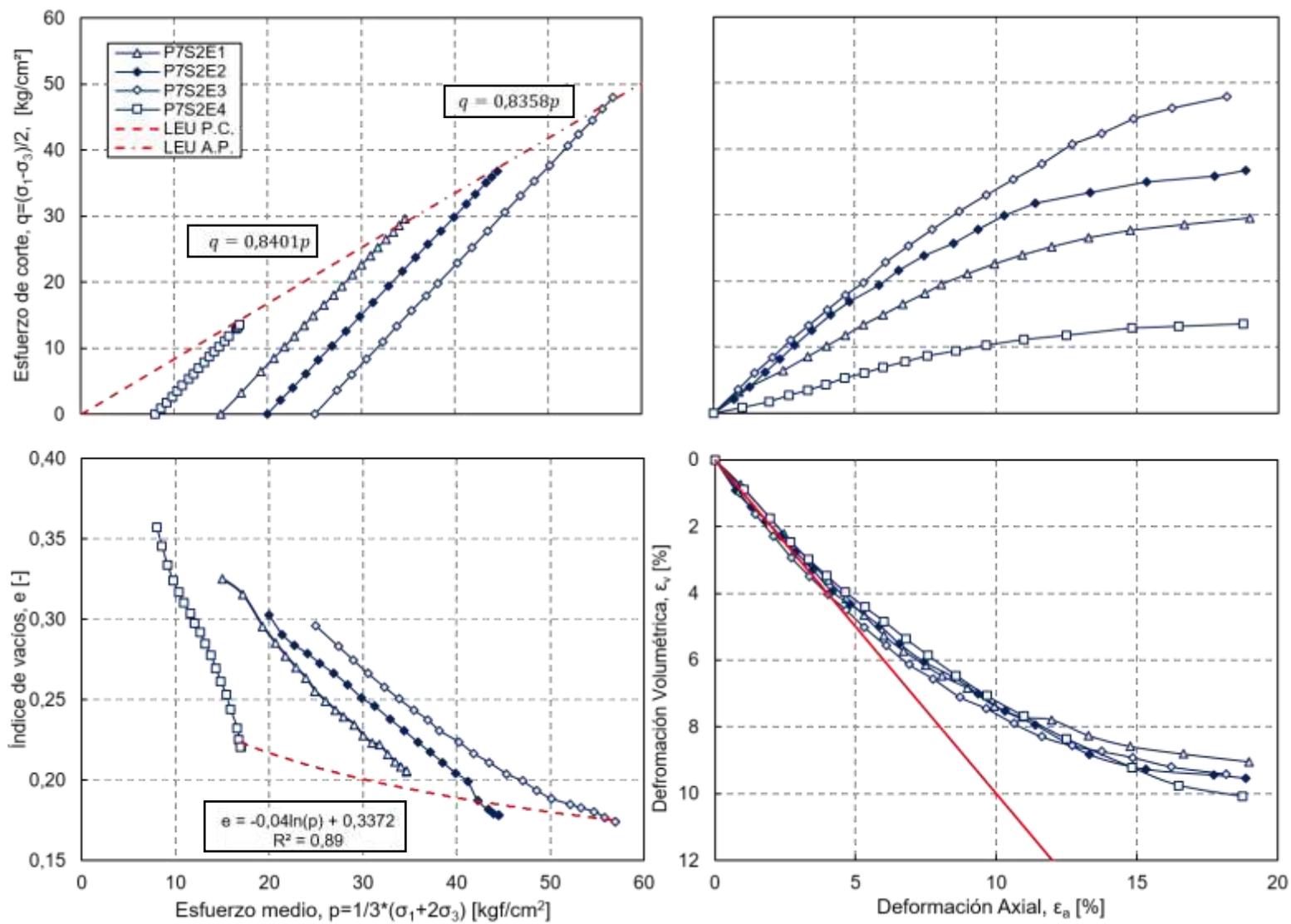


Figura 5.27: Gráficos canónicos para determinar comportamiento del suelo.

### 5.3.1.2. Ensayos no drenados

Los resultados gráficos obtenidos para los ensayos ejecutados dentro del proyecto P16S1 se muestran desde la Figura 5.28 hasta la Figura 5.34, y configuran la batería de gráficos característicos que se obtienen para un ensayo triaxial gigante en condición no drenada, que parten de un confinamiento inicial  $\sigma_o'$  hasta la falla. En particular se presentan los ensayos para confinamientos de 2, 5, 10 y 15 [kgf/cm<sup>2</sup>], siguiendo la nomenclatura presentada en el Anexo B, a un peso específico de confección entre 18,93 y 19,03 [kN/m<sup>3</sup>]. Entre ellos se cuentan:

- esfuerzo de corte (q) vs esfuerzo medio (s y p) (2D y 3D)
- esfuerzo de corte (q) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- razón de tensiones principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- índice de vacíos (e) vs esfuerzo medio (3D)
- variación de presión de poros ( $\Delta u$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )
- ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_a$ )

En la Figura 5.28 se presenta el gráfico de esfuerzo de corte versus esfuerzo medio efectivo en 2D, donde se observa que las trayectorias de tensiones totales se ven modificadas por la presiones de poros. De igual forma, en la Figura 5.29 se muestra el gráfico de esfuerzo de corte según esfuerzo medio efectivo en 3D, donde se trazan las trayectorias de tensiones efectivas para cada uno de los ensayos. A partir de esto se puede definir la línea de estado último y obtener los parámetros de resistencia al corte.

En la Figura 5.30 se presenta el gráfico de esfuerzo de corte versus deformación axial, donde se observa que los cuatro ensayos alcanzan al menos un 15% de deformación, y que en el caso de los ensayos de 2 y 5 [kgf/cm<sup>2</sup>] alcanzan el estado ultimo rápidamente. Cuando se observan los ensayos realizados a una presión de confinamiento inicial mayor, se dificulta alcanzar el estado último. En tanto la Figura 5.31 muestra el gráfico de razón de tensiones principales según deformación axial, y se observa que en la falla la tensión principal efectiva mayor es cercana a dos veces la presión de confinamiento inicial.

En la Figura 5.32 se presenta el gráfico de índice de vacíos versus esfuerzo efectivo medio en 3D, donde se observa que no hay variación en los índices lo que es consistente con la condición no drenada del ensayo. Además, se muestra la línea de estado último en espacio e-p, lo que será de utilidad al momento de determinar el comportamiento del suelo estudiado. La Figura 5.33 corresponde al gráfico de variación de presiones de poros versus deformación axial, desde donde se desprende que cuanto mayor sea la presión de confinamiento inicial, mayor es la disipación de presiones de poros, y que, a deformaciones axiales menores a 5% se disipa en su totalidad la presión de poros. En la Figura 5.34 se presenta el gráfico de ángulo de fricción interna versus deformación axial, considerando cohesión nula, y se observa que los ensayos alcanzan un ángulo de fricción interna igual a 40 [°] en la falla, con excepción del ensayo realizado a 2 [kgf/cm<sup>2</sup>], que en la falla logra un ángulo de fricción interna sobre dicho valor.

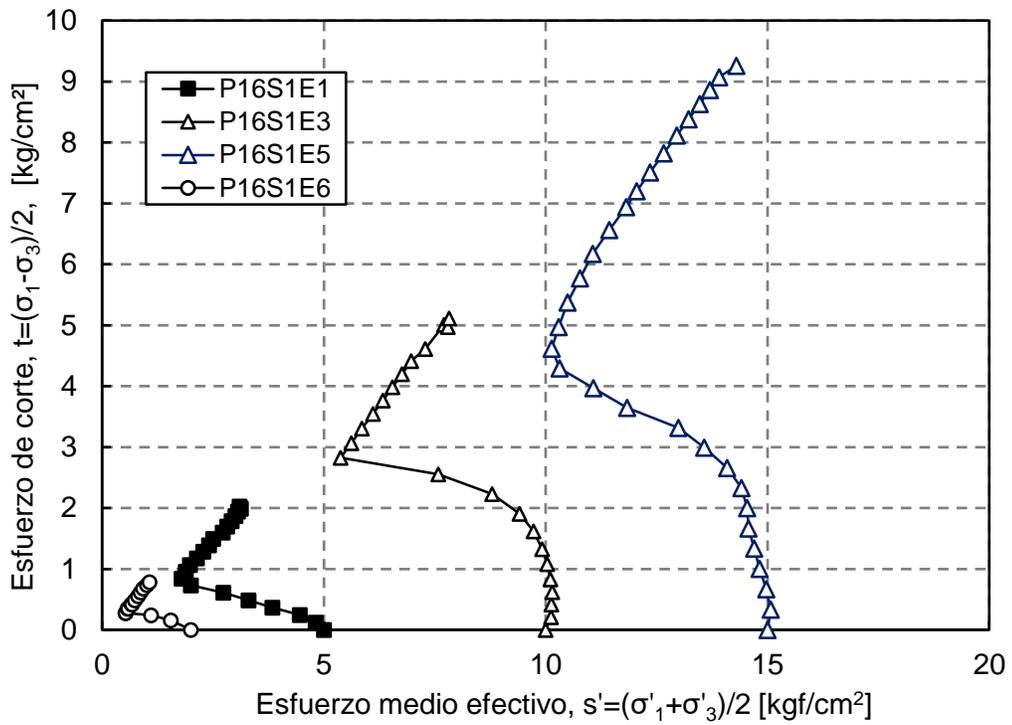


Figura 5.28: Gráfico esforço de corte versus esforço médio efetivo em 2D.

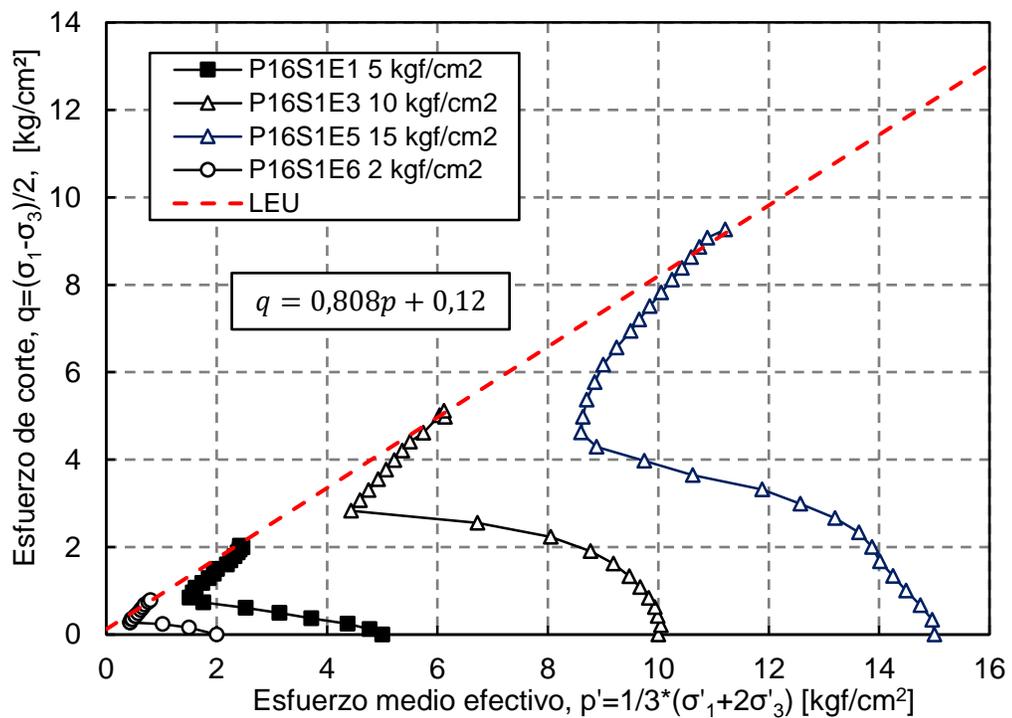


Figura 5.29: Gráfico esforço de corte versus esforço médio efetivo em 2D.

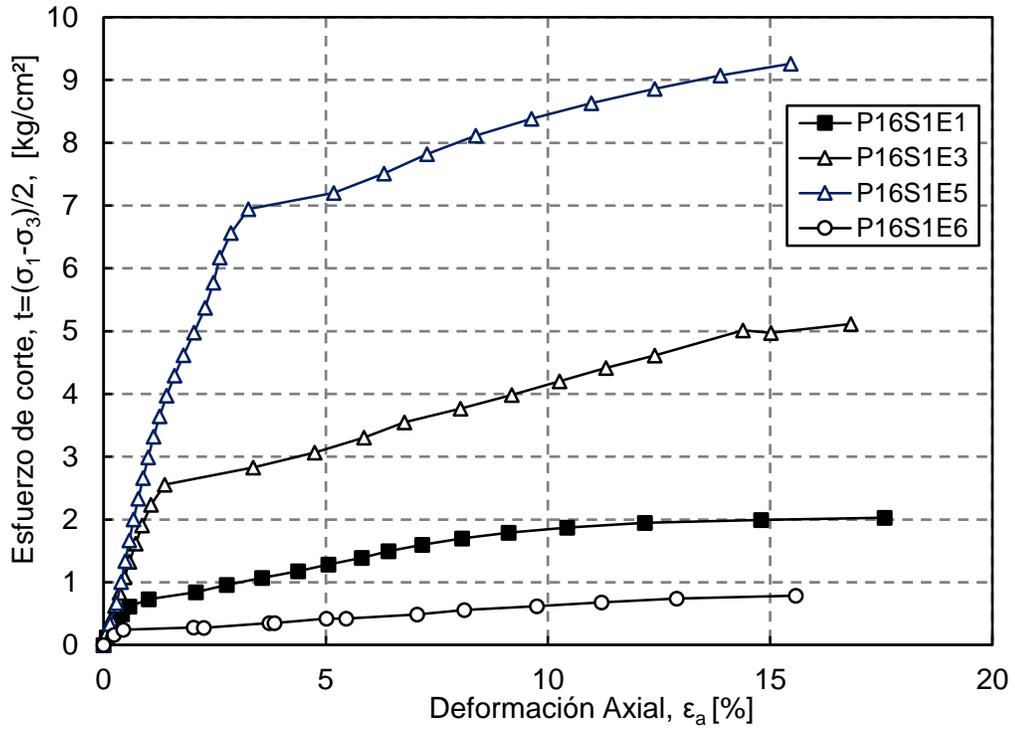


Figura 5.30: Gráfico esfuerzo de corte versus deformación axial.

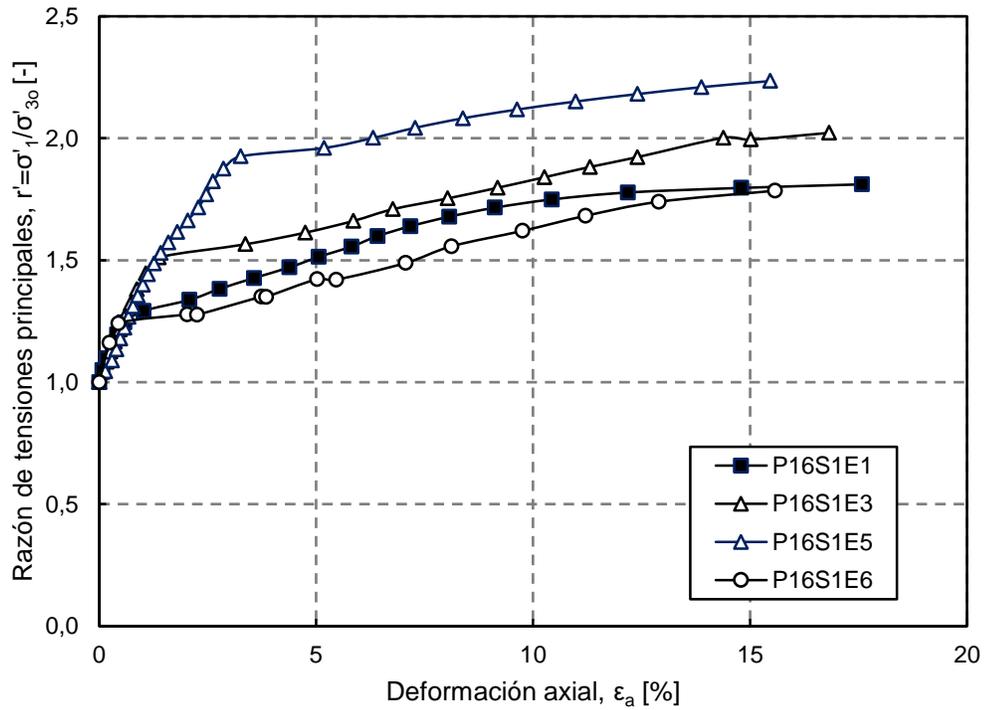


Figura 5.31: Gráfico razón de tensiones principales efectivas versus deformación axial.

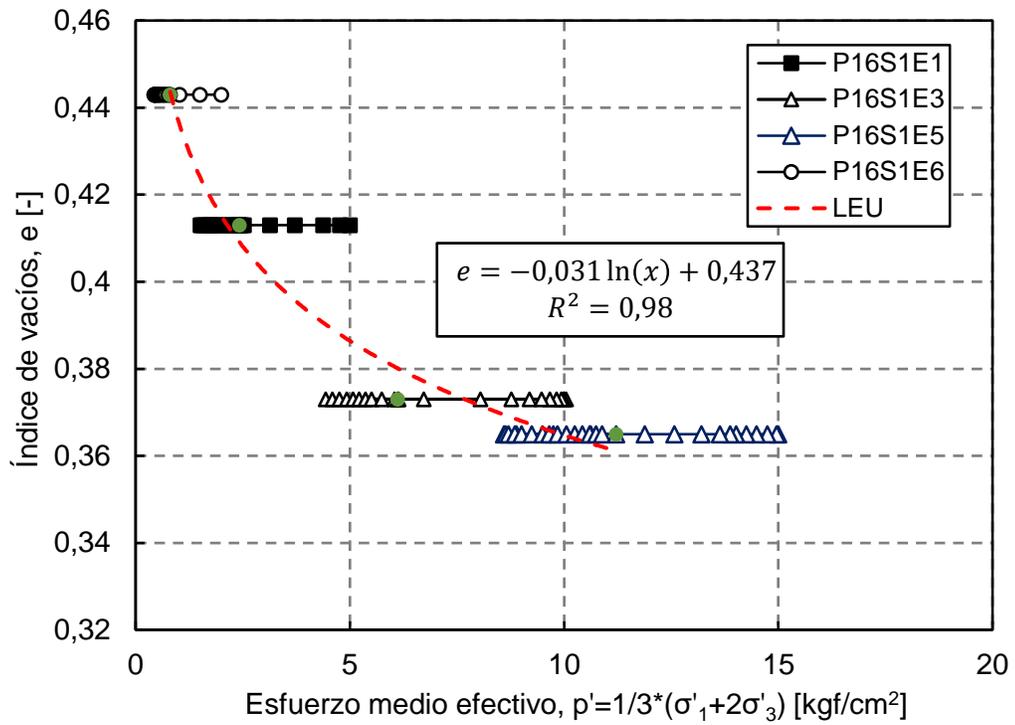


Figura 5.32: Gráfico índice de vacíos versus esfuerzo efectivo medio en 3D.

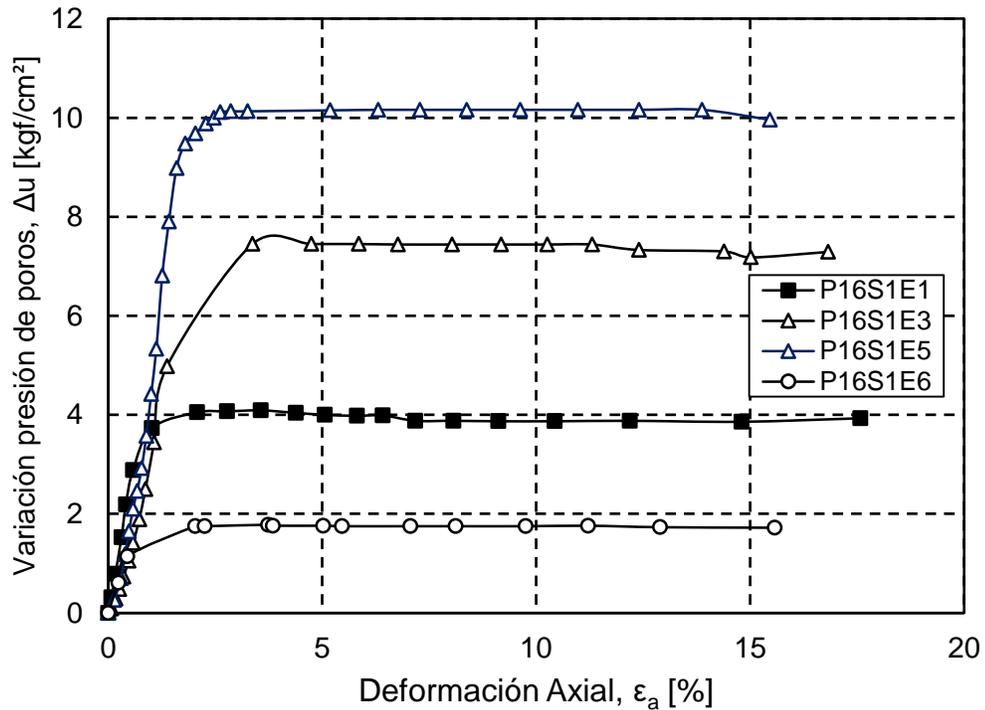


Figura 5.33: Gráfico variación de presión de poros versus deformación axial.

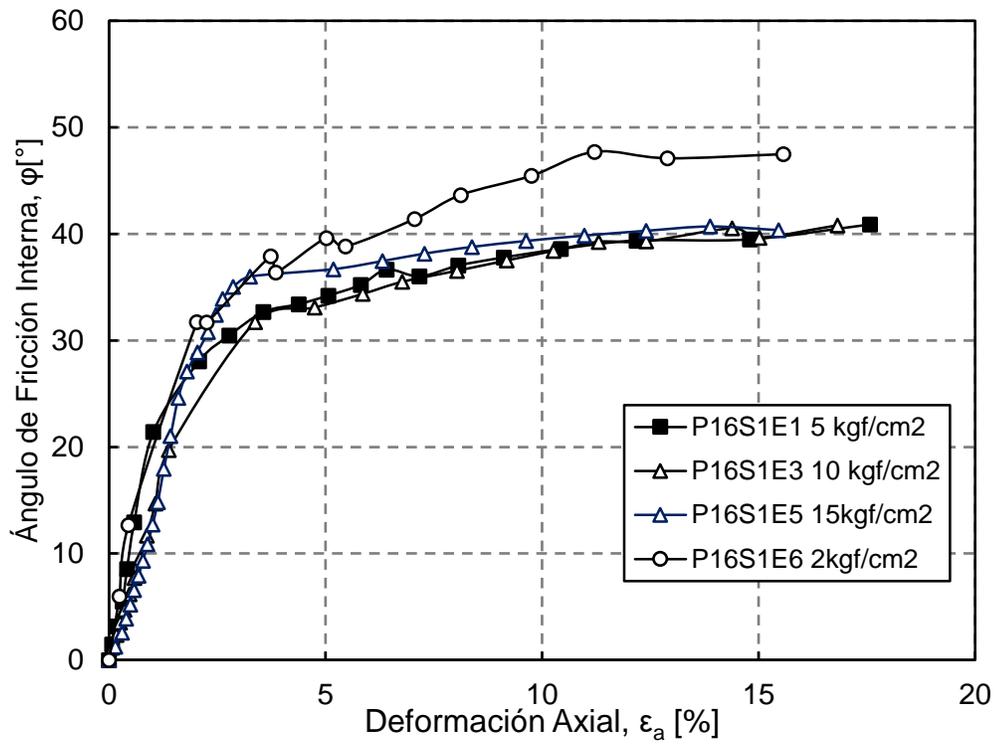


Figura 5.34: Gráfico ángulo de fricción interna versus deformación axial.

### 5.3.2. Análisis Deformación

Durante el ensayo de corte la deformación en los tres sentidos (axial, radial y volumétrica) es uno de los parámetros importante de medir ya que las variaciones permiten inferir el cambio en la forma de la probeta. Adicionalmente, los cambios en estos parámetros son de utilidad para la determinación del comportamiento contractivo o dilatante del suelo

En la Figura 5.35 se presentan las relaciones entre deformaciones axiales y radiales máximas, según rangos de deformaciones volumétricas máximas. Este parámetro se relaciona directamente con el diámetro de las burbujas, es decir, mientras más grande es la burbuja, mayor es la variación volumétrica. Las deformaciones axiales máximas se distribuyen entre 9% y 22%, pero se concentran en torno a 20%, mientras que, en el caso de las deformaciones volumétricas máximas, estas abarcan entre 1% y 19%, y el mayor volumen de datos se concentra entre el 5% y 10%. Este análisis solo contempla ensayos en condición drenada, ya que la deformación volumétrica debe ser mayor a cero para generar el gráfico de la Figura 5.35.

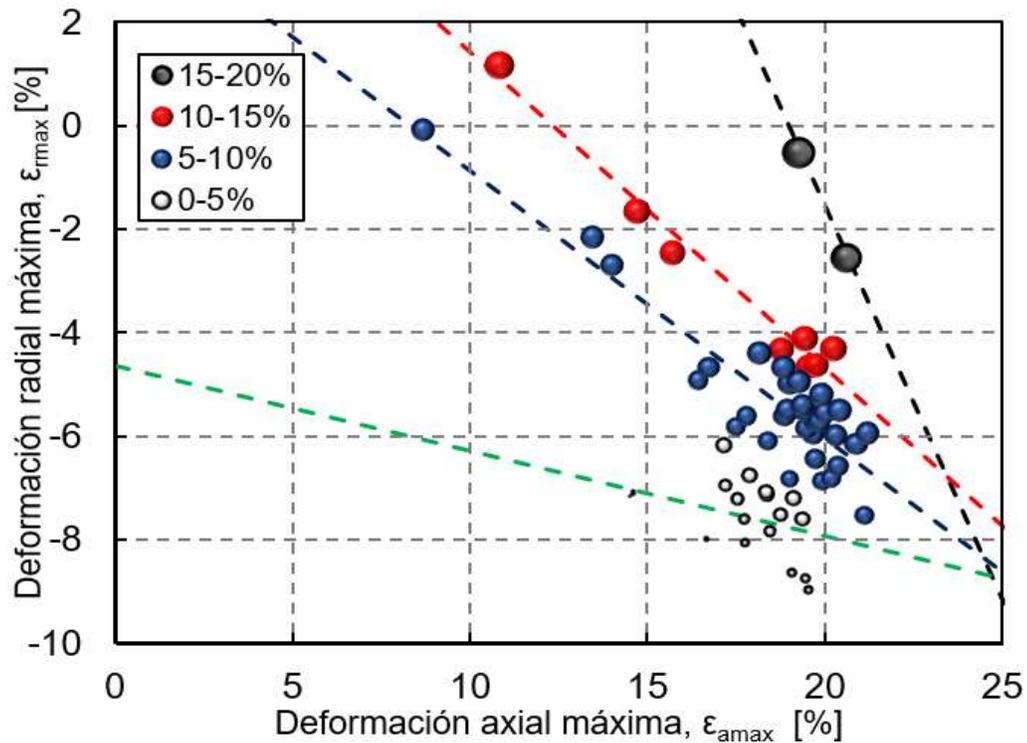


Figura 5.35: Relación entre deformaciones máximas.

Debido a la relación existente entre las tres deformaciones, desde la Figura 5.35 se advierte que cuando la deformación axial máxima es menor que la deformación volumétrica máxima, la deformación radial máxima será negativa. Esto se da en casi la totalidad de los casos, salvo por un punto que se encuentra en el rango entre 10-15% de deformación volumétrica máxima, que tiene una deformación radial máxima positiva.

En la Tabla 5.3 se presentan las tendencias lineales para las deformaciones radiales y axiales máximas, según el rango de deformaciones volumétricas máximas con el ajuste respectivo. Se destaca que en el rango de 5-10% de deformación volumétrica, la

tendencia lineal se ajusta sobre el 80%, mientras que para los rangos entre 10-15% y 15-20% el ajuste supera el 95%, lo que es esperable producto del menor volumen de datos. Estas líneas de tendencias también se encuentran graficadas en la Figura 5.35.

Tabla 5.3: Relaciones entre deformaciones radiales máximas y deformaciones axiales máximas clasificadas por rango de deformaciones volumétricas máximas.

% Deformación Volumétrica	Ecuación deformación radial y deformación axial	Ajuste
0-5	$\varepsilon_{rmax} = -0,164\varepsilon_{amax} - 4,65$	$R^2=0,19$
5-10	$\varepsilon_{rmax} = -0,514\varepsilon_{amax} + 4,23$	$R^2=0,82$
10-15	$\varepsilon_{rmax} = -0,608\varepsilon_{amax} + 7,44$	$R^2=0,97$
15-20	$\varepsilon_{rmax} = -1,516\varepsilon_{amax} + 28,68$	$R^2=1,00$

La Figura 5.36 corresponde al gráfico de deformación volumétrica máxima versus deformación axial máxima, donde se observa la concentración de los valores en torno a 18-20% de la deformación axial. Cabe señalar que no fue posible establecer una relación de dependencia entre ambos parámetros debido a presentar un bajo factor de ajuste ( $R^2=0,041$ ). Esto se produce como consecuencia de la concentración de los puntos, resultando en parámetros independientes entre ellos.

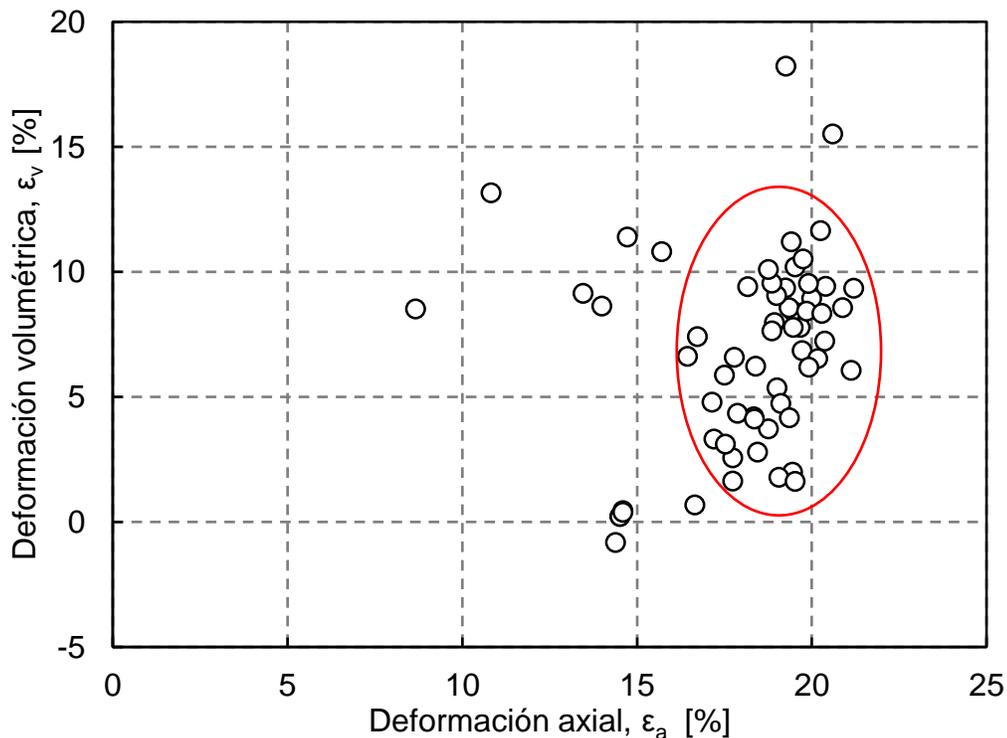


Figura 5.36: Gráfico deformación volumétrica máxima versus deformación axial máxima.

En la Figura 5.37 se grafican los porcentajes de contenidos de gravas, arenas y finos según la deformación volumétrica y axial en la falla. En el gráfico se observa que los porcentajes contenidos no mantienen relación con la deformación axial, lo que explica nuevamente por la concentración de los puntos en torno a 18-20% de este parámetro.

Sin embargo, se desprende que los materiales con menor porcentaje de gravas están asociados a una menor deformación volumétrica.

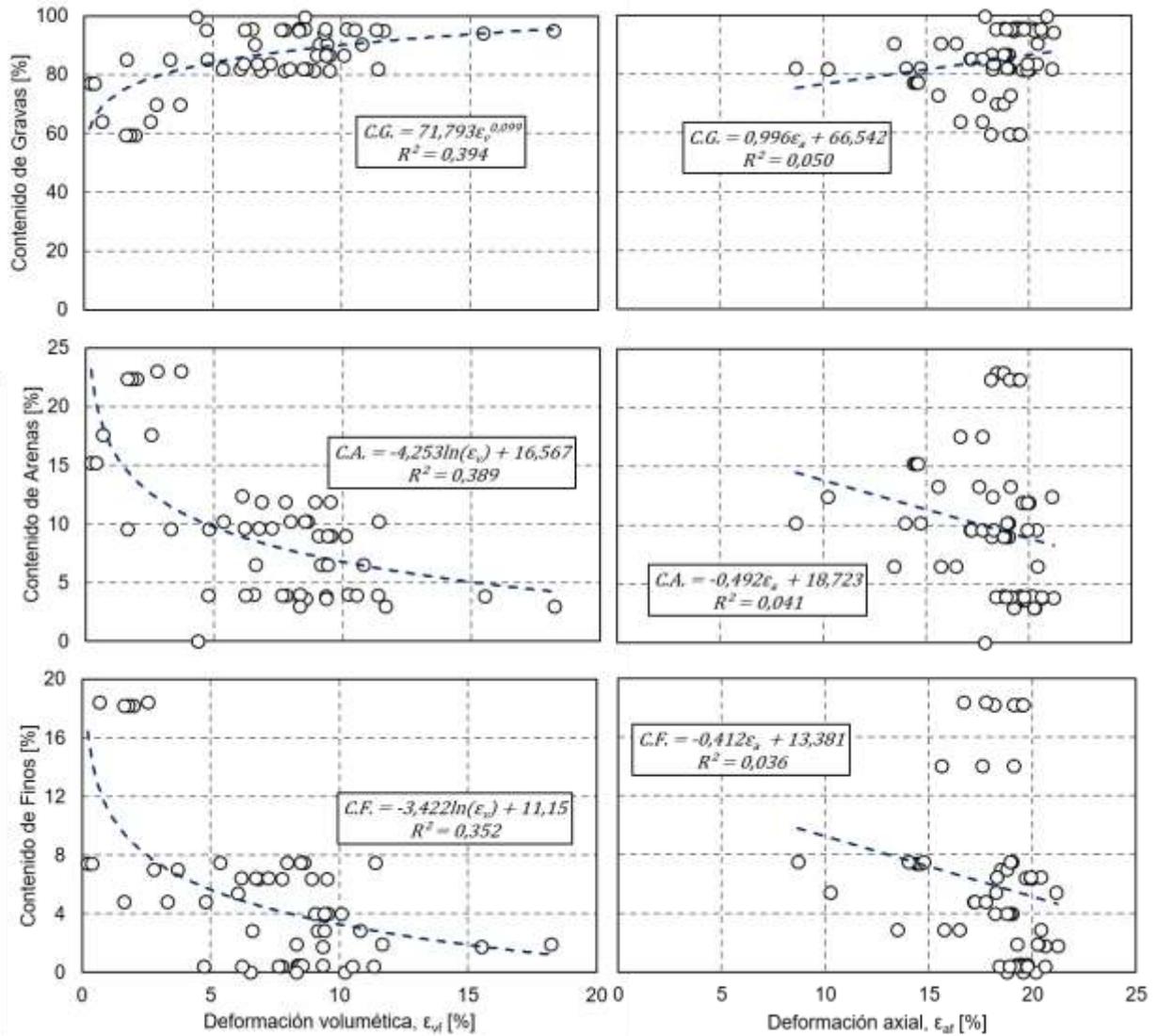


Figura 5.37: Relación entre contenidos de gravas, arenas y finos con deformaciones volumétrica y axial en la falla.

### 5.3.3. Esfuerzo de corte

La Figura 5.38 presenta el esfuerzo de corte en la falla versus la tensión normal para los ensayos en condición drenada (CID), con su respectiva línea de tendencia. En el gráfico se observa que el esfuerzo de corte corresponde al 66% de la tensión normal, según el resultado de la tendencia lineal entre los parámetros. En general los datos se ajustan a la regresión lineal. Sin embargo, a partir de tensiones normales sobre 40 [kgf/cm<sup>2</sup>] se observa mayor dispersión de los datos, pero el coeficiente de determinación se mantiene elevado, igual a 0,97.

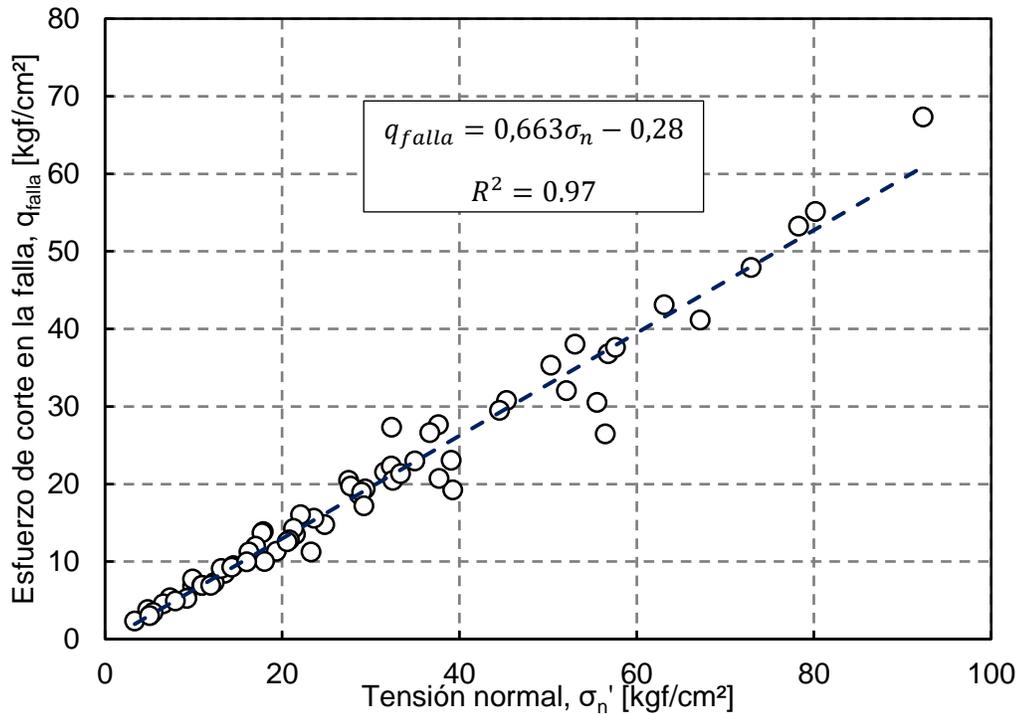


Figura 5.38: Gráfico de esfuerzo de corte versus tensión normal en la falla.

En la Figura 5.39 se muestra el gráfico que relaciona esfuerzo de corte en la falla con la presión de confinamiento en condición drenada (CID), con su correspondiente línea de tendencia. Los valores del esfuerzo desviador máximo son de mayor magnitud que las presiones de confinamiento, pero aun así, es posible describir una ecuación lineal creciente con un ajuste de 0,82. En el caso de los ensayos en condición drenada, se observa que, a una presión de confinamiento mayor, el rango en el que se encuentran los valores del esfuerzo de corte en la falla también es mayor. Un ejemplo de esto se da para  $\sigma_c = 1$  [kgf/cm<sup>2</sup>], donde el rango de  $q_{falla}$  va entre 2 y 8 [kgf/cm<sup>2</sup>], mientras que para  $\sigma_c = 25$  [kgf/cm<sup>2</sup>] el rango se amplía de 30 a 70 [kgf/cm<sup>2</sup>]. En tanto, en la Figura 5.40 se presenta el gráfico de esfuerzo de corte en la falla versus presión de confinamiento para los ensayos en condición no drenada (CIU), con su respectiva tendencia lineal, y se señala que el ajuste es de 0,61. En este gráfico se observa que el esfuerzo de corte en la falla tiene magnitudes menores que la presión de confinamiento inicial. Considerando que el volumen de datos es menor en este tipo de ensayo, basta que un punto se aleje de la vecindad de la línea de tendencia para que se reduzca el valor del ajuste, como sucede en este caso.

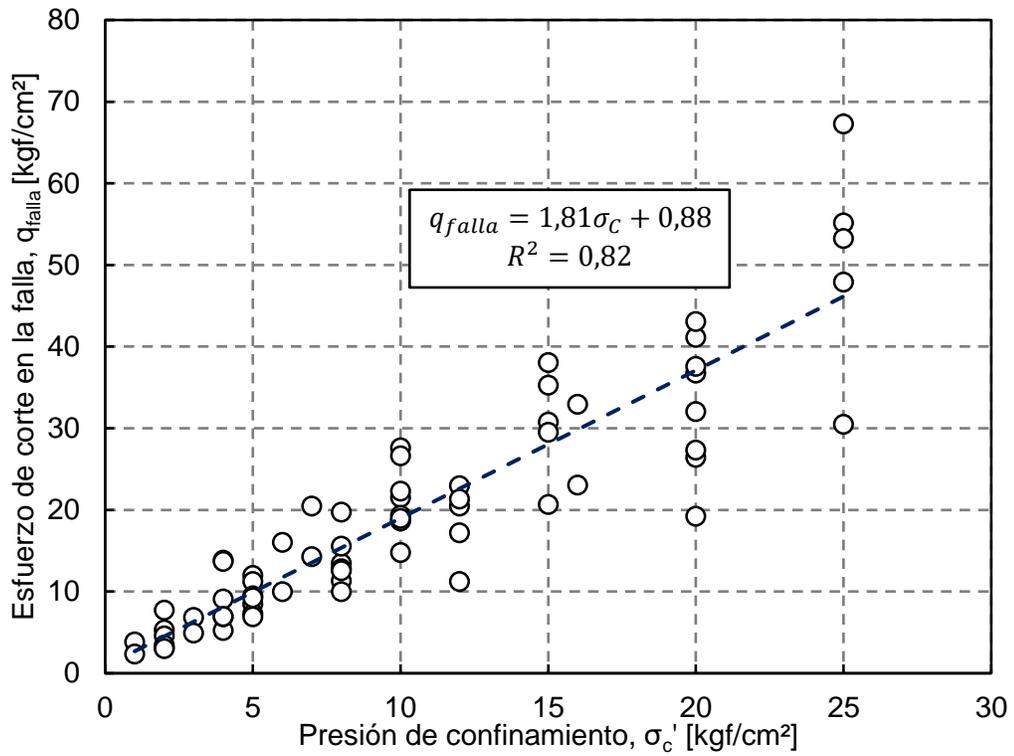


Figura 5.39: Relación entre esfuerzo de corte en la falla y presión de confinamiento en ensayos CID.

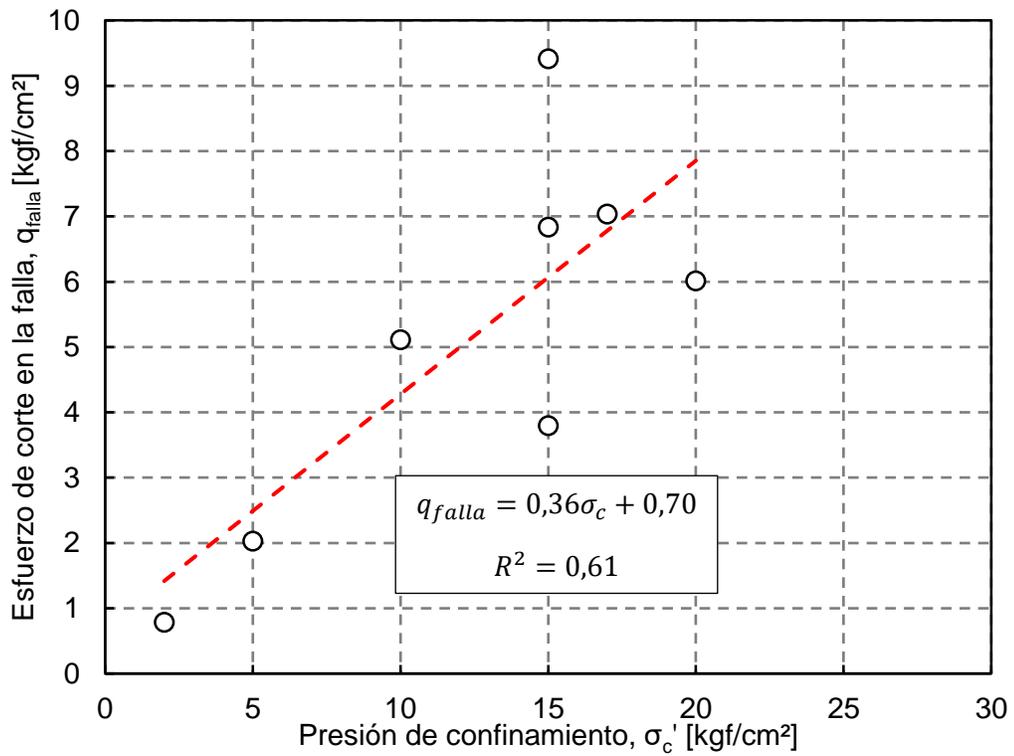


Figura 5.40: Relación entre esfuerzo de corte en la falla y presión de confinamiento en ensayos CIU.

## 5.4. Energía

### 5.4.1. Energía Total

La energía total es la suma de la energía de consolidación y la energía de corte. Ambas relacionan el comportamiento de los esfuerzos con las deformaciones. A partir de esto, es importante estudiar cómo se relaciona cada una de estas componentes con la energía total.

En la Figura 5.42 se presentan los resultados de energía de consolidación versus energía total. Se observa que la magnitud de la energía disipada durante el ensayo de consolidación es mucho menor que la magnitud de la energía total, alcanzando valores en el rango 0-8 [kgf/cm<sup>2</sup>] en comparación con la energía total por volumen que se mueve en el rango 0-400 [kgf/cm<sup>2</sup>]. Al hacer el ajuste lineal, no es posible establecer una relación entre los tipos de energías porque su nivel de dependencia es bajo.

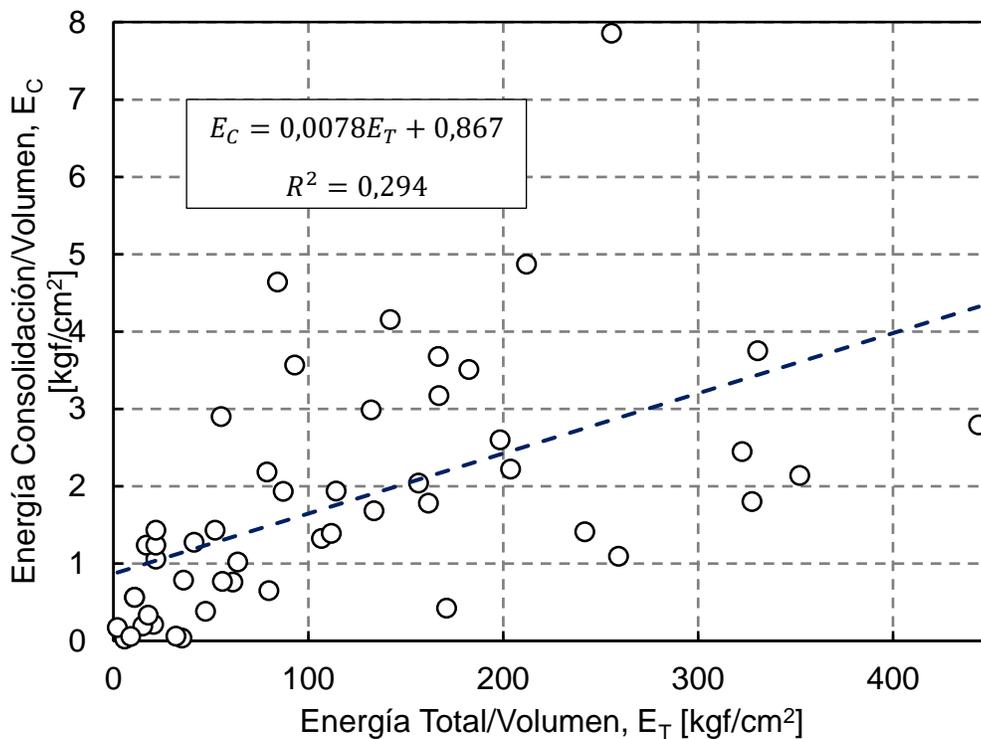


Figura 5.41: Comparación Energía de consolidación con Energía Total.

En la Figura 5.42, se presenta el gráfico de energía de corte versus energía total. Al compararlas es posible afirmar que en magnitud son muy similares, y se puede establecer una relación lineal con un ajuste muy cercano a 1. A partir de esto, es posible afirmar que la energía disipada durante el ensayo de consolidación es despreciable, debido a su magnitud sobre la energía total.

Lo anterior se justifica sobre el hecho de que las deformaciones y las cargas efectivas durante la consolidación son mucho menores que las generadas durante el ensayo de corte. Sin embargo, es importante mantener esta componente para casos en que no se cumpla el comportamiento observado en este trabajo, y que la energía disipada en la consolidación se torne relevante en el análisis final.

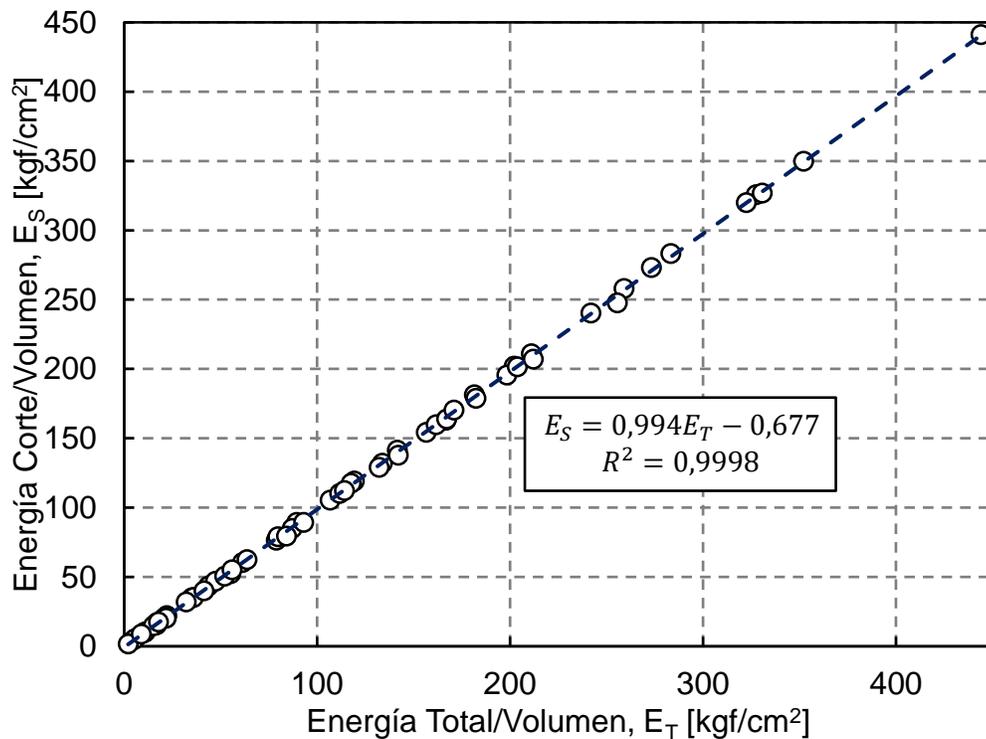


Figura 5.42: Comparación Energía de Corte con Energía Total.

#### 5.4.1.1. Relación Energía – Deformación

Debido que la energía disipada es función de las deformaciones, es relevante ver cómo se comportan y relacionan entre sí. Para esto es necesario considerar por separado las deformaciones volumétricas y axiales, en la falla.

La Figura 5.43 presenta el gráfico de energía de corte versus deformación volumétrica en la falla, y además se consigna la tendencia lineal entre ambos parámetros junto con las bandas de ajuste asociadas al set de datos. Se observa que los resultados se concentran entre 0 y 10% de deformación volumétrica y que existe una alta dispersión en cuanto a la energía de corte, lo que no permite que el ajuste sea más robusto. Sin embargo, los datos concuerdan con la tendencia lineal y con las bandas determinadas estadísticamente. El resultado de la tendencia lineal es consistente con el resultado esperado por la definición del parámetro, ya que la energía durante el corte aumenta a medida que aumenta la deformación volumétrica en la falla.

La energía de corte versus deformación axial se grafica en la Figura 5.44. Es posible observar una concentración de datos en torno al rango 18-20% de deformación axial, además de una serie de puntos disgregados en deformaciones axiales menores. Como consecuencia de lo anterior, no es posible determinar una relación directa entre ambos parámetros. Se puede afirmar que la inexistencia de una tendencia entre energía de corte y deformación axial justifica que la relación hallada entre energía de corte y deformación volumétrica no se ajuste completamente, debido a que ambas deformaciones se complementan para determinar la energía total. Sin embargo, entre ellas son parámetros independientes como se vio previamente en este trabajo.

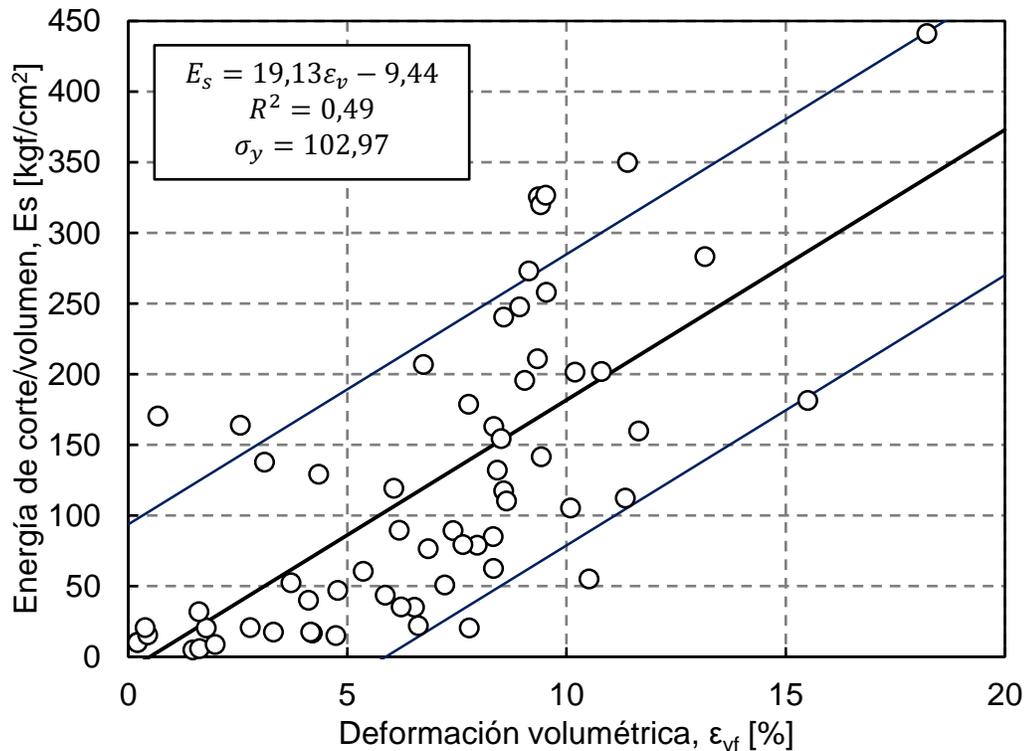


Figura 5.43: Gráfico energía de corte versus deformación volumétrica en la falla.

Al clasificar los resultados según el tamaño medio de las partículas ( $D_{50}$ ) y estudiar la relación entre energía total y deformación volumétrica de corte en la falla, se observan tendencias lineales entre estos parámetros. La clasificación según tamaño medio de las partículas se realiza para asegurar que se estén analizando materiales con características similares. En la Figura 5.45 se presentan algunos ejemplos de la relación entre los parámetros de energía total y deformación volumétrica en la falla, la cual se describe de la siguiente forma.

$$E_{T(D_{50})} = A\varepsilon_{vf(D_{50})} + B \quad [91]$$

Aplicando este análisis para cada  $D_{50}$  se obtiene la Tabla 5.4, donde se presentan los resultados de los coeficientes **A** y **B** de las regresiones lineales. Estos coeficientes son de utilidad cuando se conoce el valor de  $D_{50}$  y se tiene una estimación de la deformación volumétrica, ya que se puede estimar la energía total disipada para un caso en donde no se cuenta con ensayo. A partir de los coeficientes **A** y **B** resultantes del análisis de la totalidad de los ensayos, se puede obtener la relación lineal de **B** en función de **A**, como presenta la Figura 5.46. Esta relación mostró un ajuste de 0,86, considerando solo la inclusión de los coeficientes **A** y **B** que obtuvieron una relación mayor a 0,46, según lo presentado en la Tabla 5.4.

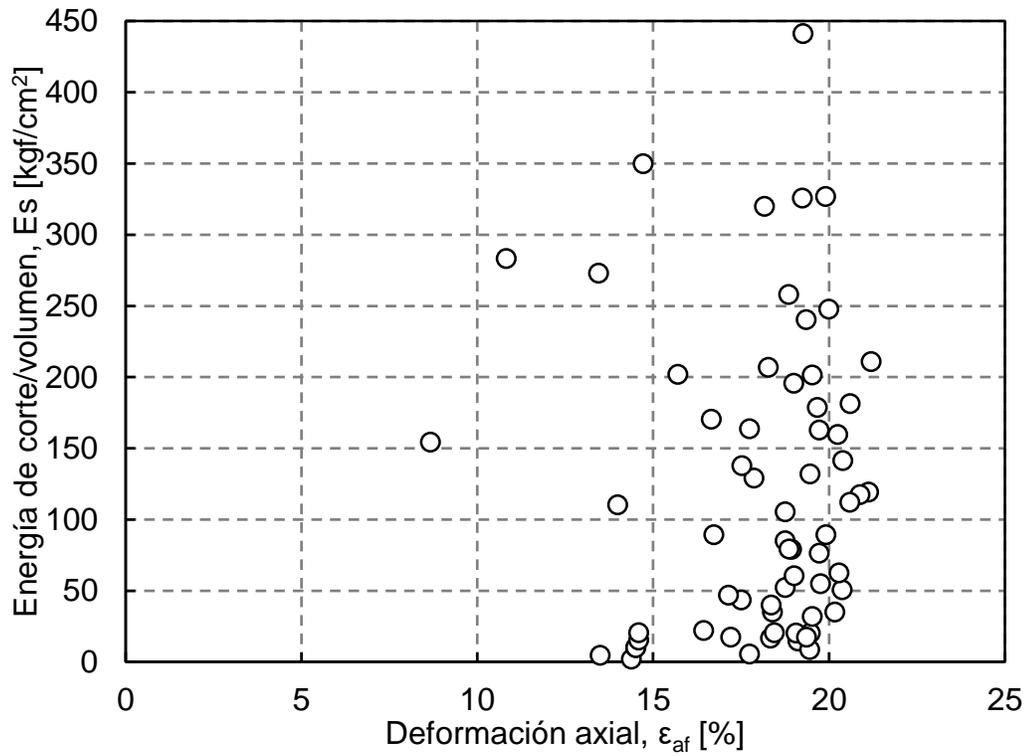


Figura 5.44: Gráfico energía de corte versus deformación axial en la falla.

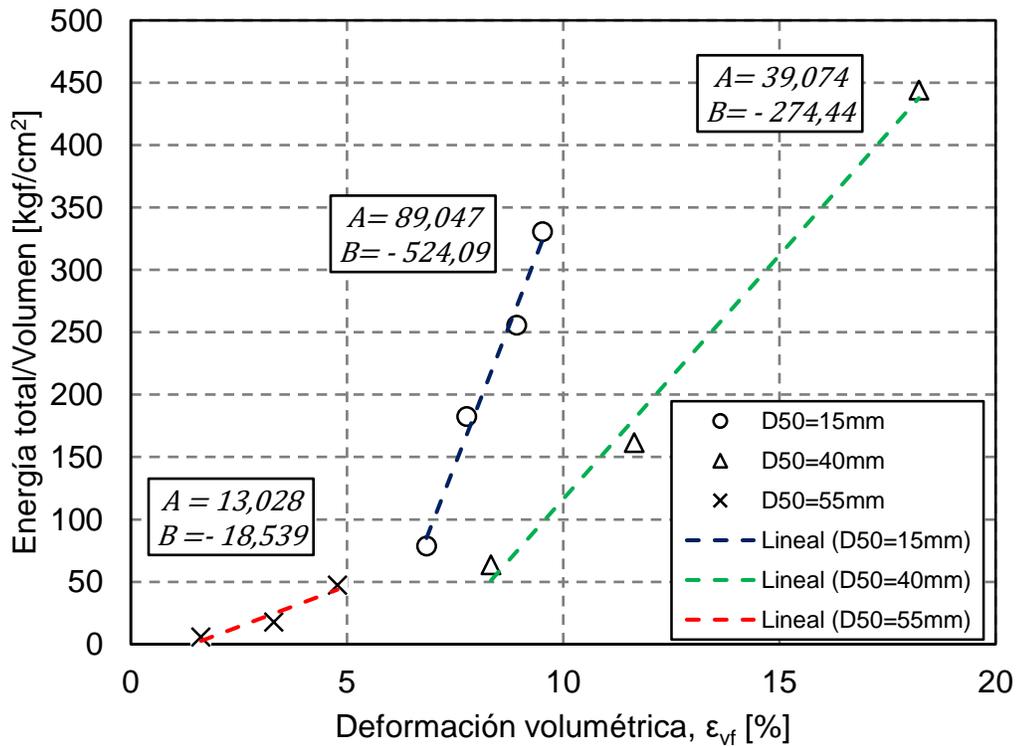


Figura 5.45: Ejemplos de relaciones lineales entre energía total y deformación volumétrica en la falla, para ciertos tamaños medios de partículas.

Tabla 5.4: Resultado de coeficientes A y B de relación lineal entre energía total y deformación volumétrica.

D <sub>50i</sub> [mm]	A [kgf/cm <sup>2</sup> /%]	B [kgf/cm <sup>2</sup> ]	R <sup>2</sup>
6,00	-62,64	133,04	1,00
6,50	-2,04	172,32	1,00
11,00	68,33	-177,16	0,89
15,00	89,05	-524,09	0,98
19,00	-34,42	350,17	0,05
23,00	-114,76	1314,20	0,29
32,00	48,64	-254,76	0,79
37,00	31,72	-114,97	0,46
39,00	-2,27	96,37	0,00
40,00	39,07	-274,44	0,99
53,00	169,59	-1253,00	0,84
55,00	13,03	-18,54	0,93
70,00	-4,79	255,74	1,00
90,00	11,48	-37,96	0,55

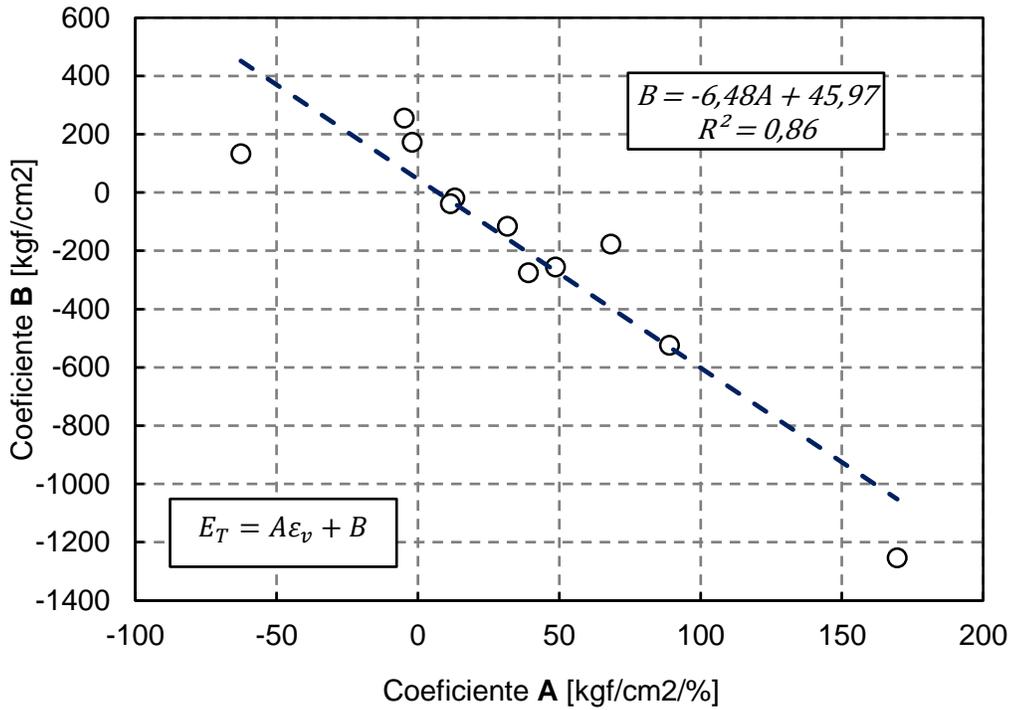


Figura 5.46: Gráfico de coeficientes A y B de ajuste lineal entre energía total y deformación volumétrica.

#### 5.4.1.2. Relación Energía Total – Rotura

Es importante estudiar cómo se relaciona la energía total del ensayo con la rotura de partículas, debido a que se presume que a mayor energía disipada mayor rotura existirá. Para corroborarlo se compara la energía total con la rotura total de Marsal ( $B_g$ ) y con el índice de rotura de Hardin ( $B_r$ ).

En primera instancia se estudian las relaciones entre la energía total y la rotura de Marsal, para lo cual se realizan ajustes tanto lineales como potenciales entre ambos parámetros, haciendo la clasificación por el tamaño medio de las partículas ( $D_{50}$ ). En la Tabla 5.5 se presentan los resultados de los coeficientes obtenidos para ambos ajustes de datos, junto con los valores de  $R^2$  asociados a cada  $D_{50}$ .

Tabla 5.5: Coeficientes de Regresiones lineal y potencial, entre energía total y rotura de Marsal.

$D_{50i}$	Ajuste Lineal			Ajuste Potencial		
	$A_1$ [kgf/cm <sup>2</sup> /%]	$B_1$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$R^2$	$A_2$ [kgf/cm <sup>2</sup> /%]	$B_2$ [-]	$R^2$
6,00	1,31	7,71	0,24	1,76	1,05	0,52
6,50	0,56	162,20	1,00	153,00	0,04	1,00
11,00	13,44	-569,73	0,89	3,E-27	16,92	1,00
15,00	15,23	5,12	0,47	5,54	1,38	0,72
19,00	-20,50	420,41	0,51	4,E+04	-2,22	0,40
23,00	34,60	-332,78	0,91	0,10	2,77	0,84
25,00	5,68	-31,48	1,00	7e-0,5	5,76	1,00
32,00	31,10	-262,49	0,60	0,36	2,27	0,65
37,00	11,57	-34,35	0,51	0,83	1,83	0,84
39,00	23,63	-395,93	0,81	2,E-08	7,36	0,91
40,00	38,13	-492,45	0,81	0,01	3,55	0,93
53,00	22,30	-288,61	0,95	0,14	2,33	0,98
55,00	7,51	-54,74	0,93	4,E-03	3,63	0,73
70,00	4,22	91,21	1,00	35,49	0,53	1,00
90,00	6,43	-85,83	0,60	4,E-03	3,01	0,79

A partir de los coeficientes de la tabla precedente, se genera el gráfico de la Figura 5.47 asociado a los coeficientes lineales  $A_1$  y  $B_1$ , y se establece que hay una dependencia lineal entre ellos del 70%. Para este gráfico y la tendencia entre los coeficientes, no se consideró el resultado con  $R^2$  igual a 0,24 ( $D_{50} = 6$ [mm]) de la Tabla 5.5.

Por su parte, los coeficientes  $A_2$  y  $B_2$  del ajuste potencial se grafican en la Figura 5.48, desde donde es posible obtener una relación con una dependencia de 69%. Para este análisis se excluyen los valores asociados a  $D_{50}$  iguales a 11, 19 y 39 [mm], debido a que sus resultados de  $A_2$  se alejan de sobremanera al resto de los valores obtenidos de los ajustes potenciales.

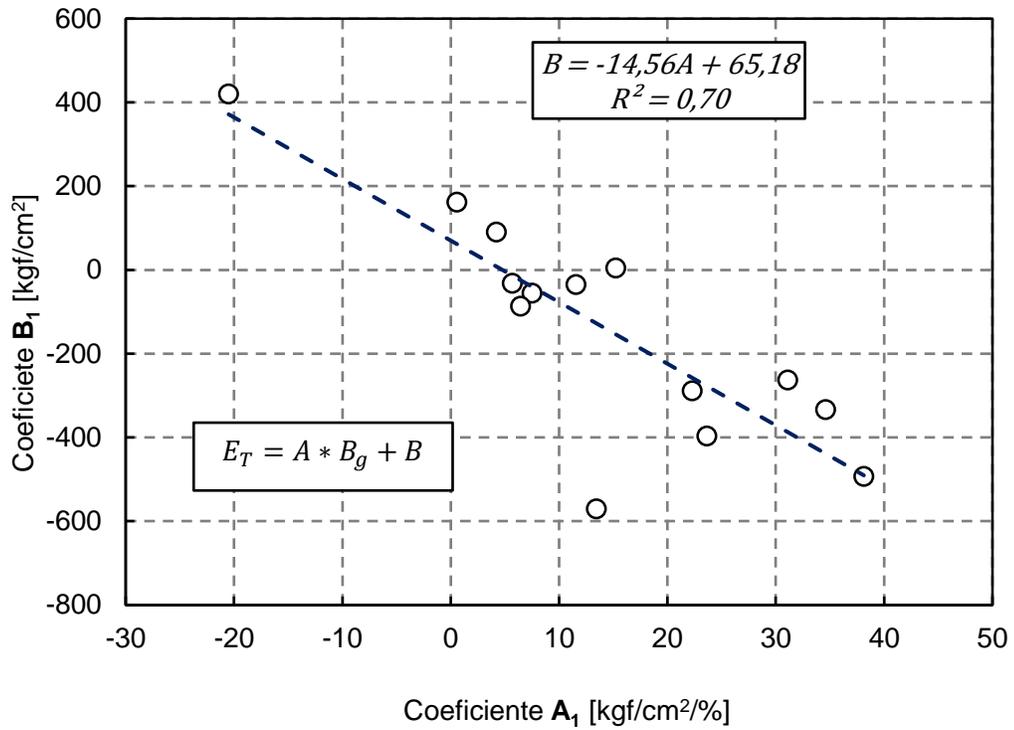


Figura 5.47: Gráfico coeficientes de relación lineal entre energía total y rotura de Marsal.

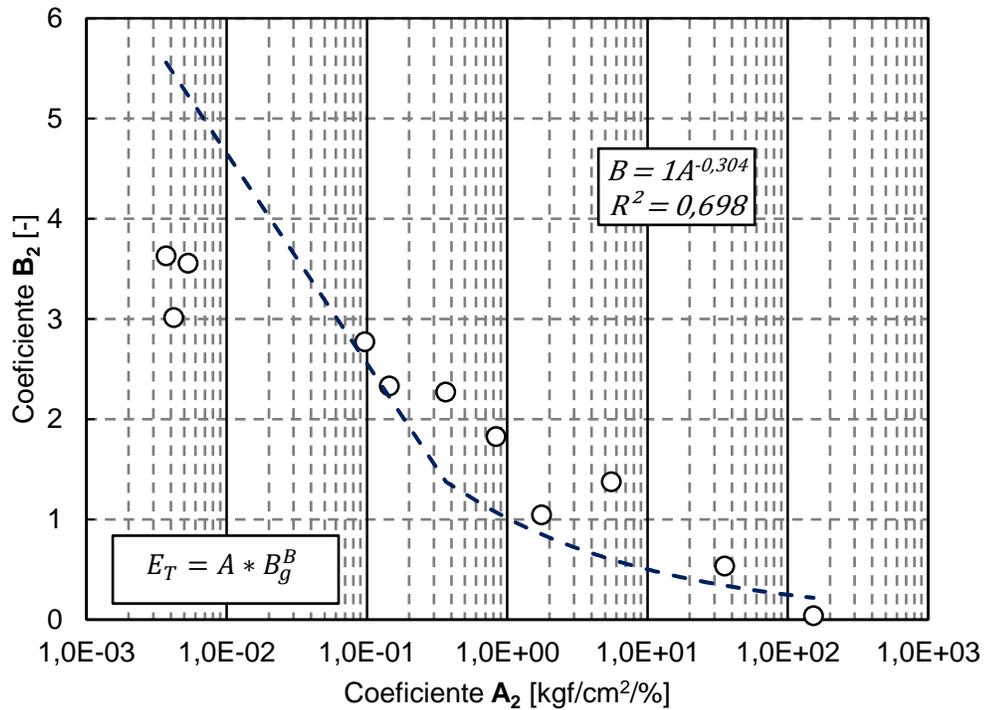


Figura 5.48: Gráfico de coeficientes regresión potencial entre energía total y rotura de Marsal.

Si bien en ambos ajustes se observa el cumplimiento de la hipótesis propuesta, ya que a medida que aumenta la energía total aumenta también la rotura total de las partículas, es

necesario escoger uno de los dos ajustes. En este caso se prefiere la relación lineal entre la energía total y la rotura total de Marsal, pues, aunque las relaciones entre los coeficientes de las tendencias lineales y exponenciales se ajustan de manera similar entre ellos, en el caso lineal se considera un número mayor de mediciones.

Continuando en la misma línea, se procede a estudiar la relación entre la energía total y el índice de rotura de Hardin. En la Tabla 5.6, se muestran los resultados de coeficientes y  $R^2$  tanto para el ajuste lineal como para el ajuste potencial para cada  $D_{50}$ .

Tabla 5.6: Coeficientes de Regresiones Lineal y Potencia, entre energía total e índice de rotura de Hardin.

$D_{50i}$	Ajuste Lineal			Ajuste Potencial		
	$A_3$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$B_3$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$R^2$	$A_4$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$B_4$ [-]	$R^2$
6,00	-6,1,E-01	20,94	0,00	2,7,E+01	0,11	0,01
6,50	3,0,E+02	159,67	1,00	2,0,E+02	0,05	1,00
11,00	1,9,E+03	4,49	1,00	1,3,E+03	0,86	1,00
15,00	1,5,E+04	-214,32	0,65	2,0,E+06	2,55	0,83
19,00	7,3,E+03	-166,12	0,94	2,6,E+05	2,40	0,97
23,00	7,0,E+03	-97,52	0,97	2,5,E+04	1,55	0,98
25,00	9,2,E+02	-26,86	1,00	9,0,E+07	5,10	1,00
32,00	3,0,E+03	-157,30	0,44	1,0,E+04	1,90	0,61
37,00	1,9,E+03	-28,57	0,40	1,6,E+04	2,04	0,79
39,00	1,4,E+03	-58,38	0,99	7,7,E+03	1,97	0,98
40,00	1,1,E+04	-616,62	0,82	8,0,E+06	4,23	0,94
53,00	3,7,E+03	-316,66	1,00	2,6,E+04	2,49	0,99
55,00	5,8,E+02	-19,53	1,00	5,1,E+03	2,13	0,97
70,00	5,2,E+02	67,84	1,00	4,9,E+02	0,65	1,00
90,00	1,1,E+03	128,34	0,76	5,2,E+04	3,84	0,88

A partir de los coeficientes  $A_3$  y  $B_3$  de las tendencias lineales entre la energía total y el índice de rotura de Hardin para cada set de datos clasificados por  $D_{50}$ , se confecciona el gráfico de la Figura 5.49. Basándose en los coeficientes resultantes, se puede establecer una relación lineal entre ellos con un ajuste de 0,48.

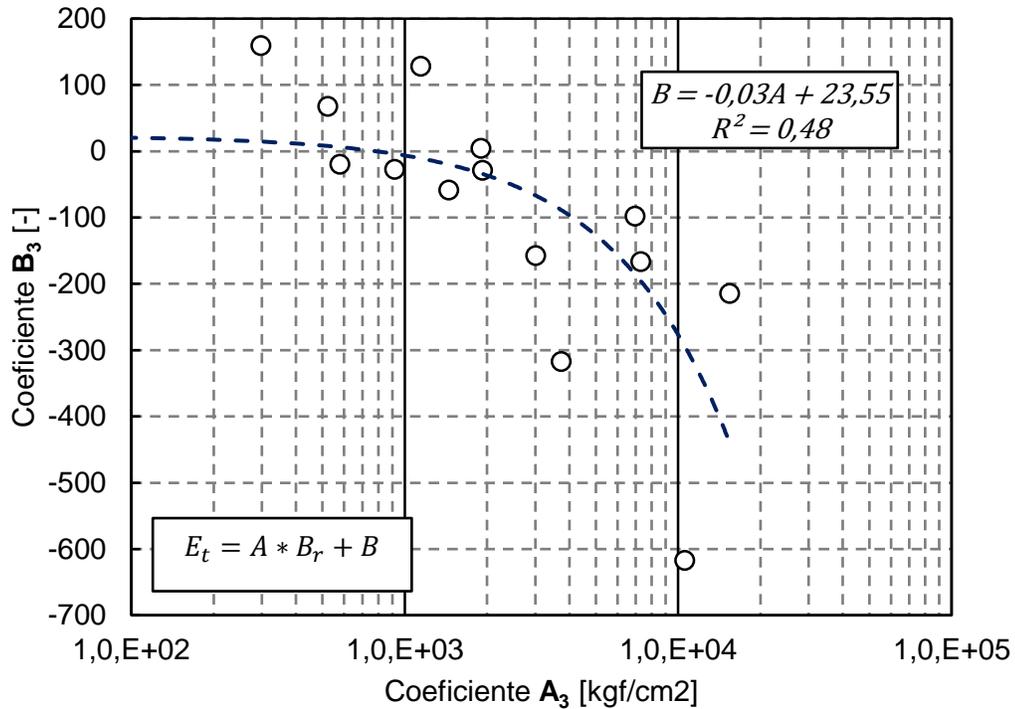


Figura 5.49: Gráfico de coeficientes regresión lineal entre energía total e índice de rotura de Hardin.

También es posible realizar el gráfico de la Figura 5.50 con los pares de coeficientes  $A_4$ - $B_4$  del ajuste potencial, salvo por el par asociado a  $D_{50}=6$  mm que es excluido por tener un  $R^2$  muy bajo. Al estudiar cómo se comportan entre ellos los coeficientes  $A_4$ - $B_4$ , se establece que tienen una relación logarítmica con un ajuste de 0,81.

Del análisis de los resultados para ambos ajustes, lineal y potencial, se comprueba el cumplimiento de la suposición efectuada inicialmente en torno al comportamiento de la energía en relación a la rotura de partículas, en este caso cuantificada como índice de rotura de Hardin. Los ensayos con mayor energía total disipada se asocian a un mayor índice de rotura. Para este parámetro se recomienda el uso del ajuste potencial, pues los coeficientes se relacionan de mejor manera entre ellos y se asimila al comportamiento propuesto por Lade *et al.* (1996) en donde el índice de rotura de Hardin y la energía total se desarrollan en torno a un ajuste hiperbólico.

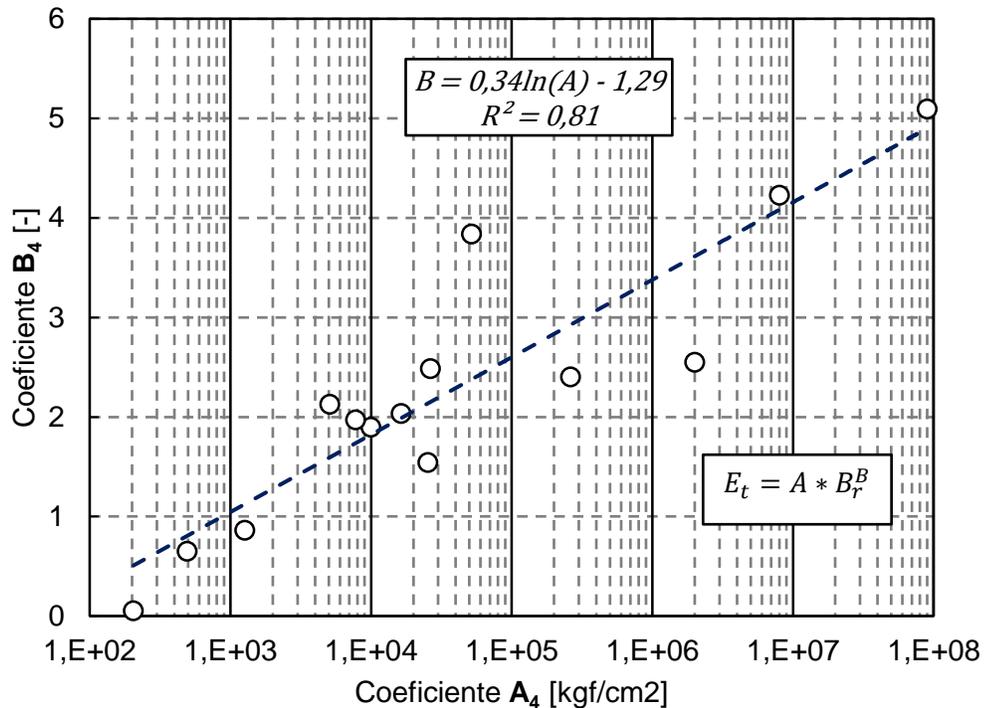


Figura 5.50: Gráfico de coeficientes regresión potencial entre energía total e índice de rotura de Hardin.

## 5.4.2. Energía Acumulada

### 5.4.2.1. Tendencias de Energía acumulada

Al graficar la energía acumulada en función de las deformaciones axial y volumétrica, se advierten tendencias claras, como en la Figura 5.51. La primera es aquella donde la energía acumulada es estrictamente creciente en función de la deformación volumétrica, mientras que la energía acumulada es creciente hasta estabilizarse con respecto a la deformación axial. La segunda tendencia corresponde a aquella en que la energía acumulada crece hasta un punto en el cual se empieza a curvarse, con un punto de inflexión en la trayectoria, y termina con una deformación volumétrica menor que la máxima, en algunos casos con una disminución de la energía acumulada también. En cuanto a la deformación axial, la energía se estabiliza a una deformación axial mayor, y se replica la disminución de la energía acumulada, cuando corresponde.

Un ejemplo de ambas tendencias se presenta en la Figura 5.51, donde los gráficos a están asociadas al desarrollo estrictamente creciente, con a1. energía acumulada vs deformación axial y a2. energía acumulada vs deformación volumétrica. Los gráficos b corresponden al caso donde existe retorno en la energía acumulada, con b1. energía acumulada vs deformación axial y b2. energía acumulada vs deformación volumétrica.

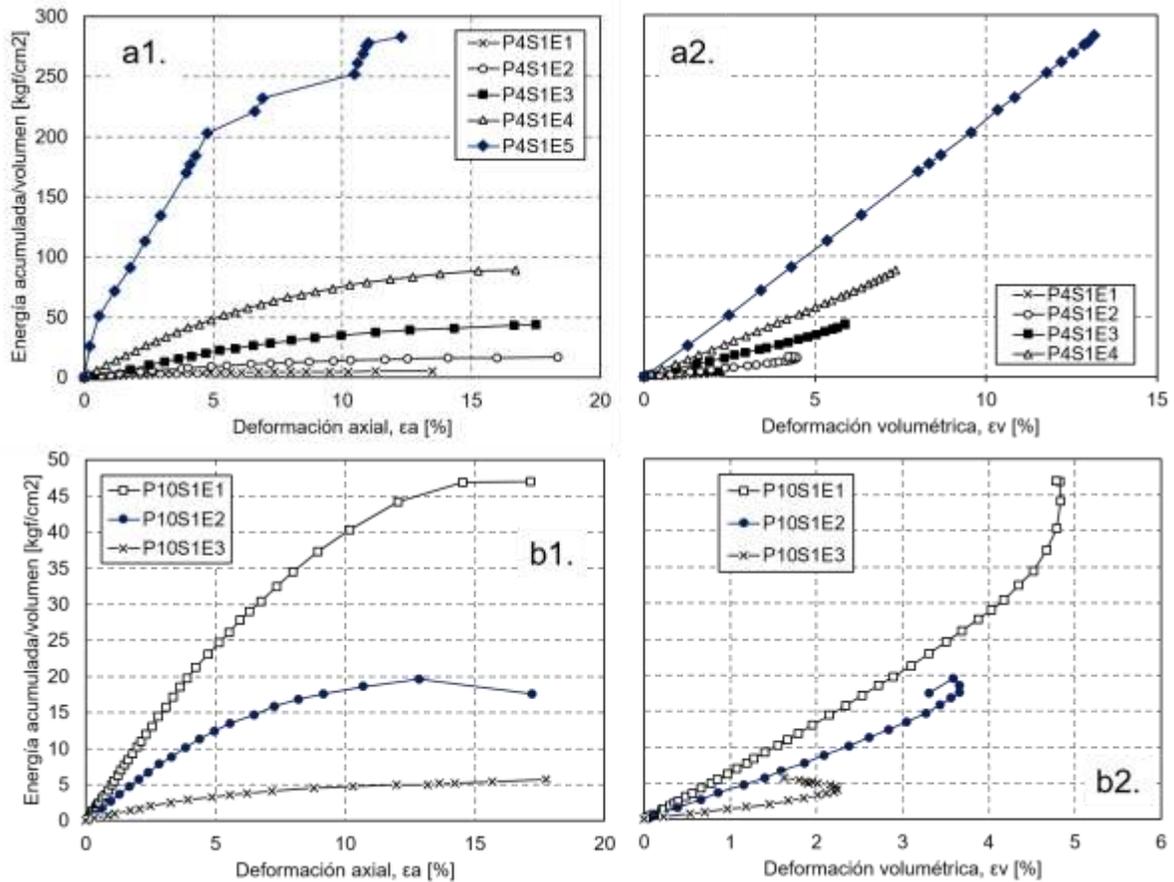


Figura 5.51: Tendencias de comportamiento en energía acumulada vs deformaciones.

En la Figura 5.52 se presenta la distribución de los comportamientos de los ensayos según las tendencias presentadas con anterioridad. Donde un 65% de los ensayos se comportan como la tendencia **a**, con una curva de energía acumulada según deformación volumétrica creciente, y un 35% de los ensayos se asocian con el comportamiento de tendencia **b**, en el cual las curvas de energía acumulada en relación con la deformación volumétrica presentan un encorvamiento en torno a un punto de inflexión.

En cuanto a la Figura 5.53 se presenta la distribución de rotura de partículas por tramos (0-10, 10-15, 15-20, 20-25, >25) asociadas a los comportamientos de las curvas de energía acumulada. A partir de este grafico se observa que en el caso de los ensayos asociados a comportamiento de tipo **a**, la rotura de partículas se concentra en el rango entre 10 y 20%. En cambio, en los ensayos con un comportamiento de tipo **b**, la rotura de partículas se focaliza en el intervalo entre 0 y 10%.

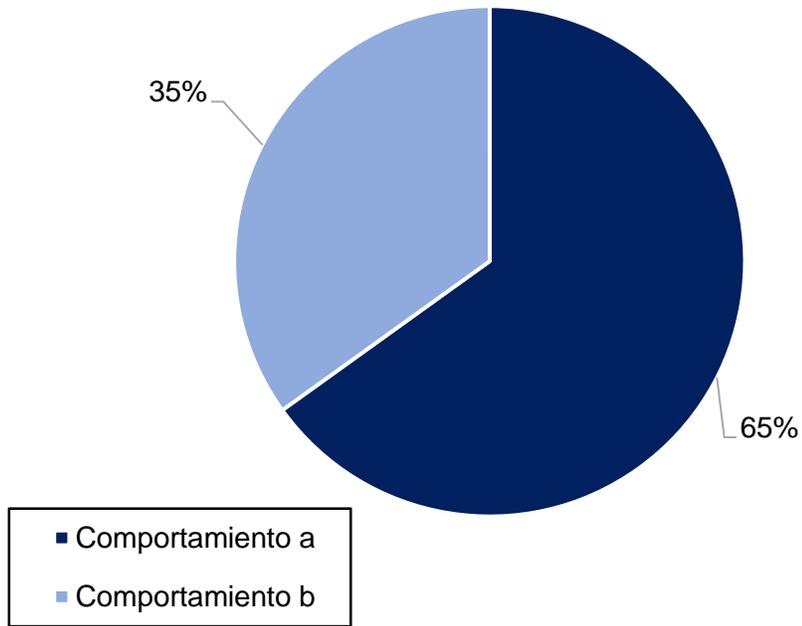


Figura 5.52: Distribución de ensayos según comportamiento de las curvas de energía acumulada.

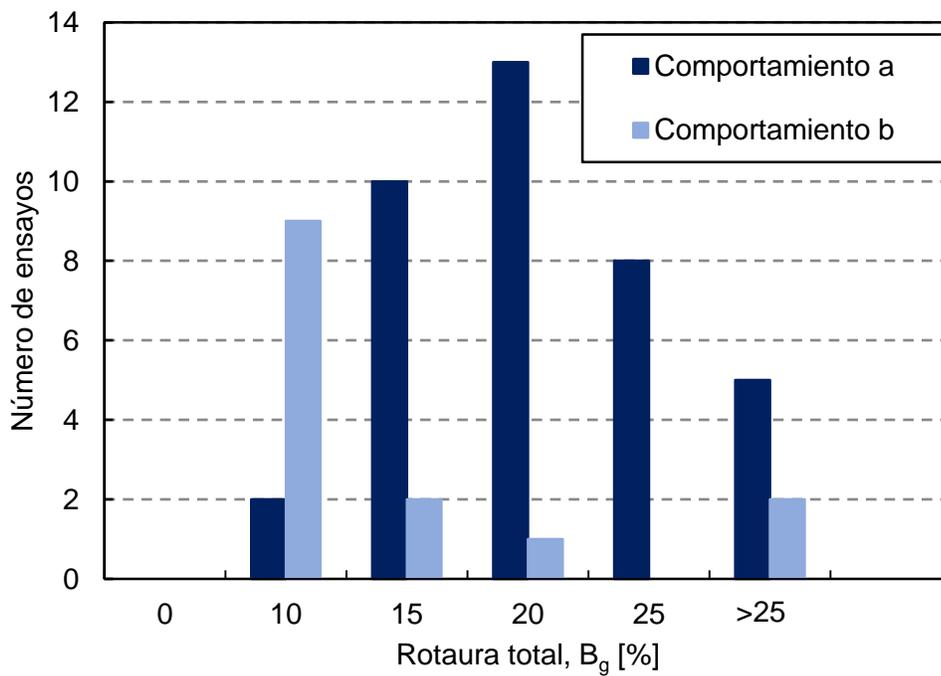


Figura 5.53: Distribución de rotura de partículas según comportamiento de curvas de energía acumulada

#### 5.4.2.2. Energía acumulada movilizada

Una forma de estudiar la energía acumulada es ver cómo se comporta a diferentes niveles de deformación axial, y en este caso se analiza para deformaciones de 1, 3, 5, 7 y 10%. En los gráficos desde la

Figura 5.54 hasta la Figura 5.58 se presenta para cada porcentaje de deformación axial la relación entre la energía acumulada y la presión de confinamiento. En cada uno de estos gráfico se marca la tendencia lineal, las bandas de trabajo, el factor de ajuste y la desviación estándar.

De esta serie de gráficos se observa que la relación entre los parámetros es creciente, es decir, al aumentar la presión de confinamiento aumenta la energía acumulada movilizada. Al analizar los gráficos se obtiene que al aumentar el nivel de deformación, aumenta el rango en se mueve la energía movilizada. Junto a esto, también se eleva la pendiente, el factor de ajuste, la desviación estándar, y el valor absoluto del coeficiente de la intersección con el eje de la ecuación de la recta que describe a cada una de las tendencias lineales.

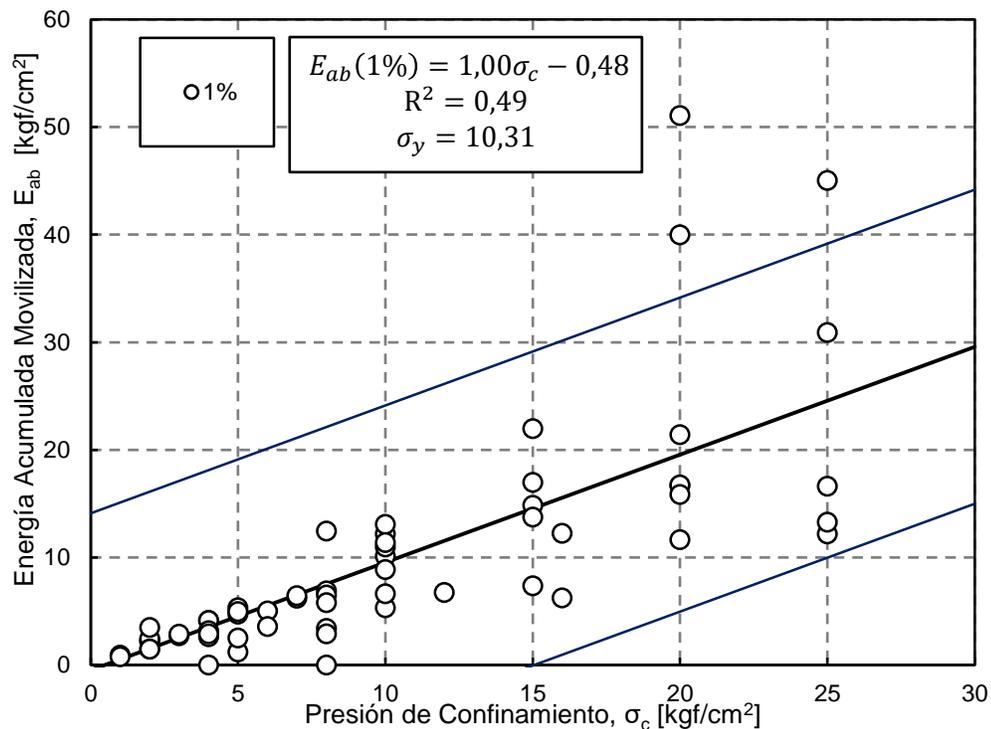


Figura 5.54: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 1%.

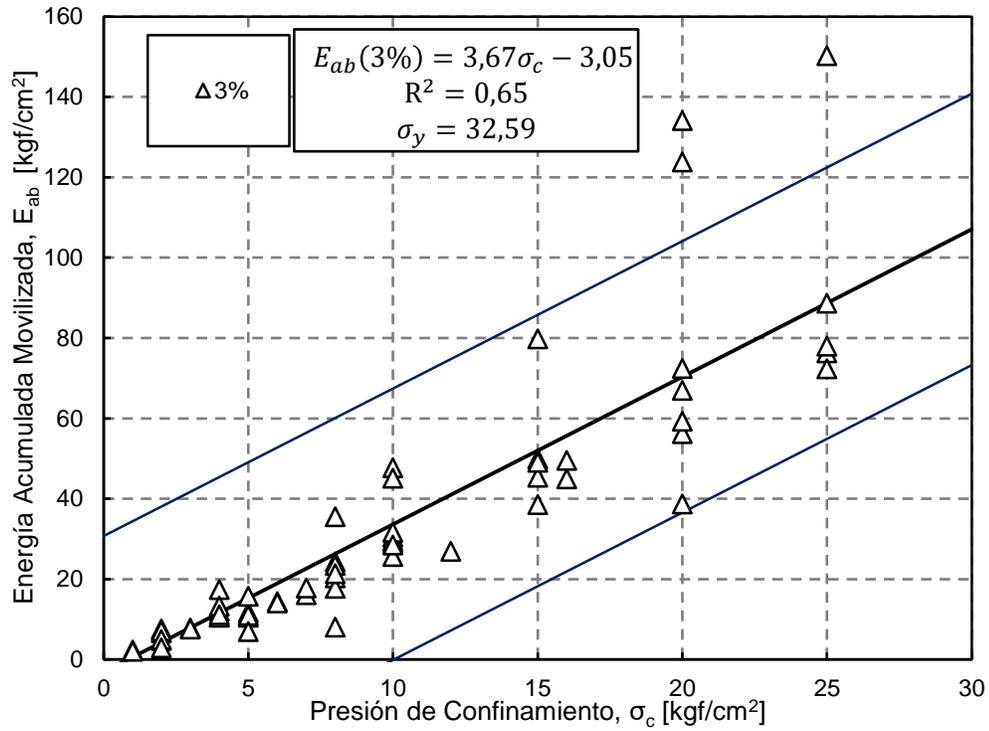


Figura 5.55: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 3%.

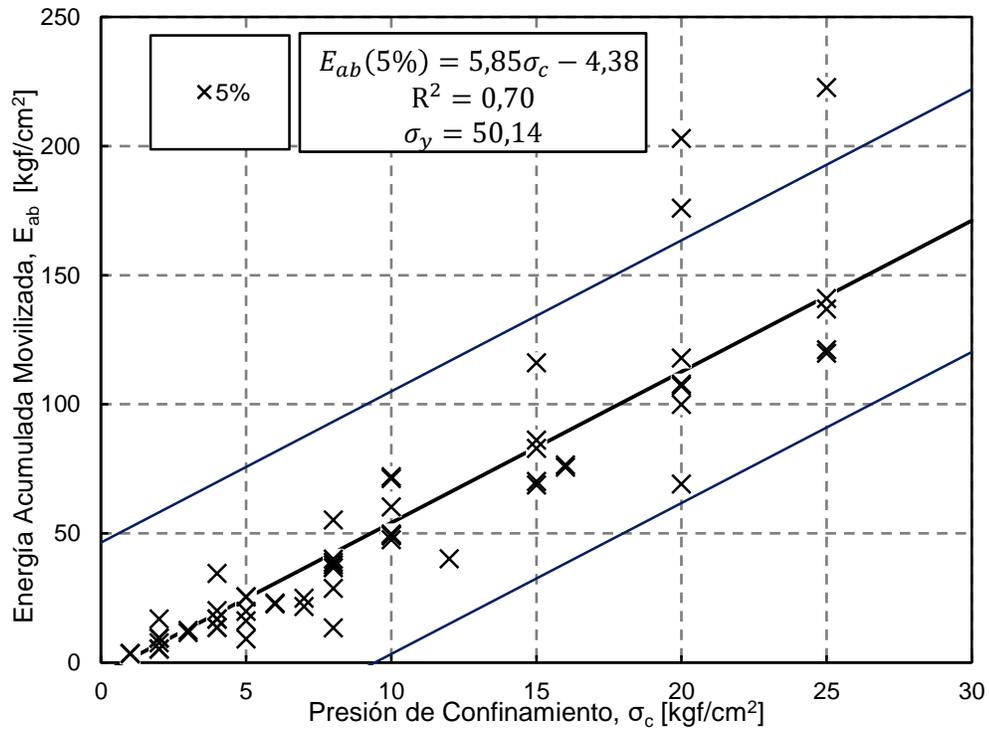


Figura 5.56: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 5%.

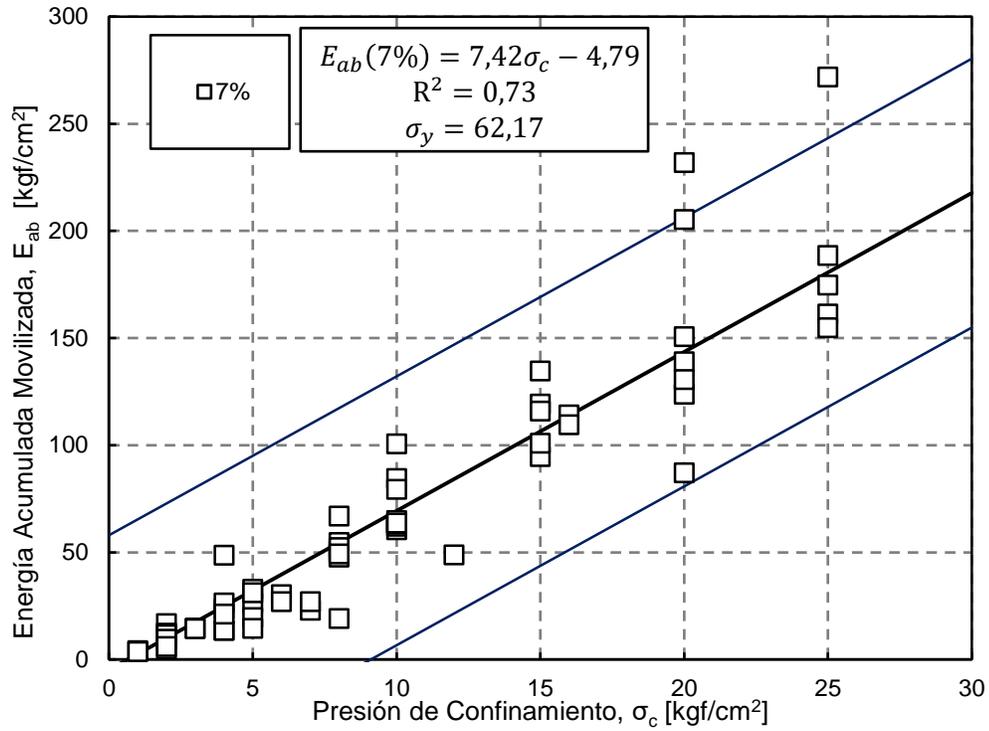


Figura 5.57: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 7%.

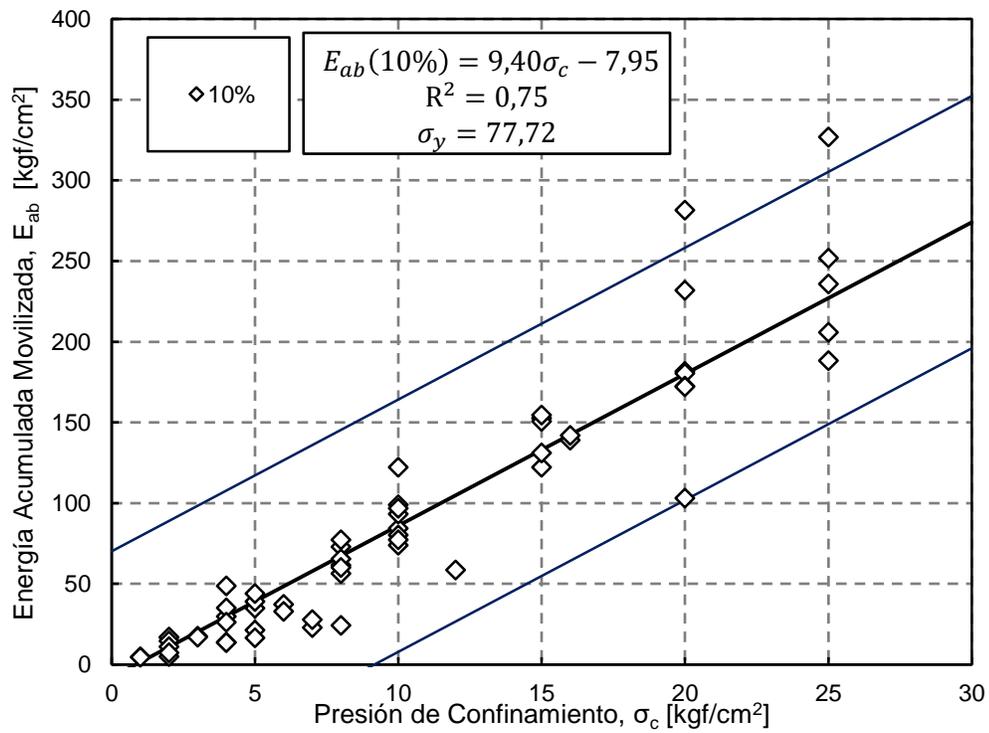


Figura 5.58: Gráfico energía acumulada movilizada versus presión de confinamiento, con deformación axial de 10%.

## 5.5. Rotura de Partículas

### 5.5.1. Rotura Marsal

#### 5.5.1.1. Máxima Rotura

Siguiendo la misma idea que para el cálculo de la rotura según Marsal (1967), la máxima rotura puede definirse como la máxima variación positiva de los pesos retenidos para una muestra, mientras que el diámetro de máxima rotura, será aquel asociado al tamiz donde se observa la máxima rotura. Ambos parámetros son graficados en la Figura 5.59. De la observación del gráfico se depende que el porcentaje mayor de rotura ocurre en diámetros mayores, concentrándose en el rango de los tamices entre 1" (25,4 [mm]) y 7" (177,8 [mm]), siendo el de 3" (76,2 [mm]) el diámetro para el cual se observa el número mayor de casos. En general, y como se puede ver en el Anexo C, los resultados coinciden con lo observado por Marsal respecto a que existe un *peak* de rotura en tamices más grandes, un punto de inflexión y finalmente, una tendencia a cero por el lado negativo.

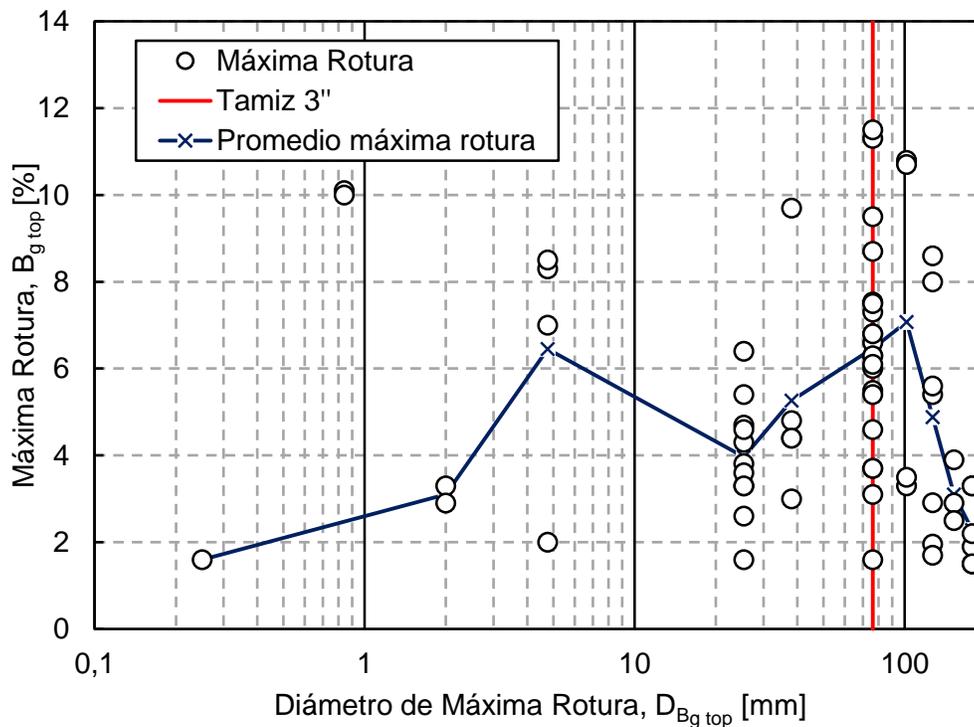


Figura 5.59: Porcentaje y Diámetro de máxima rotura,  $B_g$ .

### 5.5.2. Índice Rotura Hardin

Al relacionar el índice de rotura de Hardin  $B_r$  con la rotura de Marsal,  $B_g$ , como se presenta en la Figura 5.60, se puede apreciar que en el global existe una relación linealmente creciente entre ambos cuantificadores de rotura, los cuales se ajustan en un 69%. Adicionalmente, se incorporan las bandas superior e inferior, cada una con su ecuación presentada en la Tabla 5.7. Bajo estas bandas se enmarcan casi en su totalidad los pares ordenados, salvo dos puntos quedan fuera de la nube de datos, que, si bien se encuentran graficados, no se consideran en la determinación de las bandas.

Tabla 5.7: Ecuaciones de bandas entre Rotura total Marsal e Índice de rotura Hardin.

	Ecuación	R <sup>2</sup>
Línea tendencia	$B_r = 0,008B_g - 0,041$	0,685
Banda superior	$B_r = 0,008B_g + 0,022$	-
Banda inferior	$B_r = 0,008B_g - 0,105$	-

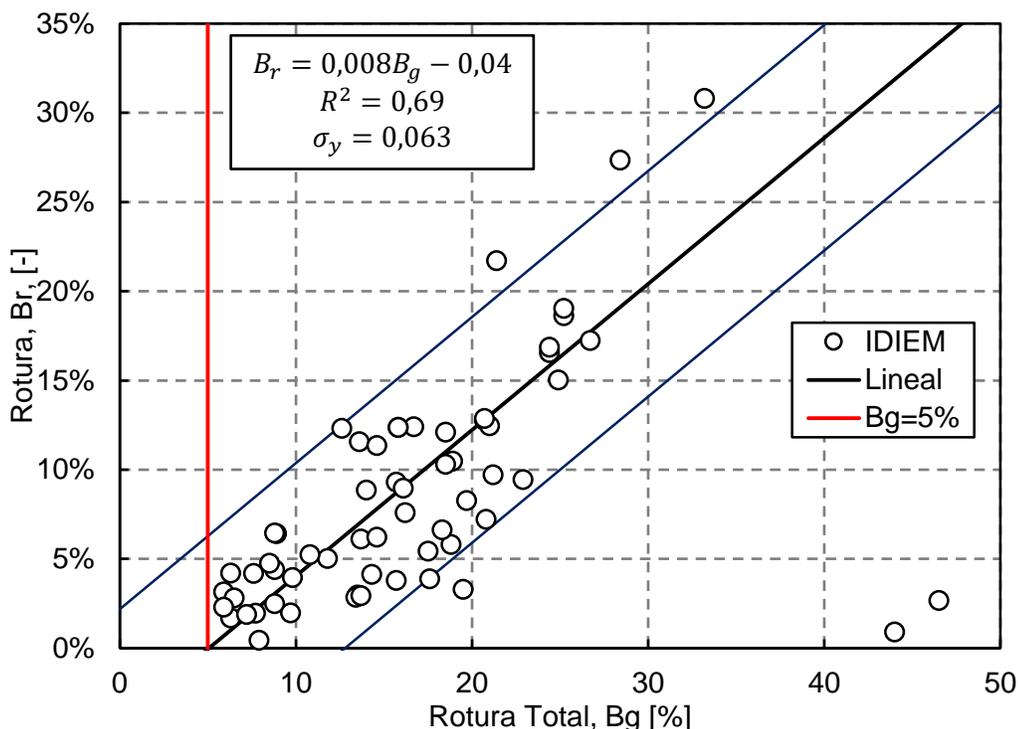


Figura 5.60: Relación índice rotura Hardin y rotura Marsal.

Ambos parámetros de rotura de partículas se obtienen a partir de las granulometrías previas y posteriores al ensayo de corte, aunque el principio sobre el que se trabaja es distinto. En el caso de la rotura total de Marsal se consideran diferencias positivas de pesos retenidos por tamiz; mientras que en el índice de rotura de Hardin, se trabaja con áreas, específicamente con el área entre las curvas granulométricas (previa y posterior) y con el área sobre la curva granulométrica, que es considerada como rotura potencial. Entonces, si bien ambos parámetros tienen una metodología diferente de cálculo y los *input* utilizados son distintos, los dos parten de la misma base correspondiente a los ensayos de granulometrías y a la variación que se observa en estas curvas.

En el caso de los materiales granulares gruesos se recomienda utilizar la rotura total de Marsal, por los siguientes motivos: el indicador fue propuesto para este tipo de materiales; es posible conocer el porcentaje de rotura en cada uno de los tamices y así observar los puntos de máxima y mínima rotura, y por último, porque el cálculo se reproduce siempre de la misma forma, a diferencia del índice de rotura de Hardin, donde el valor por el que se normaliza cambia según las variaciones de la curva granulométrica previa.

### 5.5.3. Área de rotura

Considerando que el cálculo de las áreas es parte de lo expuesto por Hardin (1985), en este trabajo se busca encontrar una relación en torno al área entre granulometrías, como un complemento a los métodos previamente expuestos. Para esto, se procesan las granulometrías en Matlab utilizando el método de los trapecios. La ecuación que sigue se utiliza para obtener el área entre granulometrías, que correspondería al área de rotura ( $A_R$ ). Para el caso del área bajo la curva de rotura se aplica el mismo código de Matlab.

$$A_{rotura} = A_R = A_{postTx} - A_{preTx} \quad [92]$$

En la Figura 5.61 se presentan los resultados del área de rotura ( $A_R$ ) sobre el área bajo la curva de rotura, y se observa que hay una clara tendencia lineal. Esta se estima y se obtiene su factor de ajuste cercano a 1, consus respectivas bandas asociadas a la desviación estándar obtenida. Esto se realiza sin considerar los valores que se alejan considerablemente de la tendencia que se señalan con un recuadro en el gráfico.

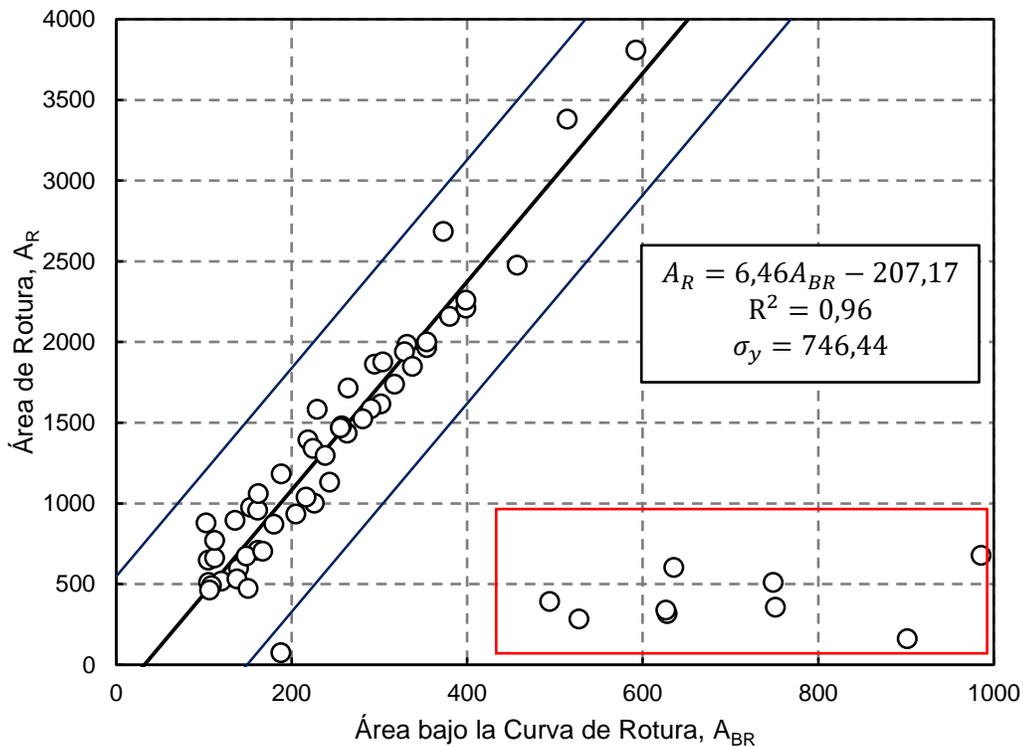


Figura 5.61: Relación área de rotura y área bajo la curva de rotura.

La tendencia lineal entre las áreas indica consistencia entre la medición de la rotura con lo que realmente se rompe, pues ajusta el área asociada a la variación entre las curvas granulométricas con el área bajo la curva de rotura. A partir de esto se comprueba la efectividad del cálculo de rotura total de Marsal ( $B_g$ ).

En tanto, en la Figura 5.62 se grafica el parámetro de área de rotura ( $A_R$ ) en función de la rotura total de Marsal, y se obtiene una relación lineal entre sí, con un ajuste cercano a 0,9. En su mayoría los datos se encuentran dentro de las bandas de ajuste o en su vecindad. Con esto se puede afirmar que el área de rotura se correlaciona

adecuadamente con la rotura total, y se propone validar el uso de este índice en trabajos futuros.

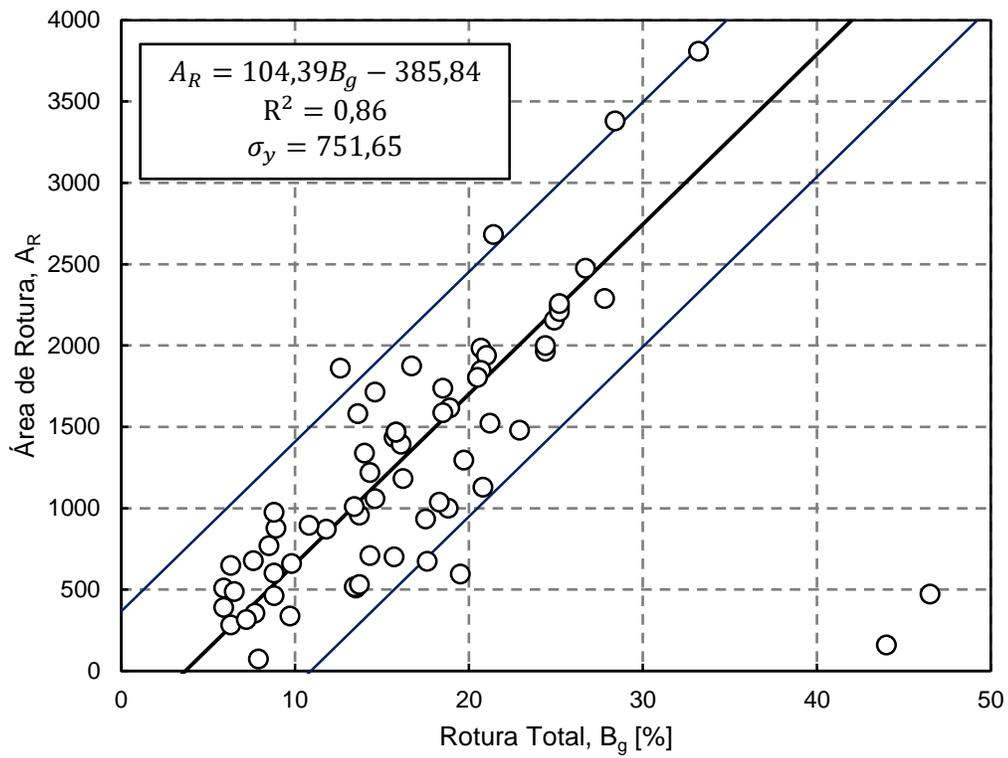


Figura 5.62: Relación entre área de rotura y rotura total de Marsal.

#### 5.5.4. Estimaciones de Rotura

##### 5.5.4.1. Estimaciones de Indraratna et al. (1998)

Las estimaciones de Indraratna et al. (1998) relacionan la razón de tensiones principales máximas y el ángulo de fricción peak con la rotura de partículas, mediante los coeficientes  $i$ ,  $h$ ,  $j$  y  $k$ , según las ecuaciones [93] y [94]. Las estimaciones se realizan para conocer preventivamente la rotura en los casos que no han sido ensayados.

$$\left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}\right)_{max} = R_p = h(B_g)^i \quad [93]$$

$$\varphi'_{b_p} = j(B_g)^k \quad [94]$$

A partir de la primera estimación de rotura se obtienen los coeficientes  $i$  y  $h$ , que relacionan la razón de tensiones principales máximas con la rotura de Marsal. La Figura 5.63 presenta gráficamente la relación entre los coeficientes  $i$  y  $h$  para los ensayos de IDIEM. En la Figura 5.64 se grafican nuevamente los coeficientes resultantes de los datos de IDIEM y la línea de tendencia, y se agregan cuatro puntos, de los cuales dos se obtuvieron del artículo de Indraratna et al. (1993), y los otros dos son los resultantes de realizar la estimación de rotura con los datos presentes en Linero et al. (2007). De los cuatro puntos de la literatura que se agregan, tres permanecen en torno a la línea de tendencia propuesta para los coeficientes  $i$  y  $h$ .

También se trabaja con la estimación que relaciona los ángulos de fricción interna máxima con la rotura de Marsal, que se ajusta según los coeficientes  $j$  y  $k$ . La Figura 5.65 presenta gráficamente la relación entre los coeficientes  $j$  y  $k$ . En tanto, en la Figura 5.66 se reproduce la regresión anteriormente determinada y los puntos con los cuales se determinó, y se añaden cuatro puntos de la literatura, al igual que en el caso de la estimación de rotura según razón de tensiones principales. En este caso los cuatro puntos se comportan similar a como lo hace el set de datos de IDIEM y mantienen la tendencia.

Al estudiar el comportamiento de los coeficientes de las estimaciones de rotura de Indraratna et al. (1993) se observa que para la razón de tensiones principales máxima se ajustan entre sí mejor que los coeficientes de la estimación sobre el ángulo de fricción interno máximo. Por otro lado, al considerar los datos hallados en la literatura, estos se ajustan mejor a la relación entre los coeficientes  $k$  y  $j$  que a la relación entre los coeficientes  $i$  y  $h$ . Al ser dos tipos de estimaciones diferentes, debido a que consideran distintos parámetros, no es posible determinar cuál es más apropiada.

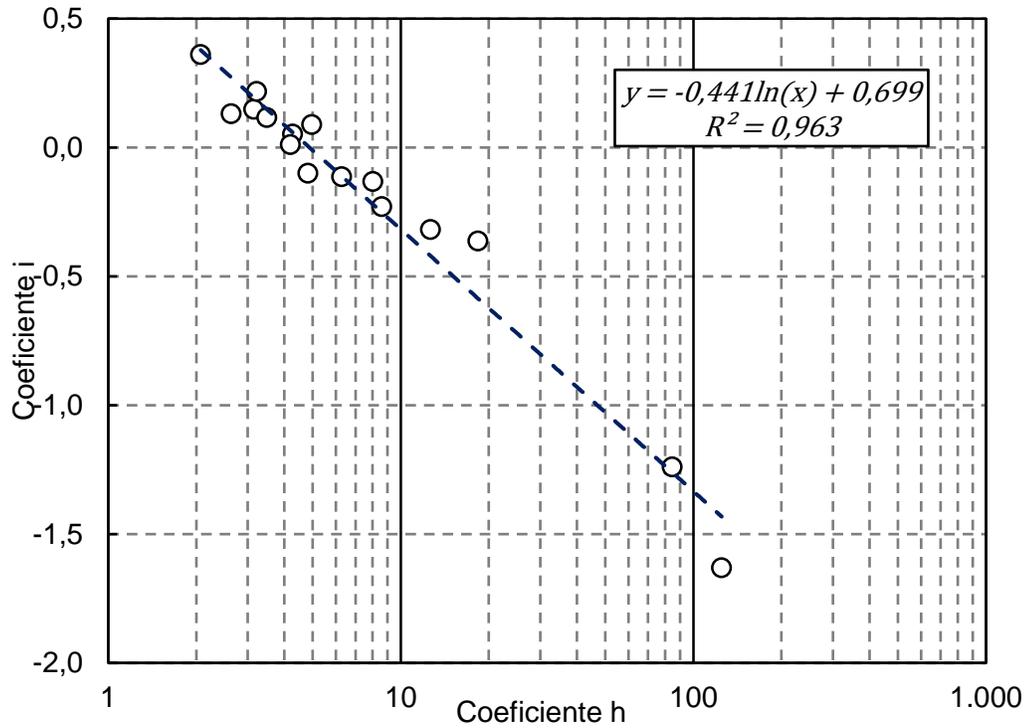


Figura 5.63: Coeficientes  $i$  y  $h$  de estimación de rotura.

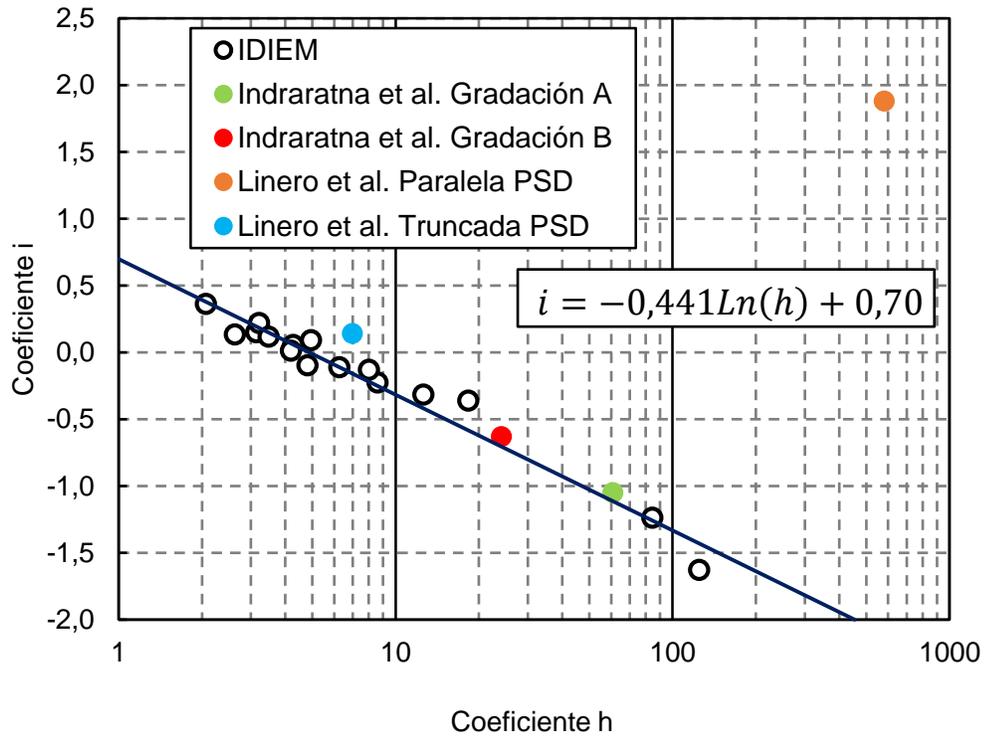


Figura 5.64: Relación entre coeficientes  $i$  y  $h$ , con datos adicionales.

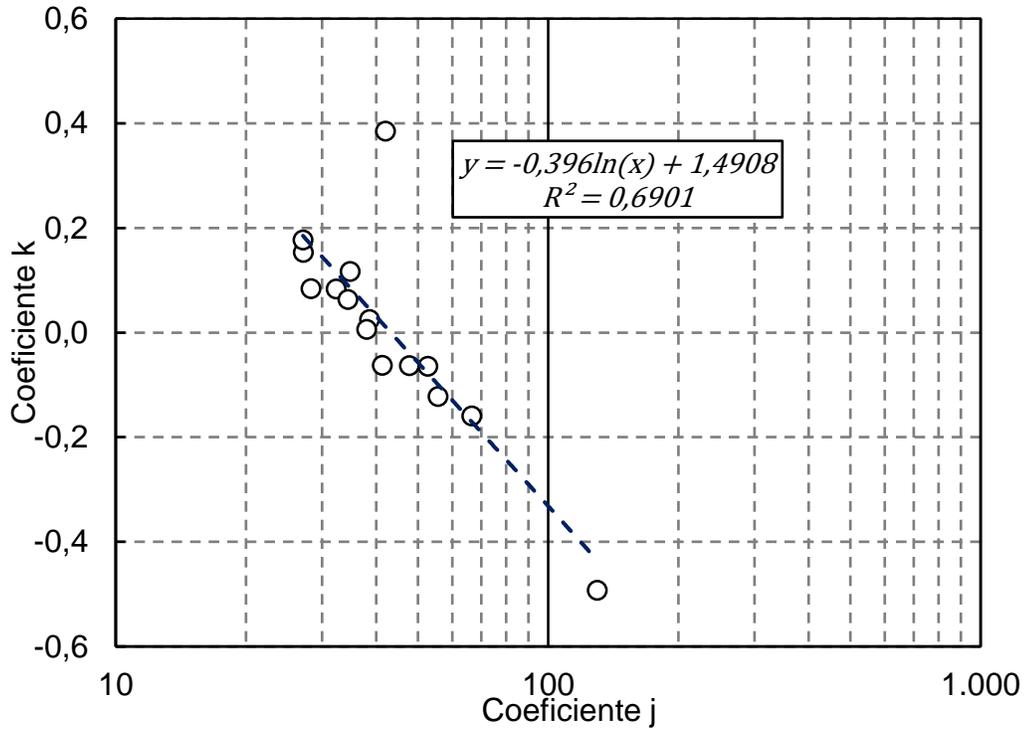


Figura 5.65: Coeficientes j y k de estimación de rotura.

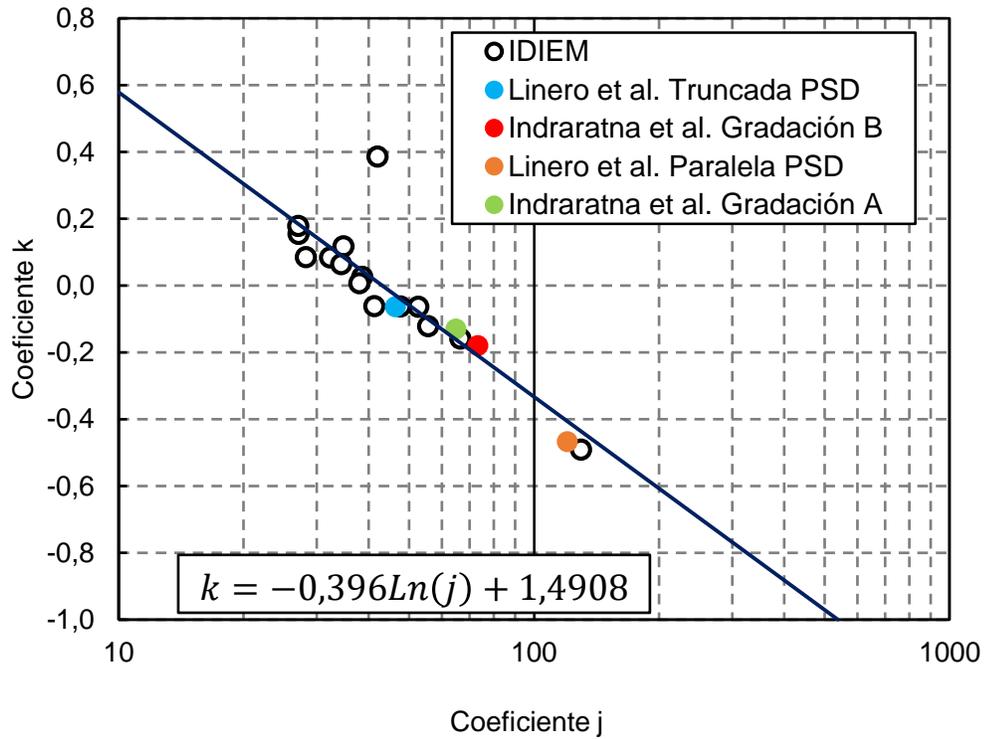


Figura 5.66: Relación entre coeficientes k y j, con datos adicionales.

#### 5.5.4.2. Propuestas de estimaciones de rotura

Basado en las estimaciones planteadas anteriormente, se busca proponer nuevas estimaciones de rotura, en las cuales se consideran las tensiones y los tamaños medios de partículas inicial y final. Esto debido a que se presume pertinente asociar la rotura de partículas con los cambios en la distribución granulométrica. Por lo tanto, en primera instancia se estudia el cambio en el tamaño medio de las partículas y su relación con la rotura total de estas.

En la Figura 5.67 se grafica la relación entre rotura total de partículas y la razón entre los tamaños medios de las partículas inicial ( $D_{50i}$ ) y final ( $D_{50f}$ ). Se observa una relación lineal entre los parámetros granulométricos. Además, al agregar bandas de ajuste, estas contienen casi en su totalidad al set de datos. A partir de este gráfico se confirma que existe una relación entre los parámetros, lo cual permite aplicar la razón de tamaños medios a la propuesta de estimación de rotura.

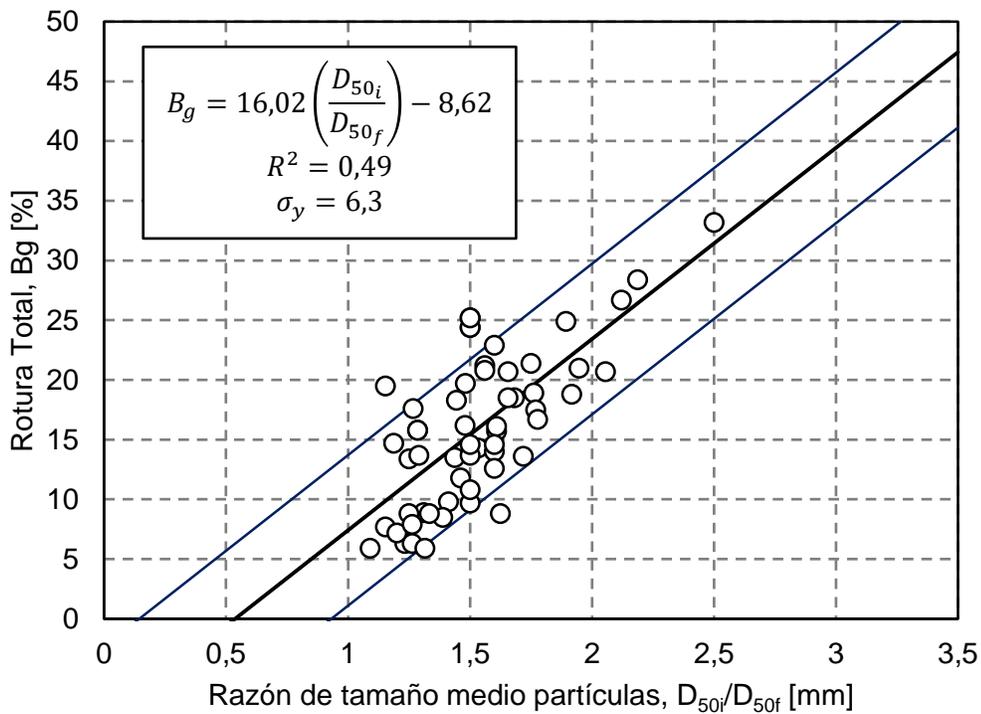


Figura 5.67: Gráfico de relación entre rotura total y razón de tamaño medio de las partículas.

A partir de la relación entre el cambio en el tamaño medio de partículas con el parámetro de rotura total y en las estimaciones de Indraratna *et al.*, se presenta la primera propuesta de estimación de rotura ( $ER_1$ ). Esta expresión considera la razón de tensiones principales máximas y el cociente entre los tamaños de partículas medios inicial y final, tal como se muestra en la siguiente ecuación.

$$ER_1 = \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{max} * \frac{D_{50i}}{D_{50f}} = uB_g^v \quad [95]$$

En la Figura 5.68 se ejemplifica como se grafican los pares ordenados ( $ER_1$ ,  $B_g$ ), y a partir de esto se obtienen los coeficientes  $u$  y  $v$  según un ajuste potencial. En la Tabla 5.8, se

presentan los coeficientes de la estimación para cada proyecto, mientras que la Figura 5.69 presenta la relación entre los coeficientes  $u$  y  $v$ .

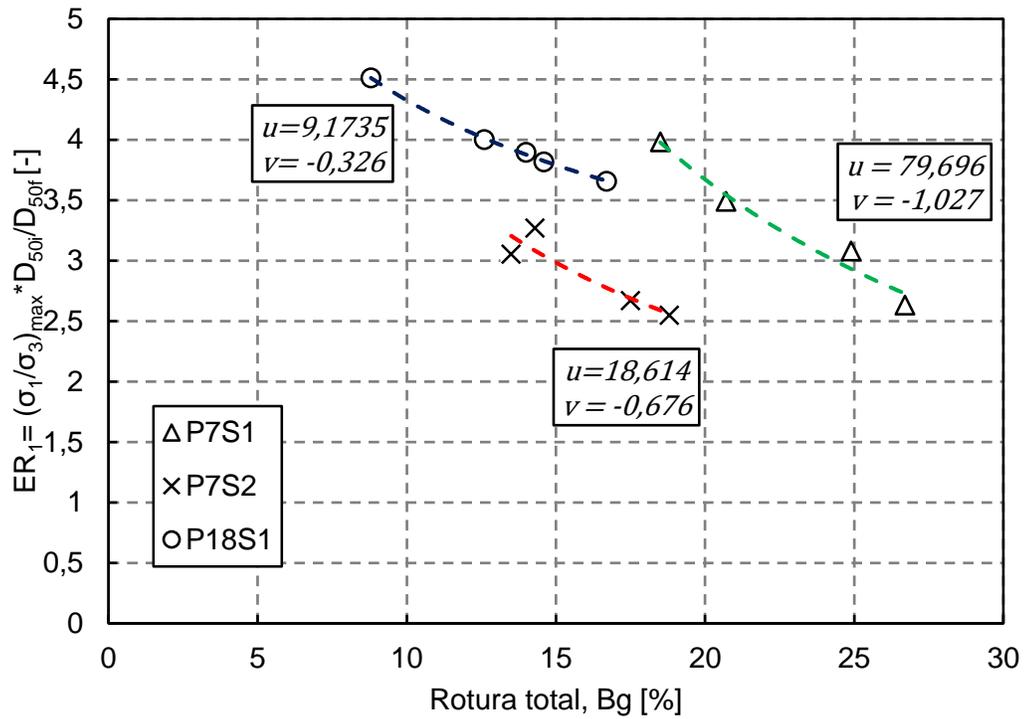


Figura 5.68: Ejemplo de gráfico para la obtención de coeficientes de estimación de rotura  $ER_1$ .

Tabla 5.8: Resumen de resultado de coeficientes para  $ER_1$ , por proyecto.

Proyecto	u	v	R <sup>2</sup>
P5S1	12,263	-0,532	0,840
P5S3	13,475	-0,518	0,416
P7S1	79,696	-1,027	0,957
P7S2	18,614	-0,676	0,854
P10S1	11,296	-0,417	0,998
P12S1	9,045	-0,419	1,000
P16S1	159,47	-1,879	0,425
P17S1	111,23	-1,578	1,000
P18S1	9,1735	-0,326	0,999
P21S1	0,5775	0,7409	0,539
P21S2	28,813	-0,729	0,999
P29S1	8,356	-0,329	0,902
P29S2	12,509	-0,452	0,938
P32S1	8,0317	-0,461	0,651
P35S2	28,998	-1,081	1,000

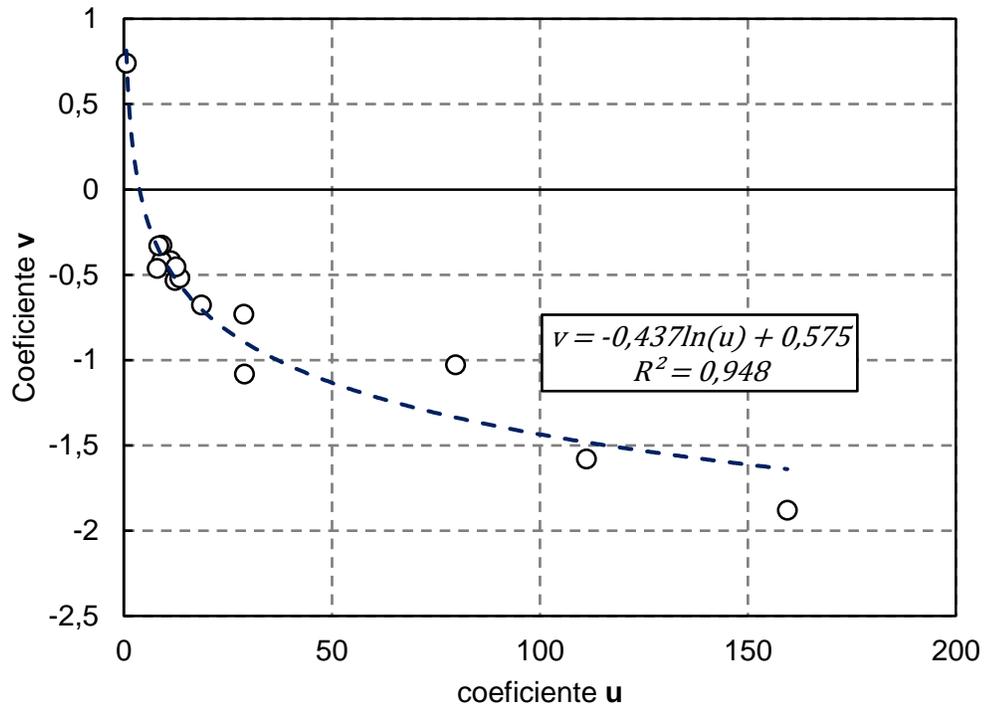


Figura 5.69: Relación coeficientes **u** y **v** de estimación de rotura  $ER_1$ .

Se observa que las tendencias potenciales se ajustan en su mayoría sobre el 50%. A su vez los coeficientes **u** y **v** muestran una dependencia entre sí cercana al 95%, y es posible definir una tendencia logarítmica entre ellos. Sin embargo, la ecuación que los define es muy similar a la asociada a los coeficientes de estimación de Indraratna et al. (1993) para la razón de tensiones principales máximas. Por esto, se puede concluir que la influencia de la razón entre los tamaños medios es mínima, y que la  $ER_1$  no presenta un cambio mayor a lo propuesto por Indraratna *et al.* (1993).

La segunda propuesta de estimación de rotura ( $ER_2$ ) supone la razón entre la el esfuerzo desviador máximo y la presión de confinamiento, además del cuociente entre los tamaños medios de partículas finales e iniciales, siguiendo la forma que se presenta a continuación.

$$ER_2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}}{\sigma_3} * \frac{D_{50f}}{D_{50i}} = mB_g^n \quad [96]$$

En la Figura 5.70 se grafican ejemplos de los parámetros de estimación de rotura ( $ER_2$ ) y rotura total ( $B_g$ ), a partir de los cuales se determinan los coeficientes **m** y **n**. Esto se replica para cada una de las series de ensayos. La Tabla 5.9 muestra el resumen de los coeficientes **m** y **n** para cada proyecto con su respectivo factor de ajuste. A partir de esta tabla se genera el gráfico de la Figura 5.71, donde se muestra la relación existente entre los coeficientes **m** y **n**.

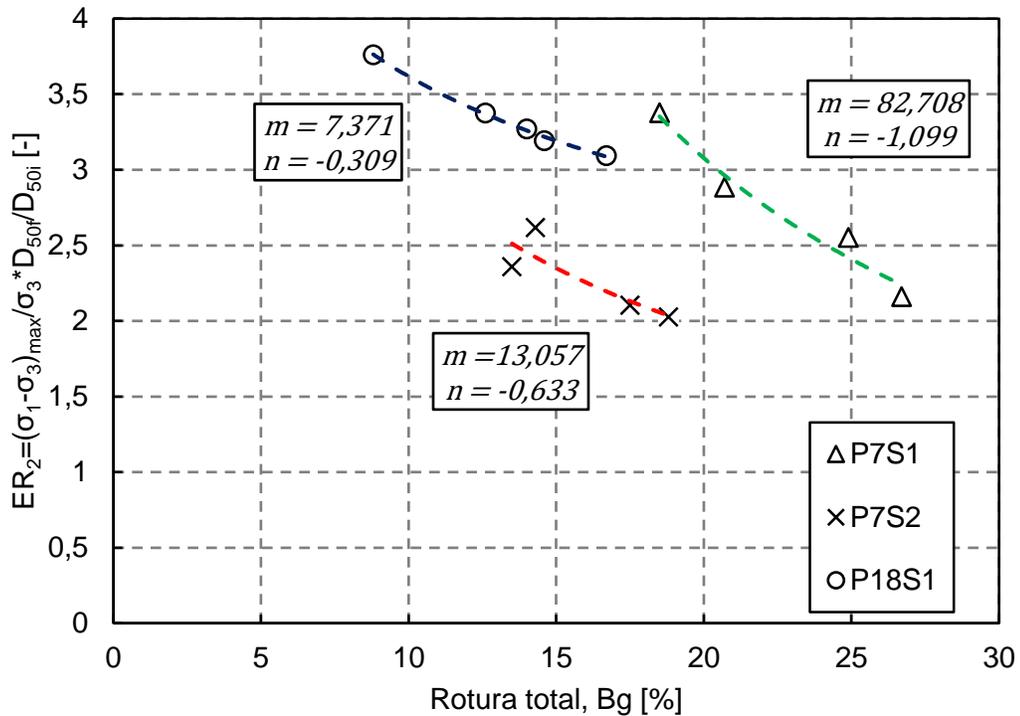


Figura 5.70: Ejemplo de gráfico para la obtención de coeficientes de estimación de rotura ER<sub>2</sub>.

De la Tabla 5.9 se observa que para cada proyecto el factor de ajuste se encuentra sobre 0,5, lo que es importante para posteriormente encontrar la relación entre los coeficientes **m** y **n** de la estimación de rotura ER<sub>2</sub>. En el gráfico de la Figura 5.71 se aprecia que según la relación logarítmica entre los coeficientes **m** y **n**, estos tienen una dependencia aproximada de 95%.

Tabla 5.9: Resumen de resultado de coeficientes para ER<sub>2</sub>, por proyecto.

Proyecto	m	n	R <sup>2</sup>
P5S1	11,308	-0,593	0,784
P5S3	45,831	-0,95	1,000
P7S1	82,708	-1,099	0,954
P7S2	13,057	-0,633	0,748
P10S1	8,3377	-0,365	1,000
P12S1	5,8728	-0,373	0,999
P17S1	193,33	-1,935	1,000
P18S1	7,3709	-0,309	0,996
P21S1	0,3751	0,8261	0,544
P21S2	28,876	-0,806	1,000
P29S1	6,3746	-0,325	0,831
P29S2	10,723	-0,485	0,905
P32S1	6,3993	-0,494	0,613
P35S2	21,029	-1,049	1,000

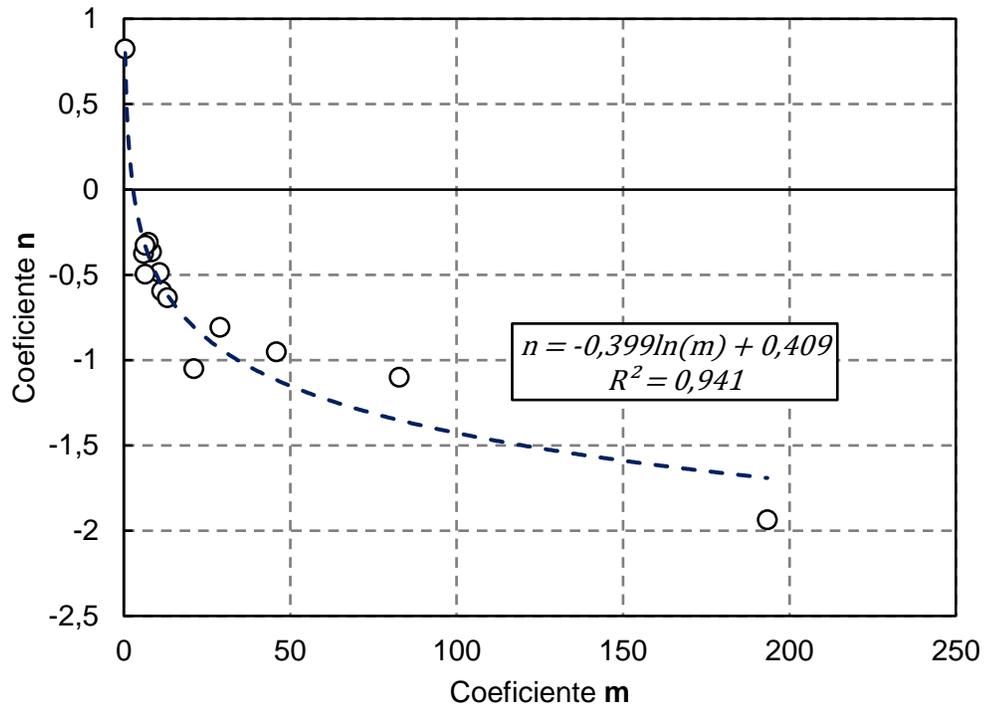


Figura 5.71: Relación coeficientes **m** y **n** de estimación de rotura ER<sub>2</sub>.

Por tanto, la estimación de rotura ER<sub>2</sub> podría ser considerada como un buen índice, sin embargo, esto debe ser validado con más ensayos, además de limitar el rango en el cual es efectivo considerarse. Se le da preferencia a ER<sub>2</sub> por sobre ER<sub>1</sub>, debido a que en ER<sub>2</sub> se refleja el efecto en el cambio de la distribución granulométrica.

## 5.6. Módulo de Deformación

El módulo de deformación permite elaborar modelos constitutivos bilineales de tensión-deformación, con lo cual es posible tener una aproximación del comportamiento de los materiales. La formulación elasto-plástica de relaciones constitutivas para suelos es la mejor representación de la física del comportamiento (Hardin, 1983).

La determinación de este parámetro no es fácil, ya que varía con el tipo de suelo, confinamiento, estado y profundidad (Bowles, 1997). Por esto, las estimaciones de módulos de deformación son de utilidad, ya que se puede interpolar esta propiedad entre puntos estudiados.

### 5.6.1. Módulo de Deformación secante $E_{50}$

En las curvas de tensión-deformación existe un rango lineal inicial, que se puede representar por el módulo de deformación  $E_{50}$  (De la Hoz, 2007). Este parámetro se define como la mitad del esfuerzo desviador máximo dividido en la deformación axial en ese punto.

El gráfico de la Figura 5.73 muestra la relación entre el módulo de deformación secante  $E_{50}$  en función de la presión de confinamiento. A partir de esto se encuentra una relación lineal con dependencia de 67% y con bandas de ajuste, entre ambos parámetros para la muestra global. Esto es de utilidad para determinar módulo de deformación para las presiones de confinamiento que no se cuentan con información.

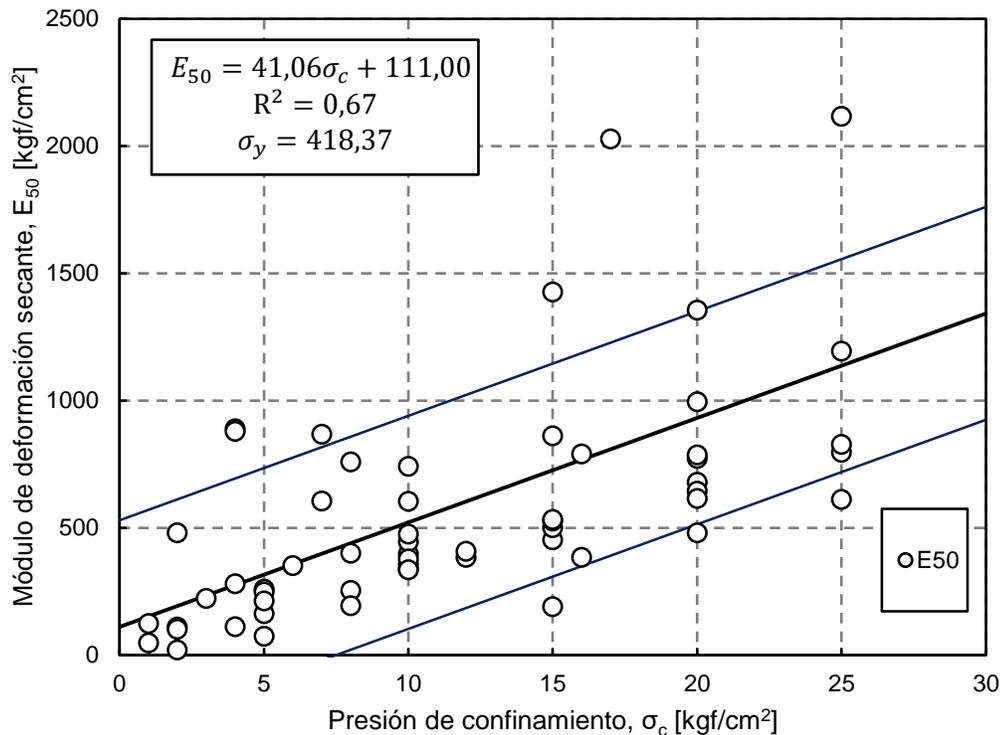


Figura 5.72: Relación entre módulo de deformación  $E_{50}$  y presión de confinamiento, con bandas de ajuste.

La Figura 5.73 grafica ejemplos de  $E_{50}$  vs  $\sigma_c$ , con una regresión potencial, desde donde se obtienen los coeficientes **A** y **B** asociados a cada uno de los tamaños medios de partículas ( $D_{50}$ ). La Tabla 5.10 presenta el resumen de coeficientes **A** y **B** clasificados por  $D_{50}$ . El procedimiento se reitera considerando rangos de tamaños medios de partículas, y se obtienen los resultados presentes en la Tabla 5.11.

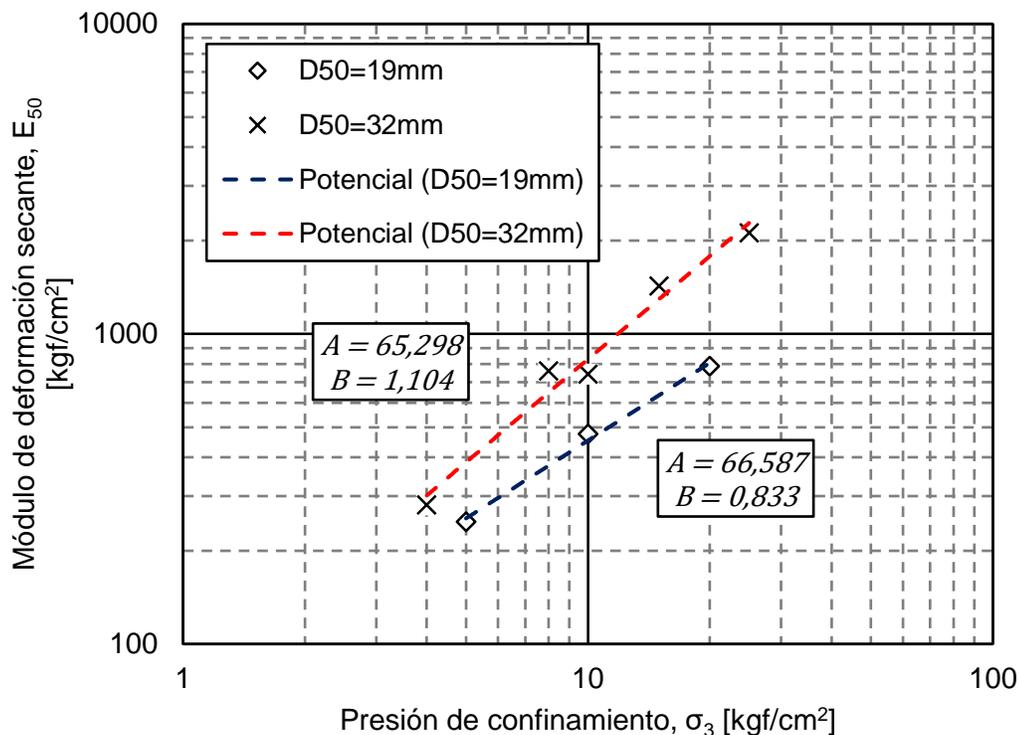


Figura 5.73: Ejemplos de regresión potencial para módulo de deformación versus presión de confinamiento.

Tabla 5.10: Resumen de coeficientes de estimación de  $E_{50}$  clasificado por  $D_{50}$ .

$D_{50i}$ [mm]	A	B	$R^2$
6,0	17,669	1,200	0,133
11,0	89,632	0,642	0,977
15,0	125,000	0,552	0,965
19,0	66,587	0,833	0,995
23,0	28,498	1,063	0,974
25,0	423,180	0,184	1,000
32,0	65,298	1,104	0,976
37,0	150,810	-0,030	0,000
39,0	31,687	0,894	0,997
40,0	61,089	0,763	0,993
53,0	115,810	0,726	0,989
55,0	52,584	1,131	0,971
70,0	13,867	1,459	1,000
90,0	68,255	0,609	0,716

Tabla 5.11: Resumen de coeficientes de estimación de  $E_{50}$  clasificado por rangos de  $D_{50}$ .

D50i [mm]	A	B	R2
Menor 10	5,681	0,046	0,592
10-20	1112,500	-0,736	0,039
20-30	331,460	0,209	0,212
30-40	126,070	0,335	0,030
40-50	61,089	0,763	0,993
Mayor 50	49,904	0,972	0,912

Al comparar los resultados de las Tabla 5.10 y Tabla 5.11, se observa que se pierde precisión en la estimación al agrupar por rangos de tamaño medio de las partículas ( $D_{50}$ ), ya que los valores de los coeficientes de determinación ( $R^2$ ) disminuyen en la mayoría de los set de datos. Esto se produce por la mezcla de materiales con propiedades disímiles.

A partir de los resultados expuestos en las tablas previas es recomendable mantener la distribución de tamaños medios  $D_{50}$  original ya que, salvo excepciones, esto permite que la estimación potencial efectuada muestra un factor de ajuste cercano a 1.

Con los valores de los coeficientes de la Tabla 5.10 se genera la Figura 5.74, donde se presenta el coeficiente **B** versus coeficiente **A**. En el gráfico se observa la relación de dependencia lineal entre los coeficientes **A** y **B**. Además, se consideran los datos aportados por los trabajos de De la Hoz (2007) y Dorador (2010). Los coeficientes **A** y **B** se ajustan con un  $R^2$  de 0,8, mientras que los datos de la literatura se encuentran en un rango cercano a la estimación entre coeficientes.

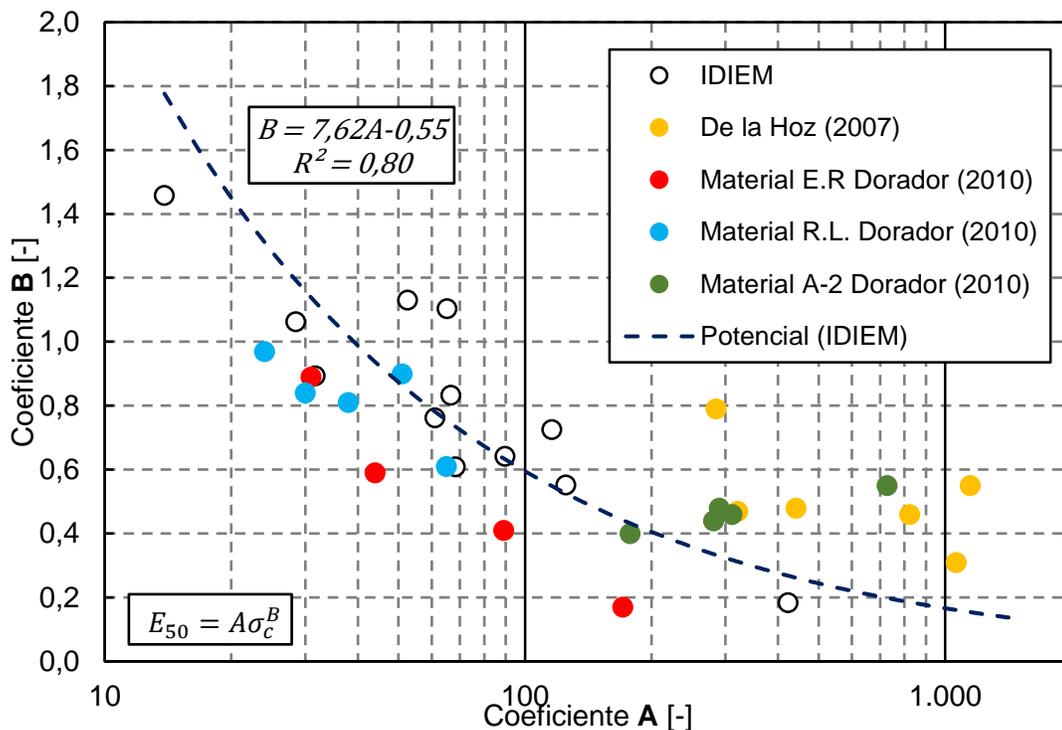


Figura 5.74: Gráfico coeficientes que relacionan módulo de elasticidad y presión de confinamiento.

Por otra parte, en la Figura 5.75 es posible comparar los resultados entre módulo de deformación secante ( $E_{50}$ ) vs índice de vacío de corte en el punto de medición ( $e_{50}$ ). Se observa una relación exponencial entre los parámetros con un coeficiente de determinación de 0,51, como consecuencia de la dispersión observada para  $e_{50}$  bajo 0,4. Del gráfico se extrae que al aumentar el índice de vacíos en el punto de medición disminuye el módulo de deformación secante  $E_{50}$  y viceversa.

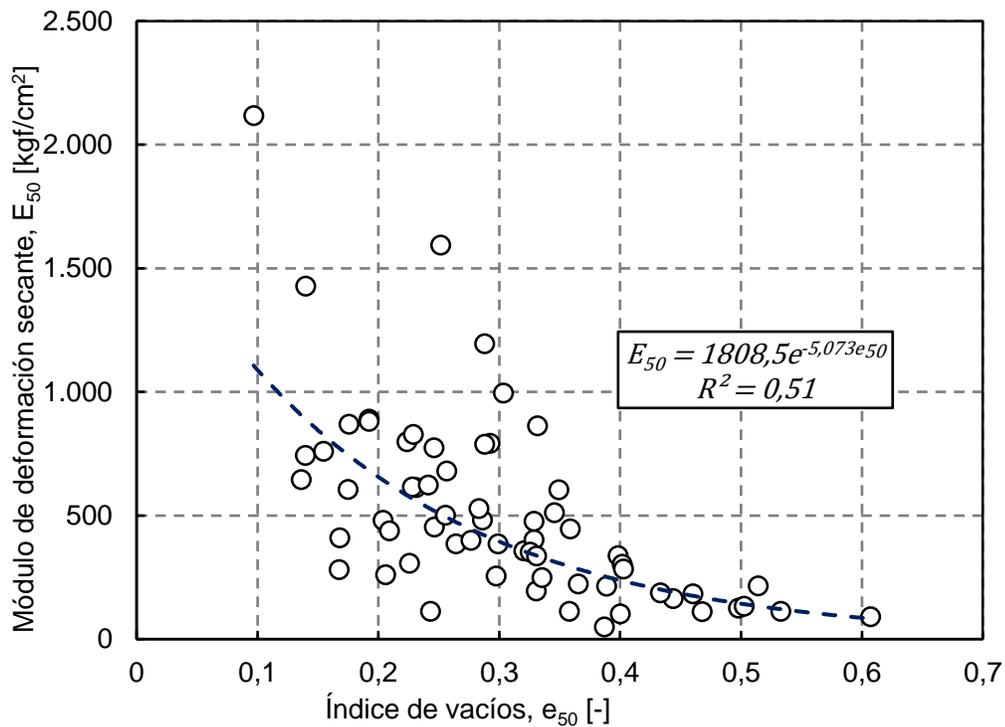


Figura 5.75: Módulo de deformación secante  $E_{50}$  versus índice de vacíos  $e_{50}$ .

La Figura 5.76 corresponde al gráfico entre módulo de deformación secante ( $E_{50}$ ) y tamaño medio de las partículas ( $D_{50}$ ), en el cual se observa que ambos parámetros no pueden ser relacionados entre sí debido a la disgregación de los resultados. Lo anterior radica en que para un mismo valor de  $D_{50}$  hay una serie de resultados de  $E_{50}$  que están sujetos a la presión de confinamiento de cada uno de los ensayos, lo que impide establecer un ajuste entre los parámetros.

En la Tabla 5.12 se observa los coeficientes resultantes de relacionar linealmente el módulo de elasticidad ( $E_{50}$ ) y el índice de vacíos inicial ( $e_0$ ), clasificándolos por tamaño medio ( $D_{50}$ ). A partir de estos datos, se construye la Figura 5.77 correspondiente al gráfico del coeficiente **B** versus coeficiente **A**, y se establece una relación de dependencia lineal entre ellos con un ajuste de 0,86.

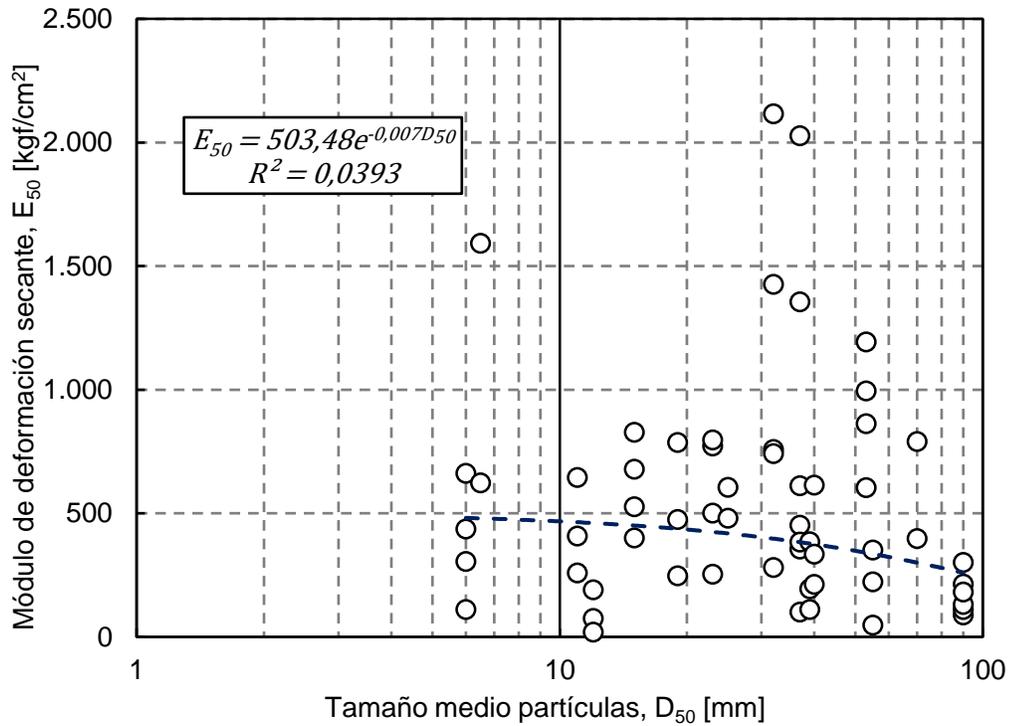


Figura 5.76: Gráfico de módulo de deformación secante  $E_{50}$  según tamaño medio de partículas  $D_{50}$ .

Tabla 5.12: Coeficientes de la relación entre módulo de elasticidad e índice de vacíos, clasificado por  $D_{50}$ .

$D_{50i}$ [mm]	A [kgf/cm <sup>2</sup> ]	B [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$R^2$
6,00	-7737,8	2121,8	1,00
6,50	-286381	75547	1,00
11,00	-6736,1	1788,4	0,90
15,00	-5797,8	2422,9	0,92
19,00	-9260,6	3939,7	0,93
23,00	-9155,4	3513,8	0,99
25,00	-5126,7	1596,7	1,00
32,00	-35428	7977	0,95
37,00	-2801,8	1376,7	0,86
39,00	-6595,9	2841	1,00
40,00	-4093,7	2032,8	0,98
53,00	-11476	5213,5	0,98
55,00	-6773	2874,3	0,99
70,00	-10111	4255	1,00
90,00	-760,44	616,59	0,63

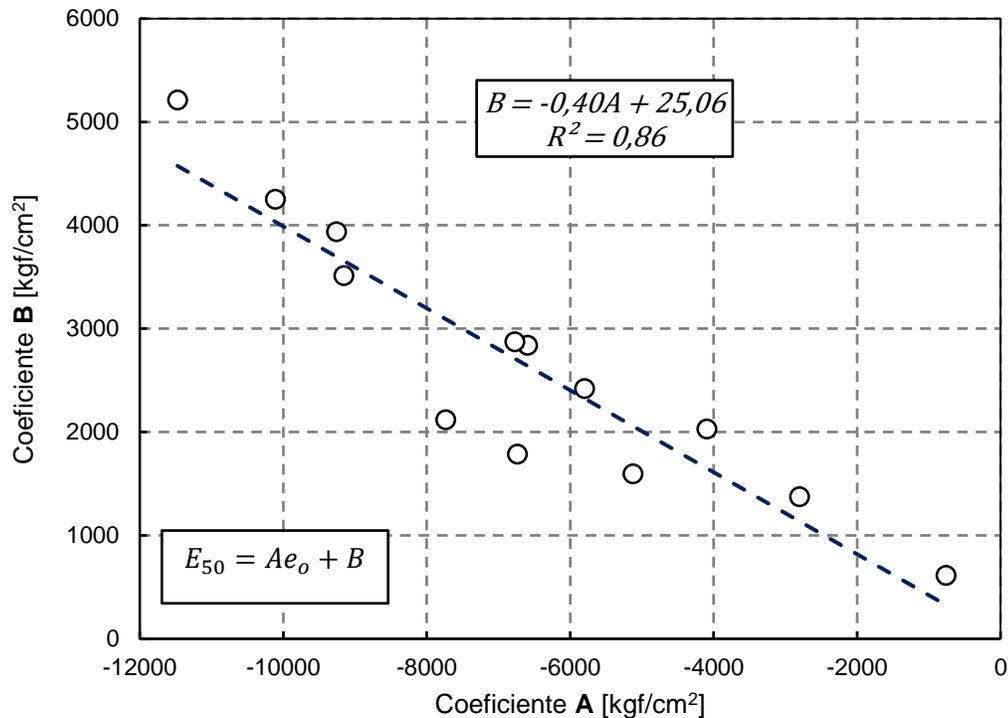


Figura 5.77: Gráfico de relación entre coeficientes de ajuste lineal de módulo de elasticidad e índice de vacíos clasificado por  $D_{50}$ .

### 5.6.2. Modelo Hiperbólico

El método del modelo hiperbólico fue planteado inicialmente por Kondner (1963) y Kondner & Zelasco (1963), y luego fue modificado por Duncan & Chang (1970). Este método tiene como finalidad la modelación no-lineal, inelástica y el comportamiento de dependencia de tensión-deformación del suelo, usando una aproximación de incrementos no-lineales, donde cada incremento trata al suelo como un material lineal (Boscardin *et al.*, 1990). En la aplicación de esta metodología se utiliza la ley de Hooke para relacionar los incrementos de tensión, debido a que es una herramienta extensamente usada en la práctica de la ingeniería geotécnica, y además provee una ley constitutiva conocida para el análisis del comportamiento de un material particulado (Hardin, 1983).

Para cada serie de datos se tiene un par ordenado de coeficientes adimensionales **A** y **B**, como respuesta a la variación del módulo de elasticidad tangente inicial, según lo propuesto por Janbu (1963), (Boscardin *et al.*, 1990). La Figura 5.78 presenta los resultados de **A** y **B**, y la relación entre los coeficientes con un ajuste por sobre el 50%. Cabe señalar que los resultados obtenidos por diferentes autores para arenas naturales se encuentran por sobre la tendencia encontrada, pues los valores para **A** están en el rango 0-1600, mientras que **B** se concentra en el rango 0,2-0,8, y no se observa una tendencia entre dichos coeficientes, por lo que se puede inferir que el comportamiento en el análisis del modelo hiperbólico es diferente para arenas que para materiales granulares gruesos.

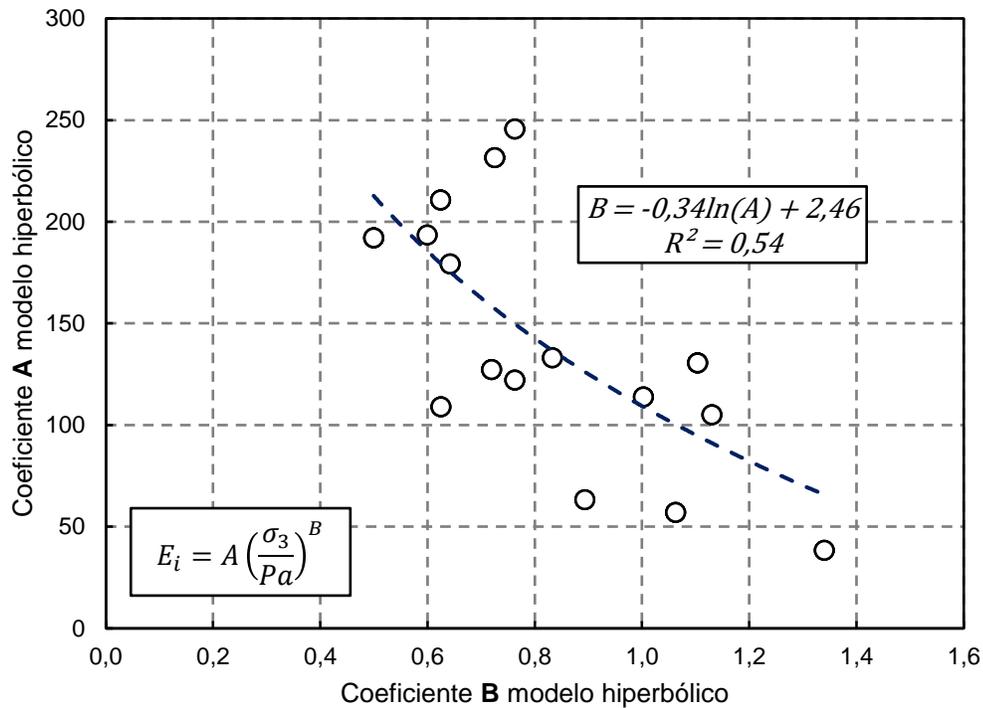


Figura 5.78: Gráfico de resultados coeficientes A y B para incremento de módulo elástico tangente inicial, propuesto por Janbu (1963).

Los resultados para el modelo hiperbólico para el set de datos se encuentran en la Tabla 5.13. Es posible observar los parámetros **a** y **b** que satisfacen la ecuación que relaciona el esfuerzo desviador con la deformación como se señala en la continuación.

$$\Delta\sigma = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad [97]$$

El factor  $R_f$  asociado a cada uno de los ensayos, cumplen en su mayoría con las características para trabajar con este método, encontrándose entre 0,8 y 1. Según lo expuesto por Terzahi *et al.* (1996) el factor  $R_f$  debe estar en el rango entre 0,75 y 1. A partir de los coeficientes **a** y **b** se confecciona el gráfico de la Figura 5.79, desde donde se desprende una relación lineal entre ellos con un ajuste cercano al 80%. Las bandas de trabajo presentadas son estrechas producto del bajo valor de la desviación estándar.

Tabla 5.13: Resultados modelo hiperbólico.

Nombre del Ensayo	$\sigma_c'$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	a	b	$\Delta\sigma_{ult}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{falla}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$R_f$ [-]
P4S1E1	1	0,005	0,126	7,917	7,676	0,969
P4S1E2	2	0,004	0,097	10,310	10,651	1,033
P4S1E3	5	0,002	0,057	17,486	17,005	0,973
P4S1E4	10	0,002	0,034	29,447	29,599	1,005
P4S1E5	20	0,001	0,026	38,154	38,478	1,008
P5S1E1	2	0,005	0,111	8,988	9,156	1,019
P5S1E2	15	0,001	0,016	61,569	61,538	0,999

Nombre del Ensayo	$\sigma_c'$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	a	b	$\Delta\sigma_{ult}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{falla}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	R <sub>f</sub> [-]
P5S1E3	25	0,001	0,013	76,372	61,046	0,799
P5S1E4	10	0,001	0,032	31,030	37,496	1,208
P5S3E1	10	0,001	0,025	40,447	43,127	1,066
P5S3E2	16	0,001	0,015	64,715	65,936	1,019
P5S3E4	10	0,001	0,025	40,447	37,345	0,923
P7S1E1	15	0,001	0,014	69,811	70,640	1,012
P7S1E2	10	0,001	0,018	54,697	55,285	1,011
P7S1E3	20	0,000	0,012	84,925	94,295	1,110
P7S1E4	25	0,000	0,010	100,039	110,330	1,103
P7S2E1	15	0,001	0,017	57,224	59,047	1,032
P7S2E2	20	0,001	0,013	76,299	73,594	0,965
P7S2E3	25	0,001	0,010	95,374	95,847	1,005
P7S2E4	8	0,002	0,033	30,520	26,978	0,884
P9S1E1	8	0,001	0,033	30,636	31,162	1,017
P9S1E2	15	0,001	0,026	39,022	45,414	1,164
P9S1E3	20	0,001	0,011	88,937	86,233	0,970
P9S1E4	25	0,001	0,010	104,051	106,555	1,024
P10S1E1	6	0,001	0,031	32,668	32,112	0,983
P10S1E2	3	0,003	0,061	16,334	13,746	0,842
P10S1E3	1	0,010	0,184	5,445	4,721	0,867
P11S1E1	5	0,002	0,106	9,410	14,650	1,557
P11S1E2	12	0,001	0,044	22,585	22,502	0,996
P11S1E3	20	0,001	0,016	64,075	64,121	1,001
P12S1E1	4	0,005	0,088	11,407	10,491	0,920
P12S1E2	8	0,002	0,044	22,815	22,666	0,993
P12S1E3	16	0,001	0,022	45,629	46,103	1,010
P17S1E1	2	0,001	0,065	15,478	15,525	1,003
P17S1E2	4	0,001	0,042	24,057	27,732	1,153
P17S1E3	4	0,001	0,042	24,057	27,439	1,141
P17S1E4	7	0,001	0,027	36,924	28,571	0,774
P17S1E5	7	0,001	0,027	36,924	41,003	1,110
P18S1E1	4	0,002	0,049	20,504	18,227	0,889
P18S1E2	8	0,001	0,024	41,008	39,489	0,963
P18S1E3	10	0,001	0,020	51,261	53,306	1,040
P18S1E4	15	0,000	0,012	81,671	76,103	0,932
P18S1E5	25	0,000	0,007	136,118	134,630	0,989
P21S1E1	5	0,002	0,042	23,817	23,975	1,007
P21S1E2	10	0,001	0,023	44,040	44,623	1,013
P21S1E3	20	0,001	0,013	75,409	75,562	1,002
P21S2E1	5	0,002	0,045	22,170	22,489	1,014
P21S2E2	10	0,001	0,026	38,188	38,755	1,015

Nombre del Ensayo	$\sigma_c'$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	a	b	$\Delta\sigma_{ult}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{falla}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	R <sub>f</sub> [-]
P21S2E3	20	0,001	0,025	40,389	72,940	1,806
P29S1E1	2	0,006	0,147	6,818	6,210	0,911
P29S1E2	4	0,004	0,076	13,225	13,862	1,048
P29S1E3	8	0,002	0,038	26,040	24,739	0,950
P29S2E1	2	0,002	0,138	7,249	6,896	0,951
P29S2E2	4	0,001	0,075	13,295	13,922	1,047
P29S2E3	8	0,001	0,039	25,386	25,156	0,991
P32S1E1	2	0,004	0,150	6,674	6,086	0,912
P32S1E2	5	0,002	0,074	13,438	13,902	1,035
P32S1E3	8	0,001	0,050	20,202	20,003	0,990
P35S1E1	3	0,003	0,098	10,186	9,881	0,970
P35S1E2	6	0,002	0,049	20,373	19,988	0,981

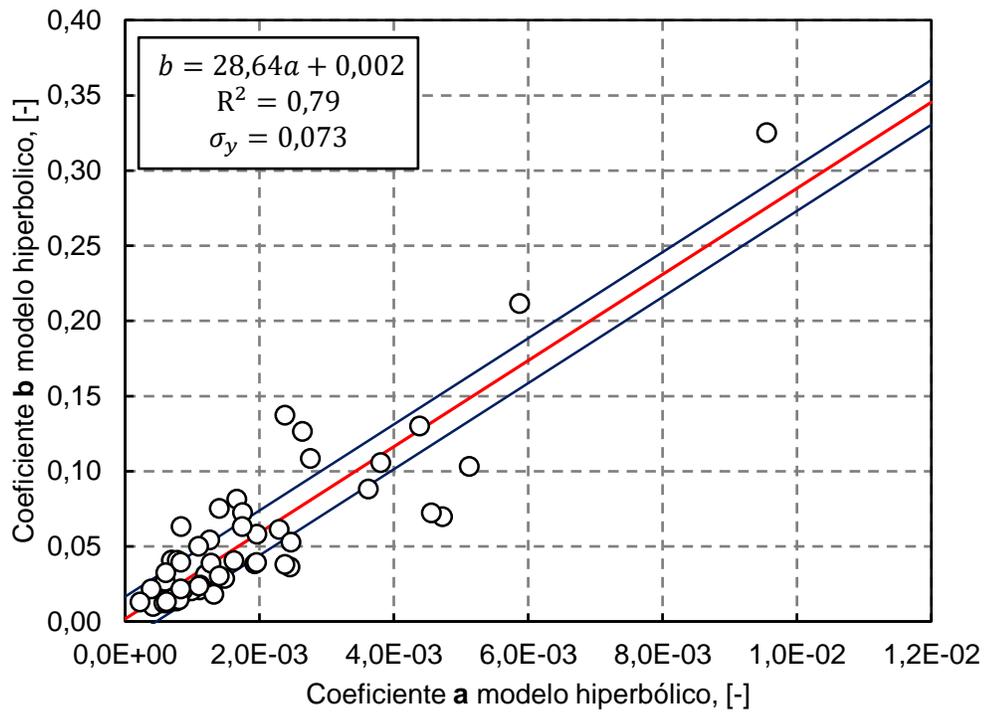


Figura 5.79: Ajuste lineal entre coeficiente a y b de modelo hiperbólico, con bandas.

### **5.6.3. Modulo de deformación secante y niveles de deformación**

Al graficar los pares de módulo de deformación-presión de confinamiento, según niveles de deformación axial, se puede observar que en su mayoría se obtiene una tendencia lineal y creciente, es decir, al aumentar la presión de confinamiento, aumenta también el módulo de deformación secante.

También se destaca que existe una relación inversa entre los niveles de deformación y el módulo de deformación secante, lo que implica que, a menor deformación es mayor el módulo de deformación secante. Lo anterior se puede observar en la Figura 5.80 donde se presenta un caso ejemplo del gráfico de módulo de deformación secante versus la presión de confinamiento, para distintas deformaciones. Los puntos asociados al 1% de deformación axial alcanzan valores mayores de módulo de elasticidad movilizado que los asociados a 3, 5, 7 y 10 % de deformación axial, salvo excepciones. El detalle de estos gráficos para cada uno de los proyectos analizados se encuentra en el Anexo E.

En los los gráficos presentados desde la Figura 5.81 hasta la Figura 5.85, se muestran los módulos de deformación secante en función de la presión de confinamiento, con el resumen de datos para cada uno de los niveles de deformación, y la ecuación lineal que une el módulo de deformación secante con la presión de confinamiento. Además, se incluye el coeficiente de determinación, la desviación estándar y las bandas de trabajo.

Se aprecia que a medida que aumenta el porcentaje de deformación, aumenta también la dependencia entre el módulo de deformación secante y la presión de confinamiento. Además, al crecer el porcentaje de deformación, los datos tienden a contenerse dentro de las bandas propuestas en cada caso, o a aproximarse a ellas. Cabe señalar que con el aumento de la deformación decrece el valor de la desviación estándar.

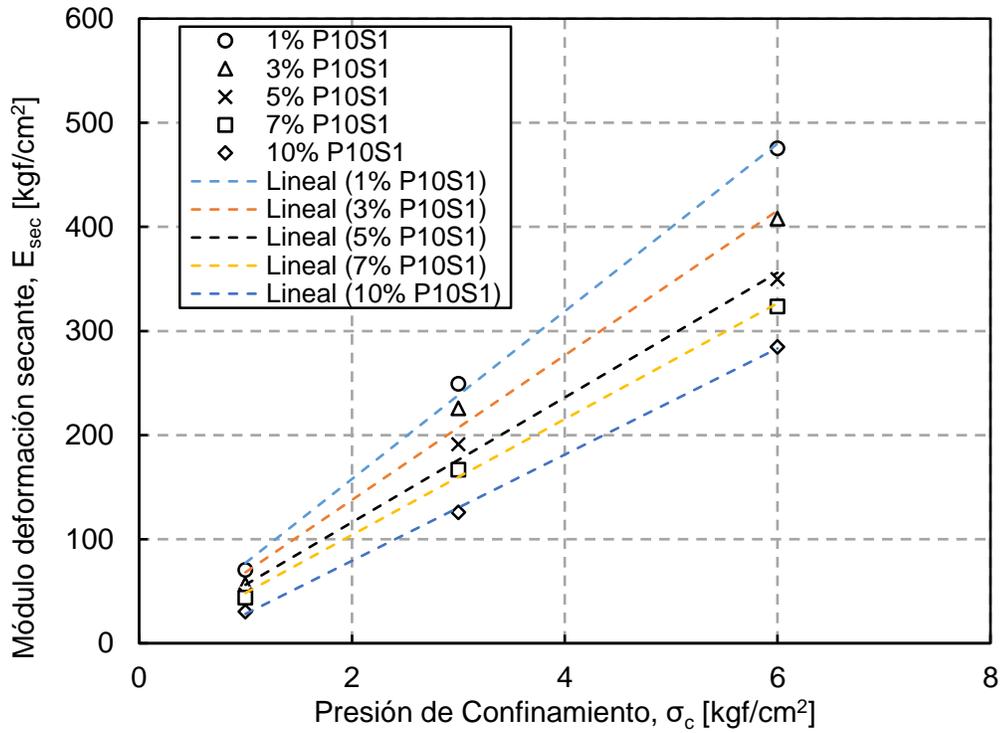


Figura 5.80: Ejemplo de módulo elástico versus presión de confinamiento para varios porcentajes de deformación.

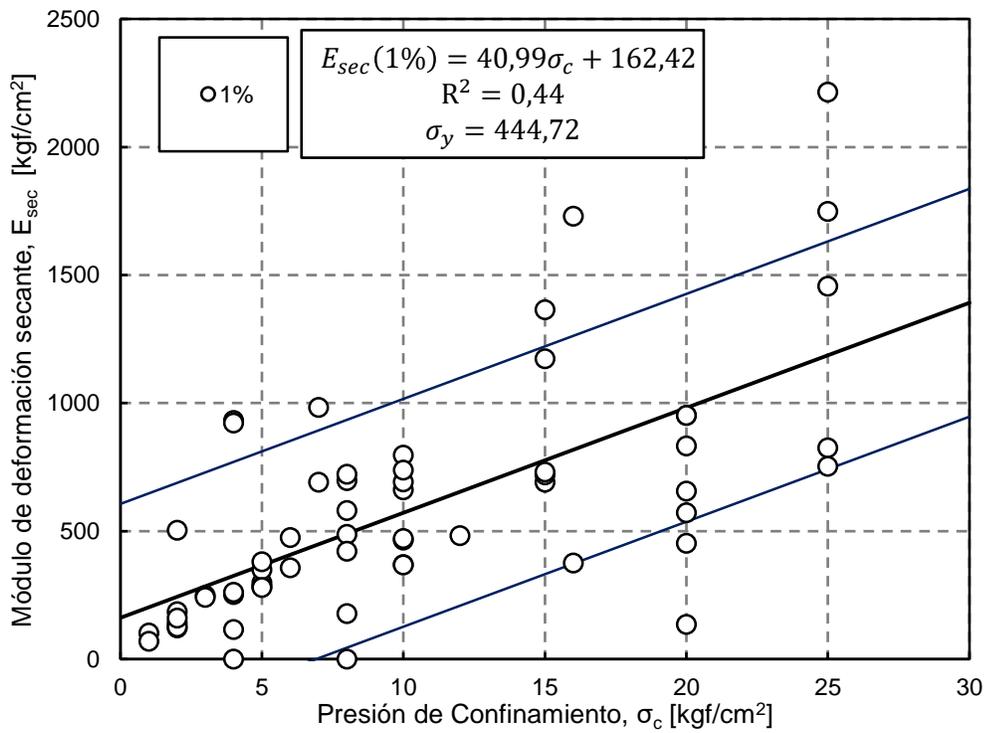


Figura 5.81: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 1%.

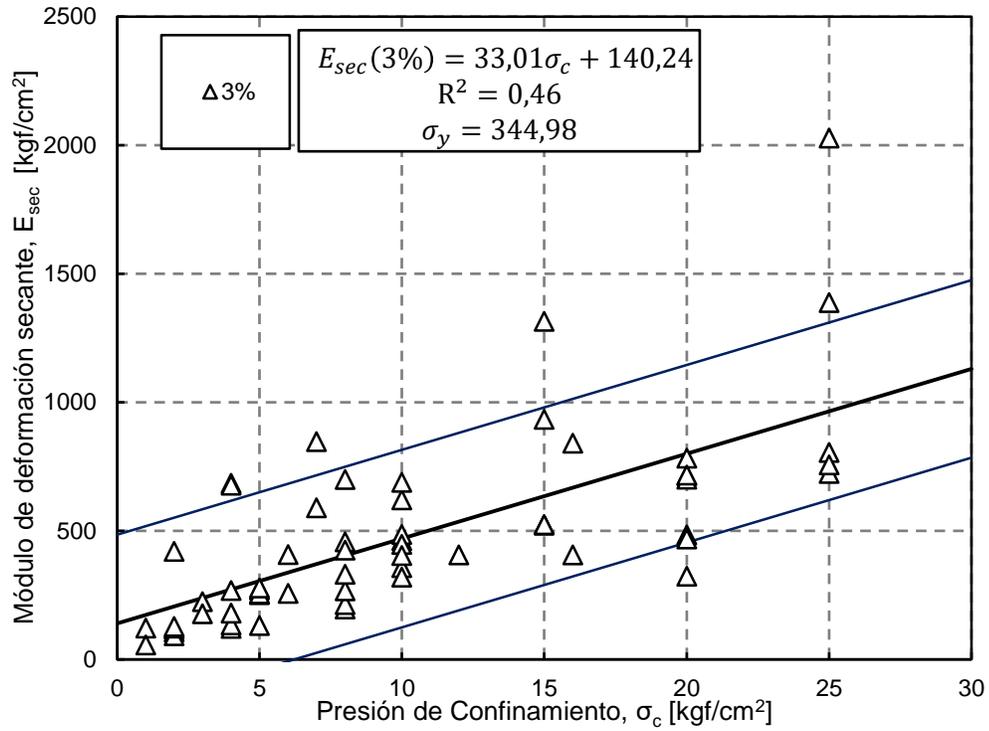


Figura 5.82: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 3%.

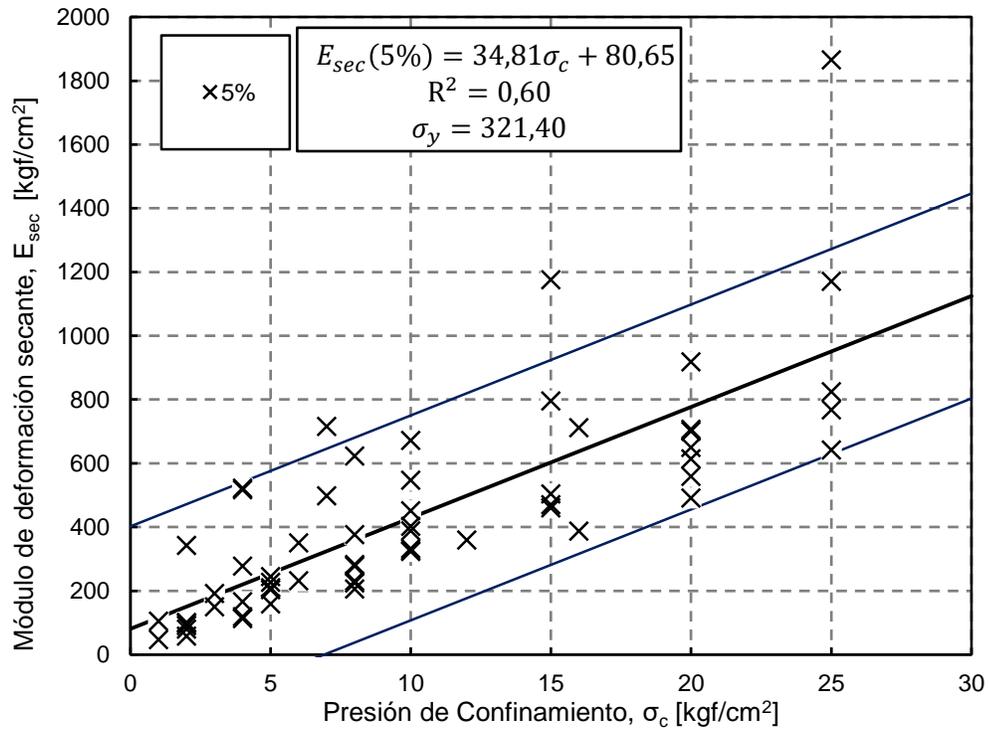


Figura 5.83: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 5%.

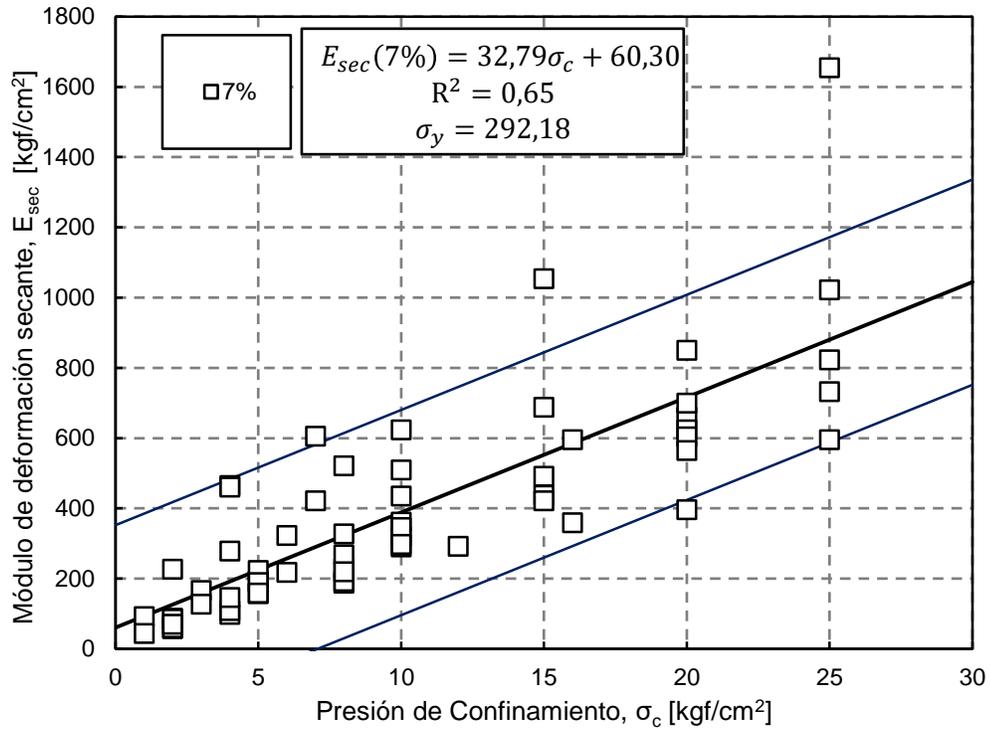


Figura 5.84: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 7%.

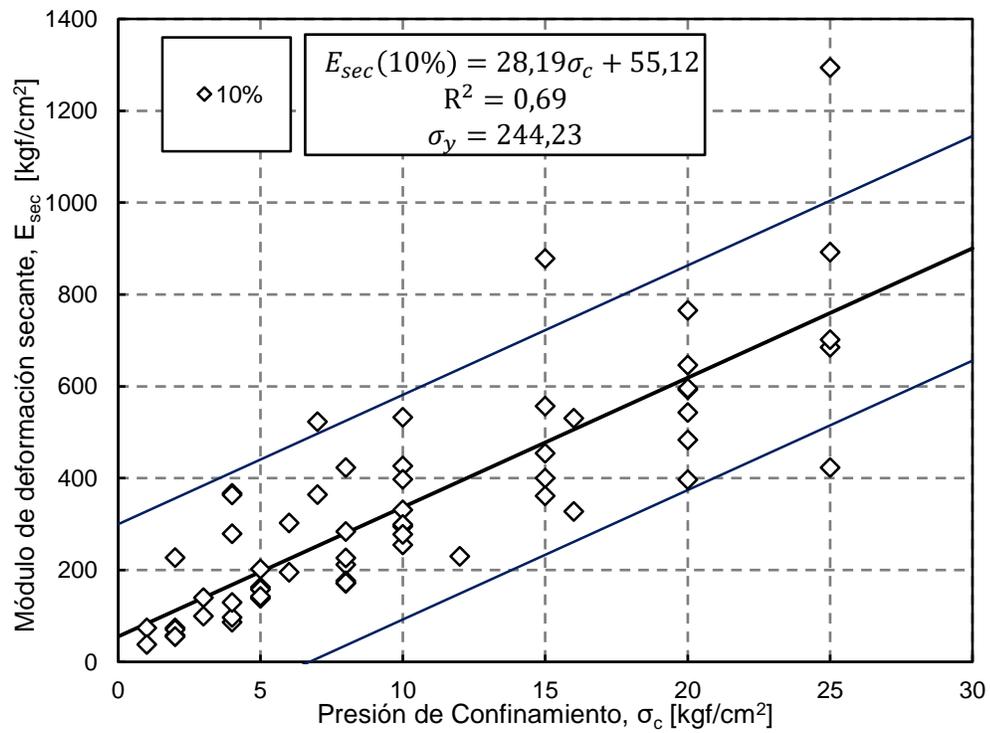


Figura 5.85: Gráfico módulo de deformación secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 10%.

### 5.6.4. Módulo de Corte

El módulo de corte se define como la razón entre la tensión de corte y la deformación de corte (Bowles, 1997). Este parámetro se determina en función del módulo de elasticidad, considerando un coeficiente de Poisson igual a 0,3, que se encuentra dentro de los valores típicos dentro de la práctica geotécnica (Bowles, 1997; Budhu, 2015).

#### 5.6.4.1. Relación módulo de corte ( $G_{50}$ ) e índice de vacíos

La Figura 5.86 muestra la relación entre módulo de corte ( $G_{50}$ ) y el índice de vacíos en el punto de medición, y se presenta la relación lineal entre ellos, con sus bandas. Sin embargo, los valores evidencian un ajuste menor al 40%. Aun cuando el ajuste lineal no se adapta a todas las mediciones, las bandas estadísticas contienen a casi la totalidad de la muestra. Debido a que la relación encontrada no establece una dependencia clara entre los parámetros, se estudia cómo se ve influenciada la función de Hardin, que relaciona el módulo de corte con la presión de confinamiento, además de una función de índice de vacíos.

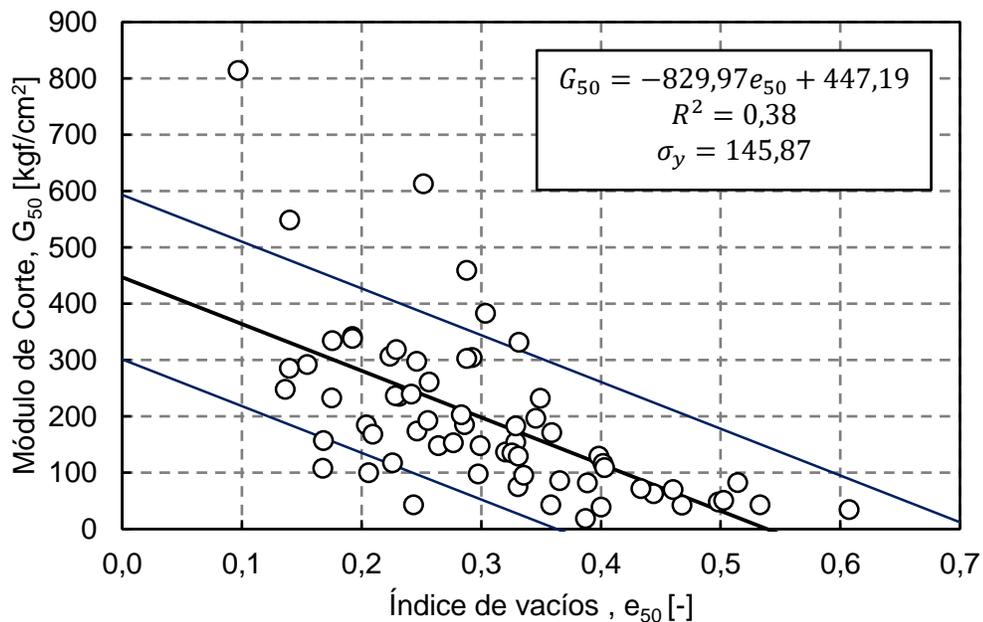


Figura 5.86: Gráfico módulo de deformación  $G_{50}$  versus índice de vacíos  $e_{50}$ .

#### 5.6.4.2. Función de Hardin

Previo al estudio de la función de Hardin, se analiza el comportamiento del módulo de corte y la presión de confinamiento sin considerar la influencia del índice de vacíos. En la Figura 5.87 se presenta el gráfico de módulo de corte  $G_o$  según presión de confinamiento, ambos parámetros normalizados por la presión atmosférica. A partir de lo cual se genera una tendencia potencial que se define según la ecuación [98].

$$\frac{G_o}{P_a} = A_g \left( \frac{\sigma_c}{P_a} \right)^t \quad [98]$$

Posteriormente, se analizan los proyectos uno a uno, bajo la expresión propuesta anteriormente. La

Figura 5.88 presenta los resultados obtenidos para los coeficientes  $A_g$  y  $t$ , los que se relacionan linealmente entre sí. Además, se evidencia que los coeficientes  $A_g$  y  $t$  asociados al análisis global de los datos se condice con la tendencia reusltante del análisis local.

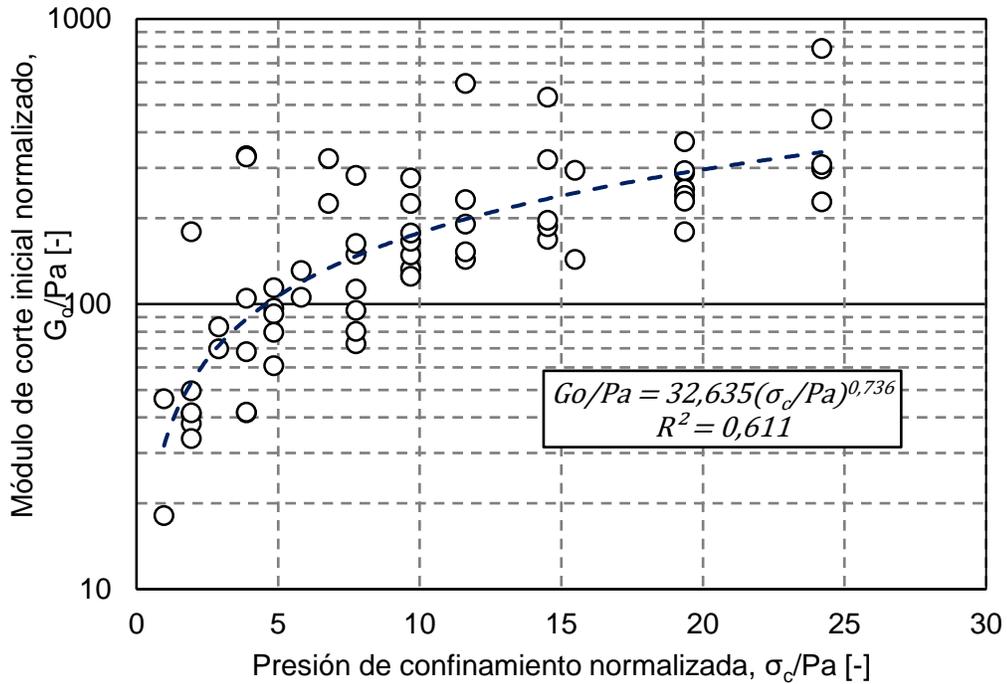


Figura 5.87: Gráfico módulo de corte normalizado  $G_o$  versus presión de confinamiento normalizada  $\sigma_c$ .

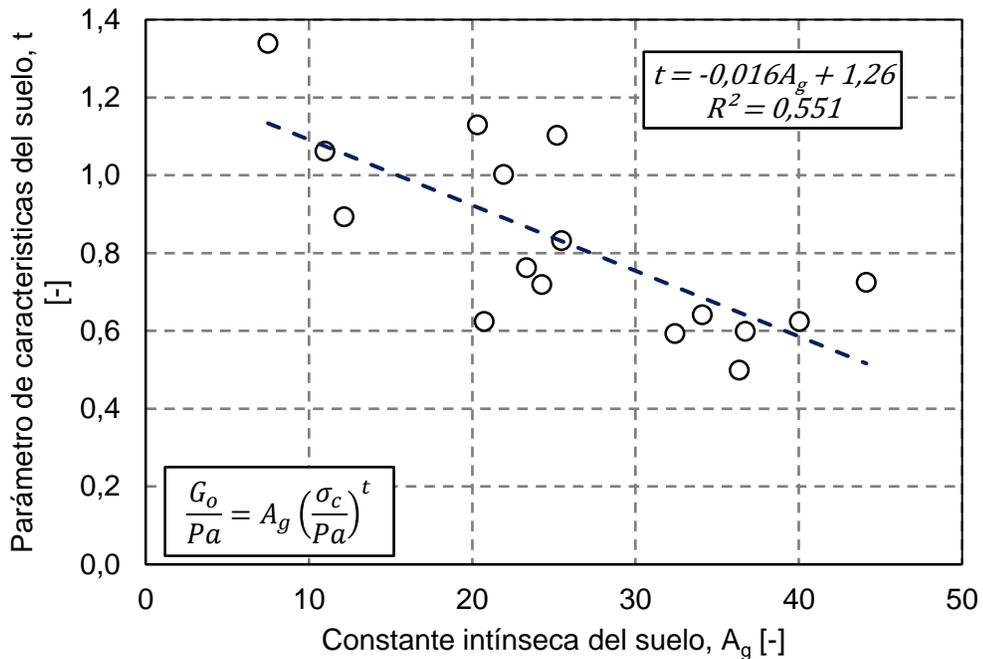


Figura 5.88: Gráfico de relación entre coeficientes asociados a módulo de corte inicial y presión de confinamiento.

La función de Hardin se define según la ecuación [99], según las condiciones de este trabajo se considera el parámetro OCR igual a 1.

$$G_o = G_g * OCR^k * Pa^{1-n} * \sigma_c^n \quad [99]$$

En la Figura 5.89 se presenta un estudio generalizado entre los parámetros que se utilizan para describir la función de Hardin, y se obtienen los coeficientes  $C_g$  y  $n$  del conjunto total de datos. Se observa que el factor de ajuste está por sobre 0,6 lo que indica la existencia de una dependencia entre los parámetros.

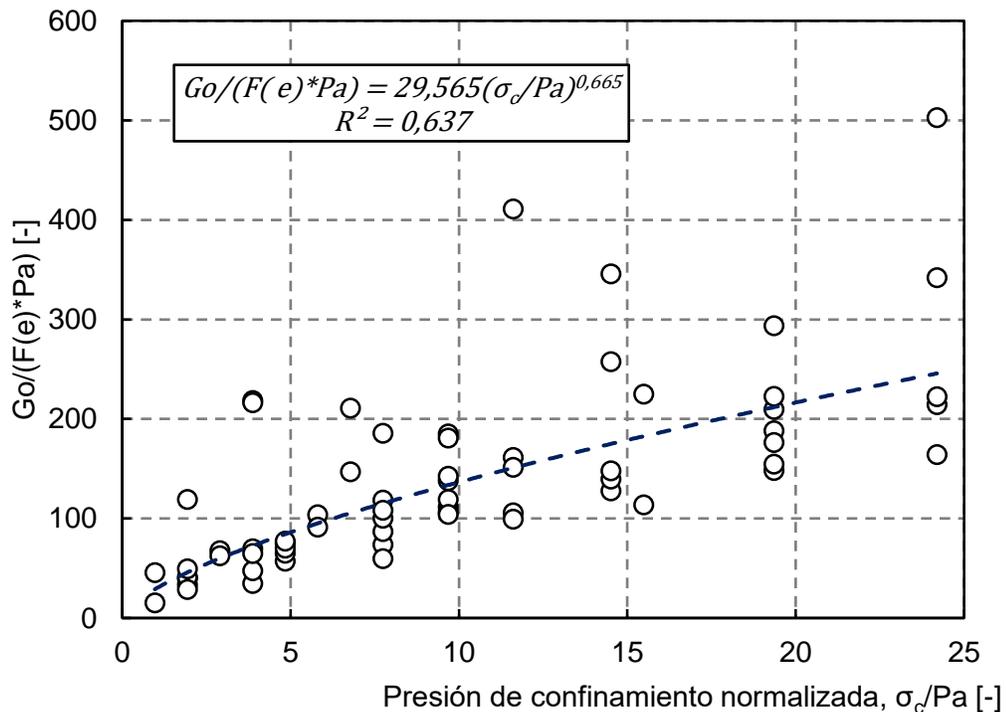


Figura 5.89: Relación entre parámetros de la función de Hardin

Posteriormente, se estudia el comportamiento de la función de Hardin de cada una de las series de datos analizadas, graficándolas y realizando el ajuste potencial correspondiente. En la Figura 5.90 se gráficán los coeficientes  $C_g$  y  $n$ , y es posible obtener una tendencia lineal entre ellos con un factor de ajuste cercano a 0,7. Además, si se consideran los valores de coeficientes  $C_g$  y  $n$  para la totalidad del espacio muestral, se encuentran en la proximidad a línea de tendencia entre los coeficientes clasificados por series.

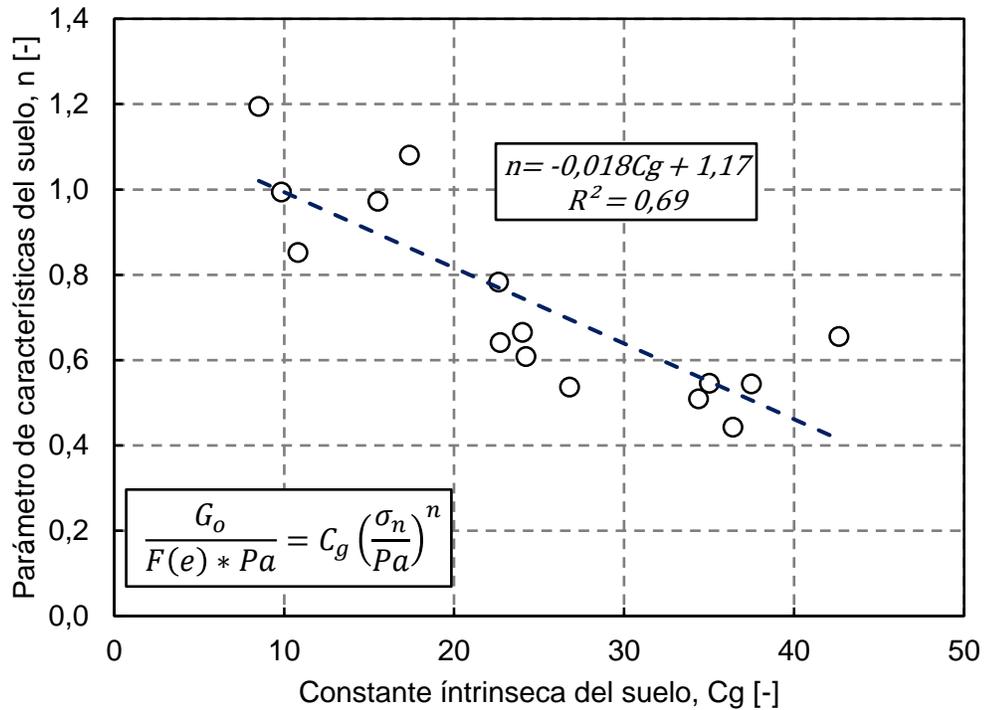


Figura 5.90: Gráfico de relación entre coeficientes de función de Hardin.

A partir de los dos análisis realizados previamente, se observa que las tendencias lineales entre los coeficientes resultantes de las regresiones potenciales presentan comportamientos similares, que se evidencia en las pendientes y en los rangos en los que se presentan.

Considerando el comportamiento semejante que tienen ambos análisis se realiza un despeje algebraico a partir de las ecuaciones [98] y [99], permitiendo observar a influencia que ejerce la función de índice de vacíos que no es considerada en el primer análisis, pero que es fundamental en el segundo. La expresión para la función de índice de vacíos es la que señala a continuación.

$$F(e) = \frac{A_g}{C_g} \left( \frac{\sigma_c}{Pa} \right)^{t-n} \quad [100]$$

En el gráfico de la Figura 5.91 se relaciona la función de índice de vacíos medido según lo propuesto por Hardin & Blandford (1989) con la calculada según la estimación planteada en la ecuación [100]. Del gráfico se observa que los resultados obtenidos a partir de los parámetros determinados previamente ( $A_g$ ,  $t$ ,  $C_g$  y  $n$ ) están subestimados con respecto a los medidos a partir de la función  $F(e) = \frac{1}{0,3+0,7e^2}$ . La tendencia lineal entre los dos parámetros demuestra que el resultado estimado es igual a la mitad del determinado considerando la función de índice de vacíos.

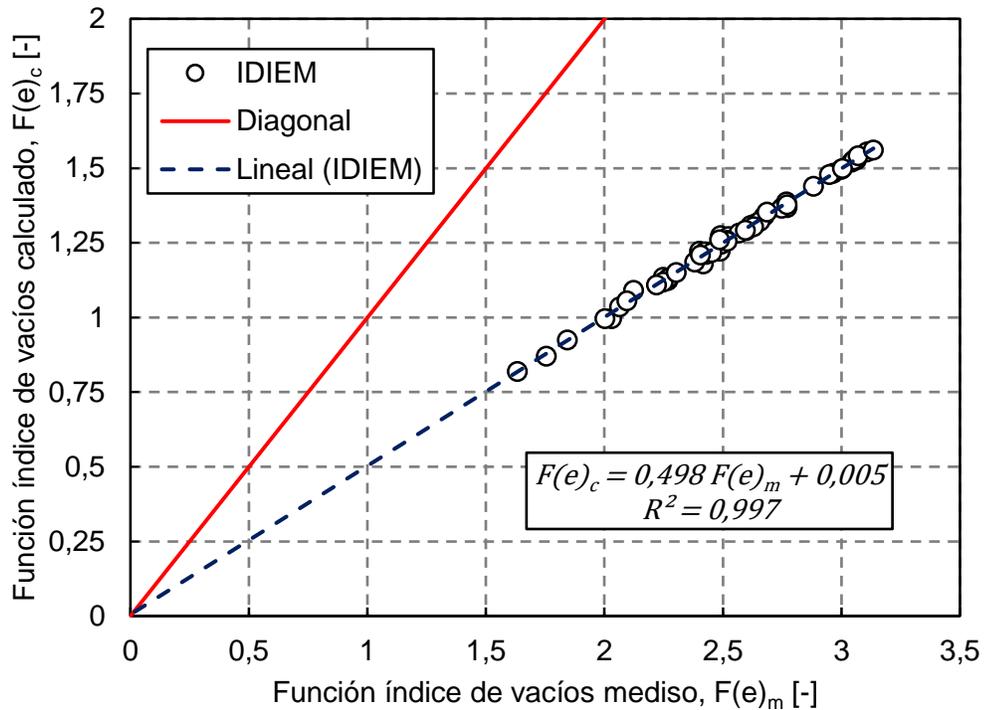


Figura 5.91: Gráfico de relación entre función de índice de vacíos calculada y medida.

#### 5.6.4.3. Módulo de corte secante

Los gráficos presentados desde la Figura 5.92 hasta la Figura 5.96 muestran el análisis desarrollado al considerar el módulo de corte secante en función de la presión de confinamiento, a niveles de deformación de 1, 3, 5, 7 y 10%. Se observa la misma tendencia que para  $E_{sec}$ , pero restringido a un rango menor de valores menor esto debido a la aplicación del coeficiente de Poisson, ya que, al aumentar la deformación se obtienen valores menores del módulo de corte secante. A medida que aumenta la deformación, disminuyen las pendientes y los coeficientes de intersección con el eje de las ecuaciones de la recta del módulo de corte secante  $G_{sec}$  en función de la presión de confinamiento.

También, a medida que crecen los porcentajes de deformación, aumenta el valor de los coeficientes de determinación, lo que significa que las rectas se ajustan mejor al set de datos. En cambio, la desviación estándar disminuye a deformaciones mayores.

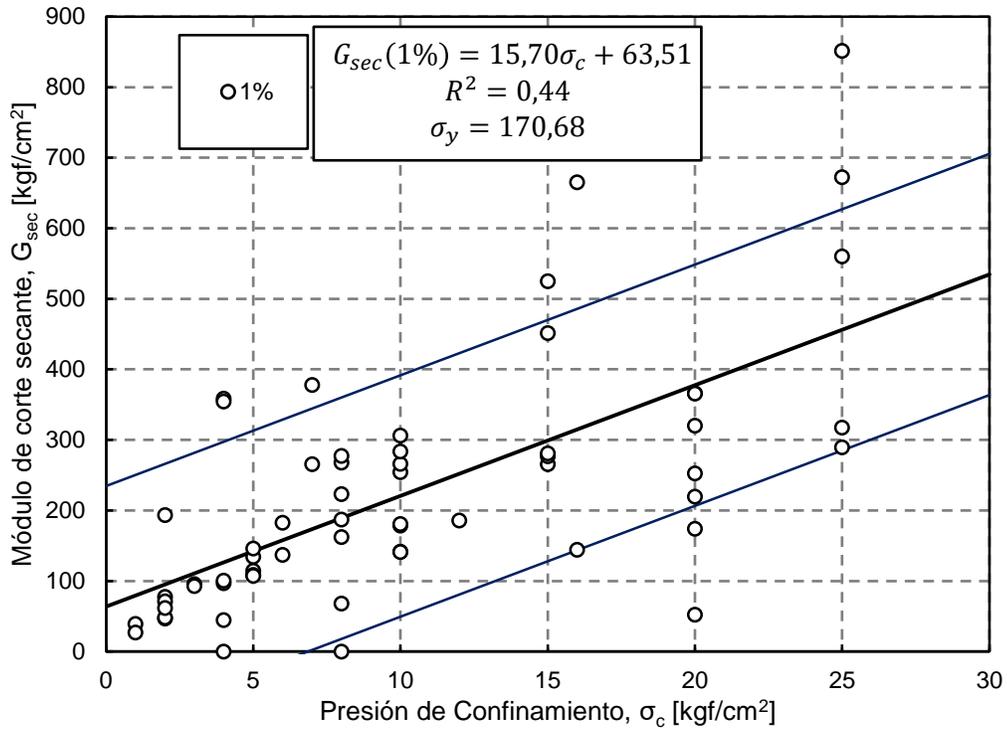


Figura 5.92: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 1%.

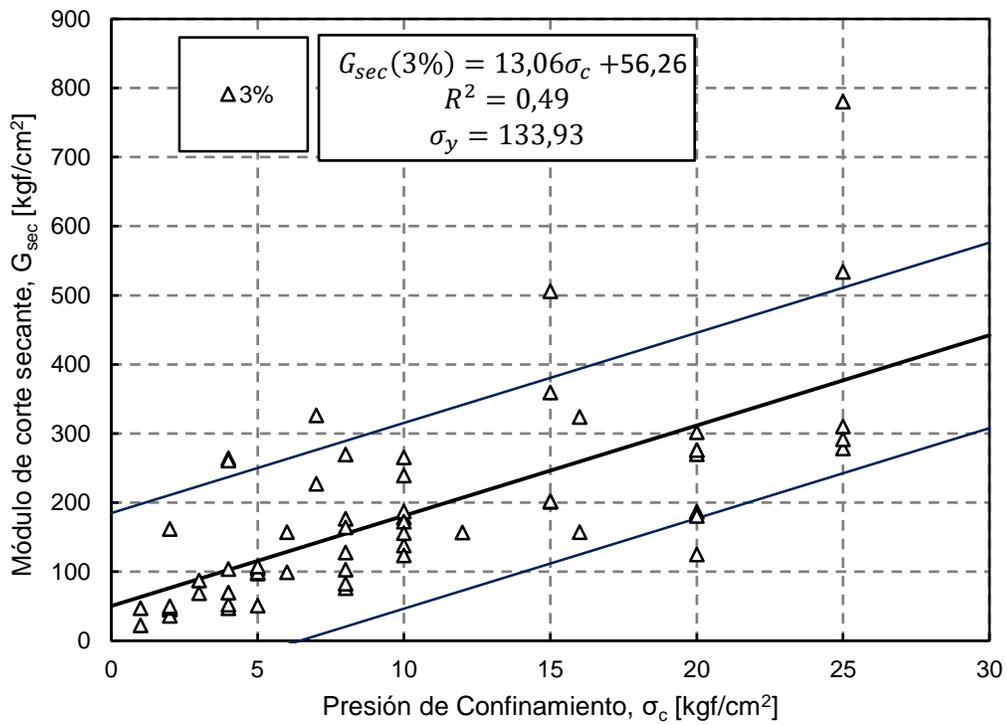


Figura 5.93: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 3%.

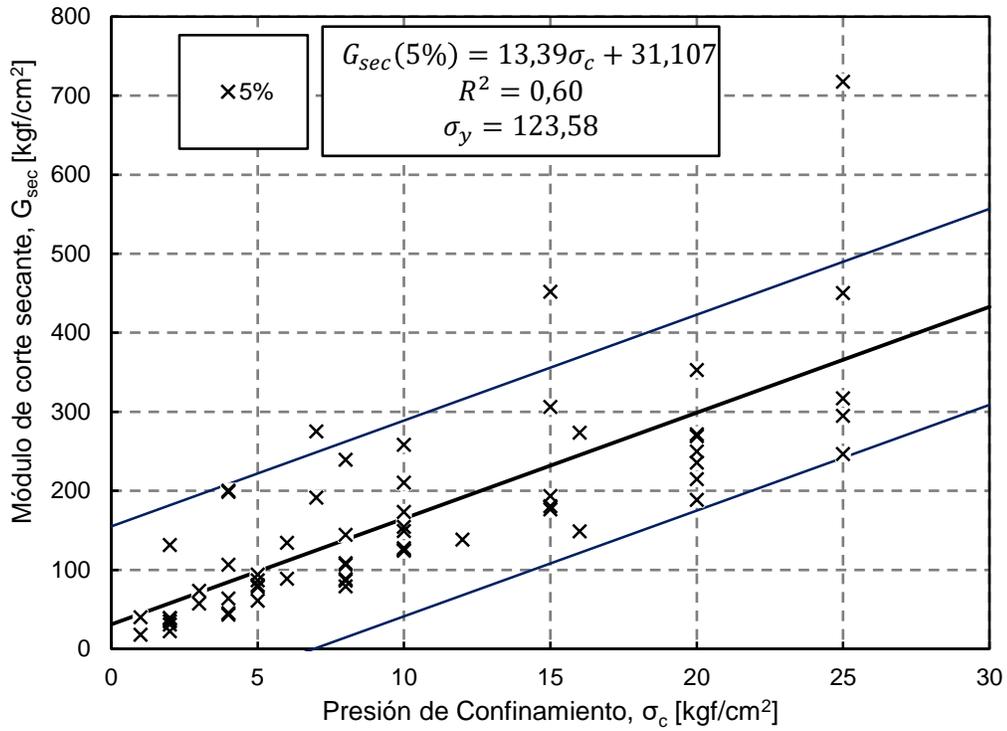


Figura 5.94: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 5%.

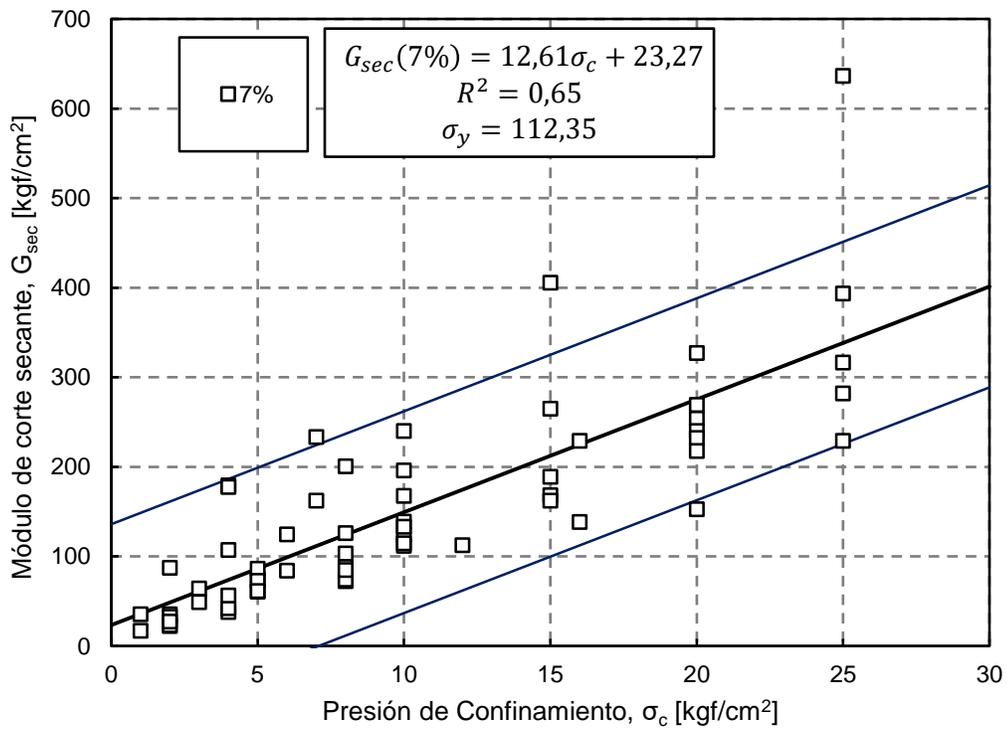


Figura 5.95: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 7%.

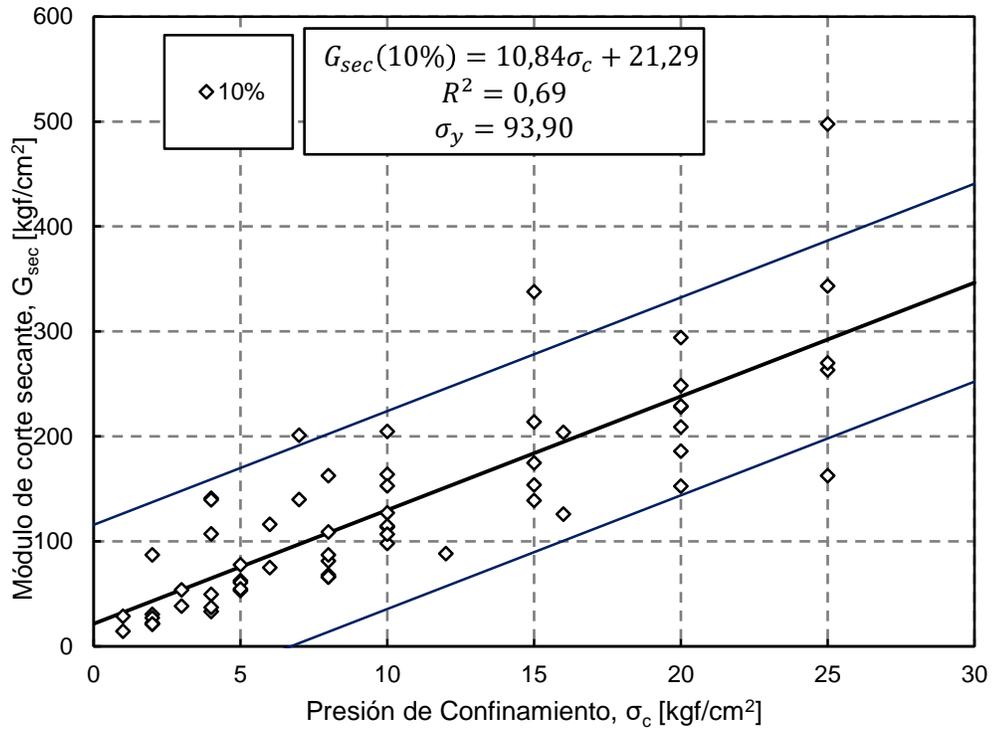


Figura 5.96: Gráfico módulo de corte secante versus presión de confinamiento, con deformación axial de 10%.

## 5.7. Parámetros de Resistencia al Corte

### 5.7.1. Criterio de falla lineal

#### 5.7.1.1. Niveles de tensiones

Al considerar la escasez de equipos triaxiales a gran escala en el mundo, el ábaco de Leps resulta ser una herramienta de suma utilidad cuando no es posible realizar un ensayo a materiales granulares gruesos. Esto debido a que se pueden establecer estimaciones según los límites propuestos por Leps (1970) luego de la recopilación de 100 ensayos sobre enrocados. El nivel de tensiones en el ábaco de Leps, se puede analizar a partir de varios factores con los que se clasifican los resultados, los que se detallan a continuación.

- **D<sub>50</sub>**:

En la Figura 5.97 se grafica el ángulo de fricción máximo versus tensión normal, clasificando los datos por tamaño medio de partículas (D<sub>50</sub>), en este caso se consideran rangos de D<sub>50</sub> que acotan las categorías a analizar. Los rangos utilizados son: menores a 10 [mm]; 10-20 [mm]; 20-30 [mm]; 30-40 [mm]; 40-50 [mm]; y mayores a 50 [mm]. En primera instancia no es posible determinar una relación entre el diámetro y la resistencia. Sin embargo, se observa que los ensayos con tamaño de partículas medio (D<sub>50</sub>) mayores, se encuentran en la parte alta del ábaco. Esto significa que los valores se sitúan entre el límite de resistencia promedio y sobre el límite de alta resistencia propuesto por Leps (1970), tal como sucede para los D<sub>50</sub> entre 30-40, 40-50 y sobre 50 mm. Para D<sub>50</sub> menores los resultados se encuentran sin una tendencia clara que se pueda detallar.

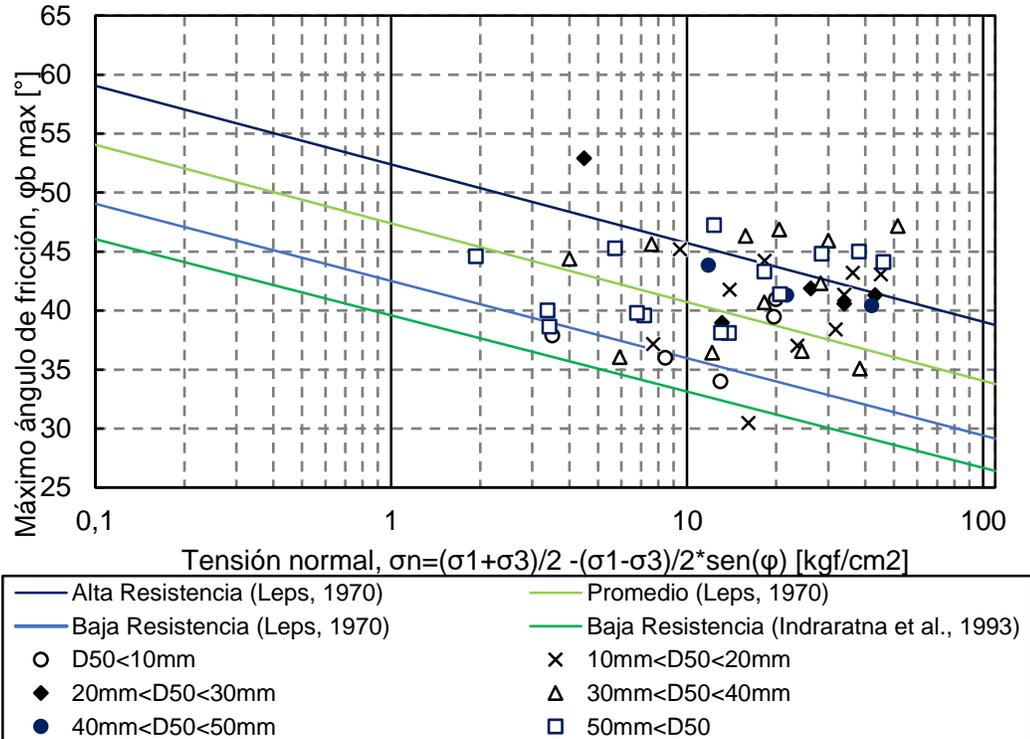


Figura 5.97: Ábaco de Leps clasificado por tamaños medios D<sub>50</sub>.

- **Rotura de partículas:**

En la Figura 5.98 se presenta la clasificación de los datos según la rotura de partículas de Marsal,  $B_g$ , que grafica el ángulo de fricción interna máxima según la tensión normal, y donde se consideran los tramos de rotura total de 5-15%, 15-20% y sobre 20%. Se desprende que los puntos con menor porcentaje de rotura,  $5 < B_g < 15$ , se encuentran en el rango promedio-alta resistencia, y gran porcentaje de los resultados de  $\phi_{bmax}$  están por sobre los  $40^\circ$ . Los ensayos que tienen asociados un nivel de rotura de partículas intermedio,  $15 < B_g < 20$ , se encuentran en la parte superior del ábaco correspondiente a altas resistencias, y solo cuatro de estos ensayos están en un rango de baja resistencia. Por su parte, los resultados con mayor porcentaje de rotura se encuentran en la parte baja del ábaco, correspondiente al rango promedio-baja resistencia, y se asocian con un ángulo movilizado máximo menor a  $40^\circ$ .

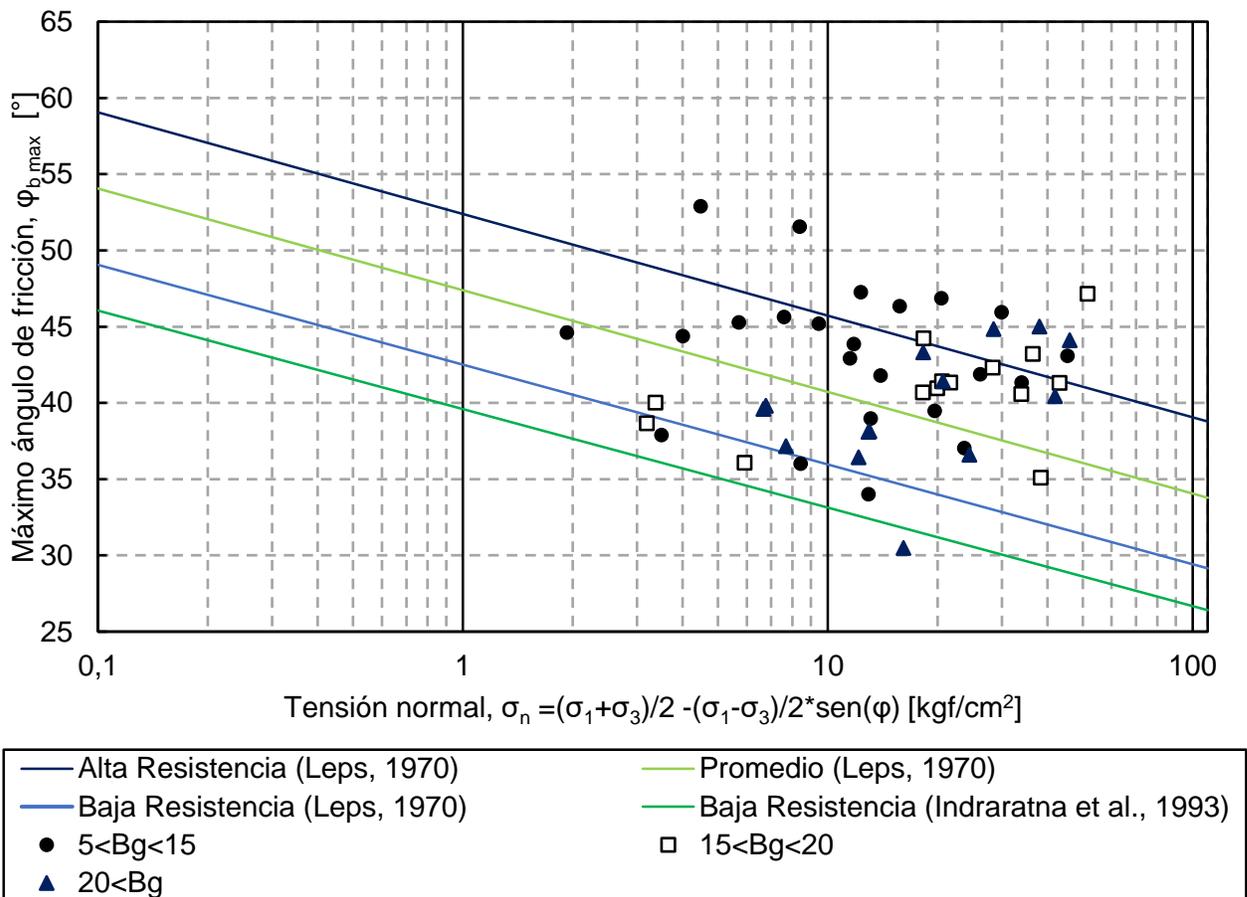


Figura 5.98: Ábaco de Leps clasificado por tamaños medios nivel de rotura de partículas.

- **Índice de vacíos:**

Al analizar los resultados cuando los datos se asocian al índice de vacíos, es posible graficar el ángulo de fricción interna máxima en función de la tensión normal, como se presenta en la Figura 5.99. Si bien los datos se encuentran bien dispersos, existe una tendencia en los resultados con  $e_o < 0,4$ . Estos resultados muestran resistencias mayores que los ensayos que se encuentran en el rango  $0,4 < e_o < 0,5$ , los que se hallan en torno al promedio de resistencias según el ábaco propuesto por Leps. A su vez, los ensayos con índice de vacíos entre 0,4 y 0,5, tienen en general resistencias mayores que los del rango  $0,5 < e_o$ , que se localizan en la vecindad de las bajas resistencias.

Por lo tanto, se puede resumir lo anterior al indicar que mientras menor sea el índice de vacíos, mayor será la resistencia, lo que tiene sentido lógico, pues las partículas están en estrecho contacto, lo que permite alcanzar una mayor resistencia comparada con la situación cuando se encuentran separadas por volúmenes de aire.

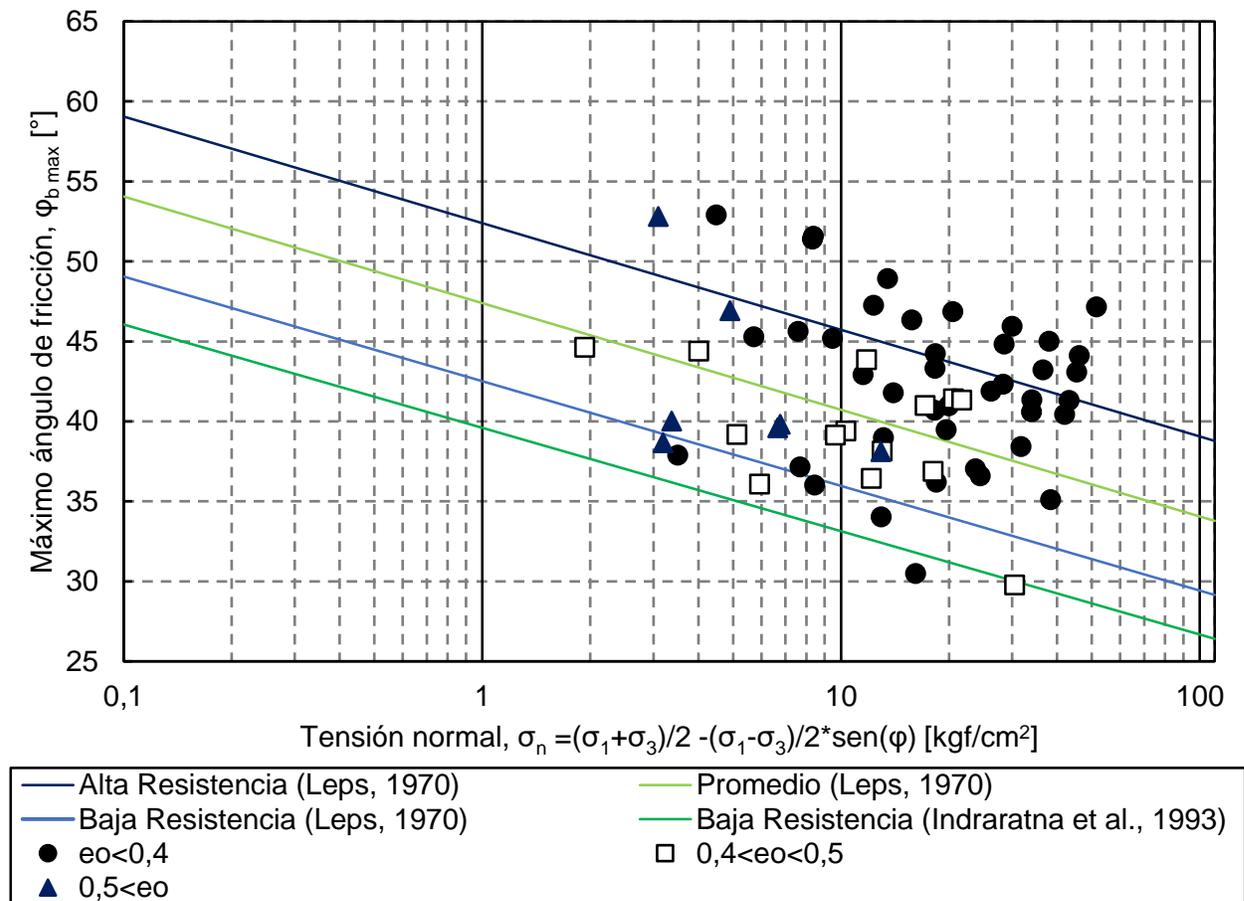


Figura 5.99: Ábaco de Leps clasificado por rango de índice de vacíos.

## - Clasificación USCS

Se analiza el ábaco de Leps según la clasificación USCS de los materiales. Sin embargo, no es posible definir el tipo de finos existentes en los materiales ensayados, debido a que no se cuenta con la información asociada a límites de Atterberg. Aun así, las clasificaciones son las que se detallan a continuación:

- G(C/M) o G C.F.>12: corresponde a suelos granulares, clasificados como gravas (G), con un contenido de finos superior al 12%, por lo que se requiere de información adicional para identificar dicha porción de material como arcilla (C) o limo (M).
- GP: son materiales clasificados como gravas (G), que según la combinación de los coeficientes de uniformidad y curvatura se denominan como mal graduados (P).
- GP-G(C/M) o GP—C.F. [5,12]: son materiales clasificados como gravas (G), considerados mal graduados (P) al analizar los coeficientes de curvatura y uniformidad. Además, al contener entre 5 y 12% de finos, se deben clasificar de formal dual, y caracterizar el material fino como arcilla (C) o limo (M).
- GW: son materiales clasificados como gravas (G), que según la combinación de los coeficientes de uniformidad y curvatura se denominan como bien graduados (W).
- GW-G(C/M) o GP—C.F. [5,12]: son materiales clasificados como gravas (G), y que son considerados bien graduados (W) al analizar los coeficientes de curvatura y uniformidad. Además, al contener entre 5 y 12% de finos, se deben clasificar de formal dual, y caracterizar el material fino como arcilla (C) o limo (M).

En la Tabla 5.14 se definen las categorías que se usan en el ábaco de Leps (1970), que están asociadas a la clasificación USCS y el tamaño máximo de partículas. En la Figura 5.100 se muestra la distribución de los ensayos según las clasificaciones USCS, y se observa que sobre el 50% de los materiales se caracterizan como gravas mal graduadas.

Tabla 5.14: Definición de las categorías por clasificación USCS y tamaño máximo de partículas.

Categoría	Clasificación USCS	D <sub>100i</sub> [mm]
D1	G(C/M)	203,2
D2	G(C/M)	177,8
D3	GP	203,2
D4	GP	152,4
D5	GP-G(C/M)	203,2
D6	GP-G(C/M)	152,4
D7	GW	203,2
D8	GW	177,8
D9	GW-G(C/M)	152,4

En la Figura 5.101 se presenta el ábaco de Leps categorizado por clasificación USCS y tamaño máximo de partículas. Al comparar los resultados para una misma clasificación se tiene que existe una tendencia que indica que a mayor tamaño de partículas, la resistencia es mayor. Esto sucede para los materiales clasificados como GP-G(C/M) y

GW. Sin embargo, para el caso de para G(C/M) sucede lo opuesto, y para GP, el comportamiento es homogéneo independiente del tamaño de partículas. Al realizar el análisis con respecto al tamaño máximo de partículas, donde se observa que para 203,2 [mm], GP-G(C/M) resulta ser la clasificación con mayor resistencia, en tanto para 177,8 [mm], la clasificación G(C/M) alcanza resistencias mayores que GW. Finalmente, para un tamaño máximo de 152,4 [mm], los materiales mal graduados (GP) resisten más que los clasificados como GP-G(C/M) o GW-G(C/M).

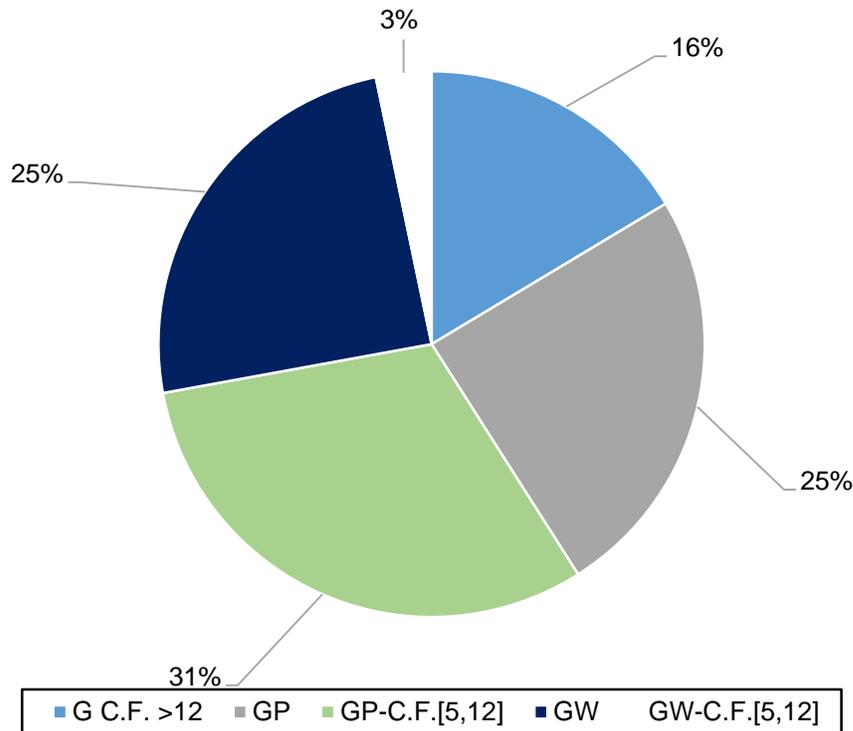


Figura 5.100: Distribución de ensayos según clasificación USCS.

Además, en la Figura 5.101 se muestra la propuesta de una extensión del límite de resistencia, ya que consistentemente se observa que parte de los ensayos estudiados en este trabajo se hallan sobre el límite de alta resistencia de Leps (1970). Se advierte también que en su mayoría los ensayos que se ubican dentro de este espacio están asociados a materiales mal graduados.

La extensión de límite que se propone se realiza bajo la condición que se sitúe sobre todos datos y que siga la tendencia de los límites propuestos anteriormente por Leps (1970) e Indraratna *et al.* (1993), con esto la curva queda propuesta según la siguiente ecuación.

$$\varphi_{b_{max}} = -2,895 \ln(\sigma_n) + 58,609 \quad [ 101 ]$$

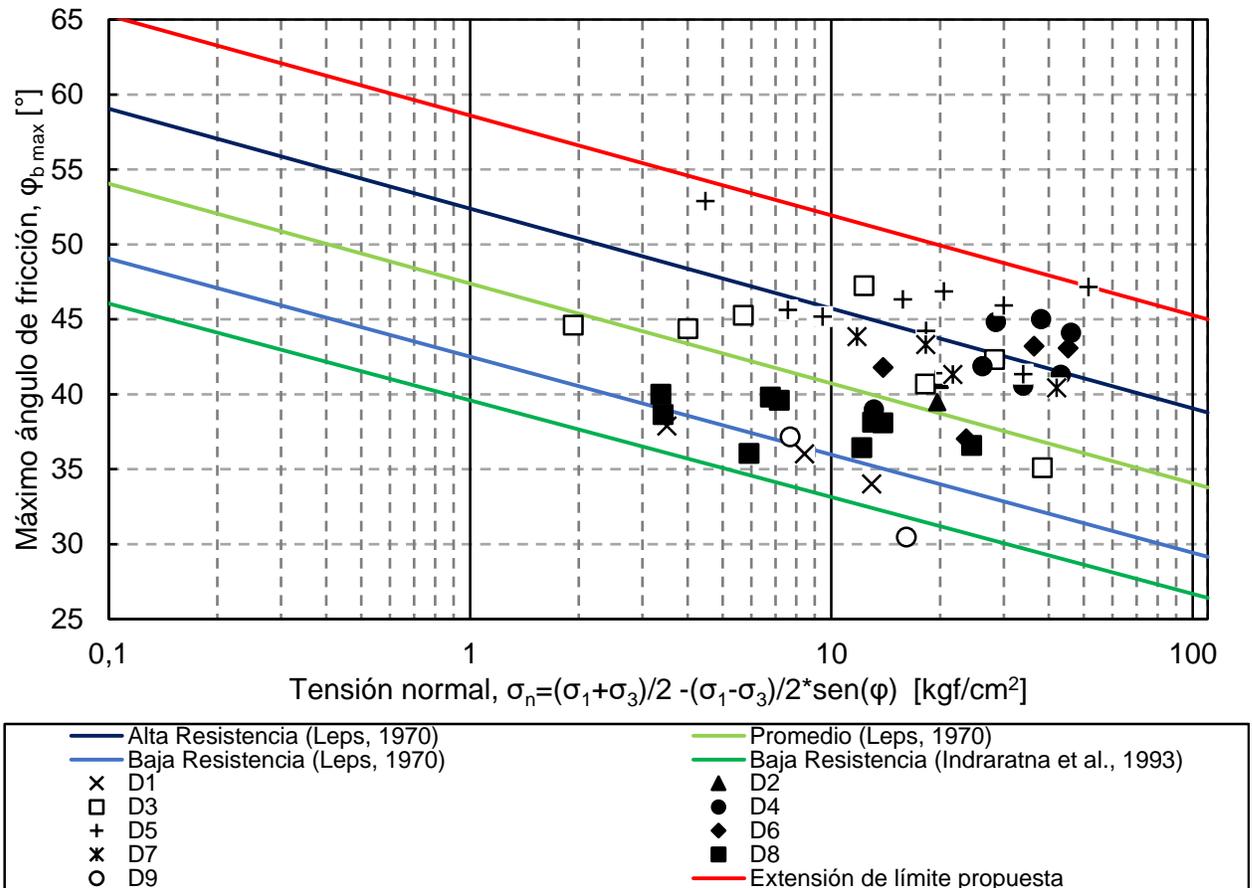


Figura 5.101: Ábaco de Leps categorizado por clasificación USCS y tamaño máximo de partícula, con propuesta de límite de máxima resistencia.

### 5.7.1.2. Planos p y q

Para determinar los parámetros de resistencia al corte se debe tener en consideración los rangos de presiones de confinamiento en los cuales estas resistencias se desarrollan (1 - 25 [kgf/cm<sup>2</sup>]). En esta sección se trabaja con el criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb. Sin embargo, el criterio de falla bilineal se considera en los casos en que los proyectos se desarrollen tanto en presiones convencionales ( $\sigma_c = 0-10\text{kgf/cm}^2$ ), como en altas presiones ( $\sigma_c > 10\text{kgf/cm}^2$ ). En la Figura 5.102 se esquematiza el procedimiento aplicado para determinar los parámetros de resistencia al corte según condiciones de presión.

Se comienza con el estudio de presiones convencionales y se determinan los parámetros de resistencia al corte,  $c_c$  y  $\phi_c$ , asociado a cada serie de ensayos. Cabe señalar que la cohesión corresponde a una propiedad física inherente del material, la cual debe permanecer constante independiente de la condición de presiones en las que se ejecute el ensayo.

Se continúa con los ensayos a altas presiones debido a la condición que debe cumplir el parámetro de cohesión, y se impone el valor de intersección con el eje de esfuerzo de corte ( $N_c$ ) en la ecuación de la recta del criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb. Así, se obtiene un nuevo valor de los parámetros de resistencia al corte,  $c_{AP}$  y  $\phi_{AP}$ , y se compara

el valor de la cohesión del caso de altas presiones ( $c_{AP}$ ) con el resultante de presiones convencionales ( $c_c$ ). Si estos valores son iguales, se mantiene el resultado de altas presiones  $c_c$  y  $\varphi_{AP}$ , pero en el caso contrario, se itera en torno al valor de  $N_c$  hasta alcanzar un resultado de  $\varphi_{AP}$  que satisfaga la condición de cohesión constante y las condiciones de la envolvente de falla en estudio.

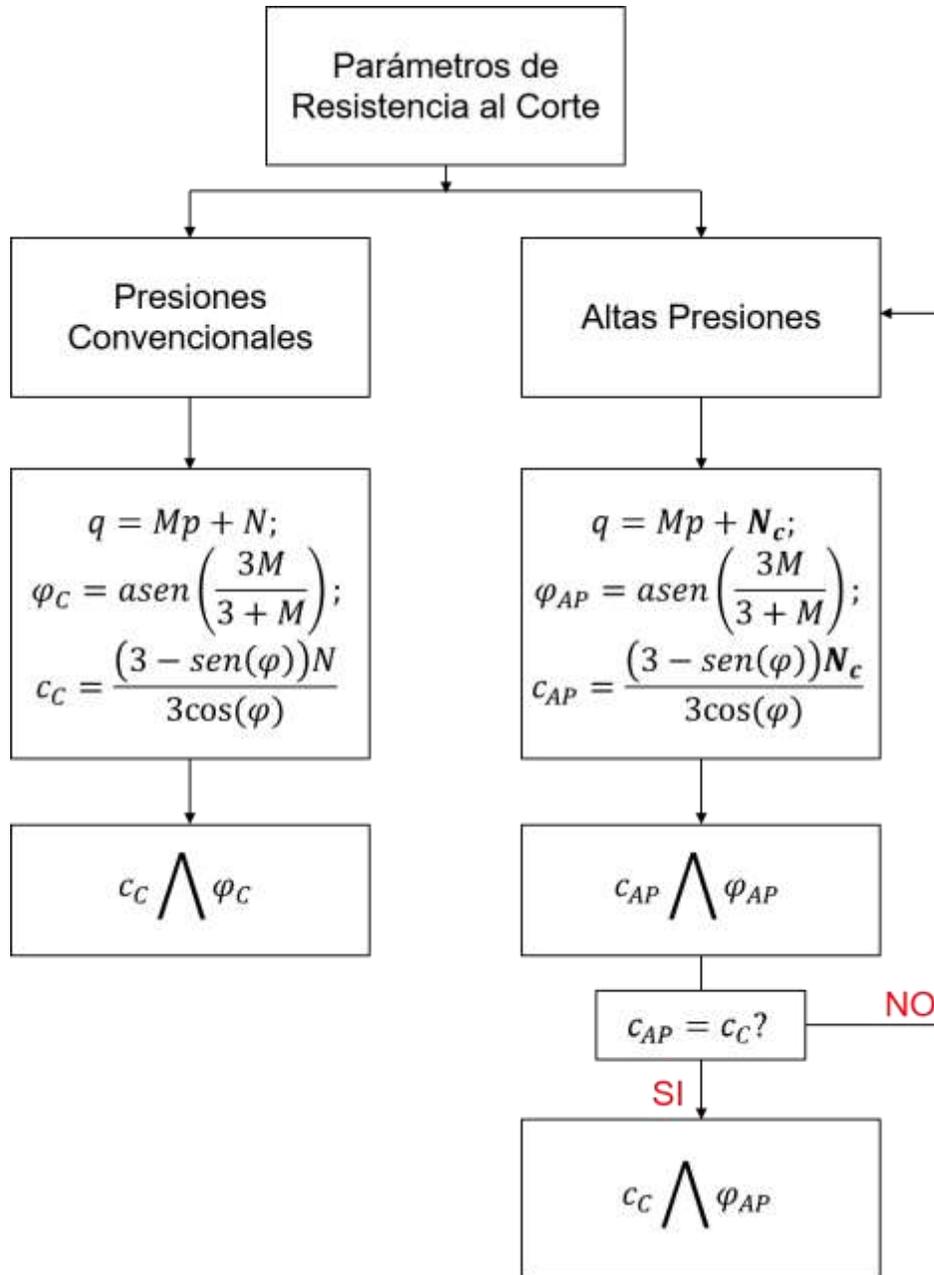


Figura 5.102: Esquema iteración parámetros de resistencia al corte.

En la Tabla 5.15 y en la

Figura 5.103 se presentan los resultados de los parámetros de resistencia al corte,  $c$  y  $\varphi$ , para el criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb (3D), para ambos rangos de presiones.

Adicionalmente, en la Figura 5.103 se grafican resultados de trabajos anteriores como es el caso de De la Hoz (2007) y Dorador (2010).

Tabla 5.15: Resultados de parámetros de resistencia al corte.

Proyecto	a [kgf/cm <sup>2</sup> ]	b [-]	R <sup>2</sup>
P4S1	1,561	0,711	0,996
P5S1	1,160	0,879	0,985
P5S3	0,013	2,506	1,000
P7S1	1,530	0,873	0,997
P7S2	0,696	1,063	0,998
P9S1	0,487	1,160	0,959
P10S1	0,952	1,039	0,999
P11S1	0,554	1,065	0,932
P12S1	0,642	1,042	1,000
P17S1	1,827	0,779	0,919
P18S1	0,889	1,050	0,999
P21S1	1,272	0,892	0,999
P21S2	1,188	0,897	1,000
P29S1	0,766	1,016	0,998
P29S2	0,868	0,959	0,999
P32S1	0,848	0,913	0,999
P35S1	0,782	1,010	1,000
P35S2	0,006	2,638	1,000

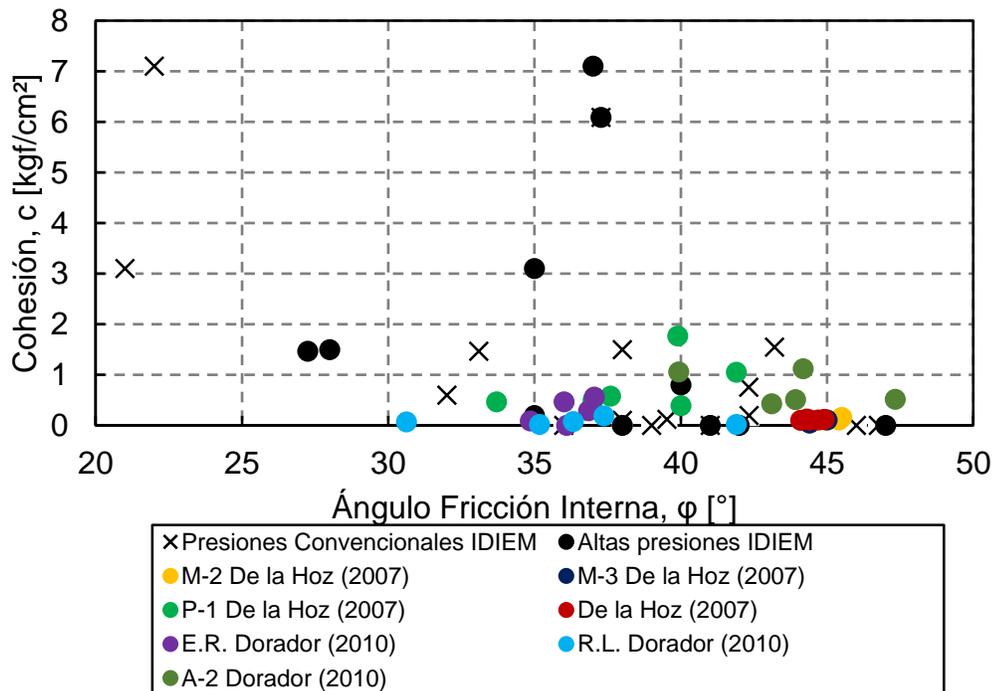


Figura 5.103: Gráfico de resultados de parámetros de resistencia al corte.

De lo observado, en 16 de 19 series, la cohesión es nula o con un valor inferior a 2 [kgf/cm<sup>2</sup>], mientras que el ángulo de fricción interna en presiones convencionales, se encuentran concentrado entre 35-45 [°]. El mismo rango es válido para altas presiones. En cuanto a la variación del ángulo entre altas y bajas presiones, se observan tres casos: ángulo permanece igual, disminución de ángulo, y aumento de este. Las envolventes de falla de cada proyecto se pueden ver en el Anexo F.

En la Figura 5.103 se presenta la distribución de los resultados de ángulo de fricción interna para presiones convencionales, donde se observa que el parámetro medido se concentra en el rango 35-45 [°], mientras que en la Figura 5.104 se presenta el histograma del ángulo de fricción interna a altas presiones. En este caso nuevamente los resultados se concentran en el rango 35-45 [°], sin embargo, el espacio muestral es menor, debido a que no todas las series requieren separar el análisis entre presiones convencionales y altas presiones. La Figura 5.105 muestra la distribución de los resultados de cohesión, donde se aprecia que el número de series decae al aumentar el valor de la cohesión, salvo en la vecindad de 7 [kgf/cm<sup>2</sup>]. De aquí se extrae que en su mayoría los ensayos estudiados presentan cohesión nula o muy baja, lo que se explica por materiales no cohesivos. Los casos con un alto valor cohesivo pueden deberse a trabazón mecánica de las partículas.

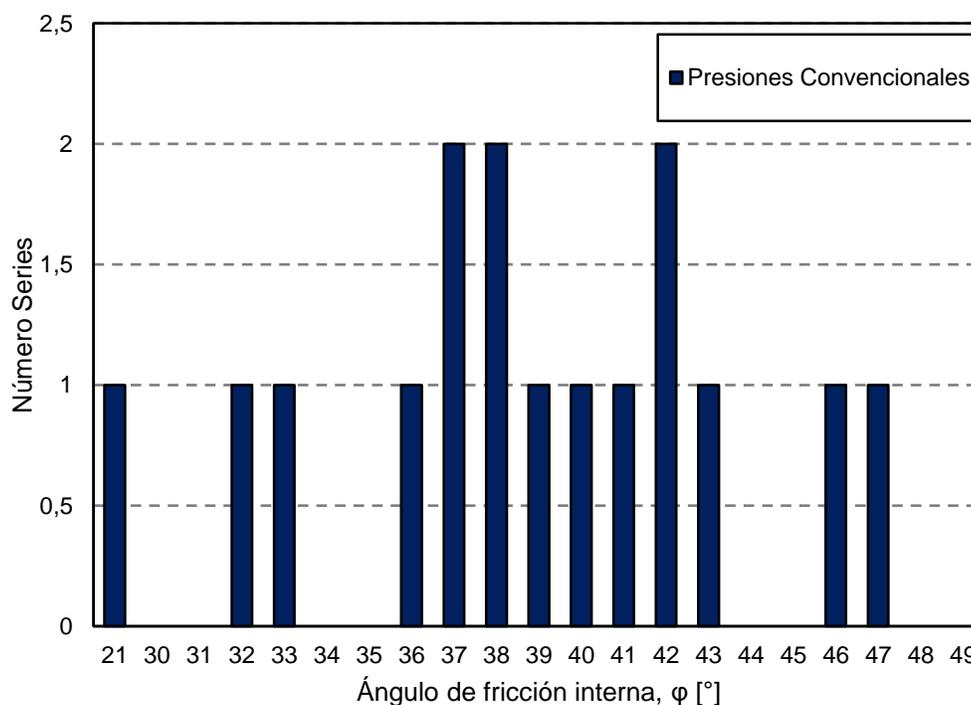


Figura 5.104: Distribución de resultados de ángulo de fricción interna para presiones convencionales.

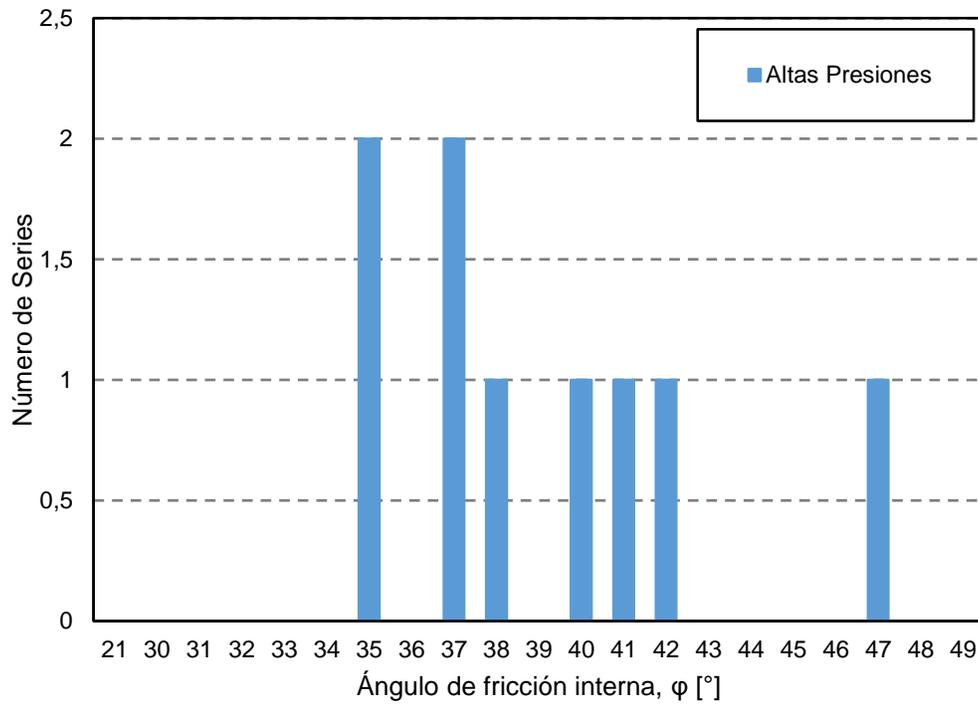


Figura 5.105: Distribución de resultados ángulo de fricción interna para altas presiones.

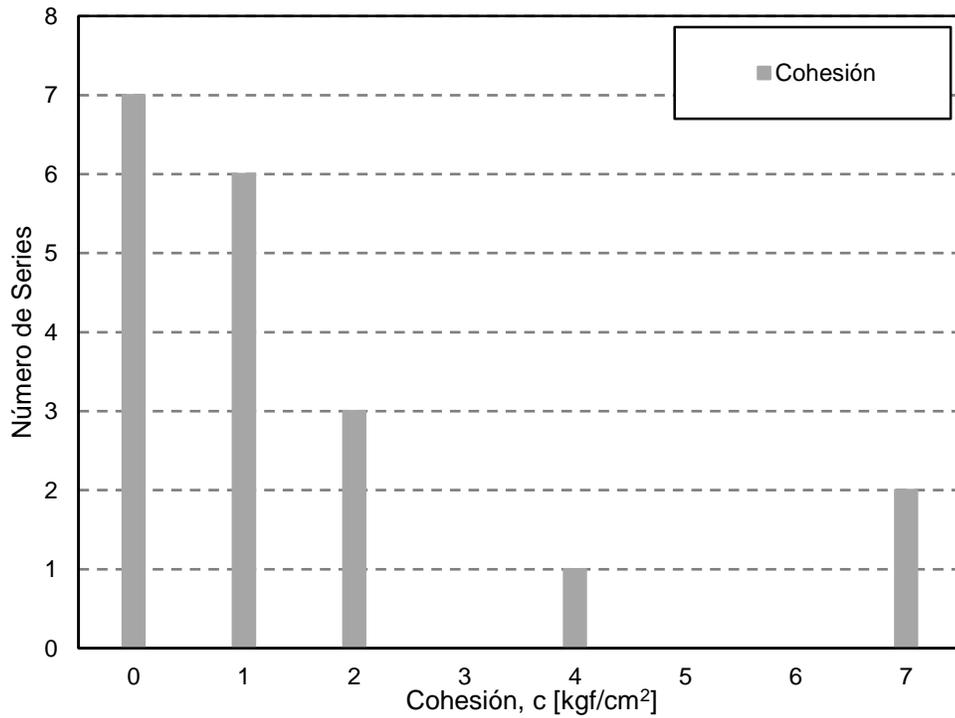


Figura 5.106: Distribución de resultados de cohesión.

### 5.7.2. Criterios de Falla No-lineales

En la Tabla 5.16 se presentan los resultados para el criterio de falla no lineal propuesto por De Mello (1977) y Charles & Watts (1980). Se desprende que en todos los proyectos existe un ajuste casi total según los coeficientes **a** y **b**.

Tabla 5.16: Resultados obtenidos para los coeficientes de ajuste del criterio de Falla No-lineal de Charles & Watts (1980).

Proyecto	a [kgf/cm <sup>2</sup> ]	b [-]	R <sup>2</sup>
P4S1	1,561	0,711	0,996
P5S1	1,160	0,879	0,985
P5S3	0,013	2,506	1,000
P7S1	1,530	0,873	0,997
P7S2	0,696	1,063	0,998
P9S1	0,487	1,160	0,959
P10S1	0,952	1,039	0,999
P11S1	0,554	1,065	0,932
P12S1	0,642	1,042	1,000
P17S1	1,827	0,779	0,919
P18S1	0,889	1,050	0,999
P21S1	1,272	0,892	0,999
P21S2	1,188	0,897	1,000
P29S1	0,766	1,016	0,998
P29S2	0,868	0,959	0,999
P32S1	0,848	0,913	0,999
P35S1	0,782	1,010	1,000
P35S2	0,006	2,638	1,000

En la Figura 5.107 se grafican los coeficientes **a** y **b**, y se observa una relación potencial entre ellos que se ajusta en un 0,96. Los coeficientes se distribuyen en el eje del coeficiente **a** desde 0,005 hasta 5, aunque gran parte de las observaciones se dan para valores del coeficiente **a** entre 0,5 y 3,5, mientras que para el coeficiente **b**, los valores se concentran entre 0,75 y 1,25. También es posible ver que al ingresar los valores obtenidos por Charles & Watts estos también están en la vecindad del ajuste aplicado en su tramo final.

Por otra parte, en la Figura 5.107 también se consideran los resultados del trabajo de Linero *et al.* (2007), los que también se encuentran cercanos a la tendencia propuesta para los coeficientes **a** y **b**. Lo mismo ocurre con los diferentes materiales estudiados por De la Hoz (2007), Dorador (2011) y Contreras (2011), donde sus resultados de **a** y **b** se sitúan en mismo rango de los resultados de este trabajo.

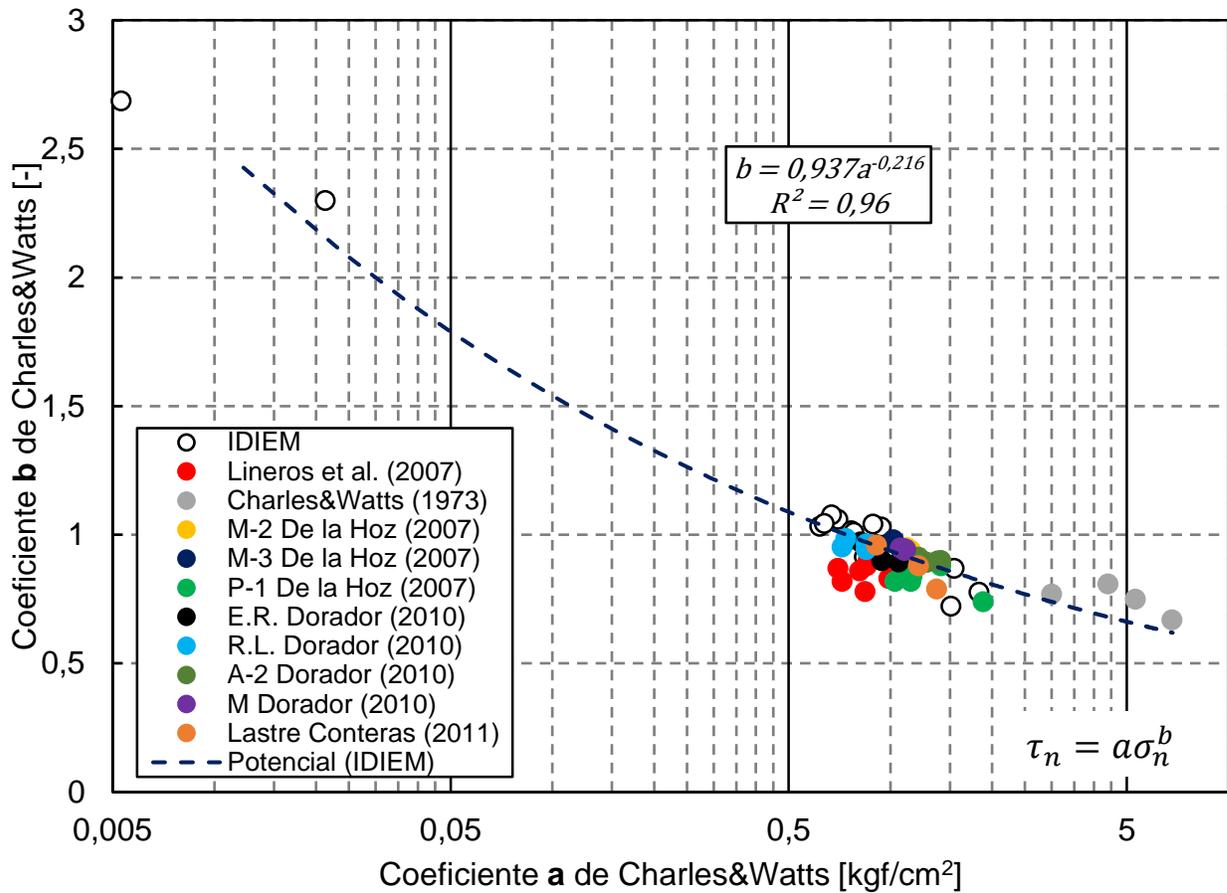


Figura 5.107: Relación de coeficiente a y b, según propuesta de Charles & Watts (1980).

En la Tabla 5.17, se presentan los resultados del análisis del criterio de falla no lineal propuesto por Indraratna *et al.* (1993), donde se observa que la mayoría de los proyectos se ajustan con un valor cercano a 1.

En la Figura 5.108 se presentan los resultados de los coeficientes **a** y **b**, y se encuentra una relación de tipo potencial con un ajuste de 0,916. A diferencia del caso anterior, existe una concentración para el coeficiente **a** en el rango entre 0,2 y 0,6 y para el coeficiente **b** entre los valores 2 y 3.

En la Figura 5.107 también se presentan los resultados de coeficientes **a** y **b** de Indraratna *et al.* (1993), y una serie de valores recopilados por los autores en el mismo trabajo. Cabe señalar que los resultados de la literatura no se condicen con la relación potencial entre los coeficientes **a** y **b** presentada en este trabajo, salvo un resultado de Indraratna *et al.* (1993), que es tangente a la línea de tendencia. Por esto, para verificar el comportamiento de los coeficientes habría que aplicar el criterio de falla no-lineal a más series de datos.

Por lo tanto, y considerando el factor de ajuste asociado a cada par de coeficientes, la relación entre coeficientes y la comparación con resultados de la literatura, es que el criterio de falla no-lineal escogido es el propuesto por Charles & Watts (1980).

Tabla 5.17: Resultados obtenidos para los coeficientes de ajuste del criterio de Falla No-lineal de Indraratna *et al.* (1993).

Proyecto	a [-]	b [-]	R <sup>2</sup>
P4S1	0,314	2,881	0,843
P5S1	0,416	2,506	1,000
P5S3	0,498	2,007	1,000
P7S1	0,388	2,660	1,000
P7S2	1,279	0,379	0,083
P9S1	0,472	2,496	1,000
P10S1	0,412	1,880	0,574
P11S1	0,321	2,769	1,000
P12S1	0,521	2,124	0,998
P17S1	0,460	2,595	0,949
P18S1	0,302	3,053	0,986
P21S1	1,191	0,510	0,165
P21S2	0,366	2,581	1,000
P29S1	0,369	2,521	1,000
P29S2	0,328	2,543	1,000
P32S1	0,366	2,629	1,000
P35S1	0,355	2,638	1,000
P35S2	0,389	2,146	0,976

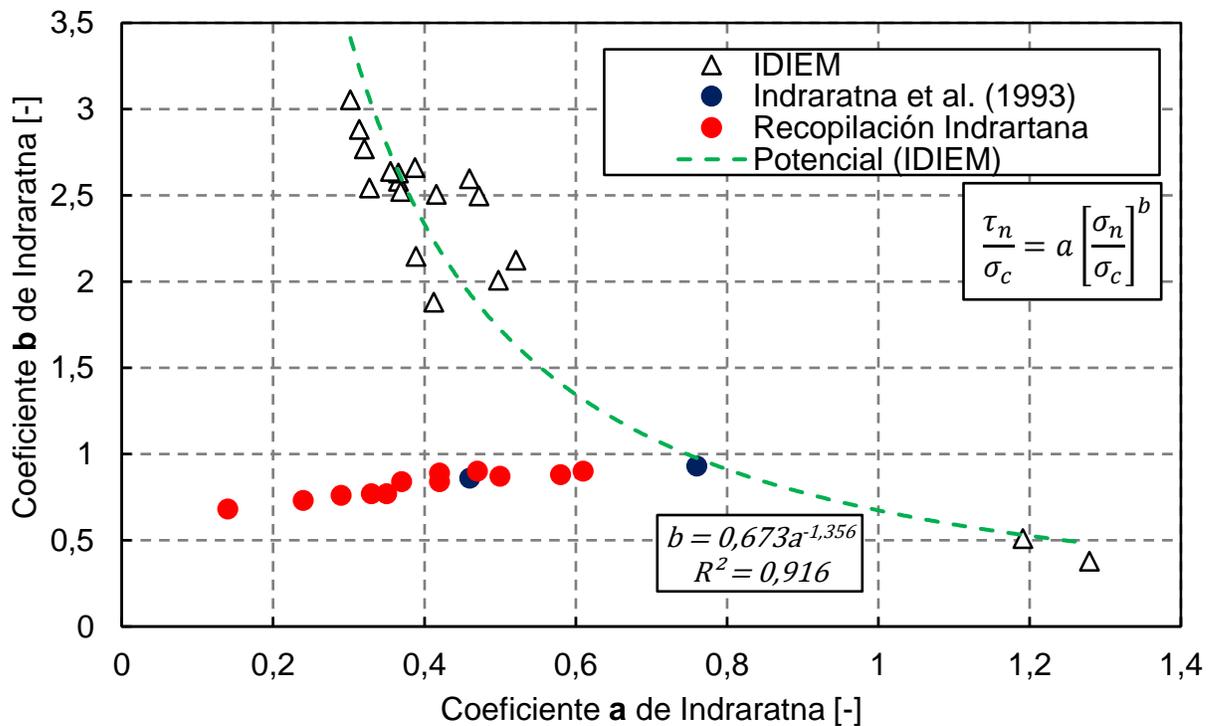


Figura 5.108: Relación de coeficiente a y b, según propuesta de Indraratna *et al.* (1993).

## 5.8. Comportamiento

### 5.8.1. LEU

Para estudiar el comportamiento de los materiales se grafica el plano e-p', y se aplica un ajuste logarítmico, resultando para cada proyecto lo expuesto en la Tabla 5.18. Los gráficos asociados a estos ajustes lineales se encuentran en el Anexo G.

De los resultados obtenidos de la regresión se observa que los factores de ajuste tienen valores muy cercanos a 1 en casi la totalidad de los casos. Lo anterior permitirá determinar el comportamiento de los materiales estudiados en conjunto con los gráficos pertinentes.

Tabla 5.18: Ajuste de Línea Estado Último.

Proyecto	$\Gamma$	$\lambda$	R <sup>2</sup>
P4S1	0,597	0,0116	0,933
P5S1	0,4875	0,081	0,9842
P5S3	0,3934	0,051	0,0576
P7S1	0,5208	0,07	0,9001
P7S2	0,3372	0,04	0,8898
P9S1	0,5206	0,084	0,9729
P10S1	0,438	0,046	0,9932
P11S1	0,304	0,049	0,959
P12S1	0,4491	0,062	0,9926
P16S1	0,4368	0,031	0,9766
P17S1	0,3073	0,04	0,9467
P18S1	0,2895	0,058	0,948
P21S1	0,3819	0,032	0,6319
P21S2	0,7851	0,178	0,987
P29S1	0,663	0,093	0,9727
P29S2	0,5923	0,088	0,9902
P32S1	0,2737	0,028	0,9763
P35S1	0,4661	0,034	1
P35S2	3,0235	0,854	0,8625

En la Figura 5.109 se muestra la relación entre los coeficientes de la Línea de Estado Último, y se encuentra una relación lineal entre ellos con su respectivo coeficiente de determinación, cercano a 1. Además se consideran algunos resultados de coeficientes para arenas estipulados en Ishihara (1996) y se observa que de los materiales considerados, cinco se encuentran sobre la tendencia propuesta, mientras que el sexto dato, que corresponde a arena de Dagupan con sedimentación húmeda se encuentra en la trayectoria de la tendencia expuesta. Cabe señalar que para el conjunto de las arenas con método de depositación seca se puede establecer una tendencia prácticamente paralela a la del set de datos de este trabajo. De igual forma se consideran los resultados obtenidos por Do *et al.* (2017) que se presentan en la Tabla 5.19, y desde donde se observa que al aumentar el contenido de gravas la pendiente de la línea de estado crítico

disminuye. Al observar la Figura 5.109, se advierte que el dato asociado a un material con 60% de gravas se aproxima a la nube de resultados de los ensayos de IDIEM, siendo consistente con que los materiales estudiados en este trabajo tienen un mínimo de 60% de contenido de gravas, según el estudio granulométrico.

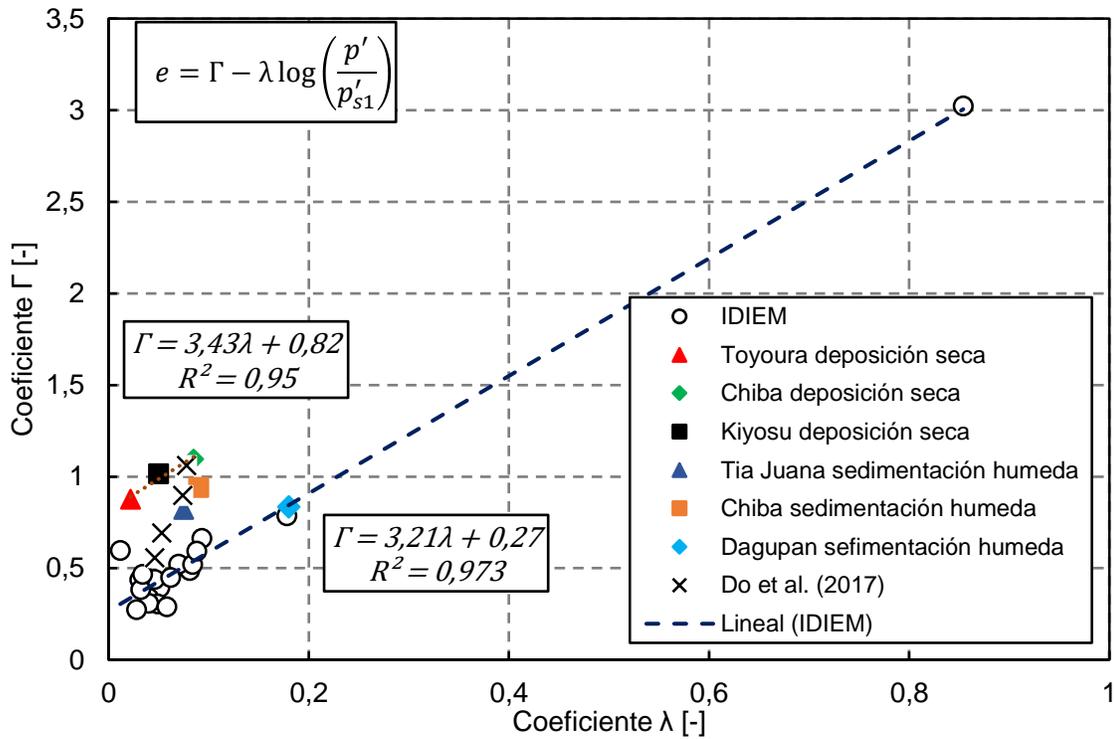


Figura 5.109: Relación de coeficientes de Línea de Estado Último (LEU).

Tabla 5.19: Resultados de coeficiente para LEU en espacio e-p' de Do et al. (2017). Modificado de Do et al. (2017).

Contenido de Grava [%]	$\lambda$	$\Gamma$	R2
0	0,078	1,06	0,86
20	0,074	0,897	0,89
40	0,053	0,692	0,91
60	0,046	0,557	0,95

### 5.8.2. Resumen Comportamiento

A partir del análisis conjunto de los gráficos  $q-p'$ ,  $e-p'$  (LEU),  $q-\varepsilon_a$  y  $\varepsilon_v-\varepsilon_a$  se puede determinar el comportamiento del suelo estudiado en cada uno de los proyectos. La Figura 5.110 resume los resultados obtenidos. Los gráficos anteriormente mencionados, junto con los de energía acumulada- $\varepsilon_a$ , energía acumulada- $\varepsilon_v$ ,  $q/p_o-\varepsilon_a$  y  $e/e_o-p$  se presentan en el Anexo H.

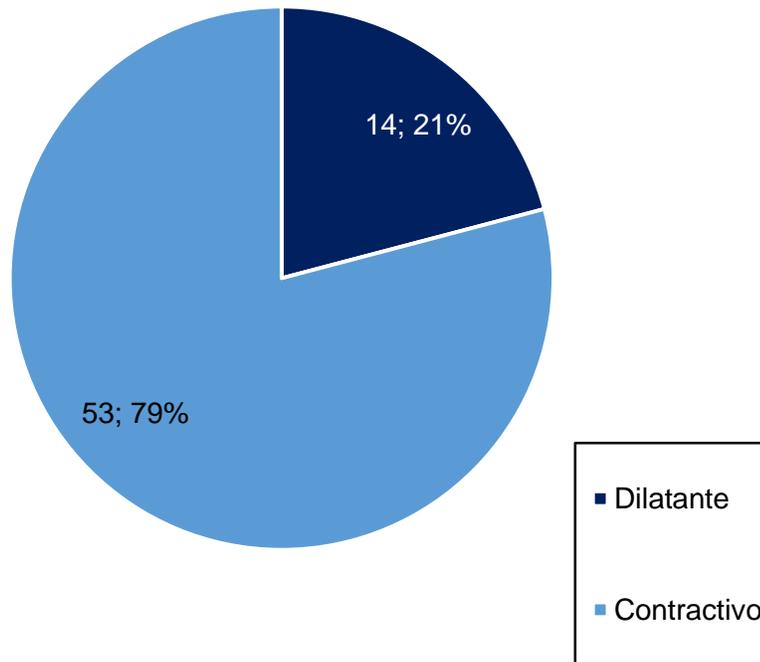


Figura 5.110: Distribución de comportamiento de los ensayos.

A partir de los resultados del comportamiento de los materiales ensayados, se observa que aquellos ensayos con comportamiento dilatante están asociadas a presiones de confinamiento bajas, mientras que los materiales que son ensayados a altas presiones se asocian a un estado contractivo.

Al relacionar las curvas que permiten determinar el comportamiento con las curvas de energía acumulada, se observan semejanzas en su desarrollo. El caso en que la energía versus deformación volumétrica es estrictamente creciente puede asociarse a un comportamiento contractivo del suelo, mientras que en el caso en que la energía acumulada versus deformación volumétrica presenta un retorno en el desarrollo de la curva, se puede vincular a un comportamiento dilatante. En el caso del proyecto no drenado se utilizan los gráficos con variación de presión de poros en vez de los de cambio volumétrico.

En las observaciones se destaca que en los gráficos  $e-p'$  a altas presiones se evidencia claramente la rotura de partículas con un cambio en la pendiente de la LEU. Otro fenómeno que ocurre a altas presiones, es que no se alcanza a llegar al estado último en el espacio  $e-p'$ .

## 5.9. Mineralogía

El estudio de la mineralogía se realiza basándose en la ubicación aproximada de los proyectos y en las fotografías de las probetas y/o de las muestras. Debido a la antigüedad de los proyectos no se encuentran disponibles muestras de los materiales estudiados que permitan hacer un análisis acabado de la mineralogía.

A partir de conocer la ubicación aproximada de los proyectos, estos se geo-referencian en Google Earth, y se buscan cartas o mapas geológicos de las zonas de estudio que permitan conocer su litología y formaciones presentes. Luego, con esta información disponible, se clasifican según los posibles orígenes de las rocas (intrusivo, volcánico, metamórfico y sedimentario). La limitante en este punto se asocia con la escala de los mapas geológicos que se utilizan para el marco geológico.

Mediante la observación de las fotografías se puede estimar la forma de las partículas, rugosidad y esfericidad, según los criterios de la sección 2.4.2. Además, se puede señalar el tipo de empaquetamiento, que guarda relación con el contacto entre las partículas, para lo cual se considera la clasificación expuesta por Hernández (2017). En la Figura 5.111 se muestra la representación gráfica de los tipos de empaquetamientos o contactos. Se analiza la estructura de la probeta y se clasifica como clasto-soportada o matriz-soportada. Entre las observaciones que se pueden realizar a partir del análisis visual de las fotografías se encuentra la rotura, que se evidencia como rotura o fisuración de las partículas, aunque no se puede determinar mediante imágenes si la rotura ocurre por matriz o por estructura. Finalmente se manifiesta la presencia de óxido de hierro, lo que se asocia a coloración roja o amarilla en las muestras.

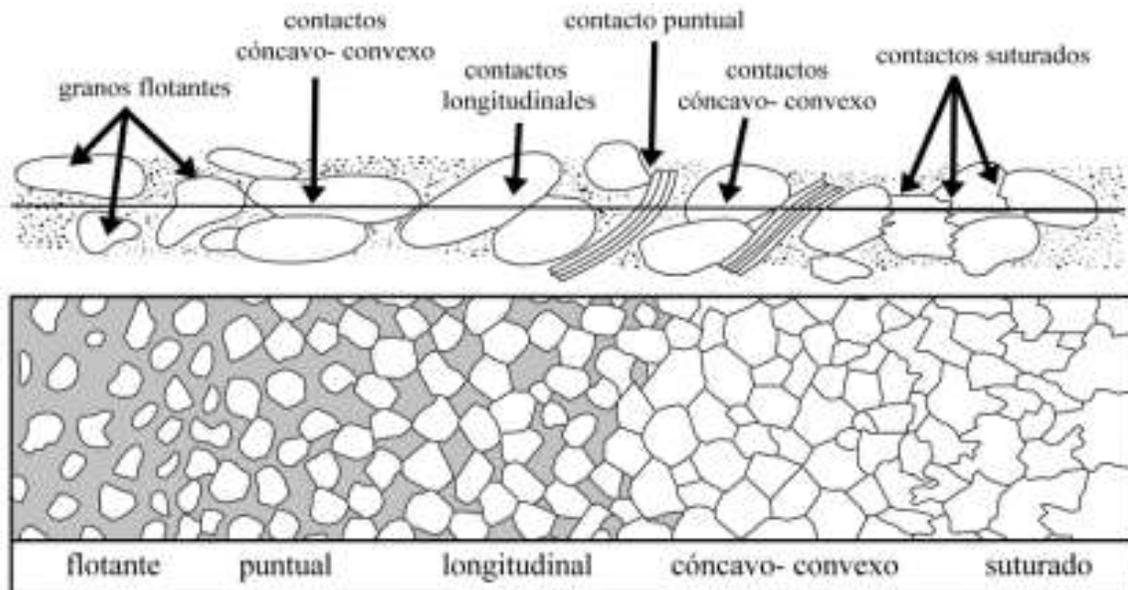


Figura 5.111: Tipos de empaquetamientos o contactos entre partículas Castro (1989) y Pettijhon et al. (1987). Fuente: Hernández (2017).

En la Tabla 5.20 se presenta el resumen de los resultados obtenidos del análisis mineralógico. En los resultados se observa que no hay presencia de rocas de origen metamórficas dentro de los materiales estudiados y que la rugosidad de las partículas se concentra principalmente en torno a subangular a subredondeadas (0,4-0,6) y de esfericidad variable (0,3-0,8).

En cuanto al empaquetamiento cabe señalar que los casos calificados como exclusivamente puntuales coinciden con los asociados a una estructura de probeta matriz-soportada. Los casos donde se considera más de un tipo de empaquetamiento se debe a que lo largo de la probeta la composición de la misma varía como consecuencia de la etapa de confección y armado.

Se observa la rotura de partículas en las fotografías de los materiales y probetas, salvo en aquellas probetas en las que no se alcanzan a visualizar partículas por ser de tipo matriz-soportada y no contar con imágenes de las muestras fuera de las probetas. En algunos casos se observa presencia de óxido de hierro por coloración rojiza o amarillenta en las partículas o en la probeta misma.

No fue posible encontrar una relación entre los parámetros considerados en este análisis mineralógico con la resistencia al corte,  $c$  y  $\phi$ , de los proyectos estudiados. Es por esto que se sugiere hacer análisis de mineralogía a todas las muestras que sean ensayadas con equipos de triaxial a gran escala, para así llevar un registro que puede ser de utilidad en proyectos futuros y estimar resultados para materiales con características de mineralogía similares.

Tabla 5.20: Resumen de resultados de análisis mineralógico por proyecto.

Proyecto	Escala	Rocas				Forma		Valores forma			Empaquetamiento	Estructura probeta			
		Intrusivo	Volcánico	Metamórfico	Sedimentario	Rugosidad	Esfericidad	Rugosidad	Esfericidad	RxE		Clasto-soportada	Matriz-soportada	Rotura	Óxido de Hierro?
P4S1	1:250.000		x		x	angular a subangular	media	0,4	0,7	0,28	puntual, cóncavo-convexo	x		x	
P5S1	1:250.000	x				subangular	media	0,5	0,4	0,2	cóncavo-convexo	x		x	x
P5S2						subangular a subredondeada	media	0,6	0,6	0,36	cóncavo-convexo	x		x	x
P5S3						subangular a subredondeada	media	0,6	0,6	0,36	cóncavo-convexo	x		x	x
P7S1	1:250.000	x	x			subangular a subredondeada	media-alta	0,5	0,8	0,4	cóncavo-convexo	x		x	x
P7S2						subangular a subredondeada	media-alta	0,5	0,8	0,4	cóncavo-convexo	x		x	x
P9S1	1:250.000	x				subangular	media	0,5	0,6	0,3	puntual		x	x	x
P10S1						angular	baja	0,3	0,4	0,12	puntual, cóncavo-convexo	x		x	
P11S1	1:250.000				x	subangular a subredondeada	media	0,6	0,6	0,36	cóncavo-convexo, Puntual		x	x	
P12S1	1:1.000.000	x				subangular a subredondeada	media-alta	0,5	0,8	0,4	cóncavo-convexo	x		x	
P16S1	1:100.000		x		x	subangular a subredondeada	media	0,5	0,6	0,3	flotante, puntual		x		
P17S1	1:2.000.000				x	subangular a subredondeada	media	0,5	0,5	0,25	puntual, longitudinal, cóncavo-convexo		x	x	
P18S1	1:40.000	x			x	subangular a subredondeadas	baja	0,6	0,3	0,18	Puntual		x		
P21S1	1:250.000		x		x	angular a subangular	baja	0,4	0,3	0,12	cóncavo-convexo, longitudinal, puntual	x		x	
P21S2						subangular	media	0,5	0,7	0,35	cóncavo-convexo, longitudinal, puntual	x		x	
P29S1	1:2.500.000				x	subangular a subredondeada	baja	0,6	0,4	0,24	cóncavo-convexo	x		x	x
P29S2						subangular a subredondeada	baja	0,6	0,4	0,24	cóncavo-convexo	x		x	x
P32S1	1:100.000	x				subangular a subredondeadas	media-alta	0,6	0,8	0,48	puntual		x		
P35S1	1:250.000		x		x	subangular	baja	0,5	0,3	0,15	puntual		x		
P35S2						subangular	baja	0,5	0,3	0,15	puntual		x		

## 6. Discusión

### 6.1. Granulometría

El tamaño medio de las partículas ( $D_{50i}$ ) es un valor constante para los ensayos de una misma serie, pues provienen desde la misma muestra de material y por lo tanto tienen asociada una granulometría idéntica. Es debido a esto que no es posible relacionar directamente este parámetro con otros indicadores que tienen un resultado para cada ensayo como, por ejemplo: rotura de partículas, energía, módulo de deformación, entre otros. Sin embargo, el tamaño medio de las partículas se utiliza como clasificador de los materiales por que al realizar el análisis de ciertas propiedades se pueden comparar los materiales con características afines dentro de lo posible, y es el  $D_{50i}$  una de las más útiles en este sentido.

Los resultados obtenidos de coeficiente de permeabilidad deben ser considerados como una aproximación, puesto que su cálculo se basa en las estimaciones de otros parámetros como son el diámetro promedio ( $b_{prom}$ ) y el área de superficie específica por unidad de volumen de partículas ( $S_o$ ). Por consecuencia de las simplificaciones consideradas, se puede asumir un alto rango de errores sobre los resultados obtenidos. Por lo tanto, se recomienda calibrar estos resultados con más ensayos en el futuro y comprobar la viabilidad de utilizar la fórmula de Kozeny-Carman en la determinación del coeficiente de permeabilidad.

### 6.2. Energía

La energía total es prácticamente igual a la energía disipada durante el ensayo de corte, en desmedro de la energía disipada durante la consolidación, como se presenta en la Figura 5.42. Esto se deduce a partir de la relación lineal que se establece entre energía total y energía de corte que muestra que para valores de energía total sobre  $10 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$ , existe una variación que no afecta el comportamiento global. Este fenómeno ocurre como consecuencia de los tiempos de ambos ensayos y de las cargas aplicadas.

La energía total y la rotura de partículas se correlacionan entre sí, de manera tal que los ensayos con niveles superiores de disipación de energía se asocian con porcentajes de rotura más elevados, y viceversa. Este comportamiento se refleja tanto para la rotura total ( $B_g$ ) como para el índice de rotura ( $B_r$ ). Adicionalmente se puede establecer relaciones lineales y potenciales en ambos casos. En el caso de la correlación con el índice de rotura  $B_r$ , la tendencia potencial replica el comportamiento esperado según lo propuesto por Lade *et al.* (1996).

En cuanto a la energía acumulada se plantea la posibilidad de que los gráficos de este parámetro versus deformación axial y volumétrica se consideren en el set de gráficos canónicos utilizados actualmente para estudiar el comportamiento (contractivo o dilatante) de los suelos. Se expone lo anterior, debido a que se observa que estas curvas de energía se desarrollan con gran similitud a las del espacio  $e-p'$ . Además, los ensayos con gráficos de energía acumulada versus deformación volumétrica con punto de inflexión se relacionan con menores porcentajes de rotura de partículas que aquellos con tendencia de energía acumulada estrictamente creciente en función de la defoermación volumétrica.

A partir de los gráficos de energía acumulada movilizada según niveles de deformación, se observa que en la medida que aumenta la deformación axial, la energía acumulada crece y de igual forma, las tendencias lineales aumentan su factor de ajuste. Lo anterior se justifica en que a pequeñas deformaciones las pendientes del trazado inicial de las curvas de energía acumulada versus deformación axial son dispares, porque los ensayos con mayor presión de confinamiento alcanzan una pendiente inicial mayor. En niveles de deformaciones mayores las pendientes se asemejan independientemente del confinamiento inicial.

### 6.3. Rotura de partículas

En este trabajo se utiliza principalmente la rotura total de Marsal ( $B_g$ ) como cuantificador de la rotura de partículas. Sin embargo, se consideran adicionalmente otros parámetros como el índice de rotura de Hardin ( $B_r$ ) y las áreas de rotura, los que sirven de comparativos entre si.

Se observa que todos los ensayos tienen resultados de Rotura total ( $B_g$ ) sobre 5%, lo que puede estar asociado a la metodología de confección de la probeta, específicamente al momento de la compactación de las capas. Sin embargo, tal como se muestra en la Figura 6.1, no existe una tendencia entre el peso específico de confección y la rotura total de partículas. Además se advierte que existe una relación lineal entre la rotura de Marsal y la presión de confinamiento, tal como se presenta en el gráfico de la Figura 6.2 con las bandas de ajuste, que contienen en casi en su totalidad al set de datos completo.

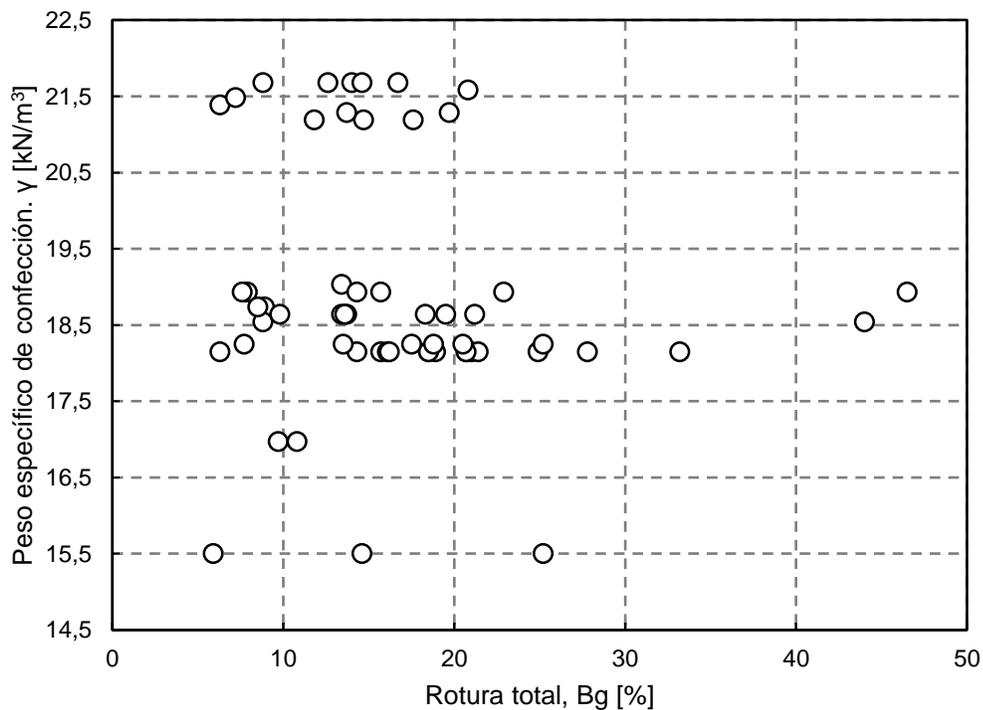


Figura 6.1: Relación entre peso específico de confección y rotura total de partículas.

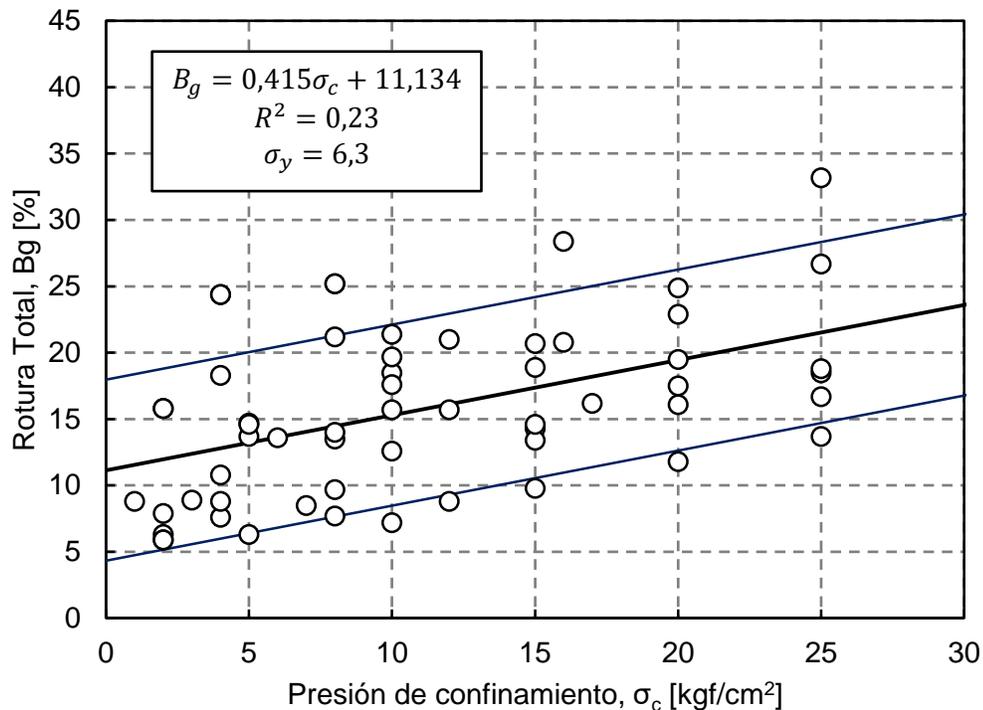


Figura 6.2: Relación entre rotura total y presión de confinamiento, con bandas de ajuste.

Se escoge la rotura de Marsal como principal cuantificador debido a que es utilizado ampliamente en las investigaciones de materiales granulares gruesos, y porque además permite conocer los porcentajes de rotura para cada uno de los tamices. A partir de lo cual es posible determinar los porcentajes de máxima rotura y el tamiz en que ocurre este fenómeno, obteniendo que las partículas más grandes son las que más se rompen. Lo anterior se basa en que la concentración de máxima rotura se concentra entre 3" (76,2[mm]) y 7" (177,8 [mm]), siendo 3" el tamiz con mayor número de datos.

Al comparar la rotura total con el índice de rotura se puede establecer una correlación lineal entre ambos cuantificadores con dependencia cercana a 70%. Además, en su mayoría los datos quedan contenidos dentro de las bandas de trabajo propuestas. Considerando esto se puede inferir que ambas mediciones de rotura pudieran ser utilizadas para caracterizar el parámetro.

El área de rotura es un cuantificador propuesto que consiste en relacionar de un modo diferente la rotura total y el índice de rotura, ya que considera el área bajo la curva de rotura ( $B_g$ ) y el área entre las curvas granulométricas. Esto se denomina rotura total ( $B_T$ ) de acuerdo con lo propuesto por Hardin (1985). Al relacionar ambas áreas se obtiene una regresión lineal con  $R^2 \sim 1$ . Luego, se compara el área de rotura con la rotura total de Marsal y también se obtiene una tendencia lineal con un factor de ajuste próximo a 0,9. Por lo anterior, es posible afirmar que el área de rotura es un cuantificador que puede ser útil en la caracterización de la rotura de partículas y que sirve como comprobación de la rotura total de Marsal ( $B_g$ ).

Las estimaciones de rotura son importantes debido a que hay rangos de presiones de confinamiento en los que se desconocen el valor del parámetro, pero se requiere conocer como mínimo un valor aproximado de este. De las estimaciones propuestas por Indraratna et al. (1993) y con lo expuesto en la sección 5.4.4.1., la estimación asociada al ángulo de fricción interna máxima presenta el mejor ajuste entre los coeficientes de la regresión potencial de los datos de este trabajo y los resultados de la literatura que se presentan.

Aunque el tamaño medio de partículas  $D_{50i}$  no pueda relacionarse con otros parámetros como se menciona al comienzo de este capítulo, la interacción entre  $D_{50i}$  y  $D_{50f}$  satisface la condición de ser diferente para cada ensayo de la serie. Se demuestra la relación existente entre la razón de tamaños medios inicial y final con el parámetro de rotura total ( $B_g$ ). Producto de esto se puede correlacionar la razón entre los tamaños medios de partículas con la rotura total, pues ambos parámetros evidencian la variación de las curvas granulométricas. Basándose en esta relación se formulan dos estimaciones, la primera de ellas corresponde  $ER_1$ , que se define como la relación entre la razón de tensiones máximas y  $D_{50i}/D_{50f}$  con la rotura total de Marsal. Mientras que la segunda estimación se denomina  $ER_2$  que relaciona el esfuerzo desviador máximo, la presión de confinamiento y  $D_{50f}/D_{50i}$  con la rotura total de Marsal.

#### **6.4. Módulo de deformación**

Del análisis del módulo de deformación  $E_{50}$  es posible obtener una primera aproximación entre este parámetro y la presión de confinamiento con la totalidad de los datos. Sin embargo, se encuentra una mejor estimación al clasificarlos por tamaño medio de partículas ( $D_{50}$ ). Además, se estudian los ajustes potenciales con cada uno de los  $D_{50}$  y con rangos de estos, pero se obtienen mejores resultados cuando se considera cada  $D_{50}$ . Posteriormente se obtiene una relación lineal entre los coeficientes **A** y **B** del ajuste potencial, y se agregan los resultados obtenidos por De la Hoz (2007) y Dorador (2010), los que siguen una tendencia similar a la propuesta.

Se estudia la relación entre módulo de deformación secante  $E_{50}$  e índice de vacíos en el punto de medición, los que se ajusten medianamente (aprox. 50%). Por esto se buscan las relaciones lineales entre los parámetros  $E_{50}$  y  $e_0$  clasificados por  $D_{50}$ . Como resultado, se obtienen los coeficientes **A** y **B**, los que se ajustan entre ellos con dependencia cercana al 90%.

Del modelo hiperbólico se pueden relacionar con un valor de ajuste ~55% los coeficientes **A** y **B** que evidencian la respuesta al cambio del módulo tangente inicial propuesto por Janbu (1963). Además, se advierte que este resultado obtenido es diferente al que se observa para arenas, lo que evidencia un comportamiento diferente como consecuencia del tamaño de las partículas. Adicionalmente, se pueden correlacionar los coeficientes **a** y **b**, de la fórmula hiperbólica de la relación tensión-deformación, con un ajuste cercano a 0,80. De la literatura se extrae que el factor  $R_f$  debe estar entre 0,75 y 1. Sin embargo, y tal como se presenta en la Figura 6.3, la mayor concentración de ensayos se asocian con un  $R_f$  mayor a 1, lo que significa que en estos casos el esfuerzo desviador en la falla es mayor que el esfuerzo último calculado.

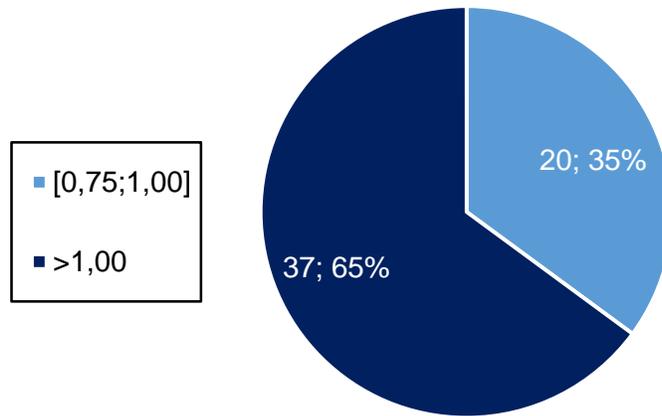


Figura 6.3: Distribución de valores de factor  $R_f$  de modelo hiperbólico.

Del análisis de módulo de deformación secante por niveles de deformación, se extrae que a pequeñas deformaciones se alcanzan mayores valores de módulo de deformación secante. Por lo tanto, las tendencias lineales de  $E_{sec}-\sigma_c$  de deformaciones menores se sitúan por sobre las de deformaciones axiales mayores. Además, se evidencia que a mayor deformación es mejor el ajuste de las regresiones lineales de todas las mediciones. Estos comportamientos se replican en el estudio del módulo de corte secante, pero con valores son más bajos debido a la aplicación del coeficiente de Poisson.

Al relacionar el módulo de corte con el índice de vacíos en el punto de medición se encuentra una tendencia lineal, pero con un calor de ajuste es menor a 0,5. Es por esto que se analiza la función de Hardin para buscar alternativas que correlacionen estos parámetros y la presión de confinamiento. De aquí se extraen coeficientes **Cg** y **n** para el total de los datos analizados, y separados por cada serie de proyecto. Como resultado se obtiene que ambos resultados (global y local) son consistentes, ya que el valor para la totalidad de los datos se encuentra dentro de la tendencia propuesta para la correlación entre los coeficientes **Cg** y **n** de cada serie.

### 6.5. Parámetros de resistencia al corte

En cuanto a los niveles de tensiones se observa que los datos de IDIEM en su mayoría se encuentran entre los límites propuestos por Leps (1970) e Indraratna *et al.* (1993). Sin embargo, un grupo de datos están por sobre las delimitaciones estudiadas, por lo que se propone una extensión de límite. Esta propuesta debe ser validada con más ensayos, pero en primera instancia se considera que este set de datos fuera de límite cumplen ciertas características:

- Tamaño medio de partículas ( $D_{50}$ ) es variado, por lo que no se puede considerar dentro de los parámetros relevantes para este análisis.
- Mayoría de las muestras evidencian un rango de rotura de partículas entre 5 y 15%.

- Índice de vacíos inicial menor a 0,4 [-].
- Clasificación USCS, muestra materiales mal graduados con porcentaje de finos sobre 5% y sin contenido de finos, en general.

Los resultados de parámetros de resistencia al corte tanto para presiones convencionales como para altas presiones se comparan con los datos existentes en la literatura. Del análisis se desprende que los ensayos de IDIEM se encuentran concentrados en el rango 35-45 [°], del mismo modo que los valores de literatura considerados. La cohesión se sitúa principalmente entre 0 y 2 [kgf/cm<sup>2</sup>], y los valores superiores se asocian a trazabazón mecánica de las partículas.

Al aplicar los criterios de falla no-lineal propuestos por Charles & Watts (1980) e Indraratna *et al.* (1993), se obtienen buenos resultados. Al graficar entre sí los coeficientes obtenidos con los datos analizados y con valores de la literatura, se aprecia que para el criterio de falla de Charles & Watts (1980) los valores de la literatura siguen una tendencia similar a la de los resultados de IDIEM, sin embargo, no sucede lo mismo con el criterio propuesto por Indraratna *et al.* (1993).

## 6.6. Comportamiento

Al analizar el comportamiento de los materiales y determinar de la Línea de Estado Último tal como propone Ishihara (1996), se obtienen los coeficientes  $\Gamma$  y  $\lambda$ . Además, se analizan los resultados de Ishihara (1996) para arenas con depositación seca y sedimentación húmeda. De los valores del primer método se obtiene una tendencia paralela a la de este trabajo. En cuanto a los materiales con sedimentación húmeda de Ishihara (1996), el resultado para la arena de Dagupan se sitúa sobre la regresión lineal entre los coeficientes. Al considerar los resultados obtenidos por Do *et al.* (2017), se observa que la medición asociada a un contenido de 60% de gravas se aproxima a la tendencia descrita en este trabajo, donde el contenido mínimo de gravas es de 60%.

A partir de las Líneas de Estado Último y del análisis de cada uno de los ensayos se obtiene que el 80% de estos presentan un comportamiento contractivo y solo el 20% se muestra como dilatante. Los ensayos que se clasifican como dilatantes son en su mayoría ensayos realizados a bajas presiones, donde la carga no alcanza a anular la dilatancia.

## 7. Conclusiones y Recomendaciones

### 7.1. Conclusiones

Es importante señalar que el tamaño de partículas es un parámetro clave en el comportamiento y la respuesta de un suelo. En este trabajo se ha evidenciado que materiales como arcillas y arenas tienen respuestas diferentes a las resultantes de este estudio, como es el caso del coeficiente de consolidación o los coeficientes de la LEU en el espacio  $e-p'$ . El mismo fenómeno ocurre al comparar los parámetros de resistencia al corte de gravas con arenas o suelos finos.

En cuanto a las deformaciones durante el corte, se concluye que las deformaciones axiales y volumétricas máxima solo pueden relacionarse a través de la deformación radial máxima. Esto, producto de que al hacer la clasificación por rango de deformación volumétrica se establece una correlación lineal entre las deformaciones axiales y radiales máximas. Los rangos donde la relación es más efectiva son entre 5-10% y 10-15%. Además, se manifiesta que la deformación axial y la deformación volumétrica son variables independientes entre sí. A partir del análisis que relaciona la información granulométrica con las deformaciones, se tiene que no existe tendencia asociada a la deformación axial, debido a la concentración de este parámetro en 18-20%. Sin embargo, se desprende que los materiales con menor porcentaje de gravas están asociados a una menor deformación volumétrica.

En cuanto a los resultados de energía es relevante señalar que:

La energía total/volumen es prácticamente igual a la energía de corte/volumen, en desmedro de la energía de consolidación/volumen, que se encuentra hasta dos órdenes de magnitud por debajo. Esto implica que no es necesario considerar la componente de la consolidación en la energía total, ya que no genera variación de los resultados para energías totales sobre 10 [kgf/cm<sup>2</sup>].

La energía acumulada vs deformación volumétrica tiene dos comportamientos posibles. Uno donde la relación entre ambos es estrictamente creciente, y el otro, donde se genera una curva de retorno. Esto se condice con los gráficos utilizados para determinar el comportamiento del suelo, en particular con los gráficos  $e-p'$ . Los gráficos con retorno en la curva se asocian a ensayos efectuados a bajas presiones y, por tanto con comportamiento dilatante del suelo, mientras que los resultados de curvas crecientes corresponden a ensayos de suelos con comportamiento contractivo. En lo relativo a los gráficos de energía acumulada en función de la deformación axial, estos replican la forma de las curvas de esfuerzo de corte versus deformación axial.

La energía total/volumen se relaciona con la rotura de partículas, considerando la rotura total ( $B_g$ ), así como con el índice de rotura ( $B_r$ ). Se comprueba la hipótesis de que a mayor energía total disipada mayor es la rotura de partículas.

Con respecto a la rotura de partículas se puede concluir que:

En todos los ensayos analizados hay rotura partículas, con un valor mínimo de  $B_g$  igual a 5%, lo que se asocia a las presiones de confinamiento y a la confección de la probeta. El diámetro donde se produce mayor rotura corresponde a 3" (76,2 mm). Sin embargo, las

roturas máximas se concentran en el rango de tamices entre 3" y 7", por lo que se concluye que las partículas más grandes son las que más rompen. Los ensayos que se efectúan a presiones de confinamiento más elevadas evidencian más rotura de partículas que los ensayos con confinamientos más bajos.

Se puede considerar un nuevo cuantificador de rotura como es el área de rotura, que corresponde al área entre granulometrías previas y posteriores. Al comparar este cuantificador con la rotura total de Marsal y el área bajo la curva de rotura, se establecen tendencias lineales que indican que el área de rotura corrobora los resultados de rotura total ( $B_g$ ).

La relación entre la razón de tamaños medios de partículas iniciales y finales con la rotura total de Marsal, comprueba el cambio de los indicadores granulométricos como consecuencia de la rotura.

En relación al módulo de deformación se puede inferir que:

El  $E_{50}$  es un parámetro que se ajusta potencialmente con facilidad a la presión de confinamiento, cuando se clasifica por valores de  $D_{50}$ . Esta estimación se realiza con la finalidad de obtener un orden de magnitud referencial para valores de presión de confinamientos no ensayados. Estos módulos se ajustan a lo esperado según la literatura tal como se señala en la sección 5.6.1.

Se obtiene una relación lineal entre el módulo de deformación secante y la presión de confinamiento a distintos porcentajes de deformación, con lo que se puede estimar el módulo de deformación en diferentes escenarios de presión de confinamiento y de nivel de deformación. Se establece además que, a pequeñas deformaciones se obtienen valores mayores de módulo de deformación secante, con mayores niveles de dispersión que a deformaciones mayores.

En cuanto al modelo hiperbólico, se puede concluir que si bien es un buen método de modelamiento de la relación tensión–deformación, su aplicación a los materiales de este trabajo no resulta completamente efectiva. Esto debido a que el factor  $R_f$  en el 65% de los ensayos se encuentra sobre 1, mientras que la literatura supone que este valor se encuentre entre 0,75 y 1.

En el estudio del módulo de corte mediante la función Hardin se pudo determinar los coeficientes  $C_g$  y  $n$ , además de la tendencia lineal entre ellos. Por otra parte, el módulo de corte secante sigue el mismo patrón planteado por el módulo de deformación secante, solo que con magnitudes menores.

A partir de los resultados expuestos en relación a los parámetros de resistencia al corte se concluye que:

Los resultados de los ensayos de este trabajo en su mayoría se encuentran dentro de las delimitaciones propuestas por Leps (1970) e Indraratna et al. (1993), especialmente sobre el límite de resistencia promedio. Aun así un grupo de datos se encuentran sobre el límite de alta resistencia, por lo cual se propone una extensión del límite de resistencia que contenga a estos valores.

En el criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb es necesario tener en consideración que en altas presiones se genera una disminución del ángulo de fricción por la curvatura evidenciada en la línea de estado último en esos rangos de presión. A partir de esto, es muy pertinente utilizar el criterio de falla bi-lineal cuando las condiciones lo permitan. El límite donde se produce el cambio dependerá de las condiciones del ensayo y del material, sin embargo, esto se da en torno a presiones de confinamiento de 10 [kgf/cm<sup>2</sup>].

En el criterio de falla no-lineal de Charles & Watts se obtiene una relación de tipo potencial válida para los coeficientes **a** y **b**, los que también se ajustan con los resultados de la literatura.

Luego de estudiar el comportamiento de los materiales se puede deducir que:

Al aplicar la regresión logarítmica a la LEU propuesta por Ishihara (1996), la mayoría de los ensayos se ajusta con un coeficiente de determinación sobre 0,9. Además, los coeficientes  $\Gamma$  y  $\lambda$  se correlacionan entre sí, y al considerar resultados de arenas se observa que la correlación entre sus coeficientes es paralela a la obtenida en este trabajo.

En su mayoría los ensayos presentan un comportamiento contractivo producto de que a altas presiones se anula la dilatancia y solo el 38% fue a ensayado a presiones de confinamiento menores a 5 [kgf/cm<sup>2</sup>]. A pesar de que el ensayo se realice a carga controlada, las probetas ensayadas a bajas presiones de confinamiento muestran un comportamiento dilatante.

Al añadir los gráficos de energía acumulada versus deformación axial, y deformación volumétrica al set de gráficos canónicos utilizados en la determinación del comportamiento del material, se observa que las curvas se desarrollan de manera similar. La energía acumulada versus deformación axial sigue la tendencia de trayectorias que tienen los gráficos de esfuerzo de corte en función de la deformación axial. De igual forma, la energía acumulada versus deformación volumétrica sigue el mismo patrón que el observado en los gráficos e-p'.

Para finalizar, se analiza el cumplimiento de los objetivos propuestos:

- La rotura de partículas pudo ser caracterizada desde distintos puntos de vista como por ejemplo: Rotura de Marsal ( $B_g$ ) o como Índice de Rotura de Hardin ( $B_r$ ).
- La rotura individual de partículas no pudo ser estudiada debido a la falta de información al respecto.
- El comportamiento drenado se pudo estudiar de manera óptima debido a que se contaba con volumen importante de datos.
- En el caso del comportamiento no drenado se procesaron y analizaron datos, pero no fue posible obtener conclusiones debido a la baja cantidad de ensayos ejecutados y de series completas.
- En los casos en que fue posible se complementaron los resultados de los ensayos de IDIEM con datos existentes de literatura y de investigaciones previas.
- El estudio mineralógico se realizó mediante la relación entre las ubicaciones de los proyectos y fotografías, por lo que no se pudo obtener un análisis concluyente de estos parámetros claves sobre los materiales analizados.

## **7.2. Recomendaciones**

Dado que este trabajo solo abarca los ensayos ejecutados por IDIEM hasta el año 2014, trabajos futuros deberían continuar con la línea de investigación de esta memoria de título considerando los proyectos fuera del rango de tiempo analizado, con el objetivo de robustecer volumen de datos y estudiar la validez de las propuestas planteadas en esta tesis.

En este trabajo solo se analizaron los ensayos de probetas de 100 [cm] x180 [cm]. Una línea de investigación futura podría ampliar este estudio con el procesamiento y análisis de datos de las series con tamaño de probeta de 60 [cm] x120 [cm], para analizar si los resultados se replican y determinar la existencia de un factor de escala por la variación del tamaño de la probeta.

La validez de la propuesta de la extensión de límite de resistencia en el ábaco de Leps, debe ser naalizada con una cantidad mayor de datos y considerando distintos tipos de suelos y mineralogías que puedan modificar los resultados. A partir de esto, será necesario definir las limitaciones para que este nuevo límite pueda ser aplicado.

Finalmente, se sugiere la implementación de un protocolo que permita realizar la caracterización mineralógica de todas las muestras que ingresen al laboratorio y llevar registro de ello. Lo anterior permitiría tener una estimación previa de resultados para materiales con características mineralógicas similares, además de determinar los principales indicadores de mineralogía que influyen en la respuesta de un suelo.

## 8. Bibliografía

- ASTM International. (2011a). Standar Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained. *ASTM International*, i(April), 5–12. <https://doi.org/10.1520/D3080>
- ASTM International. (2011b). Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils D7181-11. <https://doi.org/10.1520/D7181-11>. Copyright
- ASTM International. (2011c). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils D4767. *ASTM International*, 1–11. <https://doi.org/10.1520/D4767-11.2>
- ASTM International. (2016). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM D2166/D2166M. *ASTM International*, 1–7. <https://doi.org/10.1520/D2166>
- ASTM International. (2017). Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils, ASTM D6528. *ASTM International*, 1–9. <https://doi.org/10.1520/D6528-07>.
- Barton, N., & Kjærnsli, B. (1981). Shear strength of rockfill. *Journal of Geotechnical Engineering*, 107(GT17), 873–891.
- Besio, G. (2012). *Uso del metodo de curvas homoteticas en la representación de ensayos monotonicos y cíclicos en suelos gruesos*. Universidad de Chile. Retrieved from [http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/112053/cf-besio\\_gh.pdf;sequence=1](http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/112053/cf-besio_gh.pdf;sequence=1)
- Boscardin, B. M. D., Selig, E. T., Lin, R., & Yang, G. (1990). Hyperbolic Parameters for Compacted Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(1), 88–104.
- Bowles, J. E. (1997). *FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN* (Fifth Edit). Singapore: McGraw-Hill.
- Braja M., D. (2001). *PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES* (4th Edition). International Thomson Editores.
- Budhu, M. (2015). *Soil mechanics fundamental*. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Carrier, W. D. (2003). Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, 129(November), 1054–1056. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\):11\(1054\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003):11(1054))
- Charles, J. A., & Watts, K. S. (1980). The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Géotechnique*, 30(4), 353–367. <https://doi.org/10.1680/geot.1980.30.4.353>
- Córdova, C. (2017). *Efecto del contenido de finos no plasticos en la compresibilidad y rotura de partículas de arenas de relave*. Universidad de Chile.
- De la Hoz, K. (2006). Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos. *Na.Srk.Com*, 3–6. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- De la Hoz, K. (2007). *ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS GRANULARES GRUESOS*. *Tesis.Uchile.Cl*. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- De Mello, V. F. B. (1977). Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams. *Géotechnique*, 27(3), 281–355. <https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.3.281>

- Do, J., Heo, S. B., Yoon, Y. W., & Chang, I. (2017). Evaluating the liquefaction potential of gravel soils with static experiments and steady state approaches. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, 21(3), 642–651. <https://doi.org/10.1007/s12205-016-1365-9>
- Dorador, L. (2010). *ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS METODOLOGÍAS DE CURVAS HOMOTÉTICAS Y CORTE EN LA EVALUACIÓN DE PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE SUELOS GRUESOS*. Tesis.Uchile.CI. Universidad de Chile. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Dorador, L., Hoz, K. De, Salazar, F., & Urbina, F. (2018). Consideraciones en la Caracterización Geotécnica de Materiales Granulares Gruesos.
- Dorador, L., & Urrutia, J. (2017). Geotechnical Characterisation of Coarse-Grained Soils Containing Weak and Strong Particles Mixtures.
- Gesche, R. (2002). *Metodología de Evaluación de Parámetros de Resistencia al Corte de Suelos Granulares Gruesos*. Universidad de Chile.
- Hardin, B. B. O. (1983). Plane strain constitutive equations for soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), 388–407.
- Hardin, B. O. (1985). Crushing of Soil Particles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 9410(Octubre). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111)
- Hardin, B. O., & Blandford, G. E. (1989). Elasticity of Particulate Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(6), 788–805.
- Hernández, U. (2017). *Manual de prácticas de laboratorio de Petrología Sedimentaria*. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México.
- Herrera Suarez, M., Gonzalez Cueto, O., Iglesias Coronel, C., de la Rosa Andino, A., & Madruga Hernández, R. (2010). Estudio de la exactitud del modelo hiperbólico de Duncan y Chan en la predicción de la relación esfuerzo deformación de tres suelos arcillosos cubanos. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, 19(4), 24–29.
- Indraratna, B., Ionescu, D., & Christie, H. D. (1998). Shear Behaviour of Railway Ballast based on Large Scale Triaxial Testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(5), 439–449. Retrieved from <http://ro.uow.edu.au/engpapers/207>
- Indraratna, B., Nguyen, V. T., & Rujikiatkamjorn, C. (2012). Hydraulic conductivity of saturated granular soils determined using a constriction-based technique. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(5), 607–613. <https://doi.org/10.1139/T2012-016>
- Indraratna, B., Wijewardena, L. S. S., & A.S. Balasubramanniam. (1993). Indraranta etal-1993-Large scale triaxial testing of greywacke rockfill.pdf. *Geotechnique*.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. New York: Oxford University Press.
- Lade, P. V., Yamamuro, J. A., & Bopp, P. A. (1996). Significance of Particle Crushing in Granular Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, 309–316.
- Lee, K. L., & Farhoomand, I. (1967). Compressibility and Crushing Of Granular Soil in anisotropic triaxial compression. *Canadian Geotechnical Journal*, IV(1), 69–86.
- Leps, T. M. (ASCE). (1970). Review of Shearing Strength of Rockfill. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, (Julio), 1159–1170.
- Linero, S., Palma, C., & Apablaza, R. (2007). Geotechnical characterization of waste material in very high dumps with large scale triaxial testing. *Proceedings of the International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, 59–75. Retrieved from <http://www.infomine.com/library/publications/docs/Linero.pdf>
- Lo, K., & Roy, M. (1973). Response of Particulate Materials at High Pressures. *Japanese*

- Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering*, 13(1), 16.
- Maksimovic, M. (1996). A Family of Nonlinear Failure Envelopes for Non-Cemented Soils and Rock Discontinuities Milan. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, EJGE*, 1, 1–68.
- Marsal, R. J. (1967). Large Scale Testing of Rockfill Materials, (3), 27–43.
- Marsal, R. J. (1980). *Contribuciones a la mecánica de medios granulares. Selección de trabajos. Comisión Federal de Electricidad* (Primera Ed). Mexico D.F. <https://doi.org/10.1590/S1516-18462008000300012>
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior Third Edition*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Montgomery, D. C., & Runger, G. C. (2003). *Applied Statistics and Probability for Engineers* (Third Edit). John Wiley & Sons, Inc.
- Ochoa Cornejo, F. (2015). *CYCLIC BEHAVIOR OF SANDS WITH SUPERPLASTIC FINES*. Purdue University.
- Ovalle, C., Bard, E., Dorador, L., Hoz, K. D. La, Dano, C., Palma, C., ... Acuña, G. (2014). Una revisión de ensayos triaxiales en suelos gruesos y enrocados, 200(1).
- Ovalle, C., Frossard, E., Dano, C., & Hicher, P. (2014). Efectos de tamaño en el comportamiento mecánico de enrocados, (1).
- Ponce, S. (2012). *Estudio de Fluctuaciones de Densidad y Orden en Medios Granulares*. Universidad de Chile.
- Riquelme, J. I. (2016). *Estudio de Correlaciones para Densidad Relativa y Resistencia al Corte de Suelos Granulares Gruesos*. Universidad de Chile.
- Rojas, E. (2015). *Medios Granulares Densos: Modelamiento Continuo Estacionario y Aproximación a Reología Transciente*. Universidad de Chile.
- Salgado, R. (2006). *The Engineering of Foundations*.
- Santamarina, J. C., Klein, K. A., Wang, Y. H., & Prencke, E. (2002). Specific surface: determination and relevance. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 233–241. <https://doi.org/10.1139/t01-077>
- Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics. Soil Use and Management*. <https://doi.org/10.1111/j.1475-2743.1987.tb00718.x>
- Terzahi, K., Perck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Third Edit). New York: John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1097/00010694-194911000-00029>
- Urrutia, J. (2016). *CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y ROTURA DE PARTÍCULAS BAJO COMPRESIÓN TRIAXIAL CID DE MEZCLA DE MATERIALES GRANULARES DE DISTINTA RESISTENCIA APLICADO A MINERÍA DE BLOCK CAVING*. Universidad de Chile.
- Verdugo, R., & De la Hoz, K. (2006). Geomechanical Characterization of Coarse Granular. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.*, 6(2), 199–214.
- Verdugo, R., & Ishijara, K. (1996). The Steady State of Sandy Soils. *Soils and Foundations Japanese Geotechnical Society*, 36(2), 81–91.
- Verdugo, R., Peters, G. (CMGI), & Bejarano, I. (IDIEM). (2007). Evaluación De Parámetros Geomecánicos De Suelos Gruesos, 1–12. Retrieved from <papers3://publication/uuid/BC57349F-94E1-4CBC-AB2F-185661BD4547>

## A. Anexo: Desarrollo Modelo Hiperbólico

El modelo hiperbólico parte de la siguiente ecuación, y asociado a la Figura A.1.

$$\Delta\sigma = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad [102]$$

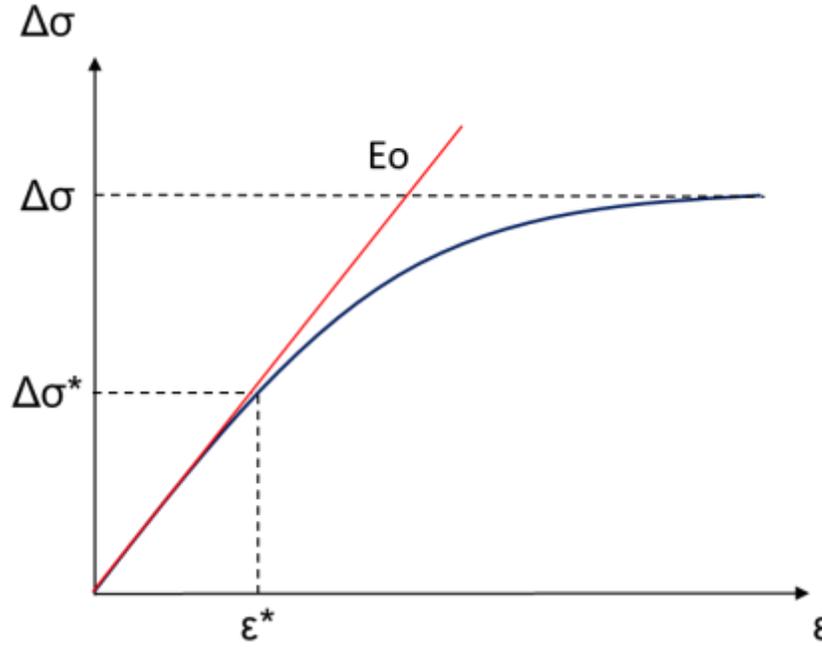


Figura A.1: Esquema de módulo de elasticidad inicial, en espacio tensión deformación.

A partir del modelo hiperbólico planteado se desprende lo siguiente

$$\frac{d\Delta\sigma}{d\varepsilon} = \frac{a + b\varepsilon - b\varepsilon}{(a + b\varepsilon)^2} = \frac{a}{(a + b\varepsilon)^2} \quad [103]$$

Considerando el punto donde la deformación axial es cero, se obtiene

$$\left. \frac{d\Delta\sigma}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon \rightarrow 0} \Rightarrow E_0 = \frac{1}{a} \quad [104]$$

Reordenando términos el esfuerzo desviador último/final, se define como

$$\Delta\sigma_u = \frac{1}{\frac{a}{\varepsilon} + b} \quad [105]$$

Considerando que este valor se alcanza cuando la deformación axial se acerca a infinito, y por tanto, da como resultado

$$\Delta\sigma_u |_{\varepsilon \rightarrow \infty} \Rightarrow \Delta\sigma_u = \frac{1}{b} \quad [106]$$

El modelo hiperbólico también se puede escribir de la forma

$$\frac{\varepsilon}{\Delta\sigma} = a + b\varepsilon \quad [107]$$

Considerando las ecuaciones 4 y 5, se puede definir el esfuerzo desviador medio,

$$\Delta\sigma^* = \frac{\Delta\sigma}{2} = \frac{1}{2b} \quad [108]$$

Este se reemplaza en la ecuación del modelo hiperbólico

$$\Delta\sigma^* = \frac{\varepsilon^*}{a + b\varepsilon^*} \Rightarrow \frac{1}{2b} = \frac{\varepsilon^*}{a + b\varepsilon^*} \quad [109]$$

Despejando la deformación axial asociada al esfuerzo desviador medio

$$\frac{1}{2b}(a + b\varepsilon^*) = \varepsilon^* \quad [110]$$

Posteriormente se agrupan términos iguales

$$\frac{a}{2b} = \varepsilon^* - \frac{\varepsilon^*}{2} \quad [111]$$

$$\frac{\varepsilon^*}{2} = \frac{a}{2b} \quad [112]$$

$$\varepsilon^* = \frac{a}{b} \quad [113]$$

Luego se define el módulo de elasticidad  $E_{50}$ , y se reemplazan los términos conocidos

$$E_{50} = \frac{\Delta\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\frac{1}{2}b}{\frac{a}{b}} = \frac{1}{2a} \quad [114]$$

Relacionando  $E_{50}$  y  $E_o$  y sus equivalencias, es posible determinar la relación entre ambos módulos.

$$\frac{E_{50}}{E_o} = \frac{\frac{1}{2a}}{\frac{1}{a}} = \frac{1}{2} \quad [115]$$

$$E_{50} = \frac{E_o}{2} \Rightarrow E_o = 2E_{50} \quad [116]$$

Por Janbu (1963), se sabe que:

$$E_o = KPa \left[ \frac{\sigma_3}{Pa} \right]^n = APa \left[ \frac{\sigma_3}{Pa} \right]^B \quad [117]$$

Luego se grafican los puntos  $E_o$  vs deformación axial, luego de la regresión se conocen los valores de los coeficientes A y B.

De la relación de la ecuación 3, se conoce la forma del parámetro 'a' del modelo hiperbólico.

$$a = \frac{1}{APa \left[ \frac{\sigma_3}{Pa} \right]^B} \quad [118]$$

Mientras que el parámetro 'b' se desprende de los círculos de Mohr

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} + 2c \frac{\cos(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} \quad [119]$$

$$\Delta\sigma_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_u = \frac{2\sigma_3 \text{sen}(\varphi) + 2c \cos(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} \quad [120]$$

Por la ecuación 5, el parámetro 'b' se define de la siguiente forma

$$b = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{2\sigma_3 \text{sen}(\varphi) + 2c \cos(\varphi)} \quad [121]$$

Finalmente, se define el factor de falla como:

$$R_f = \frac{\Delta\sigma_{falla}}{\Delta\sigma_{ult}} \quad [122]$$

## B. Anexo: Simbología Presiones de Confinamiento

Para diferenciar los ensayos en los gráficos, se genera una serie de códigos icónicos asociados a los niveles de presiones de confinamientos. Esta simbología se presenta en la Figura B.1.

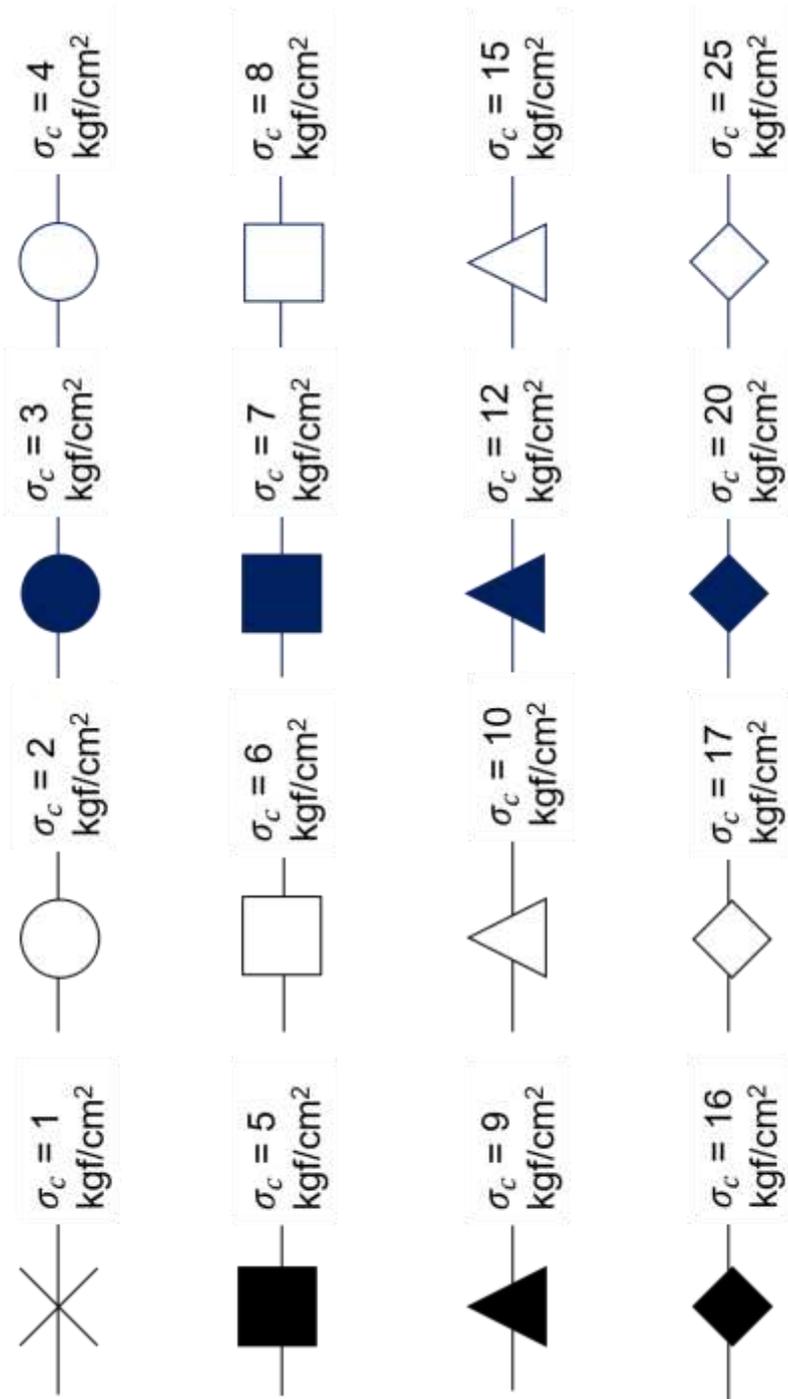


Figura B.1: Simbología Presiones de Confinamiento.

## C. Anexo: Gráficos por Serie de Ensayos

Cada serie de ensayos, tiene asociado un set de gráficos entre los que se encuentran:

- t-s
- q-p
- q- $\epsilon_a$
- $\epsilon_v$ - $\epsilon_a$
- $\epsilon_r$ - $\epsilon_a$
- $\Delta\sigma$ - $\epsilon_a$
- $\sigma_1/\sigma_3$ - $\epsilon_a$
- $\Delta e$ -s'
- $\Delta e$ -p'
- e-p'
- $\Delta e$ - $\epsilon_a$
- $\phi_b$ - $\epsilon_a$
- $\gamma$ -p
- $\gamma$ -e
- Granulometría\*
- Rotura de partículas\*
- Círculos de Mohr

[Aquí es posible ver los ensayos para cada una de las series.](#)

## D. Anexo: Gráficos Modelo Hiperbólico

Los gráficos para cada una de los ensayos a los cuales se les aplicó el modelo hiperbólico pueden verse [aquí](#).

## E. Anexo: Módulo de deformación por niveles de deformación.

En el caso de los gráficos correspondientes a la estimación del módulo elástico movilizado con respecto a diferentes porcentajes de deformación para cada serie pueden observarse [aquí](#).

## **F. Anexo: Envolventes**

Los gráficos con el desarrollo de las envolventes de falla utilizadas para la determinación de los parámetros de resistencia al corte de cada serie se pueden encontrar [aquí](#).

## **G. Anexo: LEU**

[Aquí](#) es posible encontrar cada uno de los gráficos en espacio e-p' que permiten parametrizar la LEU de cada una de las series analizadas.

## **H. Anexo: Gráficos Comparativos de Comportamiento**

En esta sección se proponen de manera comparativa los 6 gráficos que permiten determinar el comportamiento de los suelos. Estos 6 gráficos son:

- $q' - p'$
- $e - p'$
- $q - \epsilon_a$
- $\epsilon_v - \epsilon_a$
- energía acumulada -  $\epsilon_a$
- energía acumulada -  $\epsilon_a$

[Aquí es posible ver los gráficos comparativos de comportamiento.](#)