



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS
DEPARTAMENTO CIENCIAS DE LA TIERRA



**FACTIBILIDAD DE APLICACIÓN DE ENFOQUE
BIMROCK PARA LA EVALUACIÓN DE PROPIEDADES
GEOMECÁNICAS DE MATERIALES GRANULARES
GRUESOS**

Memoria para optar al Título de Geóloga

Camila Soledad Torres Méndez

Profesor Patrocinante:	Dr. Jorge Quezada Flory
Profesional Guía:	Dr. Leonardo Dorador Ortiz
Profesores Comisión:	Sr. Ramiro Bonilla Parra
	Msc. Abraham González Martínez

Concepción, 2021



Porque los sueños se cumplen.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.3. METODOLOGÍA	3
1.1.1. Etapa de Gabinete I	3
1.1.2. Etapa de Gabinete II	3
1.4. TRABAJOS ANTERIORES	3
1.5. AGRADECIMIENTOS	6
2. MARCO TEÓRICO	8
2.1. MATERIALES GRANULARES GRUESOS	8
2.1.1. Parámetros Geotécnicos	10
2.1.1.1. Coeficiente de uniformidad modificado	10
2.1.1.2. Rotura de partículas	12
2.1.2. Suelos Granulares Tipo 1	14
2.1.3. Suelos Granulares Tipo 2	15
2.1.4. Enfoques de Estimación de Parámetros por medio de Ensayos de Laboratorio	15
2.1.4.1. Método de granulometría paralela o curvas homotéticas	16
2.1.4.2. Método de corte	17
2.1.5. Correlaciones	19
2.1.5.1. Densidad máxima y coeficiente de uniformidad	19
2.1.5.2. Índice de vacíos mínimo e índice de vacíos máximo	20
2.1.5.3. Índice de vacíos mínimo e índice de vacíos máximo y D_{50}	21
2.1.6. Criterios de Resistencia al Corte	22

2.1.6.1.	Barton y Kjaernsli (1980)	22
2.1.6.2.	Marsal (1967) y Leps (1970)	23
2.1.6.3.	Murphy (1970)	24
2.2.	BIMROCK	25
2.2.1.	Generalidades y Tipos	26
2.2.2.	Enfoque Bimrock	28
3.	PROPUESTA DE MARCO CONCEPTUAL	31
3.1.	GRANULOMETRÍA DE CLASTOS Y MATRIZ	31
3.2.	PROPORCIÓN DE CLASTOS Y MATRIZ	32
3.3.	RESISTENCIA MATRIZ	33
3.4.	MORFOLOGÍA DE PARTÍCULAS	34
3.5.	RUGOSIDAD	36
3.6.	CONTACTO MATRIZ-CLASTO	38
3.7.	ORIENTACIÓN DE LOS CLASTOS	39
3.8.	ÁBACO DE LEPS	41
4.	RESULTADOS Y PROPUESTA	43
4.1.	COMPARACIÓN DE ENSAYOS	43
4.1.1.	Ensayos de Laboratorio	43
4.1.2.	Ensayos <i>In Situ</i>	52
4.2.	PROPUESTA DE CÁLCULO DE ϕ MÁXIMO	62
5.	CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES	69
6.	REFERENCIAS	71
	ANEXOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura		Página
2.	1. Afloramiento Formación La Montaña, ubicada en Mesamávida, Región del Maule, Chile. Fotografía gentileza de Ambrosio Vega.	8
2.	2. Relación entre coeficiente de uniformidad e índice de vacíos para MGG tipo 1 y 2. Extraído del curso Geotecnia de Materiales Gruesos, EGSciences, 2021.	9
2.	3. ϕ máximo en función del tamaño de partículas. Extraído de Varadarajan <i>et al.</i> (2006).	10
2.	4. Densidad máxima v/s coeficiente de Uniformidad. Modificado de Dorador (2010).	11
2.	5. Densidad máxima v/s coeficiente de Uniformidad ($C_u^* = D_{80}/D_{10}$). Modificado de Dorador (2010).	12
2.	6. Metodología para la obtención del parámetro Bg. Extraído de De la Hoz (2007).	13
2.	7. Resumen de metodologías para determinar rotura de partículas (Lade <i>et al.</i> 1986).	14
2.	8. Ejemplo de método de granulometría paralela en materiales granulares gruesos. En este ejemplo, S es el radio de similitud y es igual a 40.	16
2.	9. Radio de corte $r=2$ en un material uniforme. Modificado de Dorador y Villalobos (2020).	17
2.	10. Radio de corte $r=16$ en un material uniforme. Modificado de Dorador y Villalobos (2020).	18
2.	11. Correlación entre e_{\min} y C_u . Modificado de Dorador y Besio (2013).	20
2.	12. Relación entre e_{\min} y e_{\max} en suelos granulares gruesos (modificado de Almeida, 2001).	21
2.	13. Influencia de D_{50} en e_{\max} y e_{\min} . Modificado de Dorador y Besio (2013).	22
2.	14. Ábaco de Leps (Leps, 1970).	24
2.	15. Valor de la razón entre los esfuerzos principales y dureza de Mohs. Modificado de Murphy (1970).	25

2.	16.	Afloramientos de bimrock (modificado de Kalender <i>et al.</i> 2014).	26
2.	17.	Esquema del comportamiento de bimrocks no consolidados, dependiendo de la proporción de bloques Modificado de Lindquist (1994).	28
2.	18.	Valores de A de acuerdo a la condición del clasto y su relación de contacto con la matriz.	29
3.	1.	Efecto de la granulometría en la resistencia de partículas (modificado de Lee y Farhoomand, 1967).	31
3.	2.	Efecto de la granulometría en la compresibilidad (modificado de Lee & Farhoomand, 1967).	32
3.	3.	Influencia de la distribución de tamaños en la “rugosidad” de superficie de falla para dos distribuciones de tamaño diferentes y la misma proporción de clastos. Modificado de Medley (1994).	33
3.	4.	Diagrama de forma de bloques (Kalenchuk y Diedereichs, 2006).	34
3.	5.	Carta visual de esfericidad y redondez. Modificado de Krumbein y Sloss (1963).	35
3.	6.	Esferas de acero de diferentes formas y su respectivo K. Modificado de Shinohara <i>et al.</i> (2000).	36
3.	7.	Envolvente de falla para las distintas formas de partículas.	37
3.	8.	Valores de ángulo de reposo de bloques (Kalender <i>et al.</i> , 2014).	38
3.	9.	Valores del parámetro A dependiendo de la resistencia de matriz.	39
3.	10.	Relación entre ángulo de fricción interna, PVB y orientación de bloques. Modificado de Kalender <i>et al.</i> (2014).	40
3.	11.	Relación entre cohesión, PVB y orientación de bloques. Modificado de Kalender <i>et al.</i> (2014).	40
3.	12.	Ábaco de Leps. Gentileza base de datos EGSciences.	41
4.	1.	Ángulo de fricción máximo ϕ' . Modificado de Dorador (2017).	63

ÍNDICE DE GRÁFICOS

		Página
4.	1. Ángulo de fricción calculado. Elaboración propia.	46
4.	2. Cohesión calculada. Elaboración propia.	47
4.	3. Ángulo de fricción calculado con ecuación modificada. Elaboración propia.	50
4.	4. Cohesión calculada con ecuación modificada. Elaboración propia.	51
4.	5. Ángulo de fricción calculado. Elaboración propia.	56
4.	6. Cohesión calculada. Elaboración propia.	57
4.	7. Ángulo de fricción calculado con ecuación modificada. Elaboración propia.	60
4.	8. Cohesión calculada con ecuación modificada. Elaboración propia.	61
4.	9. Ángulo de fricción máximo calculado. Elaboración propia.	66
4.	10. Correlación entre ϕ teórico y calculado con ecuación propuesta. Elaboración propia.	67
4.	11. Ábaco de ϕ' en función de la presión confinante para MGG tipo 2. Elaboración propia.	68

ÍNDICE DE TABLAS

		Página
2.	1. Contraste de parámetros entre clastos y matriz para bimrock en la literatura. Modificado de Kalender (2014).	27
2.	2. Guía para determinar valor del parámetro A en función de la condición del contacto clasto/matriz. Modificado de Sonmez <i>et al.</i> (2009).	29
4.	1. Parámetros geomecánicos de las muestras utilizadas en el análisis.	43
4.	2. Valores calculados de ángulo de fricción y cohesión. Elaboración propia.	45
4.	3. Valores calculados de ángulo de fricción y cohesión. Elaboración propia.	48
4.	4. Ángulo de rozamiento efectivo. Modificado de González de Vallejos, 2002.	52
4.	5. Parámetros de resistencia al corte de test <i>in situ</i> .	53

4.	6.	Resumen de parámetros de resistencia al corte calculados. Elaboración propia.	54
4.	7.	Parámetros de resistencia al corte calculados con ecuaciones 6 y 7. Elaboración propia.	58
4.	8.	Ángulo de fricción máximo esperado y calculado según la ecuación 7. Elaboración propia.	64



RESUMEN

Los materiales granulares gruesos (MGG) son suelos muy estudiados en el ámbito geotécnico, ya que existen ciudades asentadas sobre ellos, componen enrocados (pilas de lixiviación, balastos de vías férreas), los cuales sirven para proyectos mineros u obras civiles. Se clasifican en dos grandes grupos dependiendo del origen de sus sedimentos: tipo 1 y tipo 2.

El análisis geomecánico de los MGG requiere de instrumentos de gran dimensión y tiempo para realizar ensayos, aunque también existen métodos de escalamiento que intentan replicar las propiedades del material, pero a menor tamaño. Sin embargo, en ocasiones resulta complejo ya que los clastos pueden alcanzar tamaños del orden de metros.

A partir de lo anterior, es que resulta atractivo buscar otras metodologías para estimar los parámetros de resistencia al corte, y en lo posible, que no necesite de instrumental extra. En este análisis se propone abarcar el enfoque de estudio bimrock o bimrock no consolidado (bimsoil).

En esta investigación se abordan todos los parámetros que resultan importantes en la caracterización de MGG y su relación con el ángulo de fricción interna y cohesión (resistencia al corte) a medida que van cambiando. Tomando en cuenta estos antecedentes, se realizó una correlación entre MGG tipo 2 y bimrock no consolidados.

Para ahondar en el enfoque de estimación de resistencia al corte de bimrock no consolidados se describieron en detalle las variables a tener en consideración, resultando la más importante de ellas la proporción volumétrica de bloques. Kalender *et al* (2014) propone una metodología que consiste en calcular ϕ cohesión y resistencia a la compresión uniaxial (UCS) a partir de fórmulas. Al emplear estas expresiones matemáticas y comparar los resultados con datos reales de ensayos de laboratorio e *in situ* encontrados en la literatura, se observó que no funciona correctamente para este tipo de materiales. Por lo tanto, se plantea una calibración de las ecuaciones.

No obstante, se debe considerar que los materiales en estudio no presentan una resistencia estable, es decir, las condiciones de fallo varían de acuerdo con la cantidad de agua, presión, y otras características. Posteriormente, se buscaron los valores de ángulo de fricción máximo, por lo que se elaboraron círculos de Mohr para obtener estos datos, y con esto volver a calibrar la ecuación, complementando con el Ábaco de Leps (1970).

En el presente estudio se propone una fórmula recalibrada para el cálculo de ángulo de fricción de MGG con variables que se pueden obtener de la observación y trabajo de campo, lo que implicaría la posibilidad de calcular una primera estimación de los valores de resistencia al corte del material a estudiar sin necesidad de equipos. Sin embargo, se recomienda realizar ensayos de laboratorio o métodos de escalamiento para complementar este método.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

La geotecnia es la rama de la ingeniería civil que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales, investigando suelos y rocas para determinar sus características y diseñar estructuras, tales como taludes, cimentaciones, presas, túneles, entre otros (González de Vallejo, 2002). La resistencia y deformabilidad de los suelos son propiedades fundamentales utilizadas en el diseño de obras civiles, incluyendo proyectos construidos en rocas de distinto tamaño de grano, abarcando bloques mayores a 30 cm de diámetro.

Los Materiales Granulares Gruesos (MGG) están conformados por suelos finos y gruesos tipo arena y grava, y pueden estar compuesto por un porcentaje de granulometría mayor a 75 mm, llamadas partículas de sobretamaño (Dorador y Villalobos 2020). Son ampliamente estudiados, ya que representan mayoritariamente los materiales existentes en proyectos de ingeniería y minería, por ejemplo presas de enrocados y botaderos de lastres mineros que pueden alcanzar alturas mayores a 300 m, y de la cuales es necesario estudiar su comportamiento geomecánico, analizar estabilidad y deformación; vías férreas que son construidas con balastos y, además, urbes que se asientan sobre sedimento aluvional con partículas de gran tamaño (Santiago de Chile o Lima en Perú, entre otras ciudades).

El campo experimental de investigación de los MGG se realiza usando metodologías de estimación de propiedades geomecánicas, por ejemplo, por medio de una fracción de menor tamaño, es decir, por técnicas de escalamiento (Zhou et al., 2016). No obstante, estos procedimientos son limitados para algunos tipos de MGG. También se caracterizan a través de ensayos de resistencia al corte de tipo triaxial de gran dimensión o de compresión edométrica, lo cual requiere instrumentos que en ocasiones no son posibles de conseguir, además de tiempo y dinero. Otra de las maneras de estudiar la resistencia de los MGG es mediante ábacos y correlaciones para estimar los parámetros geotécnicos más importantes.

A raíz de los inconvenientes que puede presentar el estudio de parámetros geomecánicos en MGG, es que se propone una nueva técnica para estimarlos: el enfoque bimrock (*Block in Matrix Rocks*), más específicamente, el de bimrock no consolidado, propuesto por Medley en 1994 y modificado por Kalender *et al.* en 2014, el cual consiste en evaluar las propiedades de la muestra:

proporción de bloques, resistencia de la matriz, forma de los clastos y grado de consolidación, para finalmente determinar ángulo de fricción interna y cohesión. Todo esto depende de la geología del lugar a estudiar que, a su vez, establece las características intrínsecas del material (permeabilidad, porosidad, morfología del grano, entre otras) (Pellegrino, 1965; Shin y Santamarina, 2013).

Así, esta memoria de título consiste en la factibilidad de desarrollar un método que establezca las propiedades geomecánicas de los MGG, a través del enfoque bimrock descrito anteriormente.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

El objetivo de este trabajo es analizar la factibilidad del uso del enfoque bimrock en la evaluación de propiedades geomecánicas de materiales gruesos no consolidados, específicamente en la estimación del ángulo de fricción interna y cohesión.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Identificar y definir variables que afectan en la resistencia al corte de bimrock y materiales granulares gruesos.
- Clasificar tipos de MGG.
- Confeccionar una base de datos con parámetros geomecánicos extraídos de literatura técnica.
- Compilar información de laboratorio y teórica de diversos autores para bimrock no consolidado.
- Determinar la relación entre bimrock no consolidado y MGG.
- Establecer la aplicación de método de enfoque bimrock en MGG.

1.3. METODOLOGÍA

1.3.1. Etapa de Gabinete I

En primera instancia se compilaron antecedentes académicos y prácticos para conocer el estado del arte de la clasificación de bimrocks y MGG. Además, se identificaron los parámetros más importantes que influyen en la resistencia de este tipo de suelos, partiendo desde la base que ambos son tipos de materiales distintos.

Se determinaron fórmulas empíricas para el cálculo de resistencia de bimrocks no consolidados extraídas del trabajo de Kalender *et al.* (2014) las cuales fueron analizadas con información de materiales granulares gruesos.

1.3.2. Etapa de Gabinete II

En este periodo se elaboró una base de datos con resultados reales de ensayos de compresión triaxial consolidados isotrópicamente drenados (triaxial CID) en materiales granulares gruesos con los parámetros de resistencia, ángulo de fricción de la matriz, grado de consolidación de los clastos, esfericidad y redondez. Aquí se utilizó la información de muestras de ensayos *in situ* y laboratorio.

Luego, se confeccionó una planilla *Excel* con las fórmulas de bimrocks no consolidados de Kalender *et al.* (2014) y se comparó con los datos de ensayos de laboratorio recopilados de materiales granulares gruesos, con el fin de determinar si la cohesión, ángulo de fricción interna y resistencia a la compresión simple (UCS) de la muestra de MGG se ajustaba a los valores entregados por estas ecuaciones.

Por último, se desarrolló una ecuación matemática para calcular el ángulo de fricción máximo de MGG.

1.4. TRABAJOS ANTERIORES

Los MGG han sido estudiados durante años, debido a la importancia de determinar la resistencia al corte en el diseño de estructuras que involucran este tipo de materiales. A

continuación, se enlistan las investigaciones más significativas que sirvieron de base para el presente trabajo.

PELLEGRINO (1965) postula que las características geométricas de las partículas (distribución, tamaño de grano, forma y redondez) y el peso unitario seco de ellas influyen en el comportamiento geomecánico de la masa de roca.

MARSAL (1967) demostró la pérdida de dilatancia en enrocados cuando se someten a altas presiones.

LEE y FARHOOMAND (1967) demuestran la relación entre compresibilidad de un suelo granular y su resistencia a la deformación bajo altas presiones.

LEPS (1970) elabora un ábaco a partir de más de 100 ensayos triaxiales, el cual sirve para estimar el ángulo de fricción secante de un MGG a determinadas presiones.

BARTON y KJAERNSLI (1981) establecen una ecuación para la estimación del ángulo de fricción interna máximo en enrocados que depende de la forma, rugosidad y resistencia de las partículas en función del nivel de esfuerzos al cual está sometido el material.

SIDDIQI (1984) propone por primera vez el método de escalamiento con enfoque de la matriz.

DONAGUE y TORREY (1979) plantean el método de corte y reemplazo.

VARADARAJAN y otros (2006) relaciona el origen de los suelos granulares con su resistencia al corte.

VERDUGO y DE LA HOZ (2006) en la publicación “Caracterización Geomecánica de Suelos Granulares Gruesos” presentan resultados experimentales obtenidos en distintos suelos gruesos aplicando la técnica de curvas homotéticas, demostrando la aplicabilidad y limitaciones del método.

DE LA HOZ (2007) define las metodologías más apropiadas para obtener los parámetros geomecánicos de un suelo granular grueso, mediante el uso de muestras equivalentes de menor tamaño de partículas.

DORADOR (2010) analiza empíricamente materiales de enrocado que poseen limitaciones en la aplicación de la metodología de curvas homotéticas.

CONTRERAS (2011) en su estudio experimental realiza una descripción de lo que llama “comportamiento friccional” de materiales granulares gruesos a través de ensayos triaxiales de gran escala y ensayos de carga puntual a partículas de enrocados.

ZHOU y otros (2017) caracterizan los materiales granulares gruesos de acuerdo a su origen: acumulación de rocas por gravedad, por flujo, depósitos glaciares y meteorización, además de aquellas rocas formadas por fallas o fracturas, y artificialmente (apilamiento por construcciones civiles). Desarrollan un modelo para determinar el coeficiente de permeabilidad, considerando el espacio entre las partículas, el tamaño de la matriz y la filtración.

DORADOR y otros (2018) elaboraron una guía de recomendaciones para la caracterización de MGG, además, modificaron el coeficiente de uniformidad con el objetivo de ser más representativo que el estándar.

DORADOR Y VILLALOBOS (2020) presentan un estudio que resume el método de curvas homotéticas, incluyendo de manera detallada ventajas y limitaciones en su uso.

En lo que respecta al estudio de bimrock, se encuentran los siguientes trabajos:

RAYMOND Y TERRANOVA (1984) denominan por primera vez “melange” a los cuerpos de roca mapeables a escala 1:24.000 que se caracterizan por la falta de continuidad interna de contactos o estratos y la inclusión de fragmentos y bloques de todos los tamaños, exóticos y nativos insertos en una matriz fragmentada de material granular más fino.

LINDQUIST (1994) realiza una descripción detallada del comportamiento de la resistencia al corte en bimrock, según la variación de diversos parámetros (contenido, orientación y tamaño de bloques, entre otros).

LINDQUIST Y GOODMAN (1994) definen como bimrock a las rocas piroclásticas gruesas, brechas, rocas meteorizadas, melanges y rocas de falla.

MEDLEY (1994) sugiere la aplicación del concepto “bimrock” sin connotación geológica, el que se obtiene al comprimir el término “*block-in-matrix rocks*”, que se refiere a las mezclas de rocas compuestas de bloques geotectónicamente significativos, dentro de una matriz compacta de textura más fina. También emplea el término “bimsoil” que puede referirse a mezclas complejas que incluyen bloques de roca insertos en una matriz similar al suelo, tales como material coluvial o tilitas.

MEDLEY (1997) determina a través de métodos físicos que la incertidumbre disminuye a medida que la muestra es más grande y/o su proporción volumétrica es mayor.

SONMEZ y otros (2004) estudia la predicción del esfuerzo y parámetros de deformación de un bimrock volcánico de composición andesítica en una matriz tobácea.

SONMEZ y otros (2006) presentan los resultados de estudios usando una aproximación empírica para la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial de bimrocks de origen volcanoclástico.

AFIFIPOUR Y MOAREFVAND (2014) estudiaron el efecto de la proporción volumétrica de bloques en el comportamiento geomecánico de bimrocks artificiales.

KALENDER y otros (2014) en su publicación “*An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils*” desarrollan un criterio para predecir esfuerzos para bimrocks que considera reglas fundamentales de roca y mecánica de suelos y el comportamiento mecánico en función de su proporción volumétrica de bloques (VBP).

ZHANG y otros (2019) realizan una aproximación para predecir la resistencia al corte de suelos granulares basado en la proporción de bloques.

RAMOS-CAÑÓN y otros (2020) desarrollan un modelo computacional para determinar el nivel de incertidumbre en la estimación de proporción volumétrica de bloques en el subsuelo.

1.5. AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Leonardo Dorador por la oportunidad de realizar esta investigación, por el material brindado, y por toda su confianza depositada en mí para llevarla a cabo. También mis sinceros agradecimientos al profesor Jorge Quezada por su buena voluntad para la revisión del tema y a los señores Abraham González y Ramiro Bonilla como parte de la comisión.

Mis agradecimientos a la señora Carolina por su buena voluntad y por ayudarme en las formalidades, y a todo el personal del Departamento de Ciencias de la Tierra, por acompañarme durante la vida universitaria y enseñarme lo que es la geología.

Gracias a mi papá y mi mamá, quienes me formaron como persona y siempre me han dado su cariño incondicional. A mi hermano Ignacio, por su apoyo, por acompañarme y por ser mi mejor amigo. A mi hermano Jaime por su ayuda y cariño.

A Luis: mi amigo y compañero de años. Gracias por tu bondad, por acompañarme en esta vida, por escucharme, apoyarme y motivarme en estos meses difíciles. Gracias por todo.

A mi amiga Bianca, por todas las risas, días y noches de estudio y por estar siempre, en las buenas y en las no tan buenas. A mi amiga Vero por siempre escucharme y aconsejarme. A Vale Muñoz, quien siempre contestó mis llamados de desesperación durante estos meses.

A mis buenos amigos (los petes) Paulo, Edu, Felipe, Daniel, Simón y Ambro. A mi otra familia: Camilis, Seba, Xime, Andy, Ximena y Daisy.

Gracias a mis amigas de toda la vida Montse y Vale. A Pablo por las conversaciones y los memes.

A todas aquellas personas que aportaron con un granito de arena.

A mi tía Carmen, mi abuela Lola y mi tata Emilio.

Gracias.



2. MARCO TEÓRICO

2.1. MATERIALES GRANULARES GRUESOS

Los materiales granulares gruesos (MGG) están conformados por suelos finos y material granular tipo arena y grava (figura 2.1). Además, puede estar compuesto por un porcentaje de granulometría mayor a 3” (75 mm) de diámetro, las cuales se llaman partículas de sobretamaño según la USCS (*Unified Soil Classification System*).



Figura 2.1. Afloramiento Formación La Montaña, ubicada en Mesamávida, Región del Maule, Chile. Fotografía gentileza de Ambrosio Vega.

Existen dos grandes grupos de MGG, cuya clasificación se define por sus propiedades intrínsecas (Dorador y Villalobos, 2020):

Tipo 1: MGG provenientes directamente de extracción de la roca. La resistencia a la compresión de las partículas depende de su tamaño medio, y se asocian a morfologías generalmente angulares. Ejemplos: enrocados, lastres de botaderos mineros, entre otros.

Tipo 2: MGG de origen sedimentario (suelos transportados). Se forman por consecuencia de los procesos geológicos que han experimentado, son partículas que han sufrido transporte y erosión, por lo tanto, son más resistentes que el primer grupo y, además, tienen mayor esfericidad y redondez. Ejemplos: materiales fluviales, aluvionales, coluviales, morrenas, entre otros.

Existen correlaciones que justifican la clasificación entre MGG de origen sedimentario y los que provienen directamente desde la roca:

Densidad mínima: el índice de vacíos (e) disminuye para mayores valores de coeficiente de uniformidad ($C_u = D_{60}/D_{10}$). Hay una diferencia relativamente constante igual a 0.2 entre e y C_u tanto para clastos con forma angular como para formas redondeadas a subredondeadas (figura 2.2.).

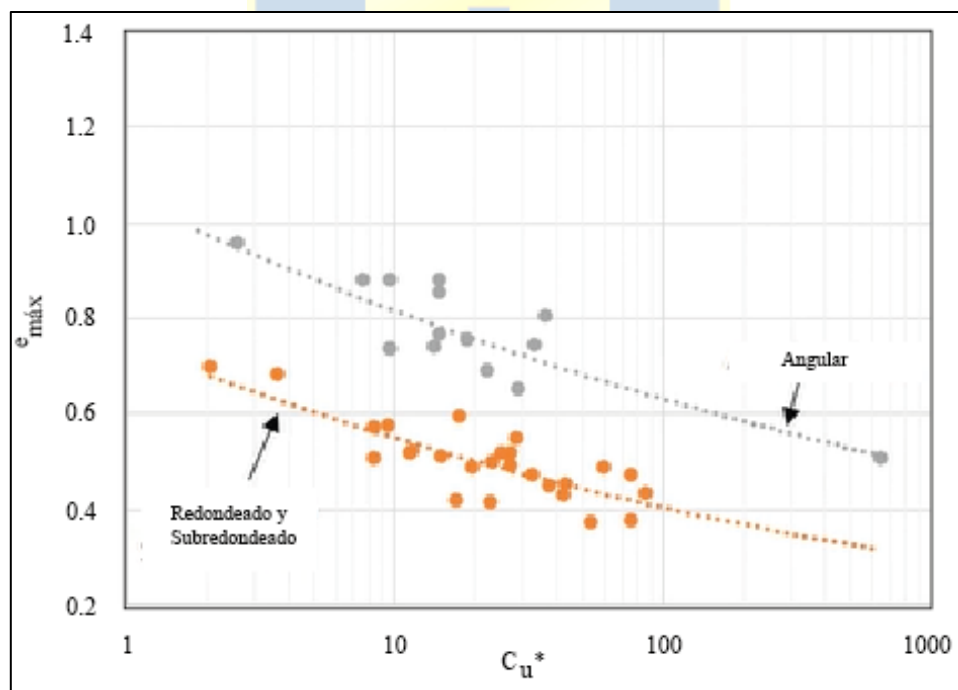


Figura 2.2. Relación entre coeficiente de uniformidad e índice de vacíos para MGG tipo 1 y 2. Extraído del curso Geotecnia de Materiales Gruesos, EGSciences, 2021. Link: <https://egsciences.com/egcourses-es/cursos/geotecnia-de-materiales-granulares-gruesos/>

Resistencia al corte: en el trabajo de Varadarajan *et al.* (2006) se analizó la tendencia del comportamiento del ángulo de fricción máximo (ϕ') de materiales granulares gruesos tipo 1 y 2 a medida que aumenta el tamaño de partículas. Para los MGG enrocados, ϕ' decrece, mientras que para los suelos sedimentarios ocurrió lo contrario (Figura 2.3).

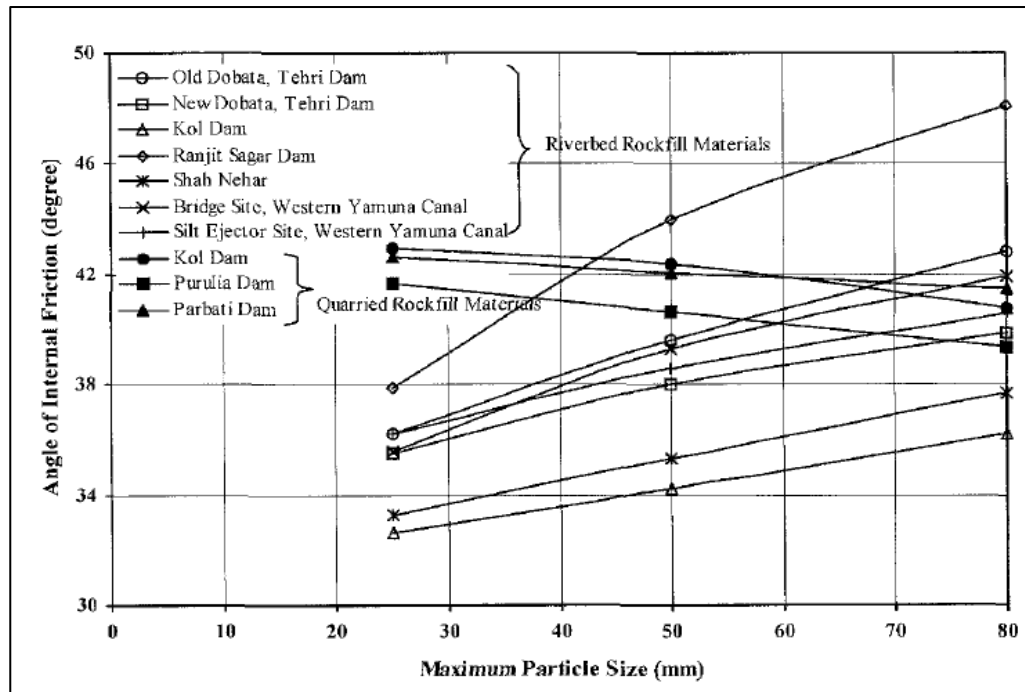


Figura 2.3. ϕ' máximo en función del tamaño de partículas. Extraído de Varadarajan *et al.* (2006).

2.1.1. Parámetros Geotécnicos

Existen parámetros tradicionales para describir los materiales granulares gruesos (ángulo de fricción interna, densidad, coeficiente de uniformidad, entre otros) y, además, se utilizan otros que no son convencionales, los cuales se describen en este subcapítulo.

2.1.1.1. Coeficiente de uniformidad modificado C_u^*

Dorador (2010) recomienda, luego de efectuar estudios experimentales en MGG, que el coeficiente de uniformidad ($C_u = D_{60}/D_{10}$) considere un porcentaje de partículas de un 80%, creando el parámetro de coeficiente de uniformidad modificado ($C_u^* = D_{80}/D_{10}$). El objetivo es tomar en

consideración el material que se encuentra en la parte superior de la curva granulométrica hasta un diámetro D_{80} . Así se ajusta la correlación densidad máxima v/s gradación del suelo (figuras 2.4 y 2.5).

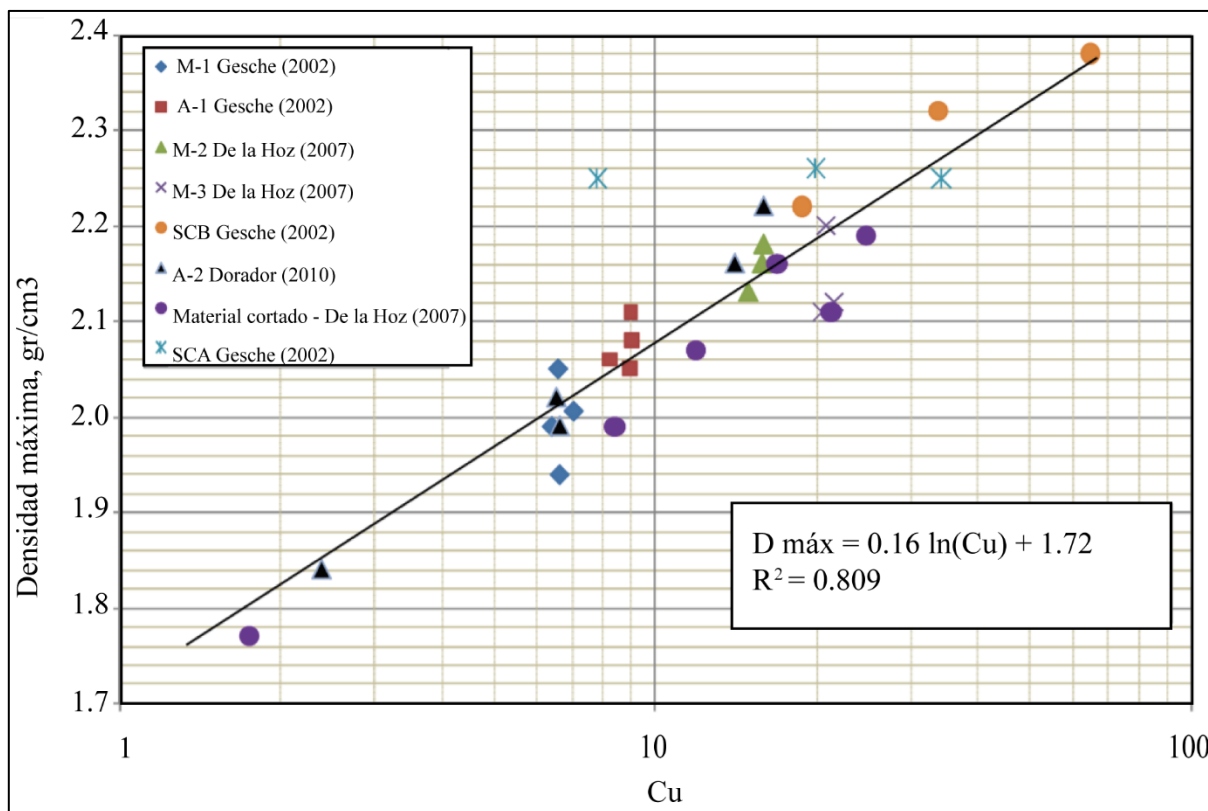


Figura 2.4. Densidad máxima v/s coeficiente de Uniformidad. Modificado de Dorador (2010).

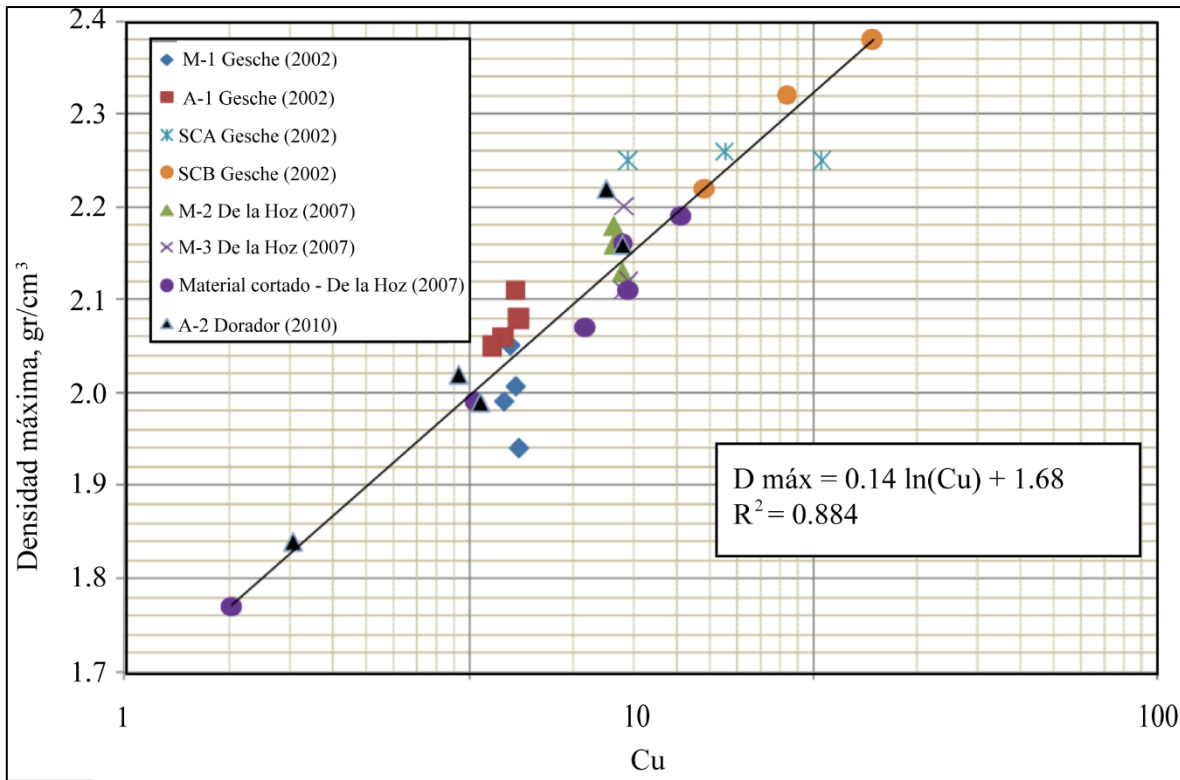


Figura 2.5. Densidad máxima v/s coeficiente de Uniformidad ($C_u^* = D_{80}/D_{10}$). Modificado de Dorador (2010).

2.1.1.2. Rotura de partículas

Uno de los estudios relevantes a considerar asociado al comportamiento geomecánico de materiales granulares es el correspondiente a Lee y Farhoomand (1967), quienes sugieren que la compresibilidad y el rompimiento de partículas son acelerados por la adición de agua, el incremento del tamaño de granos en un suelo uniforme y la angulosidad de los mismos, la densidad de la muestra, la baja resistencia de las partículas individuales, el aumento de la presión confinante y la aplicación de esfuerzo de corte.

Para medir el nivel de rotura de partículas se han propuesto métodos que comparan la granulometría pre y post ensayo. Uno de los más utilizados es el de Marsal (1965), quien considera el parámetro Bg y lo define como la sumatoria de las diferencias positivas de los porcentajes de material retenido en cada tamiz entre las curvas granulométricas antes y después de un ensayo de resistencia (figura 2.6).

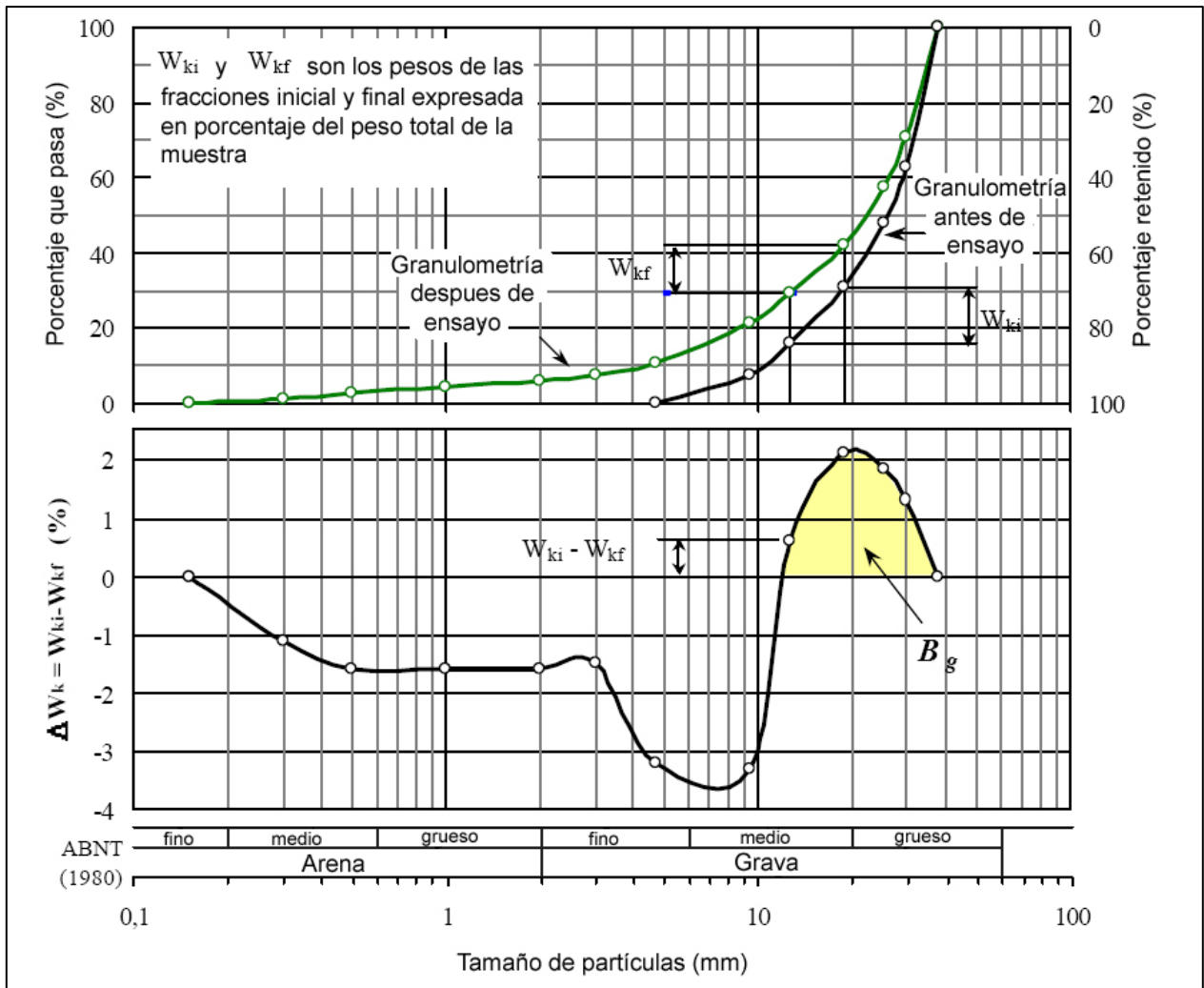


Figura 2.6. Metodología para la obtención del parámetro B_g . Extraído de De la Hoz (2007).

Otro método para determinar la rotura de partículas es el de Hardin (1985) quien también relaciona las granulometrías antes y después del ensayo. El autor define un parámetro de rotura (Br) que consiste en la razón entre el potencial de rotura (Bp) y la rotura total (Bt). A esto se suman Lee y Farhoomand (1967) quienes de igual manera desarrollan una metodología basada en la comparación pre y post ensayo. Ambos procedimientos se resumen en la figura 2.7.

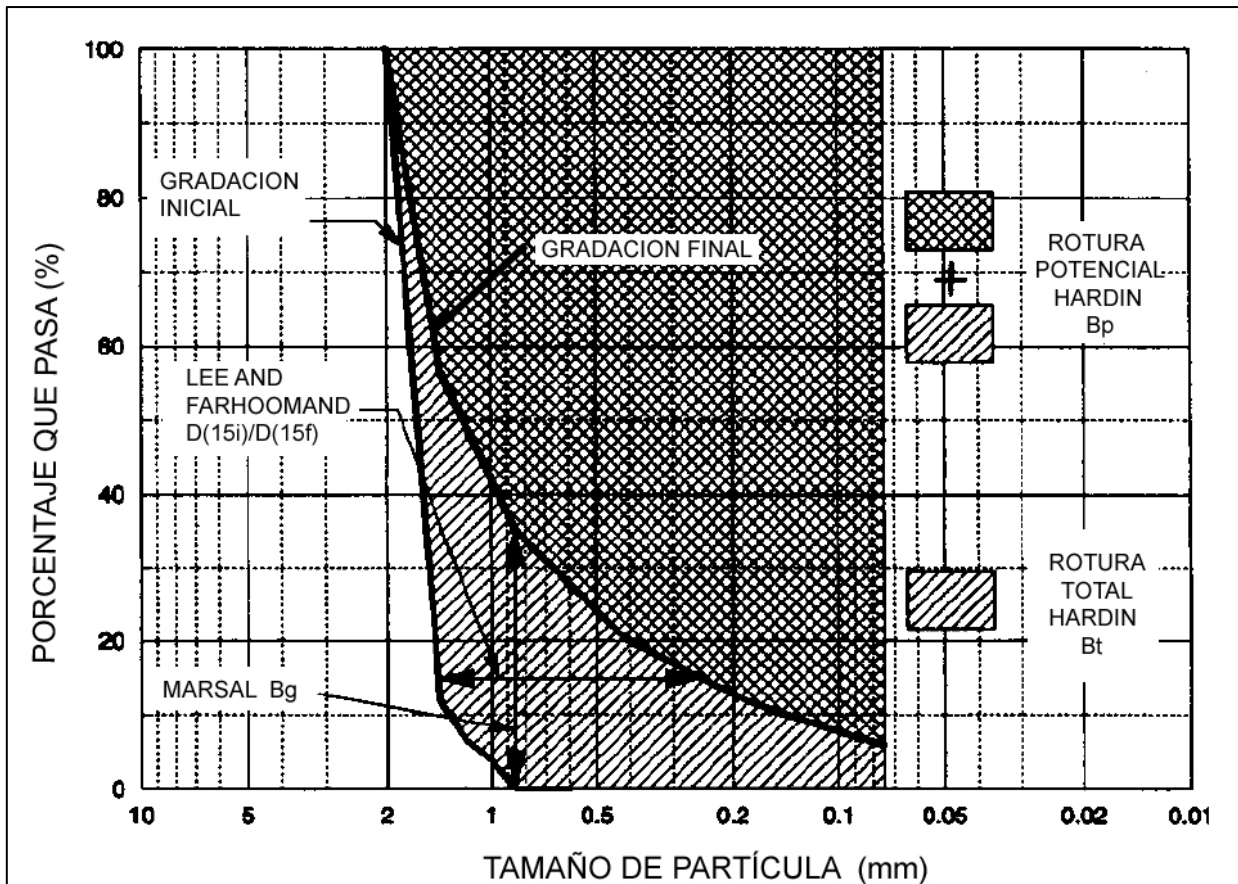


Figura 2.7. Resumen de metodologías para determinar rotura de partículas (Lade *et al.* 1986).

2.1.2. Suelos Granulares Tipo 1

En este grupo de materiales se asocian todos aquellos suelos granulares que no han sido afectados por procesos geológicos. Entre ellos se encuentran:

Enrocados de cantera: se forman por explotación de rocas y, por lo tanto, sus partículas son de tamaño variado y generalmente angulares. Su resistencia puede ser variable, ya que en ocasiones están compuestos por material de distinta litología.

Materiales de desmonte en minería o lastres mineros: sus partículas pueden ser de tamaños variables. En un talud se observa que están gradados verticalmente, ya que los bloques de mayor dimensión van quedando abajo y los más finos en la parte superior.

Materiales ROM lixiviados: son las partículas gruesas que han sido sometidas a procesos de lixiviación en minería en pilas estáticas.

Materiales quebrados en minería de hundimiento: se originan por el método de explotación *block caving*. Son bloques de gran tamaño y angulosos que quedan almacenados en columnas de extracción que pueden alcanzar cientos metros de altura.

2.1.3. Suelos Granulares Tipo 2

Dentro de este grupo se encuentran los suelos fluviales. Su tamaño varía entre 4 mm y 64 mm (Tuitz *et al.*, 2012). Se caracterizan por haber sufrido un gran proceso de transporte, y como consecuencia, sus partículas son muy resistentes. Esta forma de erosión causa colisión entre los granos, resultando en una abrasión que da origen a su morfología redondeada y suave, y granulometrías tipo arena y limo (Domokos *et al.*, 2014).

Los suelos gruesos aluvionales son sedimentos transportados por flujos de agua o de barro, y, por ende, se componen de partículas de distintos tamaños. Producto de su forma de transporte, no sufren mayor erosión o abrasión y, por lo tanto, sus clastos son de morfologías angulares a subredondeadas.

Los suelos coluviales son transportados por gravedad y generalmente son afectados por procesos de intemperismo. Son partículas de mala selección.

Los suelos de morrena glaciar son acumulados y transportados por el hielo. Son similares a los coluviales, lo que hace que sean difíciles de caracterizar por la heterogeneidad y mala selección de sus partículas.

Las mezclas de suelo y roca *in situ* también son consideradas entre este grupo.

2.1.4. Enfoques de Estimación de Parámetros por medio de Ensayos de Laboratorio

Los MGG al poseer partículas mayores a 3” requieren de equipos de gran dimensión para la estimación de parámetros geomecánicos (test triaxial o corte directo de gran dimensión). Incluso así, la ejecución de estos ensayos es muy poco común debido a los costos, tiempo y disponibilidad de material para realizarlos. Es por esta razón que es una práctica común la realización de ensayos de resistencia al corte utilizando la porción de material con tamaños de partículas menores a 1”. Para esto es necesario recurrir a métodos de escalamiento para replicar la muestra original de mayor granulometría, y que sea estudiada con materiales de menor tamaño. A

De la Hoz (2007) determinó según los estudios de Marachi *et al.* (1972) que las granulometrías deben tener una buena gradación y porcentaje de finos menor al 10%, ya que de esta manera se obtienen ángulos de fricción interna muy similares a las originales en todas las muestras ensayadas.

Dorador (2018) realizó una compilación de los estudios en los que se ha utilizado esta metodología, y establece que este método tiene algunas limitaciones, y se deben mantener ciertas características entre la granulometría original y escalada para que se ejecute correctamente:

- i. Debe haber un máximo de 10% de finos en muestras de granulometría escalada.
- ii. Se recomienda un paralelismo completo entre granulometría original y escalada.
- iii. Las densidades mínima y máxima tienen que ser similares.
- iv. Se debe mantener la resistencia mineralógica y la forma de las partículas.

2.1.4.2. Método de corte

Zeller y Wullimann (1957) propusieron aplicar este método en MGG por primera vez, y más tarde diversos autores han analizado y utilizado esta metodología (Leslie, 1963; Al-Hussaini, 1983; De la Hoz, 2007; entre otros). Este sistema consiste en remover las partículas de sobretamaño junto con el material más fino, para ensayarlos en un test triaxial o de corte directo. Después de realizar esta extracción, la distribución de tamaño de partículas (DTP) es más fina y uniforme, por ende, afecta en la estimación de la resistencia al corte y el módulo de deformación de los MGG. Algunos estudios (Donaghe y Cohen, 1978; Fragaszy *et al.*, 1992; Jernigan, 1998; entre otros) afirman que, para mantener las propiedades mecánicas, no se debe cortar más allá de cierto porcentaje de la muestra (en general, entre 10% a 30%) (Dorador y Villalobos, 2020).

Existe un radio de corte r que se define como:

$$r = \frac{D_{100} \text{ (DTP original)}}{D_{100} \text{ (DTP final)}}$$

En donde D_{100} es el tamaño de la partícula más grande del material.

En las figuras 2.9 y 2.10 se ilustran los porcentajes de corte.

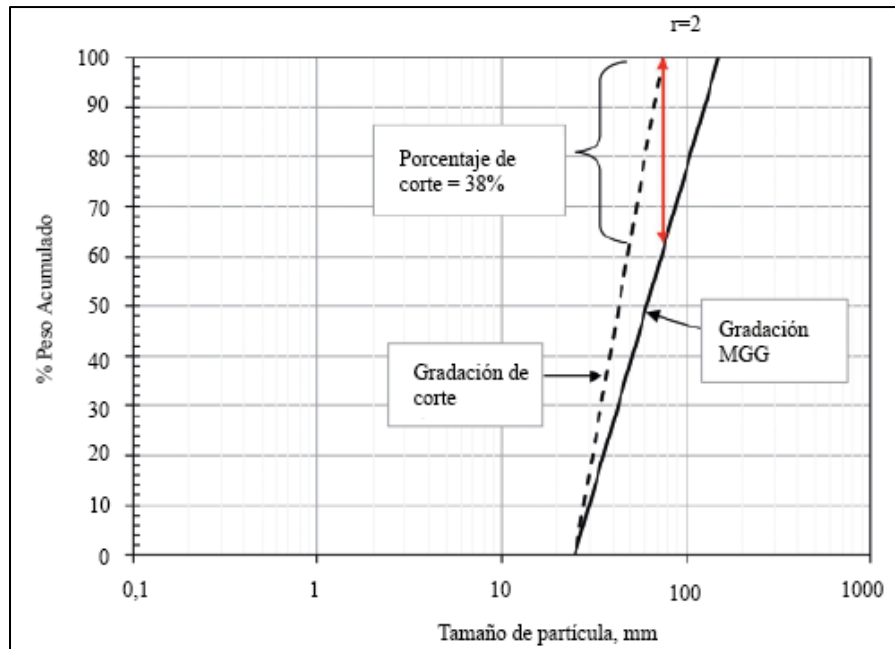


Figura 2.9. Radio de corte $r=2$ en un material uniforme. Modificado de Dorador y Villalobos (2020).

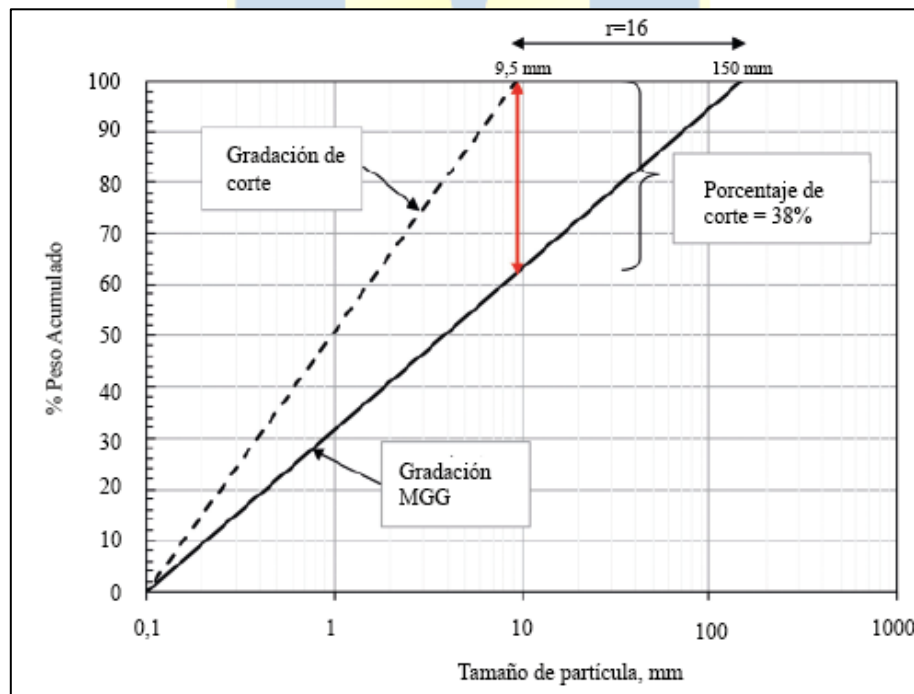


Figura 2.10. Radio de corte $r=16$ en un material no uniforme. Modificado de Dorador y Villalobos (2020).

Dorador y Villalobos (2020) postulan que, de acuerdo con los resultados de: Leslie (1963) en suelos aluviales; Al-Hussaini (1983) en basaltos; De la Hoz (2007); y Dorador (2010) en gravas fluviales, el porcentaje de corte no es una manera óptima de definir la cantidad a remover, porque está subordinado por la distribución del tamaño de partículas del MGG. Asimismo, el uso de este método dependerá de la incertidumbre del proyecto, es decir, si se necesitan resultados más generales o detallados en etapas iniciales o avanzadas de la obra.

2.1.5. Correlaciones

2.1.5.1. Densidad máxima y coeficiente de uniformidad

Dorador y Besio (2013) realizan una compilación de los trabajos de Kezdi (1979), Gesche (2002), De la Hoz (2007), Dorador (2010), entre otros, en los cuales se analiza la densidad máxima y el coeficiente de uniformidad. A partir de estos estudios, elaboran un ábaco para representar el decrecimiento que presenta el índice de vacíos (e) en relación con el coeficiente de uniformidad (D_{60}/D_{10}) en suelos con partículas de sobretamaño (figura 2.11).

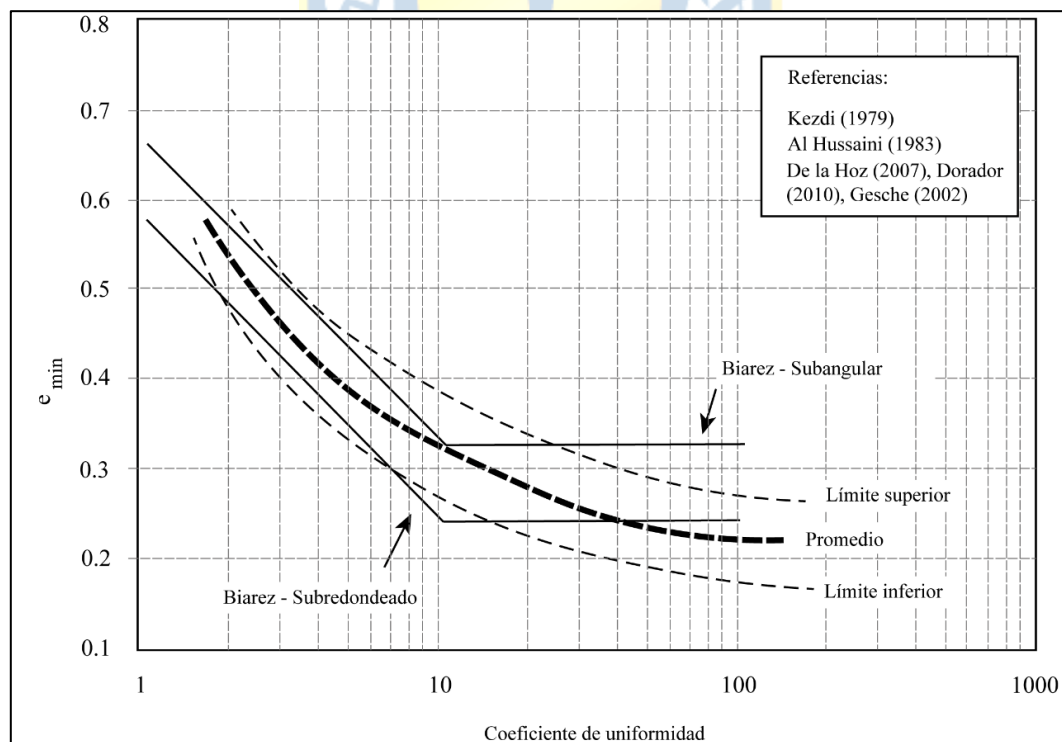


Figura 2.11. Correlación entre e_{min} y C_u . Modificado de Dorador y Besio (2013).

2.1.5.2. Índice de vacíos mínimo e índice de vacíos máximo

Diversos autores han presentado una relación lineal para los índices de vacíos máximo y mínimo en arenas y gravas (Veiga Pinto, 1979; de Almeida, 2001; Cubrinovski e Ishihara, 2002) ya que, debido al tamaño de partículas en los enrocados, existen dificultades experimentales en la determinación de densidades en MGG. De la Hoz (2007) realiza una actualización de esta correlación en arenas, arenas finas y arcillosas; y enfatiza que es independiente de la forma de las partículas (figura 2.12).

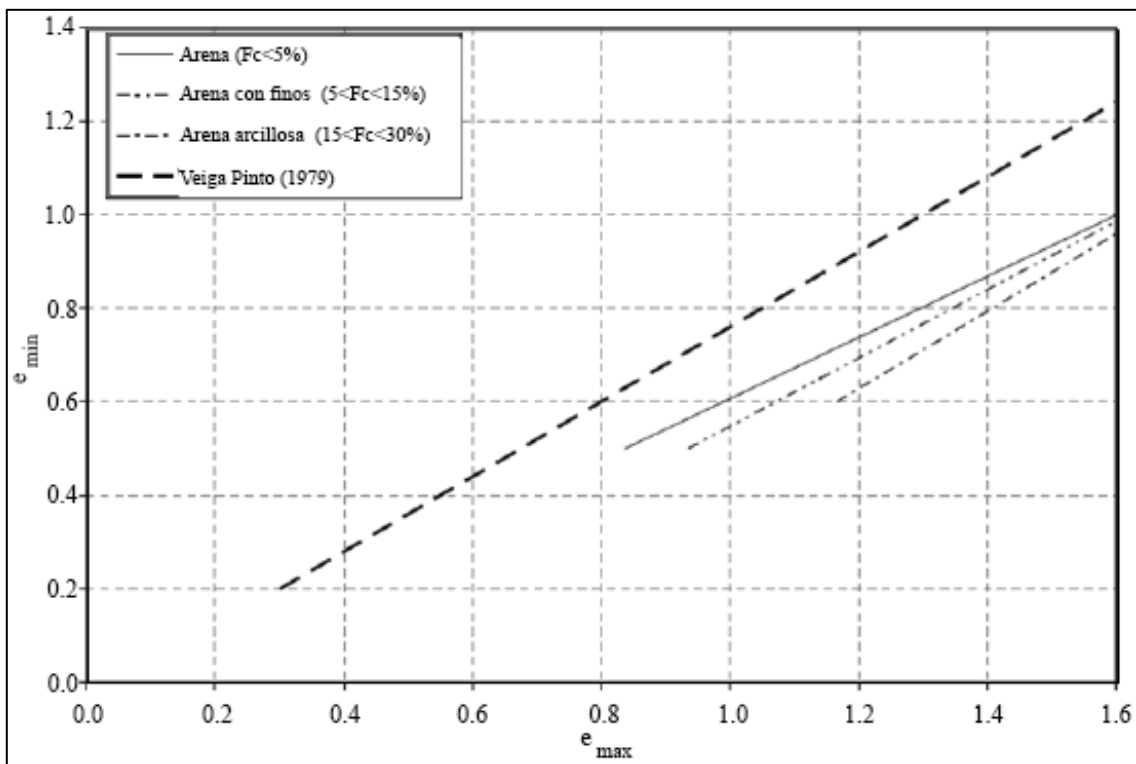


Figura 2.12. Relación entre $e_{mín}$ y $e_{máx}$ en suelos granulares gruesos. Modificado de Almeida (2001).

2.1.5.3. Índice de vacíos mínimo e índice de vacíos máximo y D_{50}

Dorador y Besio (2013) postulan, en términos generales, que el $e_{máx}$ disminuye para coeficientes de uniformidad altos, pero parece ser que el tamaño promedio del material también tiende a producir un $e_{máx}$ menor. A partir de lo anterior, establecen que, en gravas arenosas, el índice

de vacíos máximo y mínimo depende del D_{50} , producto de una agrupación de 3 tamaños de D_{50} (0.5 a 2 mm, 2 a 7 mm y mayor a 7 mm) y su relación con $e_{m\acute{a}x}$ y $e_{m\acute{i}n}$ (figura 2.13).

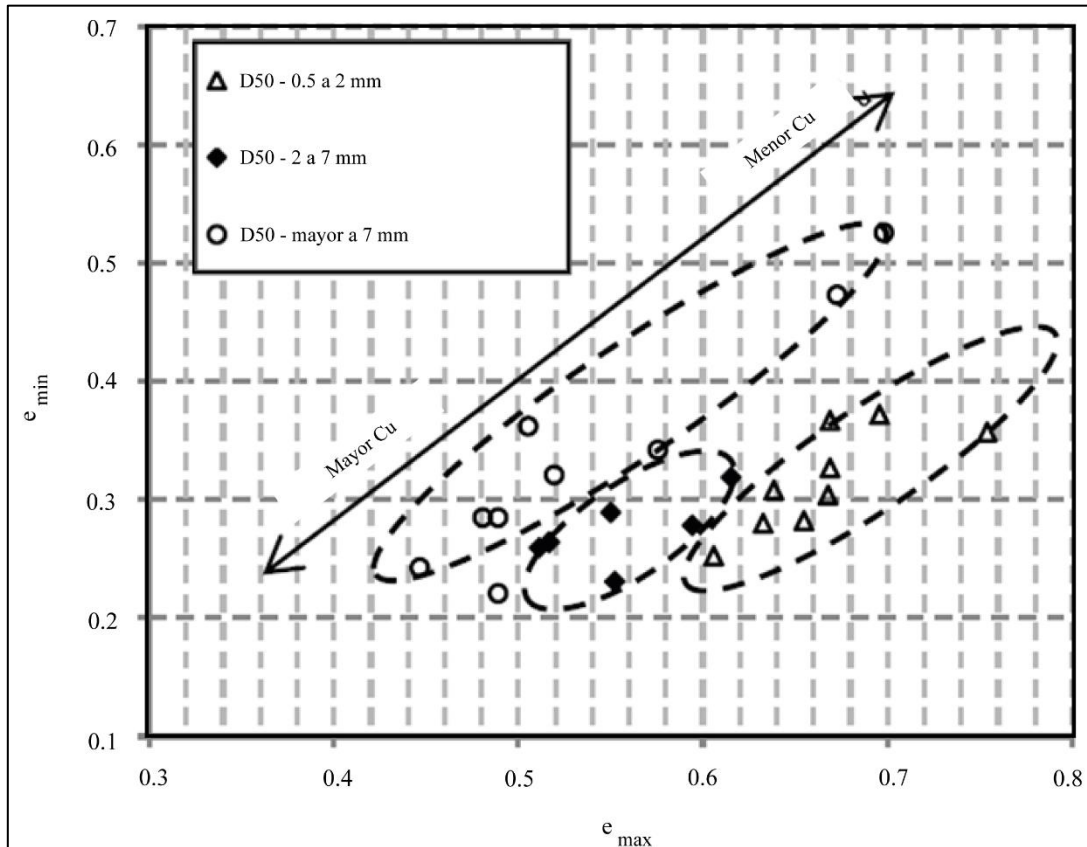


Figura 2.13. Influencia de D_{50} en $e_{m\acute{a}x}$ y $e_{m\acute{i}n}$. Modificado de Dorador y Besio (2013).

La explicación de esto podría ser por una compactación local de las partículas más pequeñas que se encuentran en la parte interior de los moldes al realizar las pruebas, producto de las más grandes que se vierten posteriormente y comprimen las del fondo y, por lo tanto, ocasiona una densidad mínima mayor (Dorador y Besio. 2013).

2.1.6. Criterios de Resistencia al Corte

2.1.6.1. Barton y Kjaernsli (1980)

Se recomienda el uso de este criterio para MGG tipo 1 que estén sometidos a bajos esfuerzos de confinamiento. Los autores postulan que el valor del peak del ángulo de fricción

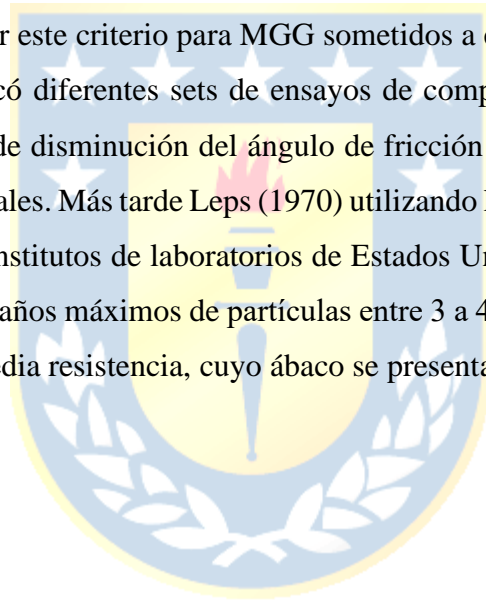
depende de la rugosidad del enrocado, el esfuerzo normal efectivo y el ángulo de fricción base, lo cual se representa en la ecuación 1:

$$\phi' = R \log\left(\frac{S}{\sigma'_n}\right) + \phi_b \quad (\text{ec. 1})$$

Donde: ϕ' es el valor del peak del ángulo de fricción; R es rugosidad equivalente; S es la resistencia equivalente del enrocado; σ'_n es el esfuerzo normal efectivo; y ϕ_b es el ángulo de fricción básico desarrollado en superficies planas de rocas no alteradas.

2.1.6.2. Marsal (1967) y Leps (1970)

Se recomienda usar este criterio para MGG sometidos a esfuerzos normales moderados a altos. Marsal (1967) publicó diferentes sets de ensayos de compresión triaxial CID los cuales resultaron en una tendencia de disminución del ángulo de fricción interna máximo a medida que aumentan los esfuerzos normales. Más tarde Leps (1970) utilizando los datos reportados por Marsal en 1965 y 1967, y datos de institutos de laboratorios de Estados Unidos realizó un compendio de resultados triaxiales para tamaños máximos de partículas entre 3 a 4", clasificando a los enrocados con bandas de alta, baja y media resistencia, cuyo ábaco se presenta en la figura 2.14.



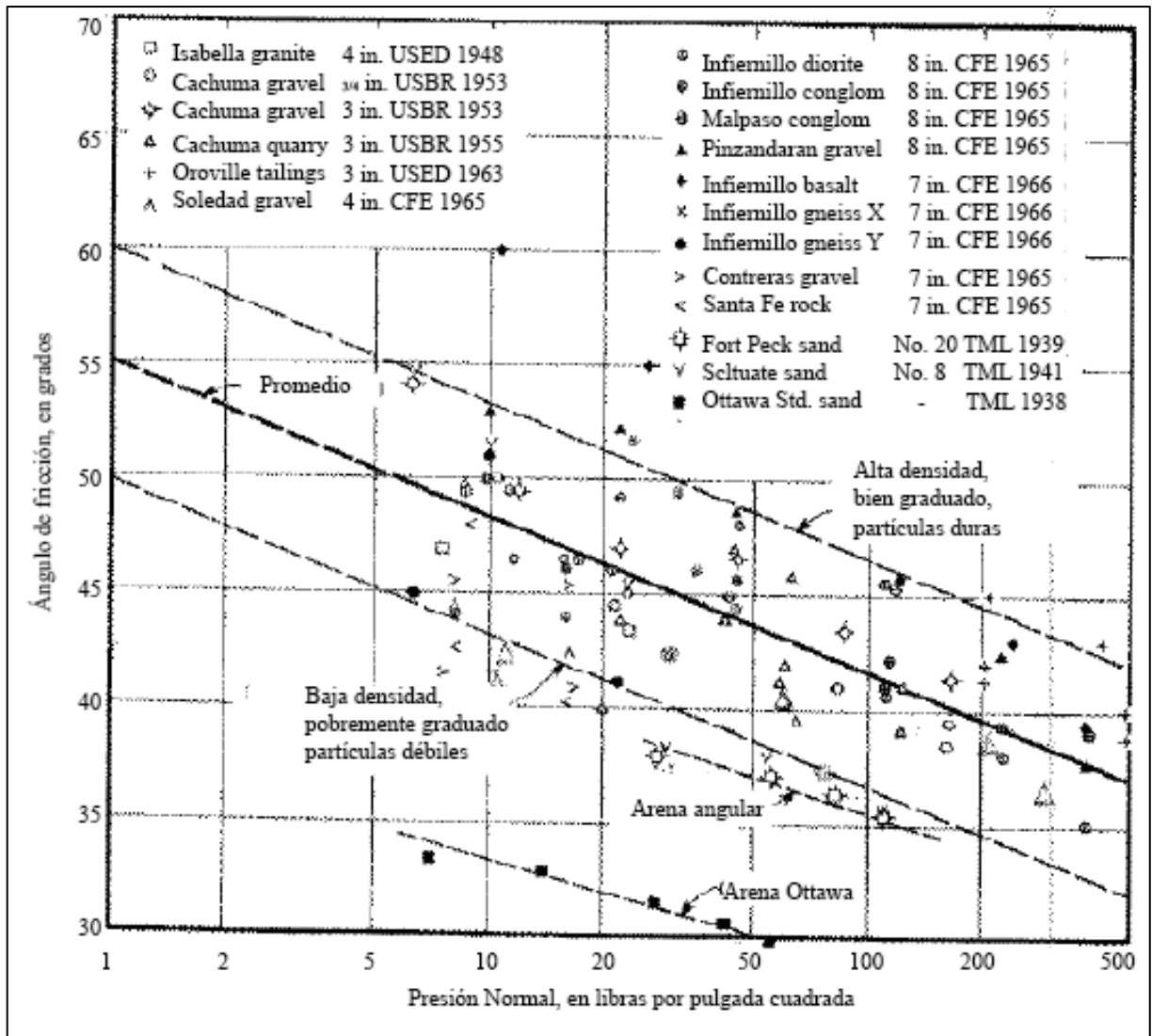


Figura 2.14. Ábaco de Leps (1970) modificado.

2.1.6.3. Murphy (1970)

Un enfoque útil cuando el MGG se encuentra sometido a muy altos esfuerzos es el reportado por Murphy (1970). El autor afirma que, bajo estas condiciones, la mineralogía es el parámetro fundamental que condiciona el ángulo de fricción interna máxima en materiales granulares, correlacionándolo con la escala de dureza de Mohs (figura 2.15).

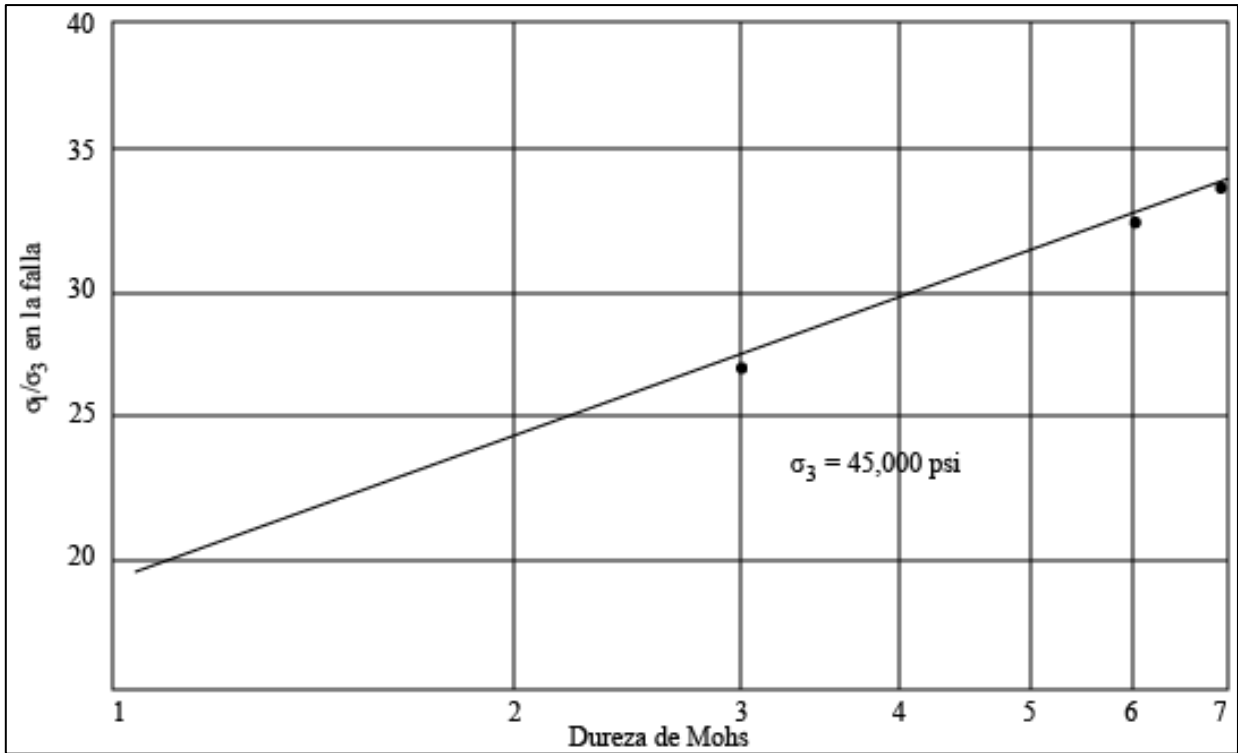


Figura 2.15. Valor de la razón entre los esfuerzos principales y dureza de Mohs. Modificado de Murphy (1970).

2.2. BIMROCK

El término “bimrock” (*block-in-matrix rocks*) es sugerido por Medley (1994) para referirse a la “mezcla” de rocas compuestas por bloques geotécnicamente significativos dentro de una matriz de textura más fina, por ejemplo: conglomerados, brechas, melanges, aglomerados y aluvionales de grano grueso (ejemplos en figura 2.16).

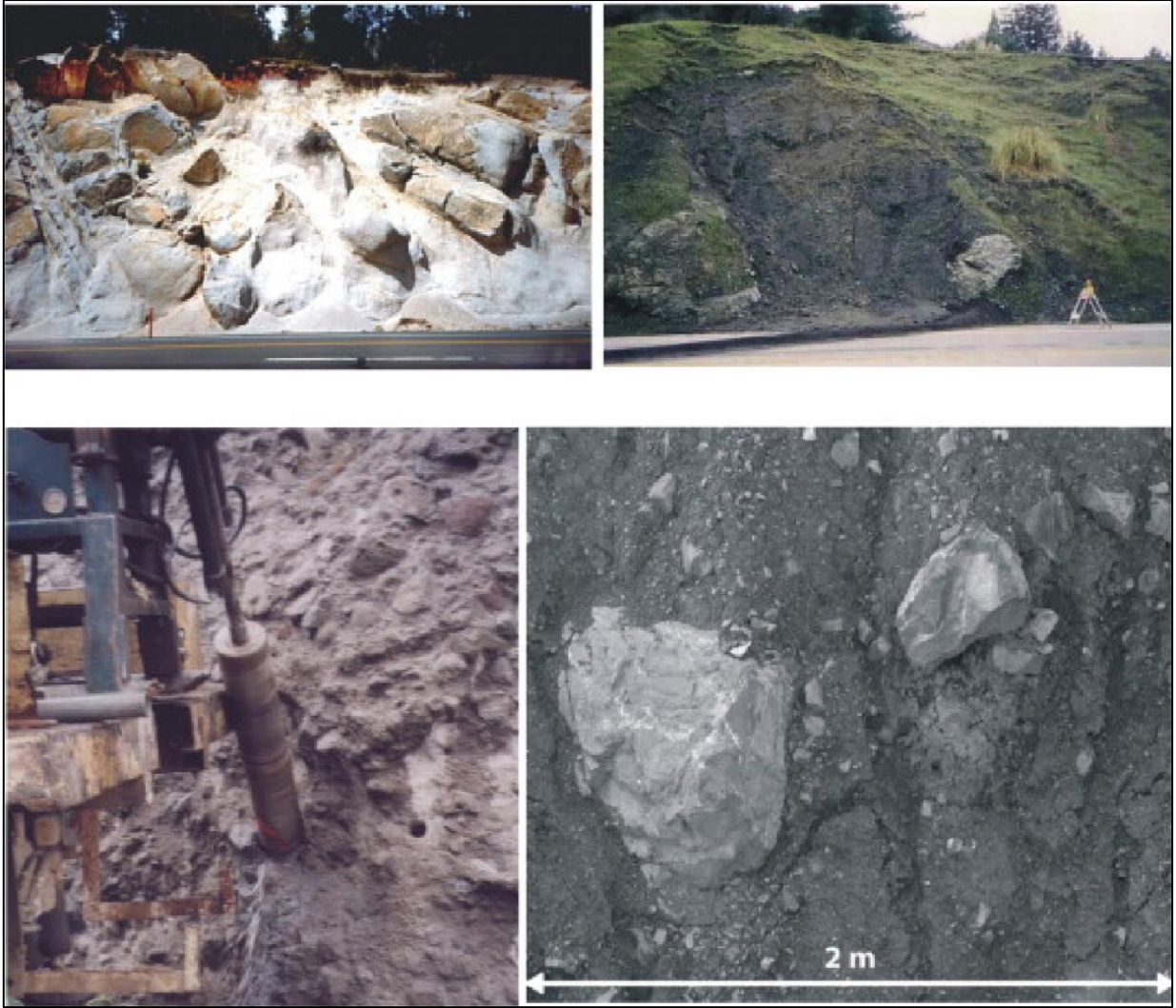


Figura 2.16. Afloramientos de bimrock (modificado de Kalender *et al.*, 2014).

El término “bimsoil” se utiliza para referirse a aquellas “mezclas” más complejas, las que involucran clastos dentro de una matriz fina no consolidada, tales como coluvios o tillitas. También son llamados *unwelded bimrock*, o en el caso de este trabajo: bimrock no consolidado.

2.2.1. Generalidades y Tipos

En geología un melange es un cuerpo de roca mapeable a escala 1:24.000 (o más pequeño) caracterizado por la falta de continuidad en la estratificación interna o de los contactos, además de la inclusión de fragmentos de bloques de todos los tamaños, ya sean exóticos o nativos, dentro de una matriz fina (Raymond, 1984; Bates y Jackson, 1987).

En la ingeniería, melange es una masa rocosa compuesta de bloques competentes de variados tamaños y litologías, dentro de una matriz más débil, generalmente meteorizada (Medley, 1994). Algunos afloramientos de este tipo estudiados alrededor del mundo son: melange Franciscano, Aglomerado de Ankara, entre otros.

Una roca debe cumplir ciertas condiciones para ser considerada dentro del grupo de bimrocks. Estas características varían según distintos autores:

Lindquist (1994) y Medley (1994) indican que debe existir un contraste notorio entre la resistencia del clasto y la matriz. Además, Medley (1994) considera que la proporción volumétrica de bloque tiene que variar en un rango de 25% y 85%, por lo tanto, también influye la dimensión en la que se está trabajando para ser considerado bimrock o no, ya que para establecer la diferencia de clasto o matriz hay que considerar la escala.

En las publicaciones de Altinsoy (2006) y Rieedmüller *et al.* (2001), se propone una clasificación que incluye dos subgrupos: bimrocks consolidados (o cementados) y bimrocks no consolidados. La característica que los diferencia es la resistencia del contacto entre matriz y clasto: para los consolidados la resistencia del contacto es similar al de la matriz; en cambio, para los no consolidados la resistencia del contacto entre clastos y matriz es menor que la resistencia de la matriz. En la tabla 2.1. se resumen estas condiciones.

Tabla 2.1. Contraste de parámetros entre clastos y matriz para bimrock en la literatura. E: módulo de deformación; ϕ : ángulo de fricción; y UCS: resistencia a la compresión uniaxial. Modificado de Kalender (2014).

Criterio	Referencia
$E_{\text{clasto}}/E_{\text{matriz}} > \sim 2.0$.	Lindquist (1994)
$(\tan\phi_{\text{clasto}} / \tan\phi_{\text{matriz}}) > 1.5-2.0$	Medley (1994), Lindquist y Goodman (1994)
$UCS_{\text{clasto}} / UCS_{\text{matriz}} > 1.5$	Medley y Zekkos (2011)

Como resultado general de los trabajos de Kahraman y Alber (2006) y Sonmez *et al.* (2006), se concluye que en los bimrocks consolidados, la proporción de clastos y el contraste de la resistencia de clastos y matriz son parámetros más efectivos. En los bimrocks no consolidados, además de las dos variables mencionadas, se agrega la resistencia del contacto clasto y matriz, lo cual tiene un gran impacto en el comportamiento mecánicos de las muestras que se analizaron en ambas publicaciones.

2.2.2. Enfoque Bimrock

En primer lugar, es importante definir el comportamiento de los bimrocks con respecto a la resistencia al corte (ángulo de fricción, cohesión y UCS).

Lindquist y Goodman (1994) realizaron ensayos triaxiales drenados, cuyos resultados concluyeron que, en el modelo de bimrock, la cohesión disminuye a medida que crece la proporción volumétrica de bloques, y al contrario ocurre con ϕ , que incrementa al aumentar PVB (figura 2.17). Además, Lindquist (1994) indicó que el aumento de este ángulo en bimrocks es de aproximadamente 15° para VBP=75% en el estudio que realizó en el melange de Scott dam.

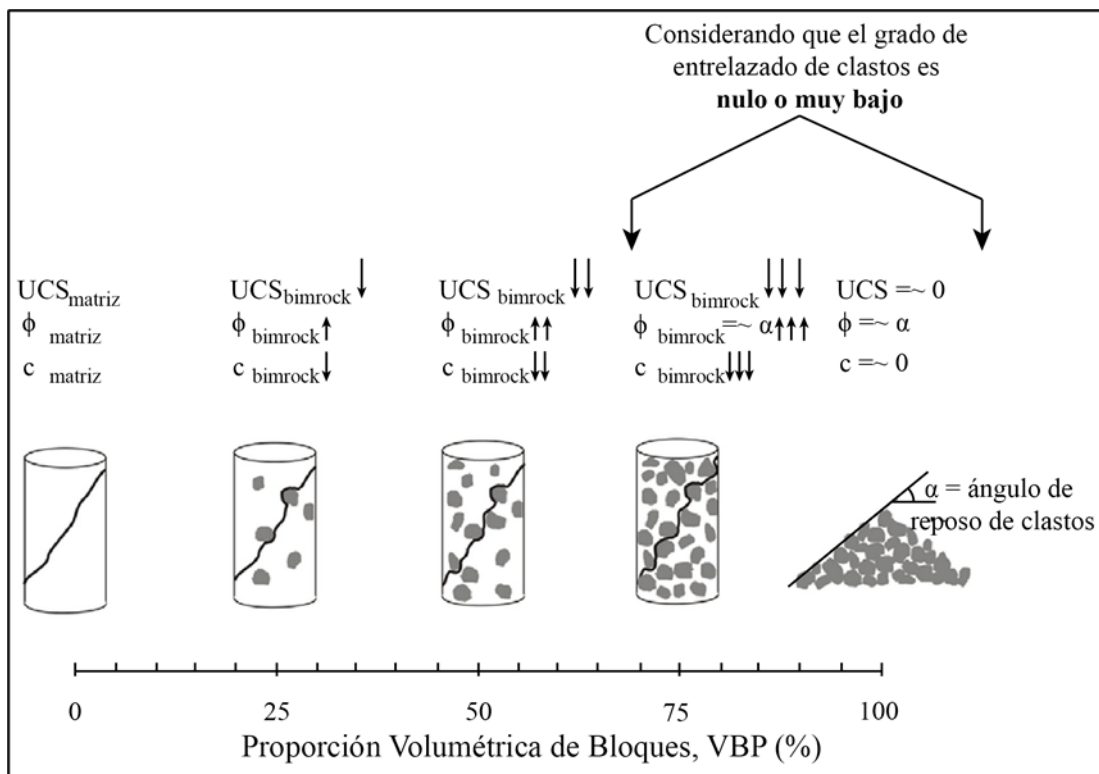


Figura 2.17. Esquema del comportamiento de bimrocks no consolidados, dependiendo de la proporción de bloques. Modificado de Lindquist (1994).

El parámetro A propuesto por Kalender en 2014 (ver figura 2.17) toma relevancia en estos casos, ya que, al representar numéricamente la cohesión del contacto entre la matriz y los clastos, permite evaluar la resistencia al corte del bimrock. A continuación, se presenta el gráfico

de la Figura 2.18 en el que se puede calcular la variable “A” y una tabla explicativa (tabla 2.2) que sirve de guía para asignar este valor en las fórmulas empíricas.

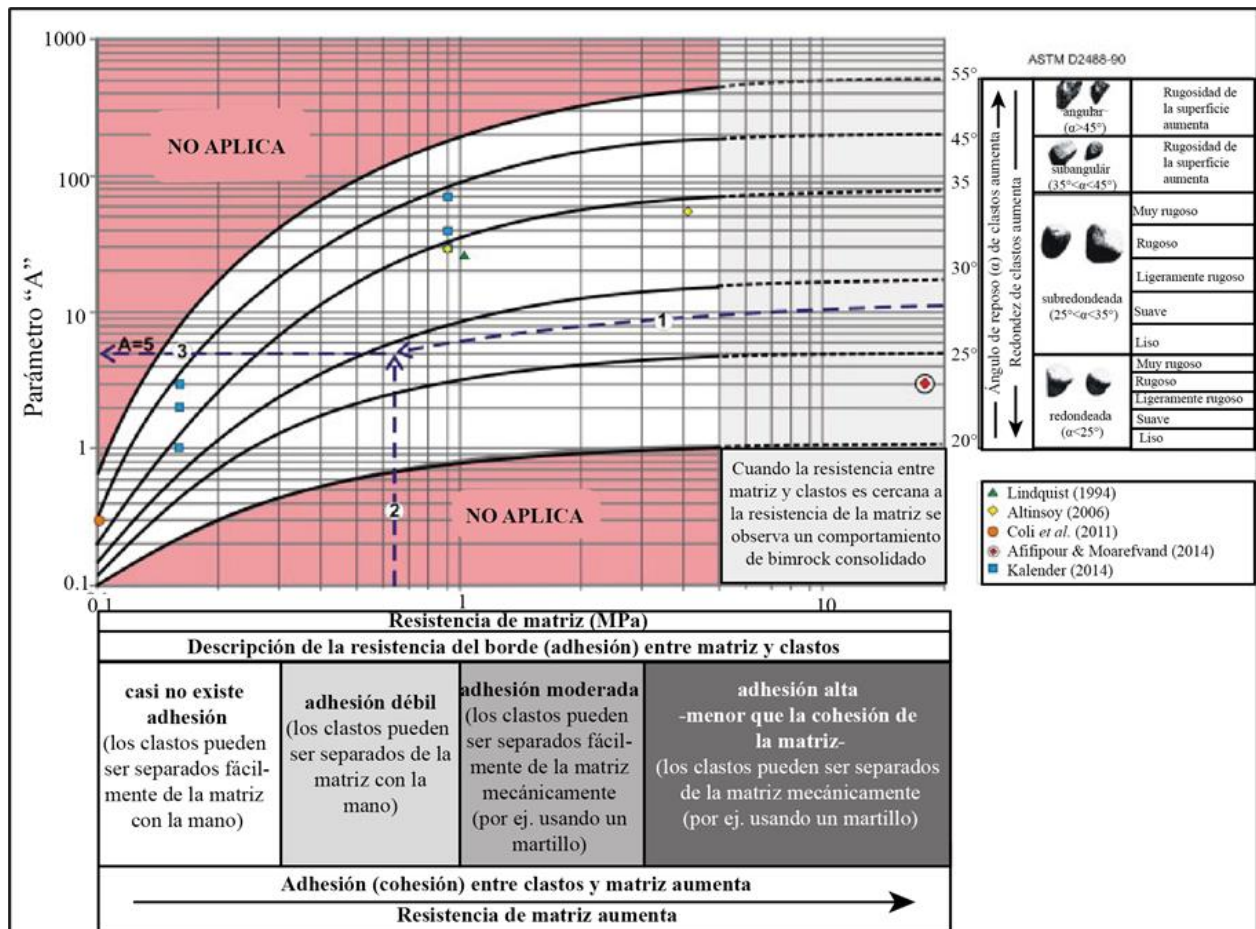


Figura 2.18. Valores de A de acuerdo a la condición del clasto y su relación de contacto con la matriz.

Tabla 2.2. Guía para determinar valor del parámetro A en función de la condición del contacto clasto/matriz. Modificado de Sonmez *et al.* (2009).

Descripción	Valor de A
Casi no existe cohesión entre clastos. Clastos redondeados.	0
Cohesión débil entre clastos y matriz. Clastos subredondeados.	10
Cohesión moderada entre clastos y matriz. Clastos subangulosos	50
Cohesión fuerte (pero menor que cohesión de la matriz) entre clastos y matriz. Clastos angulosos.	500

A partir de estos datos, Kalender (2014) propuso fórmulas con el fin de determinar el ángulo de fricción interna del bimrock no consolidado (ec. 2), su resistencia a la compresión uniaxial (ec. 3), y cohesión (ec. 4).

$$\phi_{\text{bimrock}} = \phi_{\text{matriz}} \left[1 + \frac{1000 \left[\left(\frac{\alpha}{\phi_{\text{matriz}}} \right) - 1 \right]}{1000 + 5 \left(\frac{100 - \text{VBP}}{15} \right)} \right] \left(\frac{\text{VBP}}{\text{VBP} + 1} \right) \quad (\text{ec. 2})$$

$$\text{UCS}_{\text{bimrock}} = \frac{(A - A \left(\frac{\text{VBP}}{100} \right))}{(A - 1)} \text{UCS}_{\text{matriz}}, \quad 0.1 \leq A \leq 500 \quad (\text{ec. 3})$$

$$c_{\text{bimrock}} = \frac{\text{UCS}_{\text{bimrock}} \times (1 - \sin(\phi_{\text{bimrock}}))}{2 \cos(\phi_{\text{bimrock}})} \quad (\text{ec. 4})$$

Existen algunas consideraciones para este método, según Kalender *et al.* (2014):

1. El ángulo de fricción interna del bimrock comienza desde el ángulo de fricción interna de la matriz para 0% de clastos, y aumenta con un pequeño incremento de PVB (25%). El aumento más alto se observa entre 25% y 75% de PVB, y casi no hay variaciones si la proporción de bloques es mayor a 75%.
2. El ángulo de fricción de la muestra es similar al ángulo de reposo del clasto (α) para una proporción de bloques mayor a 75%.
3. La resistencia de la muestra ($\text{UCS}_{\text{bimrock}}$) disminuye desde el valor de $\text{UCS}_{\text{matriz}}$ a 0, entre VBP 0% y 100%.

En el capítulo 3 se explica con más detalle los conceptos a considerar para el uso de esta metodología.

Sobre la base de los trabajos mencionados de bimrock no consolidados, en conjunto con información de ensayos en materiales granulares gruesos, se realizó una planilla Excel para llevar a cabo los cálculos (Anexo A). El objetivo de esto es establecer si la cohesión y el ángulo de fricción registrados en los ensayos de la base de datos de MGG coinciden con el producto de las fórmulas. El análisis de los resultados se presenta en el capítulo 4.

3. PROPUESTA DE MARCO CONCEPTUAL PARA METODOLOGÍA BIMROCK APLICADA A MATERIALES GRANULARES GRUESOS

El enfoque de estudio de bimrock no consolidado se centra principalmente en el análisis de las características físicas de las muestras, a diferencia del enfoque de los materiales granulares gruesos, que prioriza las propiedades intrínsecas (cohesión, ángulo de fricción, densidades, etc). En este capítulo se presentan aquellos parámetros tanto de MGG y bimrock, que influyen en esta investigación.

3.1. GRANULOMETRÍA DE CLASTOS Y MATRIZ

De acuerdo con lo que postula Terzaghi *et al.* (1996), un suelo de mala selección es ideal en lo que respecta a resistencia, ya que el contacto entre sus partículas es alto y, por ende, las tensiones son menores. Si la granulometría es uniforme, existe menor trabazón entre los granos, lo que conlleva a un mayor grado de rotura del material.

Lee y Farhoomand (1967) establecen que un suelo grueso de granulometría uniforme es más compresible que uno bien gradado con el mismo tamaño máximo de partículas. Además, su compresibilidad aumenta si está compuesto por granos de mayor dimensión (figuras 3.1 y 3.2).

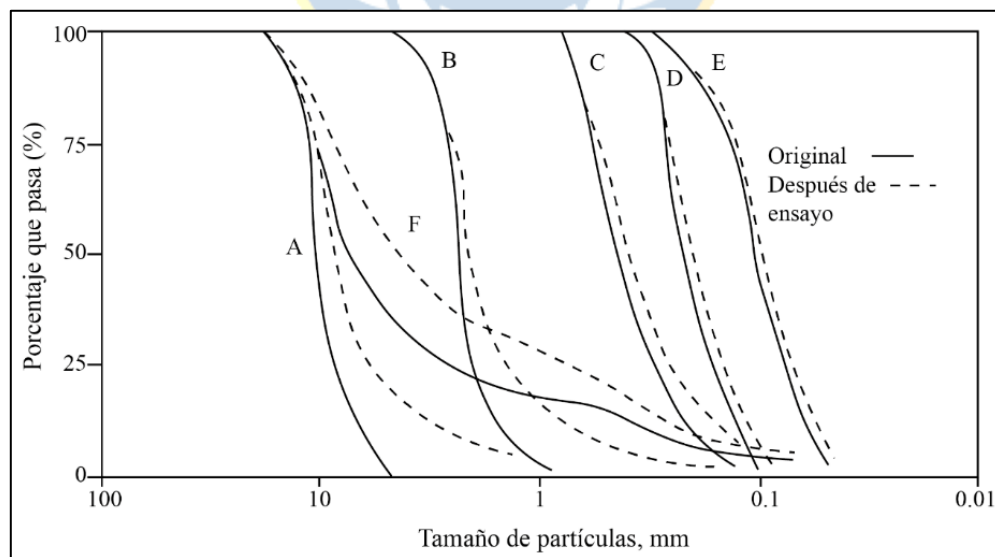


Figura 3.1. Efecto de la granulometría en la resistencia de partículas (modificado de Lee y Farhoomand, 1967).

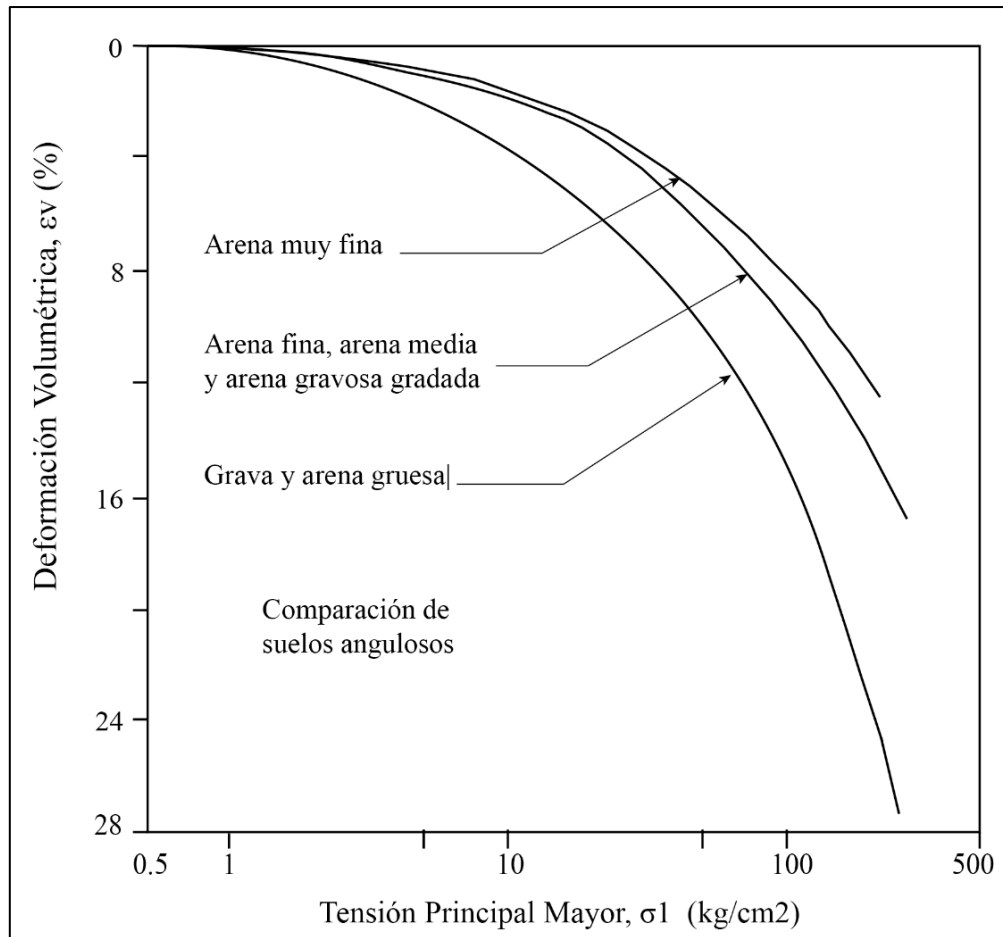


Figura 3.2. Efecto de la granulometría en la compresibilidad (modificado de Lee y Farhoomand, 1967).

3.2. PROPORCIÓN CLASTOS Y MATRIZ

Es llamada proporción volumétrica de bloques (PVB) y varía entre 0% y 100%. Cuando este valor es alto, el ángulo de fricción interna tiende a aumentar y la cohesión a disminuir (Kalender *et al.*, 2014). Medley (1994) estima que la proporción de bloques debe fluctuar entre 25% y 85% para considerar una muestra como bimrock, lo cual significa que depende la escala para considerar el material dentro de esta clasificación. Además, este parámetro puede variar dentro del mismo afloramiento, un ejemplo de esto sería una secuencia con gradación lateral, inversa o normal.

Medley (1994) ha establecido desde un punto de vista ingenieril la ecuación para determinar el límite de tamaños entre clastos y matriz, mediante la siguiente expresión:

$$d_{\text{máx}} = 0.04 \sqrt{A}$$

En donde $d_{\text{máx}}$ es el tamaño del diámetro máximo para ser considerado matriz y A es el área de interés. Sin embargo, en este trabajo serán considerados diversos valores de $d_{\text{máx}}$, ya que se harán cálculos con diferentes PVB en una misma muestra.

También se debe incluir la distribución de los clastos, ya que influye en la tortuosidad de la superficie de falla (figura 3.3), y, por lo tanto, cambia el ángulo de fricción interna, que a su vez controla la resistencia de la muestra (Lindquist, 1994).

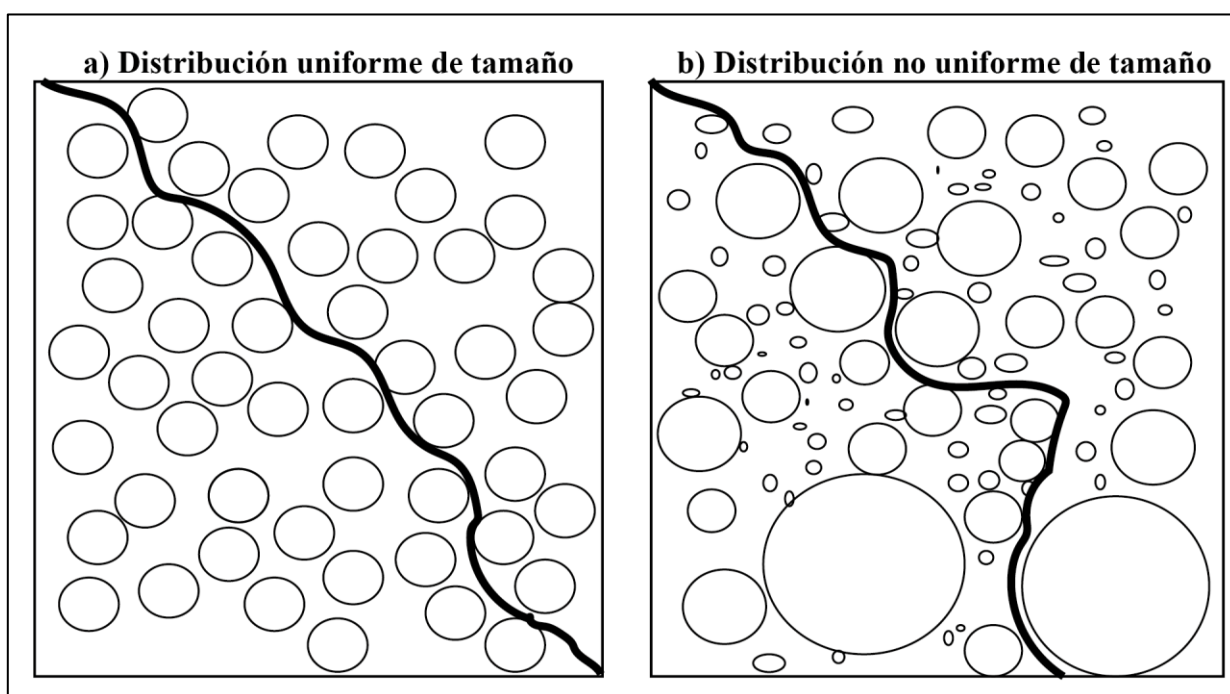


Figura 3.3. Influencia de la distribución de tamaños en la “rugosidad” de superficie de falla para dos distribuciones de tamaño diferentes y la misma proporción de clastos. Modificado de Medley (1994).

3.3. RESISTENCIA MATRIZ

Medley (1994) sostiene que la litología de la matriz es importante en la resistencia de un bimrock ya que, al ser partículas de tamaño más pequeño, son más susceptibles a alteraciones (argilización, serpentización, entre otras), por consiguiente, en el modelo de predicción de

resistencia en bimrock de Kalender *et al.* (2014), se considera la resistencia a la compresión simple de la matriz, entre otras características.

3.4. MORFOLOGÍA DE PARTÍCULAS

La forma de los materiales se caracteriza por su redondez y esfericidad, lo cual influye en la distribución del tamaño de bloques y la resistencia del contacto clasto-matriz. Por ejemplo, si los clastos son alargados y planos se pueden acomodar de tal manera que se reconozca una imbricación. No obstante, esto no ocurre si son redondeados y esféricos.

Asimismo, es posible reconocer que aquellos clastos cuya morfología sea angular o subangular, aportarían mayor resistencia en comparación a los redondeados o subredondeados (figura 3.4).

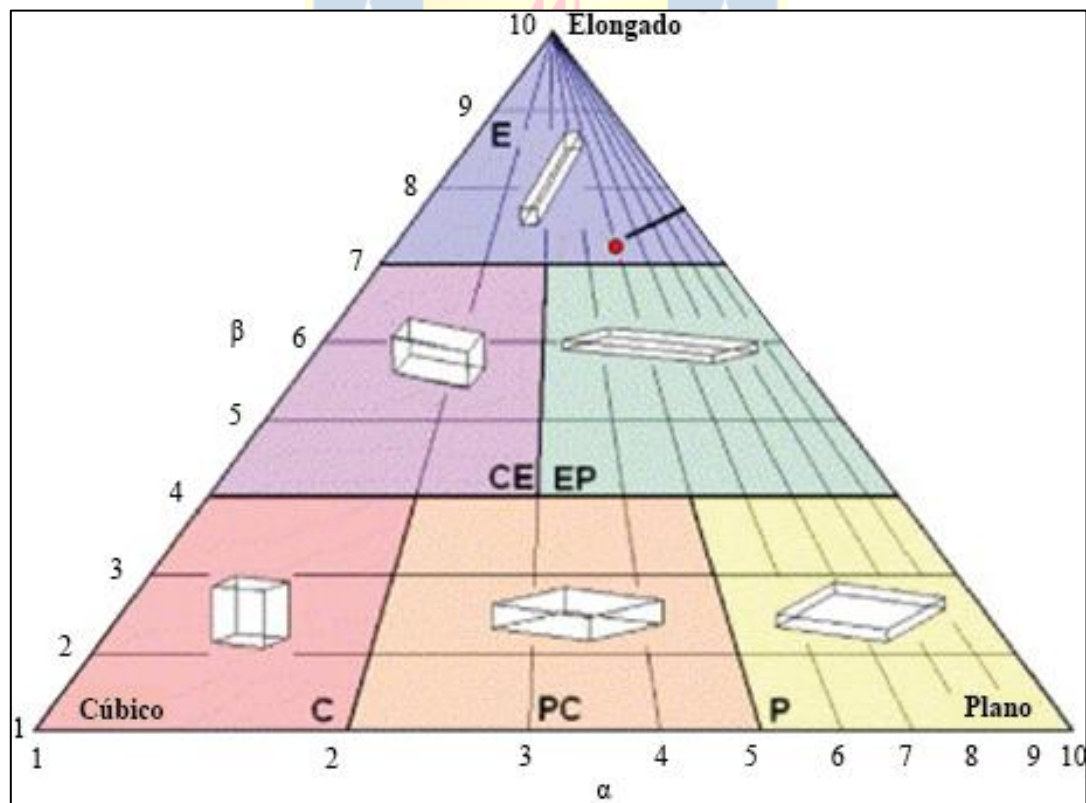


Figura 3.4. Diagrama de forma de bloques (Kalenchuk y Diedereichs, 2006).

Con el objetivo de determinar la esfericidad y redondez del clasto, se puede utilizar la carta visual de Krumbein y Sloss (1963) (figura 3.5) o fórmulas de los mismos autores.

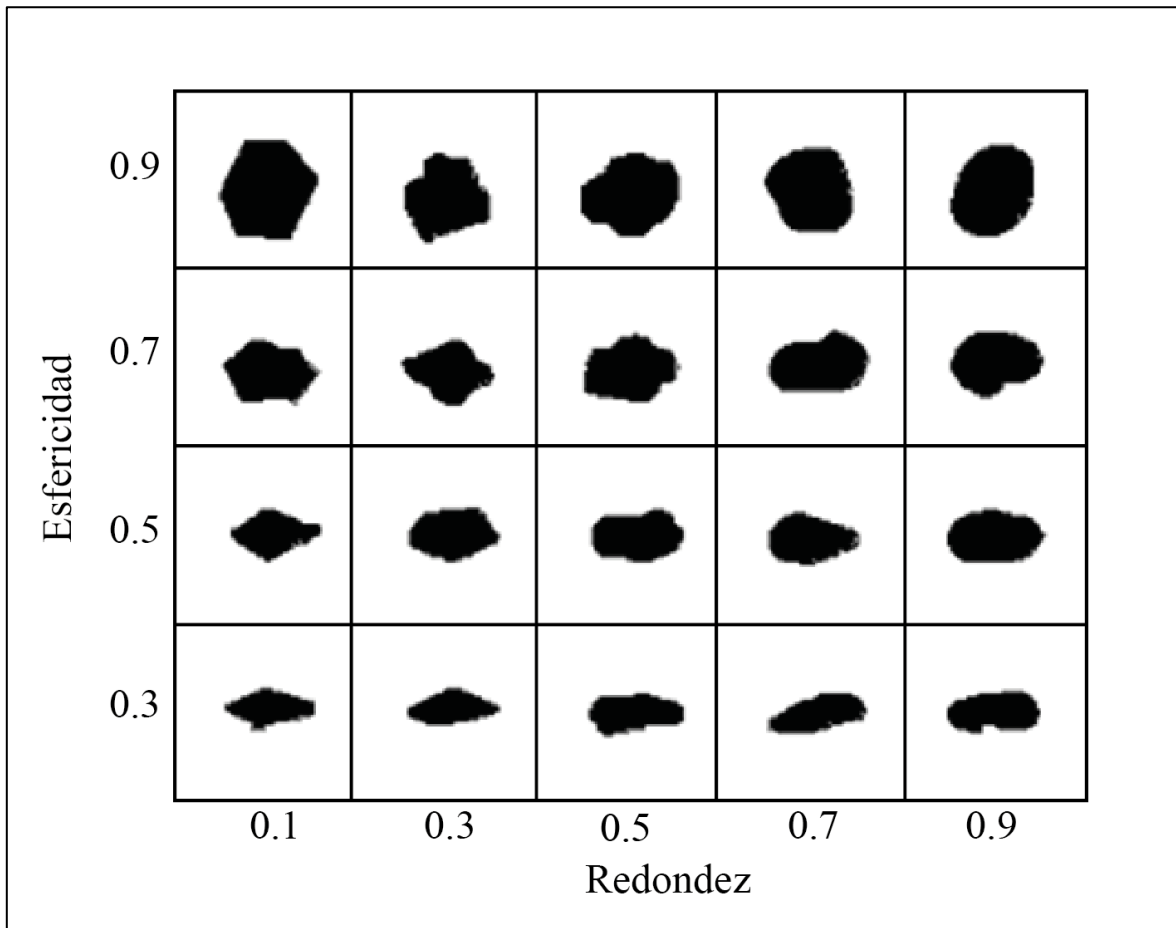


Figura 3.5. Carta visual de esfericidad y redondez. Modificado de Krumbain y Sloss (1963).

Matemáticamente la esfericidad es:

$$\text{Esfericidad} = \frac{D_c}{L}$$

Donde D_c es el diámetro equivalente de la partícula, el que a su vez se define por:

$$D_c = \sqrt[3]{\frac{6 * V}{\pi}}$$

Donde L longitud de la partícula y V volumen de la partícula.

3.5. RUGOSIDAD

Es un parámetro que afecta de gran manera la resistencia al corte. Contreras (2011) afirma que, si se analiza una partícula a nivel microscópico, se encuentran rugosidades que producirán fricción entre dos superficies, y es en estos puntos de contacto en donde se generan las deformaciones plásticas cuando se excede la capacidad de carga de los materiales. Bromwell (1966) expuso la variación del coeficiente de fricción a medida que aumenta la rugosidad, y más tarde Shinohara *et al.*, (2000) demuestra que la forma tiene influencia directa sobre el ϕ del material, mediante partículas de acero y captura de imágenes digitales, además de técnicas de análisis de Fourier, el cual establece el Índice de Forma (K). Si $K=1$ indica una forma perfectamente esférica (figura 3.6).

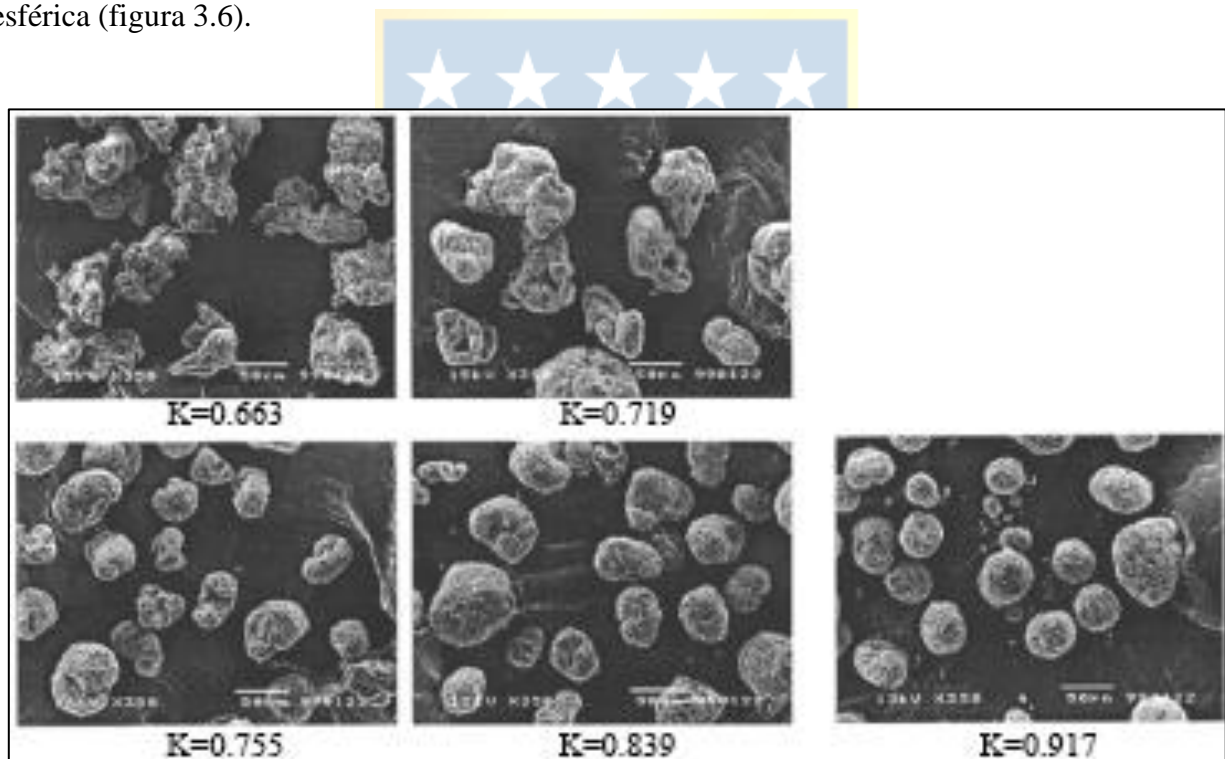


Figura 3.6. Esferas de acero de diferentes formas y su respectivo K. Modificado de Shinohara *et al.* (2000).

A partir de lo anterior, los autores elaboran un gráfico que representa la resistencia al corte en función de la rugosidad de las partículas (figura 3.7).

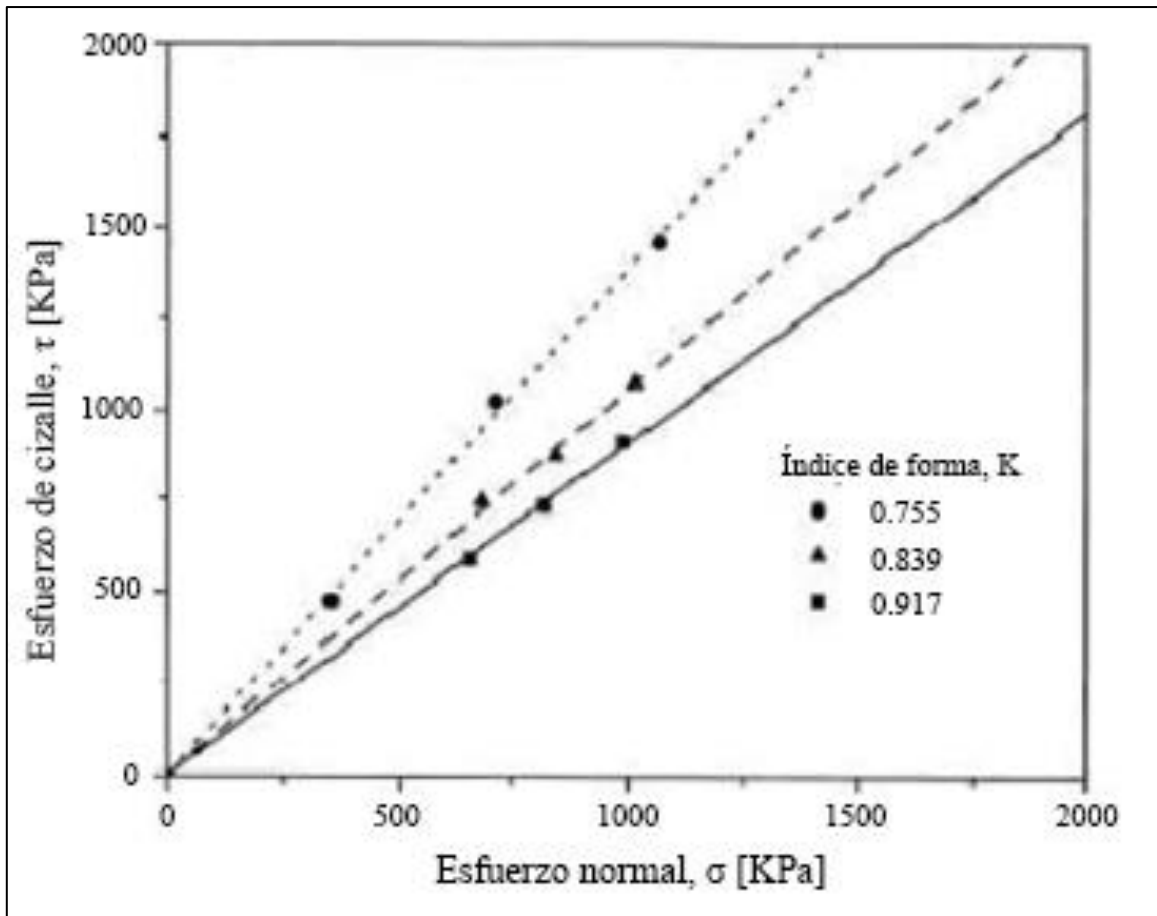


Figura 3.7. Envoltura de falla para las distintas formas de partículas. Modificado de Shinohara *et al.* (2000).

En el enfoque bimrock, Kalender *et al.* (2014) representan la forma y rugosidad de las partículas en un ángulo α , al que también llaman ángulo de reposo de bloques (figura 3.8).

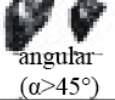
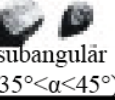


<p>↑ Ángulo de reposo (α) de clastos aumenta</p> <p>Redondez de clastos aumenta ↓</p>	 <p>angular ($\alpha > 45^\circ$)</p>	Rugosidad de la superficie aumenta
	 <p>subangular ($35^\circ < \alpha < 45^\circ$)</p>	Rugosidad de la superficie aumenta
	 <p>subredondeada ($25^\circ < \alpha < 35^\circ$)</p>	Muy rugoso
		Rugoso
		Ligeramente rugoso
		Suave
		Liso
	 <p>redondeada ($\alpha < 25^\circ$)</p>	Muy rugoso
		Rugoso
		Ligeramente rugoso
Liso		

Figura 3.8. Valores de ángulo de reposo de bloques (Kalender *et al.*, 2014).

3.6. CONTACTO MATRIZ CLASTO

Las condiciones de superficie y la resistencia del contacto clasto-matriz influye en la resistencia al corte de la muestra y en la superficie de falla que se pueda desarrollar alrededor de los clastos (Medley, 1994). La descripción del contacto entre clasto y matriz queda definida por el parámetro “A” (Kalender *et al.*, 2014), el cual refleja con un valor la resistencia de 0,1 a 1000 este borde (figura 3.9).

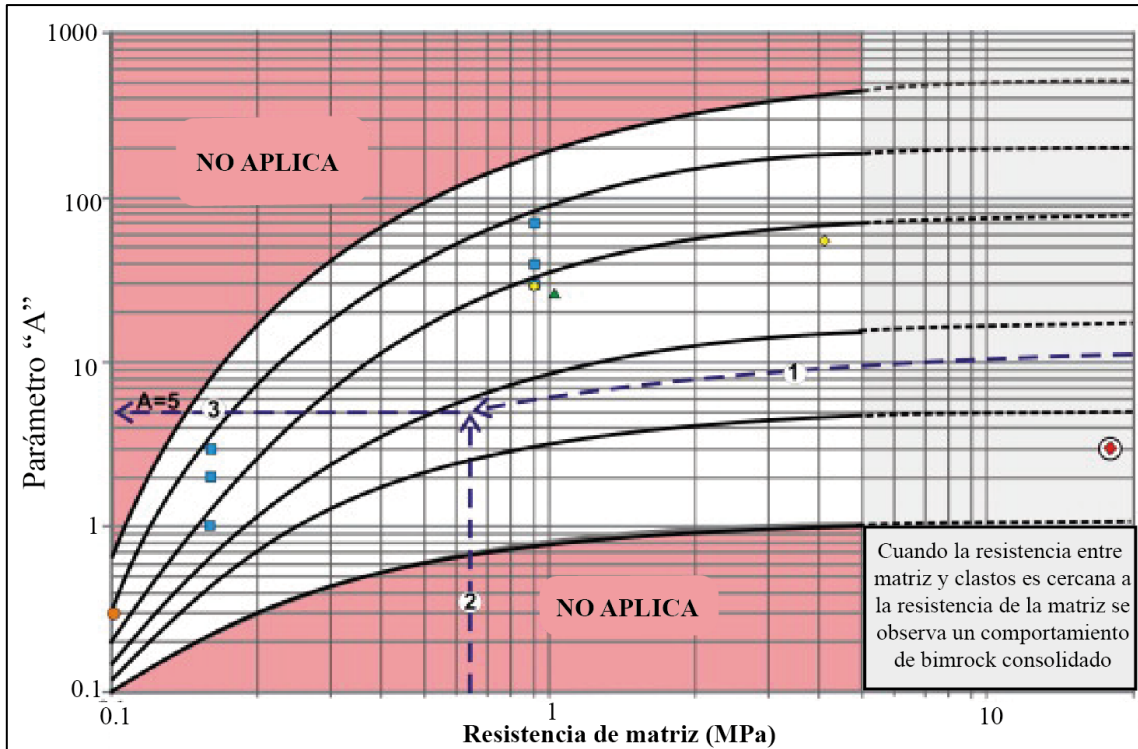


Figura 3.9. Valores del parámetro A dependiendo de la resistencia de matriz.

3.7. ORIENTACIÓN DE LOS CLASTOS

Lindquist (1994) reporta que una fábrica anisótropa crea heterogeneidades en la resistencia de la muestra. Cuando los planos de debilidad están inclinados de forma contraria con respecto a la carga, el resultado es una resistencia significativamente menor. Con el objetivo de demostrar esto, realiza ensayos triaxiales en los que posiciona especímenes con clastos orientados a 0, 30, 60 y 90° de la dirección del eje axial del ensayo, obteniendo gráficos en donde se observa el comportamiento de cohesión y ángulo de fricción en función de la orientación de bloques. Más tarde, Kalender *et al.* (2014) se basa en los estudios de Lindquist (1994) y los representa en las figuras 3.10 y 3.11.

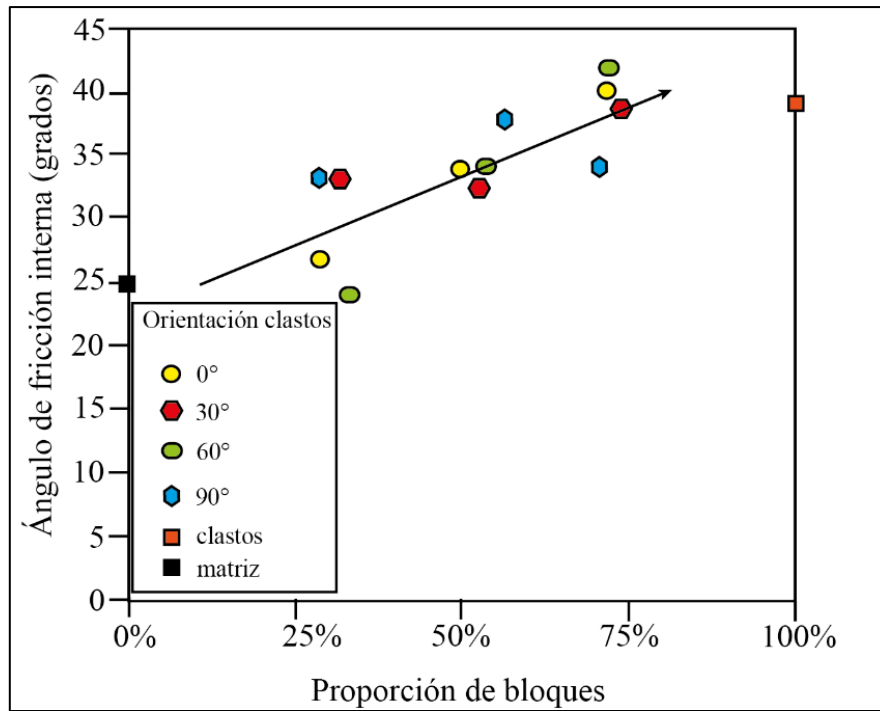


Figura 3.10. Relación entre ángulo de fricción interna, PVB y orientación de bloques. Modificado de Kalender *et al.* (2014).

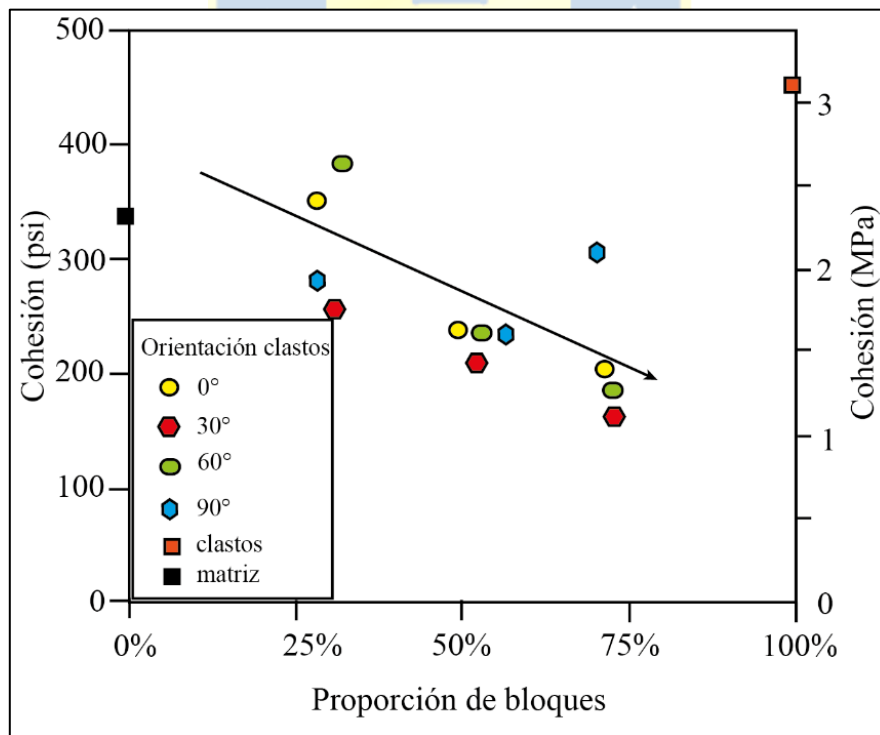


Figura 3.11. Relación entre cohesión, PVB y orientación de bloques. Modificado de Kalender *et al.* (2014).

3.6 ÁBACO DE LEPS

El Ábaco de Leps (1970) es una correlación utilizada en obras civiles y mineras para estudiar la resistencia al corte de MGG. Se representa mediante un gráfico (figura 3.13), en el cual sus ejes son la presión normal a la que está sometida el material y el ángulo de fricción a un determinado grado de resistencia, gradación y densidad del enrocado (alta, media o baja). Para la construcción de este ábaco se utilizaron aproximadamente 100 ensayos triaxiales CID de gran escala, con datos principalmente de Marsal en 1965 y 1967, y de datos de laboratorios de geotecnia Estados Unidos.

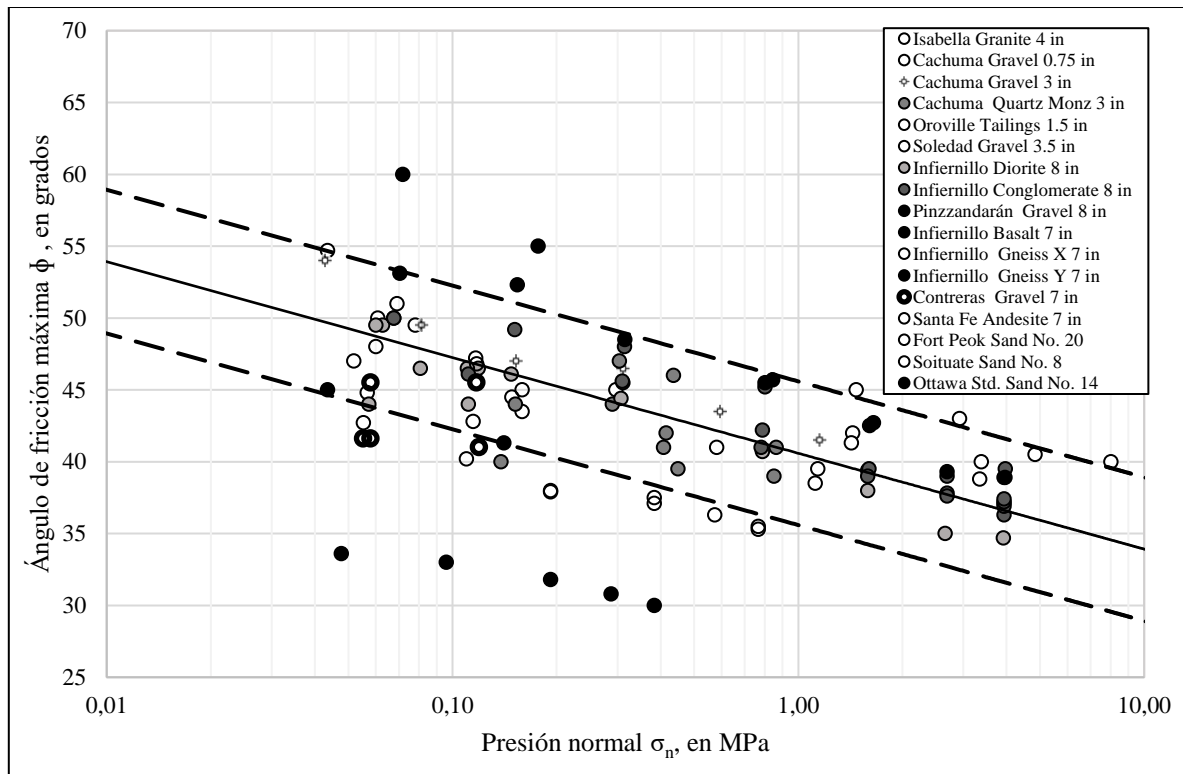


Figura 3.13. Ábaco de Leps.

Este ábaco se utiliza en la actualidad para la caracterización geotécnica de materiales granulares gruesos, ya que la realización de ensayos triaxiales de grandes dimensiones puede conllevar dificultades económicas o técnicas. Además, se han adicionado trabajos de diversos autores para distintos tipos de enrocados que no estaban considerados en un comienzo: Indaratna *et al.* (1993) lo actualizó incluyendo enrocados de grauvacas; Douglas (2002) realizó un compendio

de ensayos para enrocados de distintas litologías; Contreras (2011) añadió enrocados de lastres de minería de Codelco, división Andina. Recientemente Ovalle *et al.* (2020) propuso un límite inferior de ángulo de fricción interna aplicado solo a enrocados (MGG tipo 1).

En el Capítulo 4 se presentan los resultados del análisis de la factibilidad de aplicación de este enfoque de bimrock no consolidado a muestras de materiales granulares gruesos tipo 2.



4. RESULTADOS Y PROPUESTA

4.1. COMPARACIÓN DE ENSAYOS

Con el objetivo de establecer el nivel de confiabilidad del método propuesto, este se ha comparado con estudios recopilados bibliográficamente que incluyen ensayos de compresión no confinada y ensayos de compresión triaxial de tipo consolidados isotrópicamente drenados. Es decir, los resultados que se calcularon a partir de las ecuaciones (2) y (4) se cotejaron con estos trabajos, para lo cual se dividieron en ensayos de laboratorio e *in situ*. Se debe destacar que debido a la falta de información de resistencia a la compresión simple (ec. 3) no se hicieron cálculos detallados respecto a este parámetro, aunque sí fue utilizado para obtener la cohesión.

4.1.1. Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio tienen mayor grado de error que aquellas *in situ*, ya que se deben extraer del lugar, luego remoldear e ir variando la proporción de bloques, y posteriormente testear la resistencia al corte de las muestras. Esto es lo que hizo Shuan (2011) con materiales granulares gruesos, específicamente las Gravas de Lima, de donde se extrajo esta información para compararla con el método explicado en los capítulos 2 y 3. Además, se recopilaron datos de ensayos de Patazca (2005) en los cuales la granulometría superior a los 2 mm está sobre el 15% de la muestra. El detalle de los ejemplares y sus respectivos parámetros se refleja en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Parámetros geomecánicos de las muestras utilizadas en el análisis.

Referencia	Muestra	Ángulo de Fricción Matriz (°)	PVB (%)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (kPa)	
Shuan, L. 2011	A1		65	40,0	16,49	
			33,6	70	41,0	15,52
				85	44,0	14,55
	A2	33,2	65	42,8	14,55	
			75	43,8	22,31	

			85	46,8	7,76
			65	39,0	15,68
	A3	34,0	75	39,4	14,80
			85	40,8	15,69
			70	39,9	16,49
Shuan, L. 2011	A4	27,2	75	37,0	22,31
			85	41,7	13,58
			65	40,3	5,82
	A5	24,1	75	43,4	6,79
			85	43,5	1,94
			20	32,6	0,97
Patazca, H. 2005	B1	30,0	40	33,2	0,00

Con esta información, se procedió a calcular los valores de ángulo de fricción y de cohesión de las muestras con las ecuaciones descritas en el capítulo 2. Se le asignó un valor de 25° al parámetro α , ya que se trabajó con la descripción de la morfología de los clastos en los trabajos de Shuan y Patazca con lo descrito en la figura 3.8, con la cual también se estableció el parámetro A igual a 10 para todos los ejemplares.

Al comparar los resultados con los valores teóricos se puede notar que son bastante menores. Además, en algunos casos, el ángulo de fricción de la matriz es mayor a aquellas muestras con contenido de gravas (por ejemplo, en la muestra A1, a cualquier proporción volumétrica de bloques analizada, $\phi_{\text{calculado}} < \phi_{\text{matriz}}$) lo cual no sigue la tendencia de comportamiento de materiales granulares gruesos tipo 2, o de bimrocks no consolidados.

Con respecto a la cohesión de las muestras, se observan valores muy por debajo de lo esperado. Se concluye que ambas ecuaciones deben ser calibradas para obtener resultados comparables con los estudios empíricos utilizados.

En la tabla 4.2 se resume el producto de las ecuaciones de fricción y cohesión, y en los gráficos 4.1 y 4.2, respectivamente.

Tabla 4.2. Valores calculados de ángulo de fricción y cohesión. Elaboración propia.

Muestra	Ángulo de Fricción Matriz (°)	PVB (%)	Ángulo de Fricción Calculado (°)	Cohesión Calculada (kPa)
A1	33,6	65	25,5	3,16
		70	25,3	2,87
		85	25,1	1,69
A2	33,2	65	25,5	3,17
		75	25,2	2,52
		85	25,1	1,69
A3	34,0	65	25,5	3,16
		75	25,2	2,52
		85	25,1	1,69
A4	27,2	70	25,1	2,89
		75	25,1	2,54
		85	25,0	1,70
A5	24,1	65	24,9	3,22
		75	25,0	2,55
		85	25,0	1,70
B1	30,0	20	29,2	4,17
		40	27,0	4,05

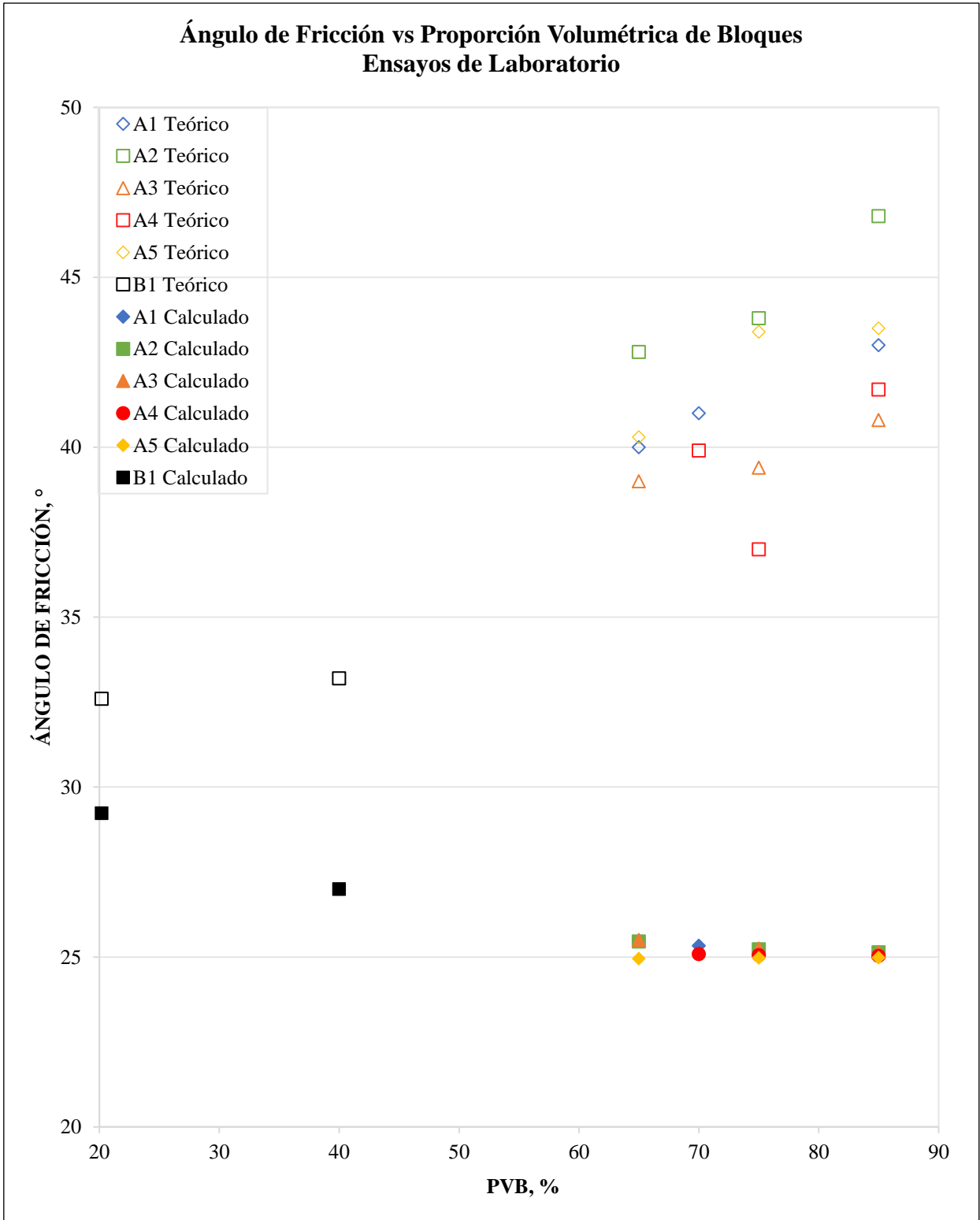


Gráfico 4.1. Ángulo de fricción calculado. Elaboración propia.

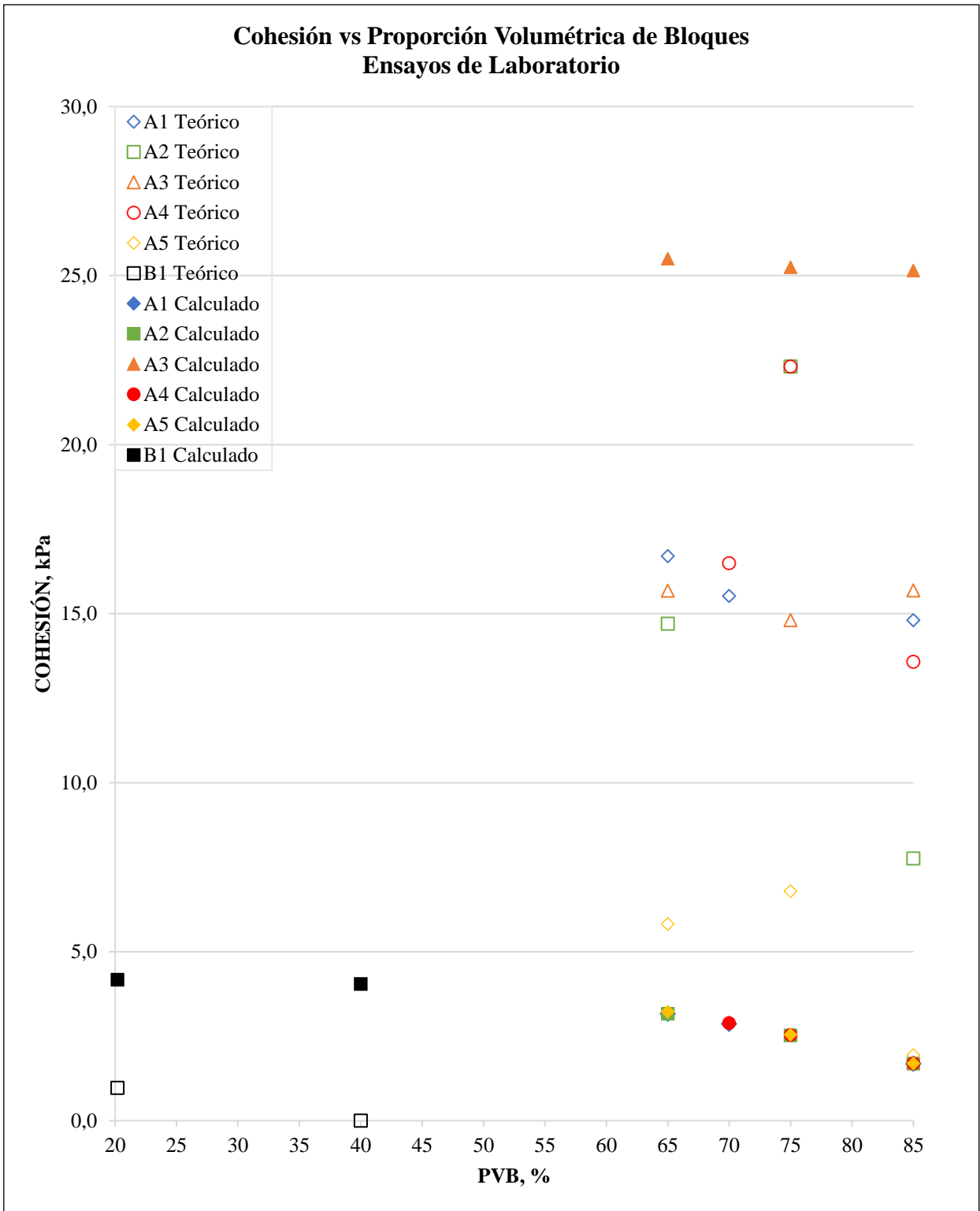


Gráfico 4.2. Cohesión calculada. Elaboración propia.

Es posible observar que tanto el ángulo de fricción como la cohesión están muy por debajo de los valores teóricos, es por esto que después de un análisis en los gráficos se propone una modificación en las ecuaciones de Kalender (2014), resultando en lo siguiente:

$$\phi_{\text{bimrock}} = \phi_{\text{matriz}} \left[1 + \frac{1000 \left[\left(\frac{\alpha}{\phi_{\text{matriz}}} \right) - 1 \right]}{1000 + 5 \left(\frac{100 - \text{VBP}}{15} \right)} \right] \left(\frac{\text{VBP}}{\text{VBP} + 1} \right) + 0.1 \text{PVB} \quad (\text{ec. 5})$$

$$c_{\text{bimrock}} = \frac{\text{UCS}_{\text{bimrock}} \times (1 - \sin(\phi_{\text{bimrock}}))}{2 \cos(\phi_{\text{bimrock}})} * 1000 \quad (\text{ec. 6})$$

En la tabla 4.3. se representan los nuevos valores de ángulo de fricción y cohesión obtenidos a partir de la modificación realizada.

Tabla 4.3. Valores calculados de ángulo de fricción y cohesión. Elaboración propia.

Muestra	Ángulo de Fricción Matriz (°)	PVB (%)	Ángulo de Fricción Calculado Modificado (°)	Cohesión Calculada Modificada (kPa)
A1	33,6	65	33,6	2,67
		70	32,3	22,66
		85	33,6	15,24
A2	33,2	65	32,0	23,70
		75	32,7	20,96
		85	33,6	7,76
A3	34,0	65	32,0	15,68
		75	32,8	14,80
		85	33,7	15,69
A4	27,2	70	32,1	16,49
		75	32,6	22,31
		85	33,5	13,58
A5	24,1	65	32,1	5,82
		75	32,8	6,79
		85	33,7	1,94

B1	30,0	20	31,0	0,97
		40	31,3	0,00

Se identifica que el ángulo de fricción (gráfico 4.3) aumenta de manera proporcional al contenido de clastos (PVB), y la cohesión (gráfico 4.4) disminuye al aumentar la proporción de bloques. Ambos parámetros siguen la tendencia que se esperaba según lo estudiado por Sonmez *et al* (2014), Kalender *et al.* (2014), Afifipour y Moarefvand (2014), entre otros.



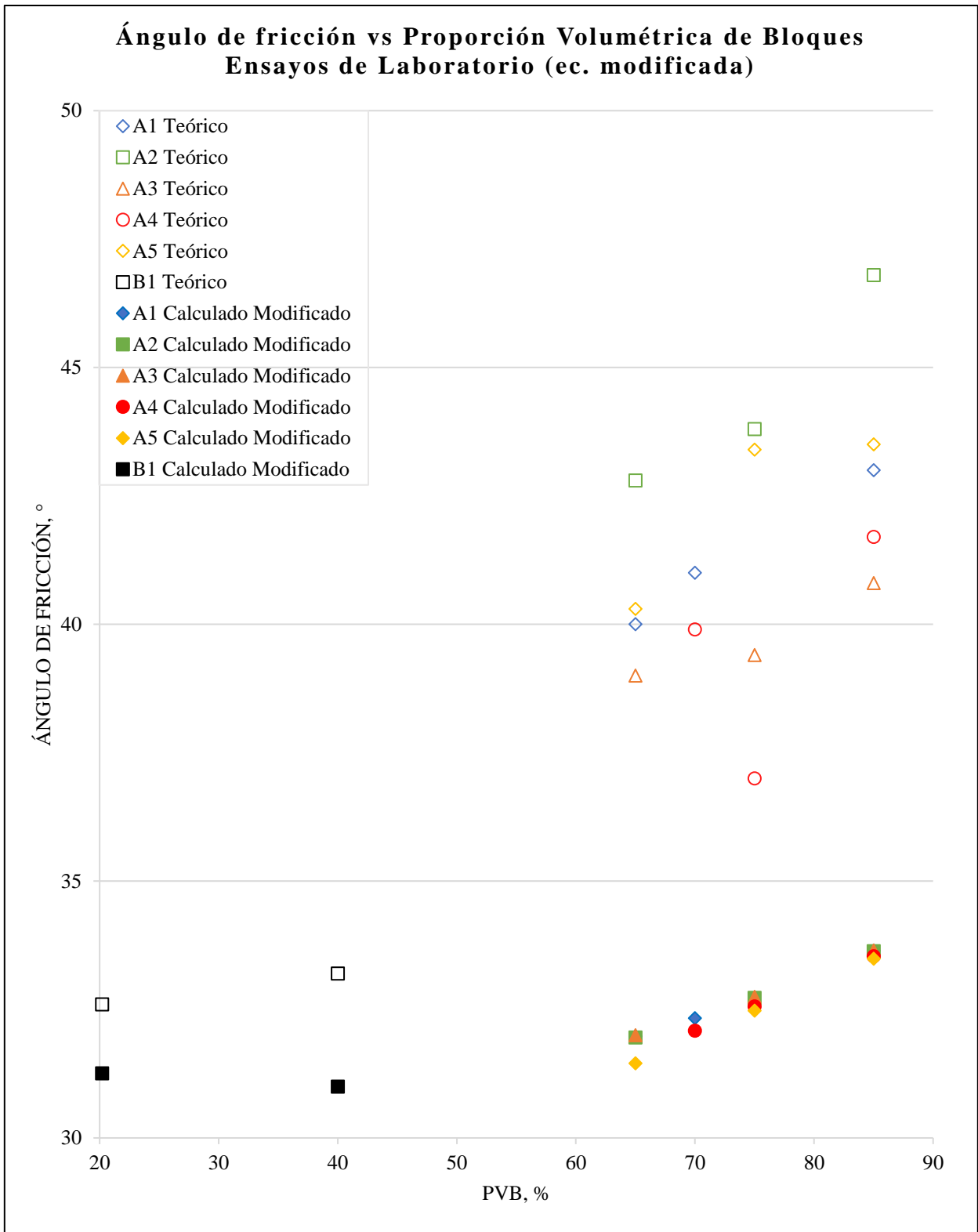


Gráfico 4.3. Ángulo de fricción calculado con ecuación modificada. Elaboración propia.

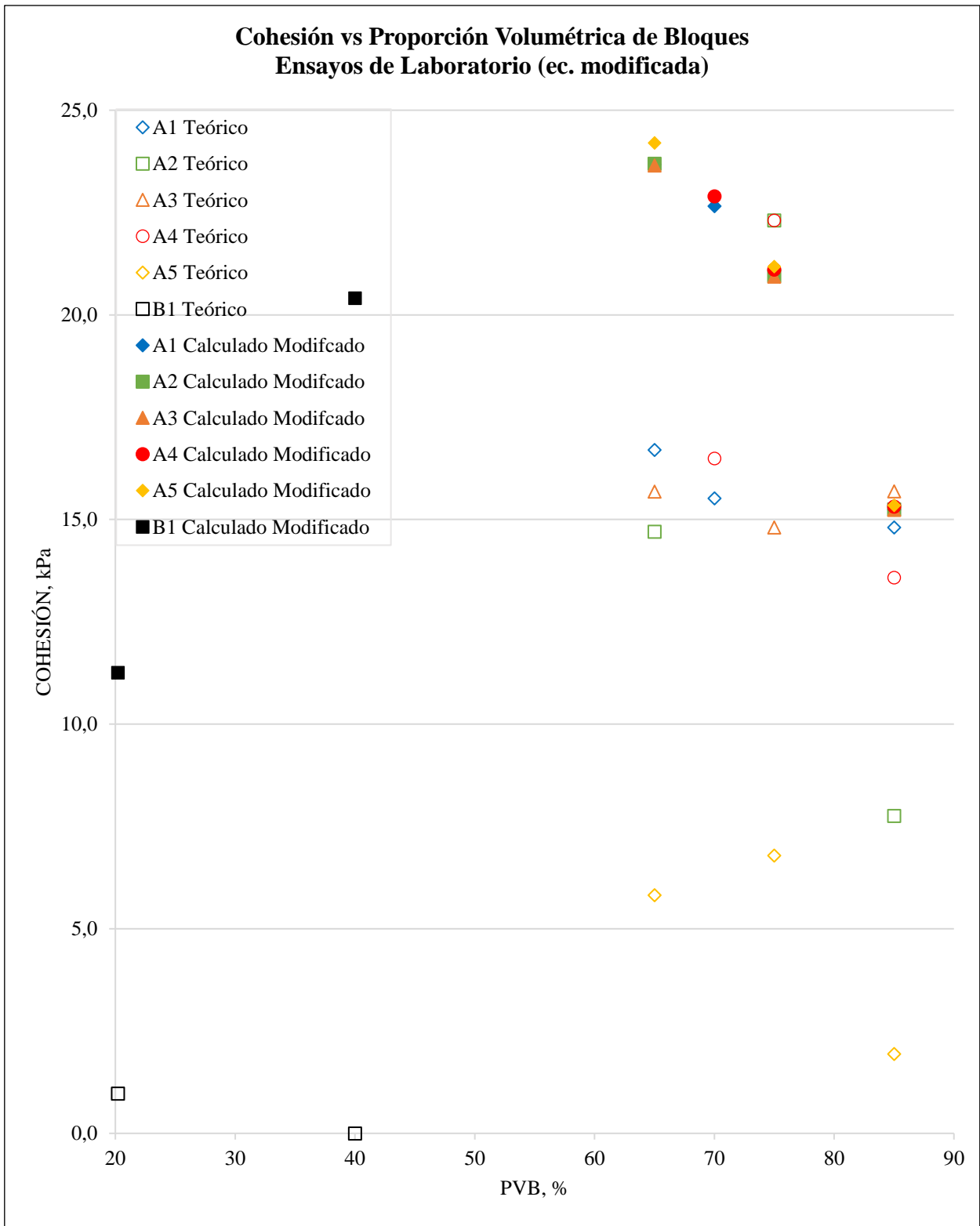


Gráfico 4.4. Cohesión calculada con ecuación modificada. Elaboración propia.

Después de utilizar y analizar las expresiones matemáticas, se establece que:

1. La morfología de los clastos es fundamental en la resistencia del material, ya que un pequeño cambio en el parámetro α hace variar notoriamente el resultado del ángulo de fricción y, por ende, de la cohesión. Por ejemplo, si en la muestra A1 se utiliza α igual a 35, es decir, si los bloques son más angulosos, resultan valores de 41.4°, 42.0° y 43.5° para PVB de 65, 70 y 85%, respectivamente.
2. El ángulo ϕ_{matriz} en gran parte de los casos no se conoce exactamente, por lo que se recomienda utilizar el ϕ extraído de literatura según la granulometría de la matriz (tabla 4.4).

Tabla 4.4. Ángulo de rozamiento efectivo. Modificado de González de Vallejos, 2002.

Tipo de Suelo	Angulo de rozamiento efectivo
Coluviones	20-40
Acarreos fluviales	25-40
Gravas	25-40
Arenas	30-35
Limos	25-30
Arcillas normalmente consolidadas	15-25
Suelos fangosos y turbas	10-20
Roca alterada	15-35

3. Para determinar la cohesión del ejemplar se debe calcular su resistencia a la compresión simple (UCS muestra), la que, a su vez, depende de UCS matriz. Estos valores son escasos y difíciles de encontrar y utilizar, ya que están sujetos a la densidad, saturación, entre otras propiedades de los suelos.

4.1.2. Ensayos *in situ*

Los test *in situ* entregan valores más cercanos a la realidad, ya que no existe manipulación de la muestra. Se compilaron datos de ensayos triaxiales gigantes y de compresión no confinada. Posteriormente, al igual que en el caso de los estudios de laboratorio, se procedió a

calcular ángulo de fricción y cohesión con las mismas ecuaciones, y luego a comparar estos resultados.

En la tabla 4.5. se resumen los resultados de ángulo de fricción y cohesión.

Tabla 4.5. Parámetros de resistencia al corte de test *in situ*.

Referencia	Ángulo de Fricción Matriz (°)	PVB (%)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Verdugo, 2013	34,0	72	45,0	0,00
	30,0	34	27,0	117,70
Sfriso, 2004	40,0	70	31,0	30,00
	40,0	70	31,0	55,00
Coll, 2017	30,0	60	39,0	38,00
	32,0	40	35,0	39,23
Osores, 2020	36,0	60	40,0	41,68
	32,0	50	37,0	58,84
	37,0	60	40,0	39,23
	35,0	45	37,0	58,84
	33,0	40	34,0	14,71
	38,0	45	39,9	53,94
	38,0	55	40,0	19,61
	40,0	65	43,5	26,48
	34,0	40	35,0	9,81
	37,0	60	40,0	19,61
	44,0	65	48,0	39,23
	40,0	60	42,0	62,76
35,0	55	37,5	35,30	
32,0	40	36,0	39,23	
42,0	50	43,0	46,09	
37,0	40	39,5	39,23	
42,0	65	48,5	49,03	

Se calcularon los valores de ϕ_{muestra} y cohesión, con las expresiones matemáticas de Kalender *et al* (2014). Los parámetros de entrada se determinaron por la descripción de las muestras en literatura. Se le asignó un valor de 30° al ángulo α y A igual a 10 para todos los ejemplares, excepto en el trabajo de Coll (2017), en el que α es 35° y A es 50, según lo descrito en el texto. Los parámetros calculados se resumen en la tabla 4.6.

Tabla 4.6. Resumen de parámetros de resistencia al corte calculados. Elaboración propia.

Referencia	Ángulo de Fricción Matriz ($^\circ$)	PVB (%)	Ángulo de Fricción Calculado ($^\circ$)	Cohesión Calculada (kPa)
Verdugo, 2013	34,0	72	29,3	2,35
	30,0	34	30,0	3,76
Sfriso, 2004	40,0	70	28,0	2,60
	40,0	70	28,0	2,60
Coll, 2017	30,0	60	35,9	2,71
Osos, 2020	32,0	40	30,5	3,52
	36,0	60	29,2	2,99
	32,0	50	30,0	3,29
	37,0	60	29,1	3,01
	35,0	45	30,6	3,37
	33,0	40	30,8	3,49
	38,0	45	30,9	3,33
	38,0	55	29,3	3,19
	40,0	65	28,2	2,86
	34,0	40	31,1	3,45
	37,0	60	29,1	3,01
	44,0	65	27,3	2,96
	40,0	60	28,6	3,07
	35,0	55	29,6	3,15
	32,0	40	30,5	3,52
42,0	50	29,8	3,31	

Osores, 2020	37,0	40	31,8	3.34
	42,0	65	27,8	2,91

Se observa que el ángulo de fricción obtenido es menor al ángulo de fricción teórico (gráfico 4.5.), llegando a tener valores más pequeños que el ϕ de la matriz en ciertos casos, lo cual no obedece el comportamiento de los materiales granulares gruesos y bimrocks no consolidados, según lo descrito por Sonmez *et al.* (2004) y Afifipour y Moarefvand (2014). Además, en algunas ocasiones la cohesión (gráfico 4.6) es 10 veces menor entre lo calculado y lo estimado en los ensayos *in situ*. Se concluye que es necesario calibrar estas expresiones matemáticas, de manera similar a lo ocurrido en los ensayos de laboratorio.



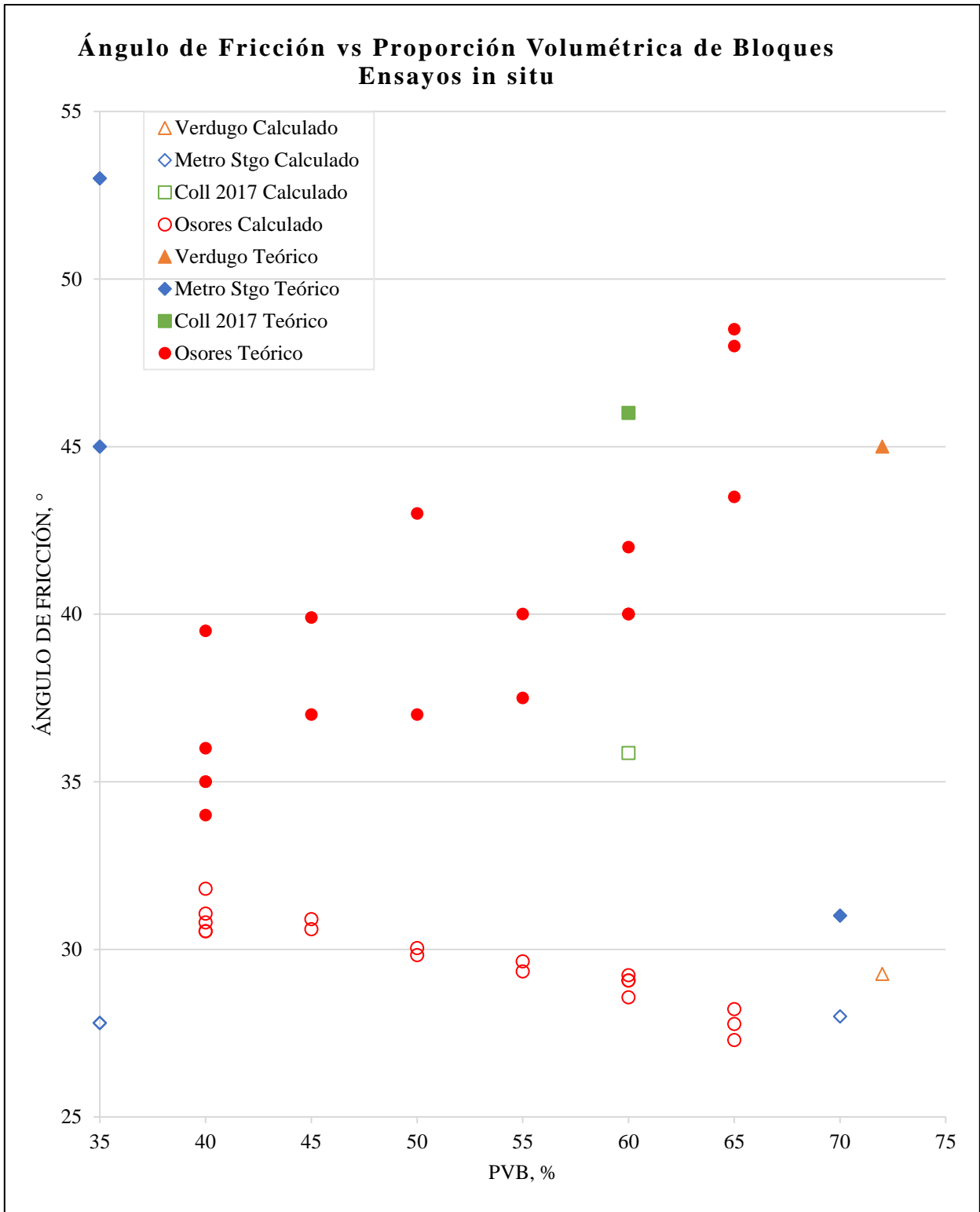


Gráfico 4.5. Ángulo de fricción calculado. Elaboración propia.

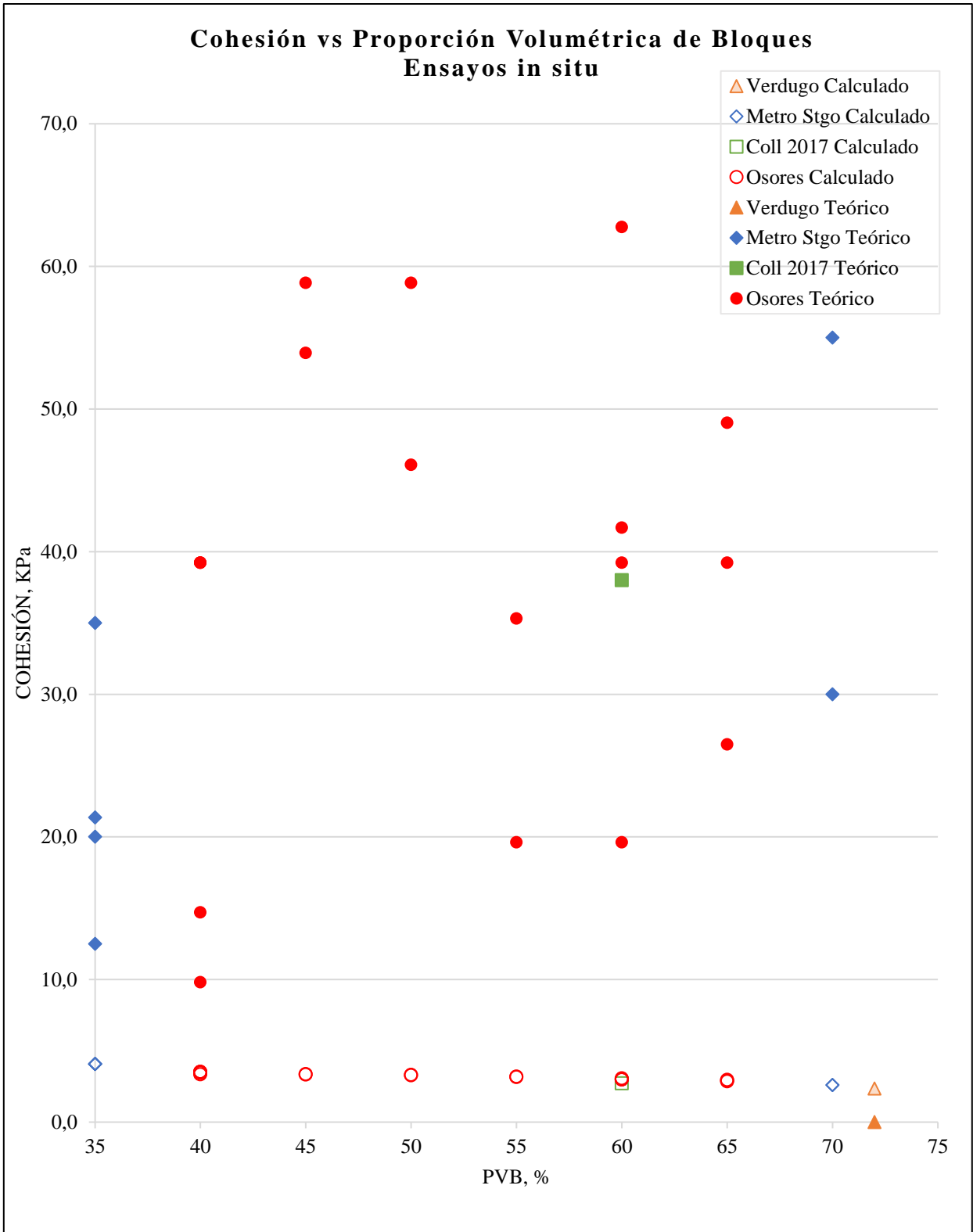


Gráfico 4.6. Cohesión calculada. Elaboración propia.

Luego de un análisis matemático, se establecieron las siguientes fórmulas:

$$\phi_{\text{bimrock}} = \phi_{\text{matriz}} \left[1 + \frac{1000 \left[\left(\frac{\alpha}{\phi_{\text{matriz}}} \right)^{-1} \right]}{1000 + 5 \left(\frac{100 - \text{VBP}}{15} \right)} \right] \left(\frac{\text{VBP}}{\text{VBP} + 1} \right) + (\ln(1.2) * \text{PVB}) + 2 \quad (\text{ec. 7})$$

$$C_{\text{bimrock}} = \frac{\text{UCS}_{\text{bimrock}} \times (1 - \sin(\phi_{\text{bimrock}}))}{2 \cos(\phi_{\text{bimrock}})} * 1000 + (2 * \text{UCS}_{\text{muestra}}) \quad (\text{ec. 8})$$

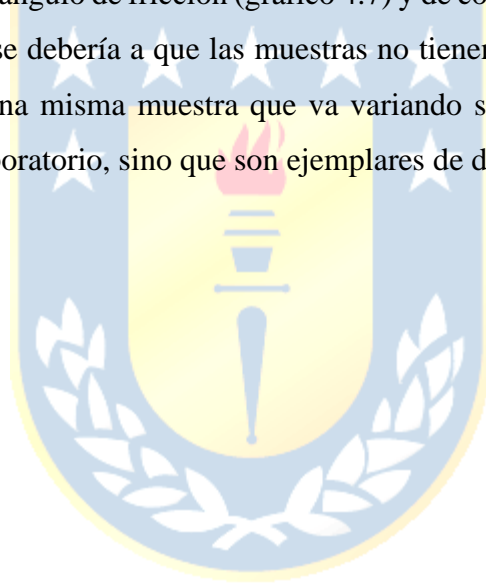
En la tabla 4.7 se exponen los parámetros geomecánicos calculados con las ecuaciones 7 y 8.

Tabla 4.7. Parámetros de resistencia al corte calculados con ecuaciones 6 y 7. Elaboración propia.

Referencia	Ángulo de Fricción Matriz (°)	PVB (%)	Ángulo de Fricción Calculado Modificado (°)	Cohesión Calculada Modificada (kPa)
Verdugo, 2013	34,0	72	44,4	22,25
	30,0	34	33,4	37,98
Sfriso, 2004	40,0	70	45,5	23,28
	40,0	70	45,5	23,28
Coll, 2017	30,0	60	48,8	33,60
Osos, 2020	32,0	40	39,8	35,58
	36,0	60	42,2	28,38
	32,0	50	41,2	32,35
	37,0	60	42,0	28,39
	35,0	45	40,8	34,01
	33,0	40	40,1	35,55
	38,0	45	41,1	33,98
	38,0	55	41,4	30,50
	40,0	65	42,1	26,10
	34,0	40	40,4	35,52

37,0	60	42,0	28,39
44,0	65	41,1	26,18
40,0	60	41,5	28,44
35,0	55	41,7	30,47
32,0	40	39,8	35,58
42,0	50	40,9	32,37
37,0	40	41,1	35,43
42,0	65	41,6	26,14

Si bien los valores de los parámetros en estudio se aproximan a los teóricos, no se cumple una tendencia en los datos de ángulo de fricción (gráfico 4.7) y de cohesión (gráfico 4.8), o cambios significativos de ellos. Esto se debería a que las muestras no tienen relación entre sí, es decir, no son distintos ensayos para una misma muestra que va variando su porcentaje de clastos, como ocurre con los ensayos de laboratorio, sino que son ejemplares de diferentes composiciones.



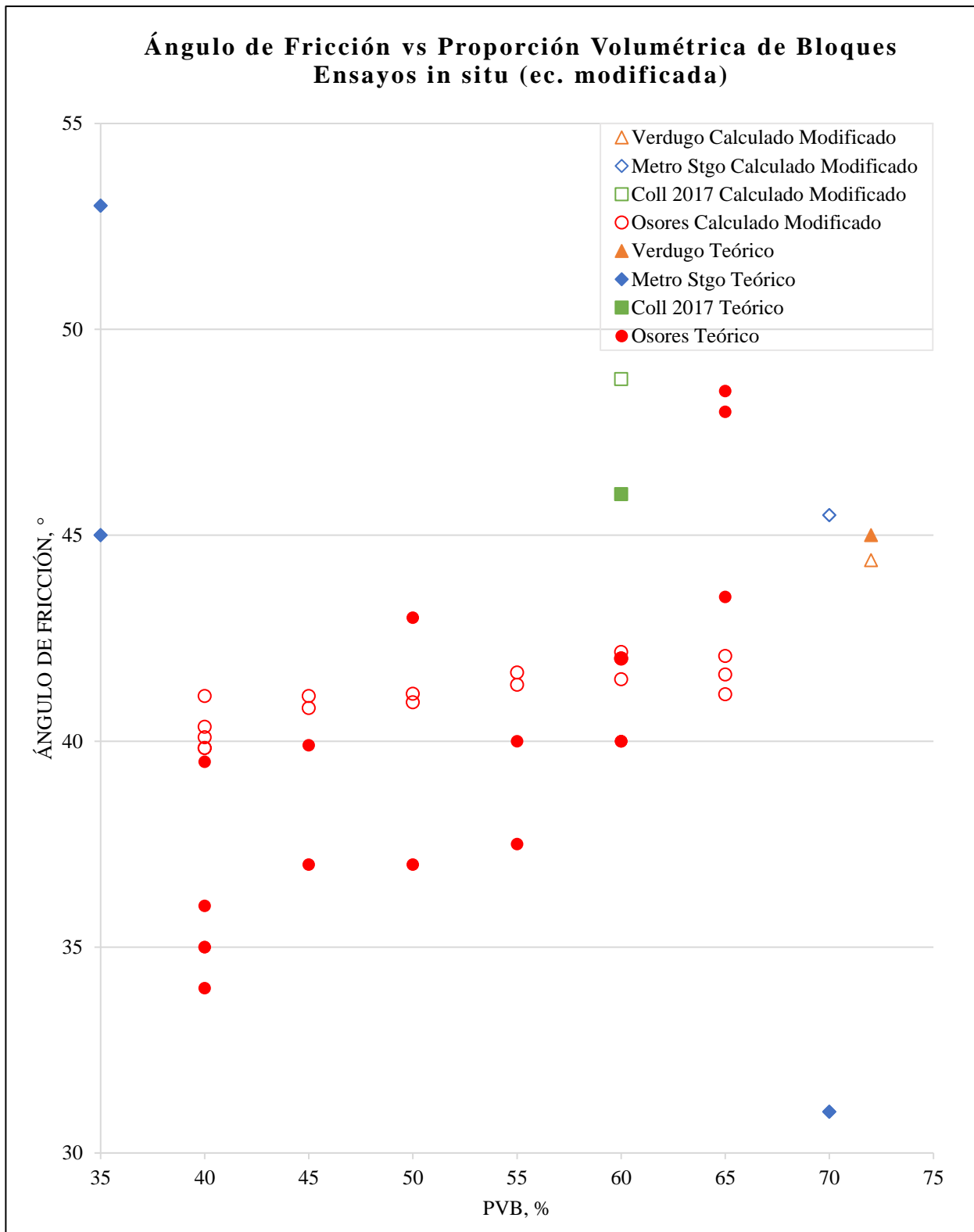


Gráfico 4.7. Ángulo de fricción calculado con ecuación modificada. Elaboración propia.

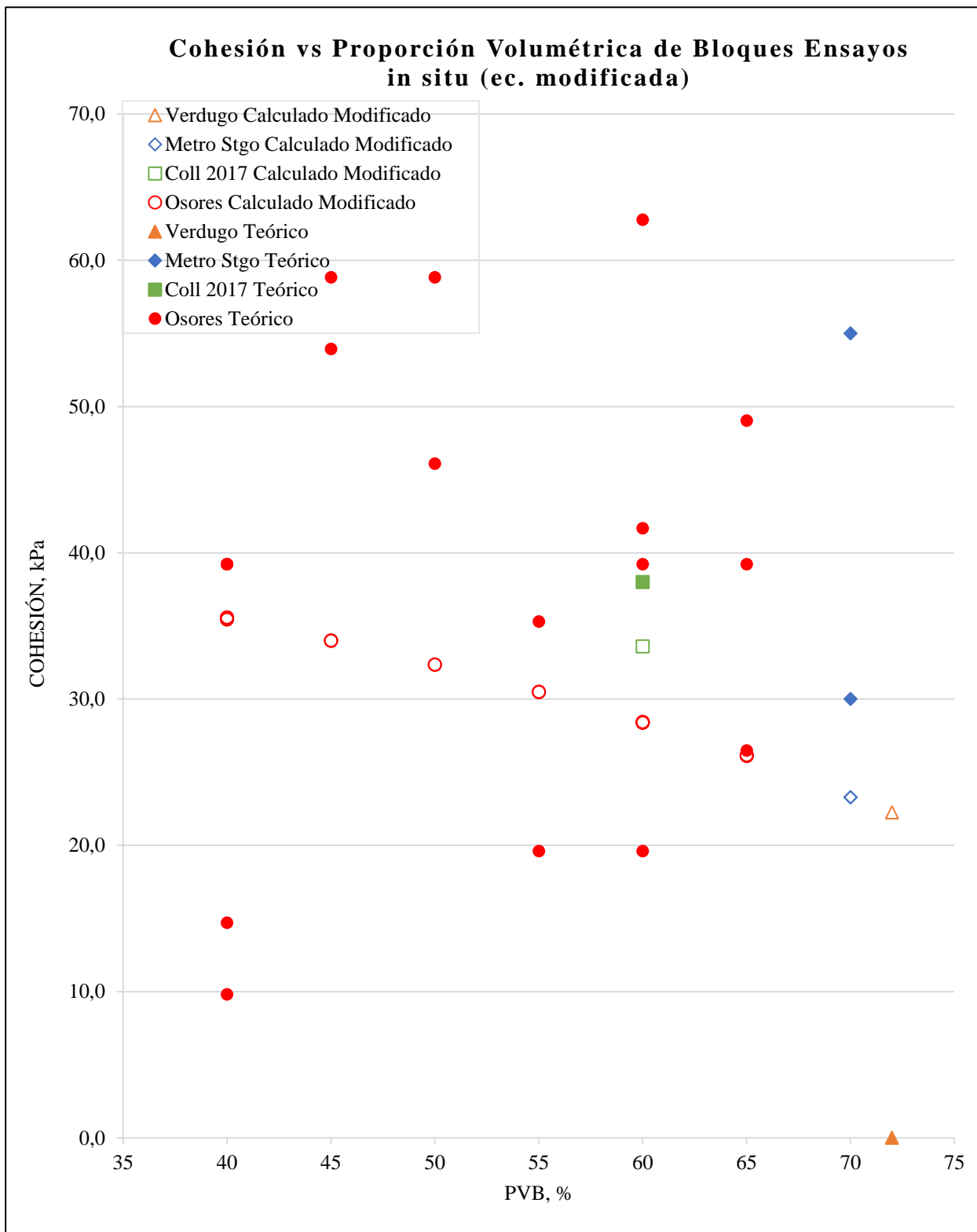


Gráfico 4.8. Cohesión calculada con ecuación modificada. Elaboración propia.

En conclusión, es fundamental considerar los siguientes aspectos:

1. La escasez de información de ensayos *in situ* dificulta el estudio de las muestras y, por lo tanto, del comportamiento de los materiales granulares gruesos y su correlación con la tendencia de los bimrocks no consolidados.
2. El ángulo α es relevante en las ecuaciones de Kalender *et al.* (2014), ya que al cambiar su valor de 25 a 45°, el ϕ de la muestra varía incluso hasta ser menor que el ϕ de la matriz, lo cual es incongruente en el modelo de bimrock no consolidado y MGG tipo 2.
3. Al existir poca o nula información de la resistencia a la compresión no confinada en los ensayos *in situ* no se pudo establecer una relación con la ecuación planteada por Kalender *et al.* (2014) (ec. 2), sin embargo, se debe calcular para obtener la cohesión de la muestra.
4. Es necesario estandarizar las ecuaciones para que tengan un buen uso en la aproximación de parámetros geomecánicos en terreno sin recurrir a ensayos de laboratorio, *in situ* u otros. Debido a esta problemática, se procedió a calcular el ángulo de fricción máximo de las muestras, dejando así la cohesión en un valor de 0 para todos. Para llevar a cabo este análisis se utilizaron los ejemplares de Shuan y Patazca, ya que son más representativos y su tendencia de aumentar o disminuir ϕ en función de la proporción de bloques es clara, a diferencia de las muestras de ensayos *in situ*.

4.2. PROPUESTA DE CÁLCULO DE ϕ MÁXIMO

El ángulo de fricción puede variar en función del contenido de agua de la muestra, su densidad, la presión de confinamiento a la que ha sido sometida, presión de poros, entre otras variables, por lo cual es complejo establecer una fórmula matemática para este parámetro, sugiriendo utilizar el ángulo de fricción máximo (ϕ').

El ángulo de fricción máximo se calcula con una cohesión igual a 0, es decir, trazando una tangente desde el origen al círculo de Mohr (figura 4.1). Por esta razón, no se propone una ecuación para la cohesión del bimrock.

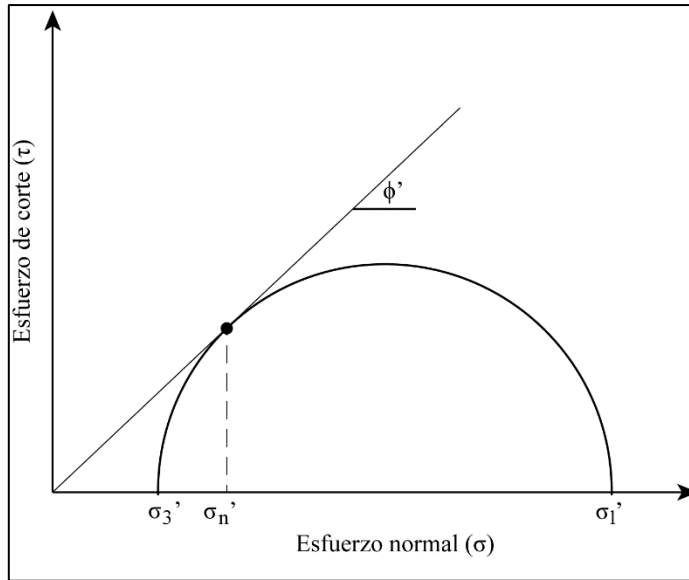


Figura 4.1. Ángulo de fricción máximo ϕ' . Modificado de Dorador (2017).

Para desarrollar la expresión matemática que establezca el ángulo de fricción máximo de las distintas muestras de materiales granulares gruesos en función de su proporción volumétrica de bloques, morfología de los clastos y ϕ de la matriz, se debió elaborar una base de datos funcional para la comparación entre lo que se obtiene de resultado y valores teóricos.

Los valores teóricos se calcularon a partir de los distintos ensayos en las muestras A1, A2, A3, A4, A5 y B5, elaborando el círculo de Mohr con la información de esfuerzo normal y de cizalle a los cuales fue sometida la muestra, y trazando una tangente a los círculos. En estos resultados no se incluyeron las muestras de ensayos *in situ*, puesto que no fue posible recopilar antecedentes de esfuerzos normal y de cizalle a los que fueron sometidos.

Se debe considerar que, al trabajar con las muestras de laboratorio, existe un error asociado, ya que sufren procesos de moldeado y cementación, lo que implica que pierdan algunas propiedades o presenten resistencia a la tracción, en algunos casos por la cementación. A pesar de esto, se analizó la mayor cantidad de ensayos adecuados con el objetivo de obtener una nueva ecuación:

$$\phi_{muestra} = \phi_{matriz} \left[1 + \frac{1000 \left[\left(\frac{\tan(\alpha)}{\tan(\phi_{matriz})} \right) - 1 \right]}{1000 + 5 \left(\frac{100 - VBP}{50} \right)} \right] \left(\frac{VBP}{VBP + 1} \right) + (\ln(1.8) * PVB + 15) \quad (\text{ec. 9})$$

Uno de los cambios se concentró en el parámetro α , y para ello se utilizó el trabajo de Sonmez *et al.* (2019), en donde la autora propone utilizar la tangente de este ángulo, lo cual hace que el resultado del ϕ de la muestra no dependa directamente de los cambios de α cuando varía en 10 o 15°. Otro cambio fundamental es la adición de una pendiente positiva con función de logaritmo natural, ya que la variación de ϕ acorde a la proporción volumétrica de bloques no parece tener una tendencia lineal.

Se llevó a cabo esta calibración a través del método iterativo, es decir, en primera instancia se analizó la tendencia del comportamiento del ángulo de fricción máximo en un gráfico ϕ' v/s PVB, y después se calculó progresivamente una aproximación para mejorar la ecuación. Luego de sucesivos intentos, se llegó a un ajuste óptimo de la fórmula, cuyos resultados (de ángulos de fricción máximo teórico y calculado con la ecuación 9) son resumidos en la tabla 4.8.

Tabla 4.8. Ángulo de fricción máximo esperado y calculado según la ecuación 9. Elaboración propia.

Muestra	Ángulo de Fricción Matriz (°)	PVB (%)	Ángulo de Fricción Máximo Teórico (°)	Ángulo de Fricción Máximo Calculado Modificado (°)
A1	33,6	65	65,0	67,9
		70	67,9	72,0
		85	76,7	75,0
A2	33,2	65	76,8	75,0
		75	70,9	70,0
		85	65,1	70,0
A3	34,0	65	65,0	64,0
		75	70,8	72,8
		85	76,7	75,0
A4	27,2	70	70,5	68,7
		75	70,3	71,6
		85	77,0	77,5
A5	24,1	65	61,3	66,2
		75	80,0	72,1

		85	79,0	77,9
B1	30,0	20	40,3	39,9
		40	40,6	51,0

Al analizar el gráfico 4.9, se observa que el ángulo de fricción máximo aumenta a medida que incrementa la proporción de bloques, es decir, se cumple la tendencia esperada. Además, con la nueva expresión matemática los resultados calculados se asimilan a los teóricos.



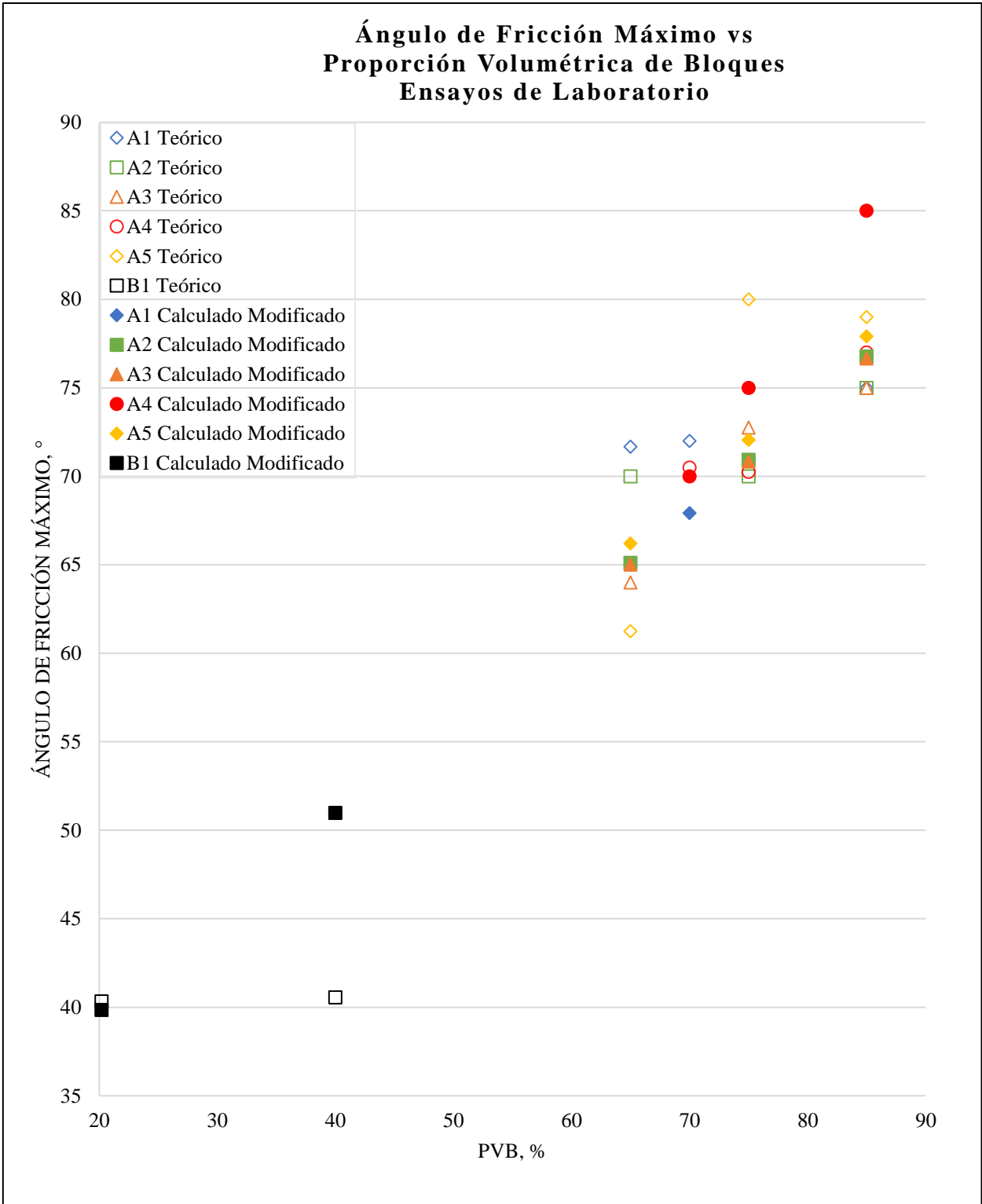


Gráfico 4.9. Ángulo de fricción máximo calculado. Elaboración propia.

En el gráfico 4.10. se expone una correlación entre los ángulos de fricción máximo teórico y calculado. Se observa que la mayoría de los resultados de ϕ máximo calculado no superan los 5° de diferencia con el valor teórico.

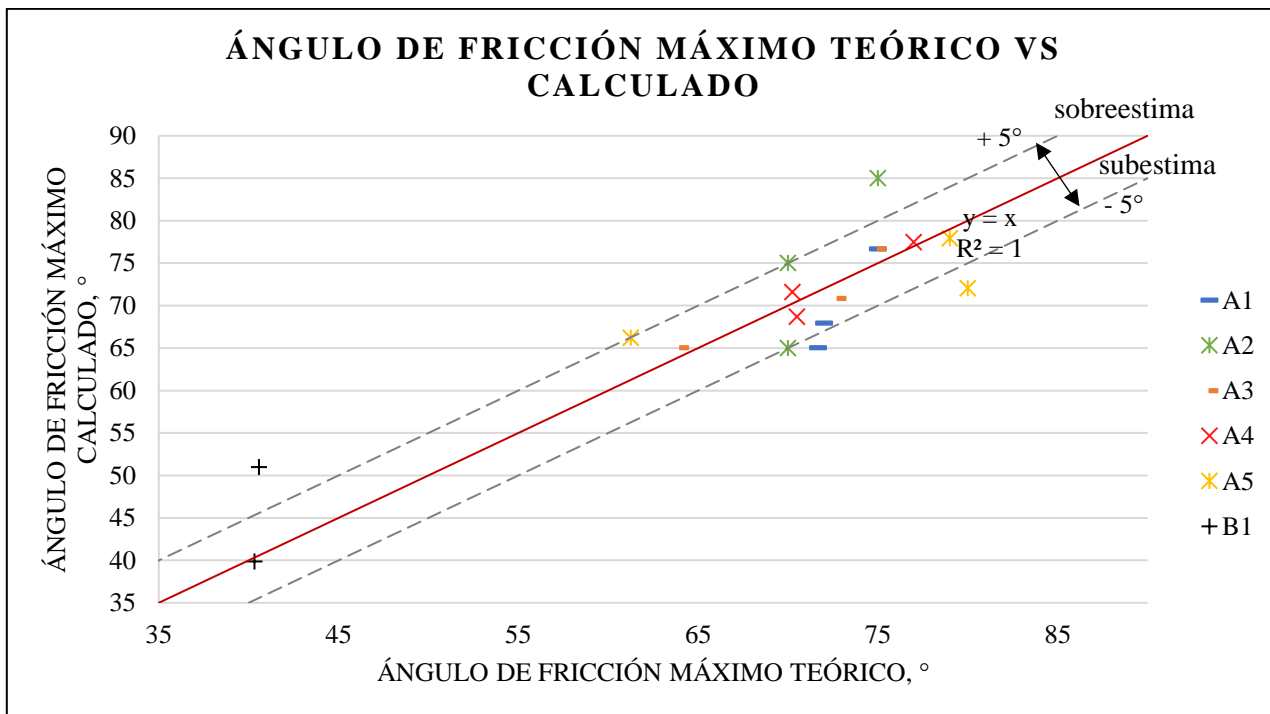


Gráfico 4.10. Correlación entre ϕ teórico y calculado con ecuación propuesta. Elaboración propia.

Finalmente, se propone un ábaco al igual que el de Leps (1970) para estos MGG tipo 2, con el objetivo de facilitar la visualización del ϕ' en función de la presión confinante (gráfico 4.11).

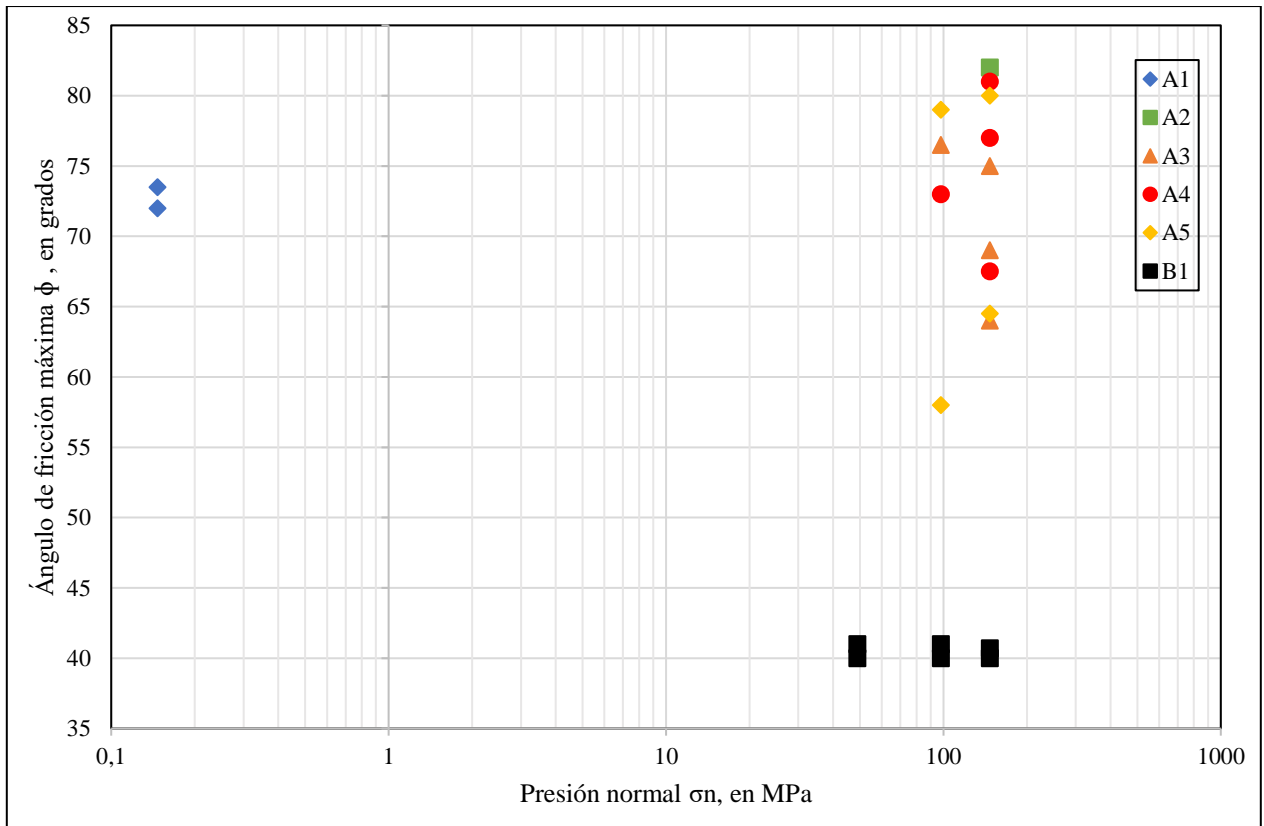
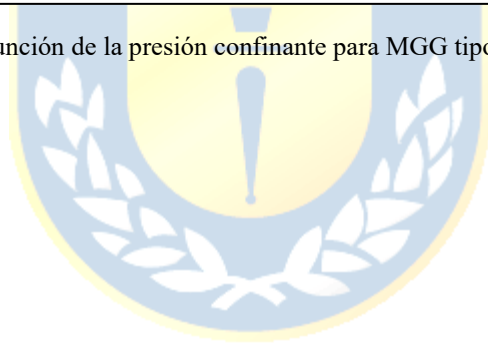


Gráfico 4.11. Ábaco de ϕ' en función de la presión confinante para MGG tipo 2. Elaboración propia.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El desarrollo de este estudio permitió establecer las similitudes entre materiales granulares gruesos y bimrock no consolidados, por ende, también fue posible determinar la factibilidad de aplicar el enfoque bimrock, el cual estudia parámetros geomecánicos sin necesidad de realizar ensayos, métodos de escalamiento, u otros, a los MGG.

Se analizaron muestras de MGG de origen sedimentario (suelos aluvionales y fluviales) de diferentes granulometrías, proporción volumétrica de bloques, matriz, adhesión del contacto clasto-matriz, y morfología de clastos (materiales tipo 2 según clasificación de Dorador y Villalobos 2020). Además, se hizo una separación entre información de ensayos de laboratorio e *in situ*, y sus valores de ángulo de fricción y cohesión. Se ingresaron todos estos datos en las fórmulas propuestas por Kalender *et al.* (2014) y se infirió que el ángulo de reposo α en la fórmula de ϕ es determinante en los resultados. En cuanto a la forma de los clastos es una variable importante, pero no debería condicionar la resistencia, siendo la proporción volumétrica de bloques el parámetro fundamental en la resistencia al corte. Al contrastar los resultados teóricos con los obtenidos de las ecuaciones, se hizo muy notoria la diferencia entre estos, por lo tanto, se modificó lo postulado por Kalender *et al.* (2014) a suelos sedimentarios con sobretamaños. No obstante, esto fue difícil de realizar, porque el ángulo de fricción de los MGG no se puede considerar como un valor único y constante, ya que depende de su naturaleza, estructura, nivel de deformaciones, contenido de agua, entre otros.

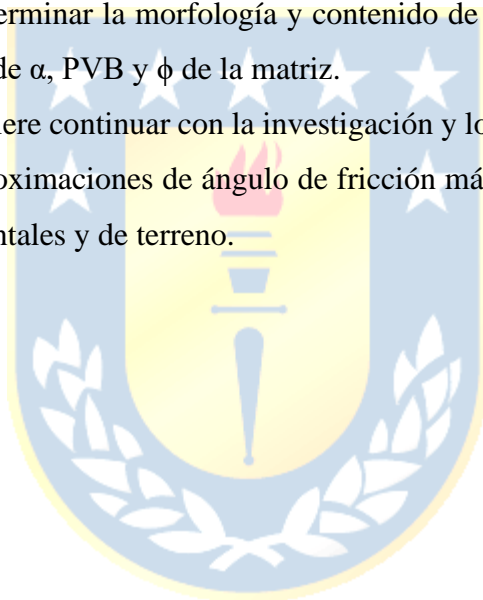
Este trabajo ha propuesto utilizar el ángulo de fricción máximo, es decir, un ϕ libre de contenido de agua, presión de poros, entre otros. Para llevar a cabo esto, se calcularon los ángulos de fricción interna de las muestras A1, A2, A3, A4, A5 Y B1 de los ensayos de laboratorio, cuya información era más fiable y completa que los datos de los ensayos *in situ*, construyendo sus círculos de Mohr y trazando una tangente con cohesión igual a 0, es decir, desde el origen. Con esta información se ajustó nuevamente la fórmula de Kalender *et al.* (2014) (ecuación 9).

Se debe considerar que la variable más importante en la resistencia al corte en MGG, al emplear el enfoque bimrock, es la proporción volumétrica de bloques, por lo que es fundamental realizar una óptima aproximación de porcentaje de clastos en terreno, ya que el valor del ángulo de fricción en la ecuación propuesta en este trabajo depende directamente de PVB.

Se recomienda utilizar la ecuación propuesta en este estudio como una primera aproximación de determinación del ángulo de fricción. Es útil para trabajar en terreno si es que no existen posibilidades de realizar ensayos triaxiales de gran dimensión u otros equivalentes. También, es esencial utilizar la fórmula en materiales granulares gruesos tipo 2 (suelos sedimentarios con sobretamaños), de lo contrario podrían observarse inconsistencias en los resultados de ϕ .

El mayor beneficio de aplicar este *approach* con enfoque bimrock en MGG, es la obtención del ángulo de fricción máxima mediante un cálculo, sin utilizar curvas granulométricas, métodos de escalamiento o ensayos triaxiales, los que conllevan más tiempo y dinero en realizar. Además, los *inputs* de esta ecuación son sencillos de calcular estando en terreno, es decir, solo se debe analizar la muestra, determinar la morfología y contenido de clastos, la granulometría de la matriz e ingresar los valores de α , PVB y ϕ de la matriz.

Finalmente, se sugiere continuar con la investigación y los ajustes de esta ecuación para obtener más resultados y aproximaciones de ángulo de fricción máximo de MGG tipo 2 con base en nuevos estudios experimentales y de terreno.



REFERENCIAS

- Afifipour, M., & Moarefvand, P. (2014). Mechanical behavior of bimrocks having high rock block proportion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 65, 40-48.
- Altinsoy, H. (2006). A physical model investigation for determination of shear strength of block in matrix rocks. *MSc Thesis, Hacettepe University, Geological Engineering Department, Ankara*.
- Barton, N., & Kjaernsli, B. (1981). Shear strength of rockfill. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 873-891.
- Bates, R., & Jackson, J. (1987). *Glossary of Geology*. United States.
- Biarez, J., & Hicher, P. (1994). Elementary mechanics of soil behaviour: saturated remoulded soils. 208.
- Contreras, L. (2011). Comportamiento friccionante de materiales granulares gruesos. *Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Geotécnica, Universidad de Chile, Santiago*, 227.
- Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (2002). Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and Foundations*, 65-78.
- De Almeida, M. (2001). Avaliação do comportamento geomecânico e de alterabilidade de. *Tesis (Doctor en Cs. Engenharia Civil: Geotecnia), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro*.
- De la Hoz, K. (2007). Estimación de los Parámetros de Resistencia al Corte en Suelos Granulares Gruesos. *Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Geotécnica. Universidad de Chile, Santiago*, 299.
- Domokos, G., Jerolmack, D., Sipos, A., & Török, Á. (2014). How river rocks round: resolving the shape-size paradox. *PLOS One*, 7.

- Donaghe, R., & Torrey, V. (1979). Scalping and replacement effects on strength parameters of eart-rock mixtures. *Proc. Conf. On Design Parameters in Geotechnical Engineering*, (págs. vol 2, 29-34). London.
- Dorador, L. (2010). Análisis Experimental de las Metodologías de Curvas Homotéticas y Corte en la Evaluación de Propiedades Geoténicas de Suelos Gruesos. *Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil y Magíster en Ciencias de la Ingeniería Mención Ingeniería Geotécnica*, 164.
- Dorador, L., & Besio, G. (2013). Some considerations about geotechnical characterization on soils with oversize. *Fifth International Young Geotechnical Engineering Conference*, (pág. 4).
- Dorador, L., & Villalobos, F. (2020). Scalping techniques in geomechanical characterization of coarse granular materials. *Obras y Proyectos*, 24-34.
- Dorador, L., De la Hoz, K., & Urbina, F. (2018). Consideraciones en la caracterización geotécnica de materiales granulares gruesos. *Congreso SOCHIGE*, (pág. 10). Valparaíso.
- Douglas, K. (2002). The shear strength of rock masses. *PhD Thesis, The University of New South Wales*.
- Fragazsy, R., Su, J., Siddiqi, F., & Ho, C. (1992). Modeling strength sandy gravel. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(2), 920-935.
- Gesche, R. (2002). Metodología de evaluación de parámetros de resistencia al corte de suelos granulares gruesos. *Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago*.
- Kahraman, S., & Alber, M. (2006). Estimating unconned compressive strength and elastic modulus of a fault breccias mixture of weak blocks and strong matrix. *International Journey of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1277-1287.
- Kalender, A., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., & Kasapoglu, K. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. *Engineering Geology*, 65-79.
- Krumbein, W., & Sloss, L. (1963). *Stratigraphy and Sedimentation*. San Francsico: W.H. Freeman.

- Lade, P., Yamamuro, J., & Bopp, P. (1996). Significance of particle crushing in granular materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, 309-316.
- Lee, K., & Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. *Canadian Geotechnical Journal*, 68-86.
- Leps, T. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1159-1170.
- Lindquist, E. (1994). The Strength and deformation properties of mélange. *Tesis Doctoral. Universidad de California, Berkeley*, 264.
- Lindquist, E., & Goodman, R. (1994). Strength and deformation properties of a physical model. *Proceedings of the first North American rock mechanics conference* (págs. 843-850). Róterdam: Balkema.
- Marachi, D., Chan, C., & Seed, H. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95-114.
- Marsal, R. (1967). Large scale testing of rockfill materials. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, 26-43.
- Marsal, R. (1980). *Contribución a la mecánica de medios granulares*. México D. F.: Comisión Federal de Electricidad.
- Medley, E. (1994). The Engineering Characterization of Melanges and Similar Block in Matrix Rocks (BIMRock's). *Tesis Doctoral. Universidad de California, Berkeley*, 175.
- Medley, E. (1997). Uncertainty in estimates of block volumetric proportions in melange bimrocks. *Proceedings International Association of Engineering Geologists*. Atenas: Grecia.
- Murphy, D. (1970). Soils and rocks: composition, confining level and strength. *PhD Dissertation, Duke University*.
- Ovalle, C., Linero, S., Dano, C., Bard, E., Hicher, P., & Osses, R. (2020). Data compilation from large drained compression triaxial tests on coarse crushable rockfill materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146.

- Pellegrino, A. (1965). Geotechnical Properties of Coarse-Grained Soils. *Landslides and Engineered Slopes*, 87-91.
- Ramos-Cañón, A., Castro-Malaver, L., Padilla-Bello, N., & Vega-Posada, C. (2020). Incertidumbre en la determinación del Porcentaje Volumétrico de Bloques de BIMrocks/BIMsoil a partir de información unidimensional. *Boletín de Geología*, 69-80.
- Raymond, L., & Terranova, T. (1984). The Melange Problem-A Review. *Geological Society of America Special Paper*, 1-5.
- Riedmuller, G., Brosch, F., Klima, K., & Medley, E. (2001). Engineering geological characterization of brittle faults and classification of fault rocks. *Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling*, 13-19.
- Shin, H., & Santamarina, J. (2013). The role of particle angularity on the mechanical behavior of granular mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 353-355.
- Shuan, L. (2011). Investigación de la matriz en las gravas del Perú, modelo grava de Ventanilla. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Siddiqi, F. (1984). Strength evaluation of cohesionless soils with oversize particles. *PhD Thesis*, University of California Davis, USA.
- Sonmez, H., Gokceoglu, C., Medley, E., Tuncay, E., & Nefeslioglu, H. (2006). Estimating the uniaxial compressive strength of a volcanic bimrock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 554-561.
- Sonmez, H., Kasapoglu, K., Coskun, A., Tunusluoglu, C., Medley, E., & Zimmerman, R. (2009). A conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimrocks. *Proc. The Regional Symposium of The International Society for Rock Mechanics* (págs. 357-360). Dubrovnik, Croatia: EUROCK.
- Sonmez, H., Tuncay, E., & Gökçeoğlu, C. (2004). Models to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity for Ankara agglomerates. *International Journal Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5), 717-729.

- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: Wiley.
- Tuitz, C., Exner, U., Frehner, M., & Grasmann, B. (2012). The impact of ellipsoidal particle shape on pebble breakage in gravel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70-79.
- Uhle, R. (1986). A statistical analysis of rockfill data-shear strength and deformation parameters with respect to particle size. *Msc. Thesis, Colorado State University*.
- Varadarajan, A., Sharma, K., Abbas, S., & Dhawan, K. (2006). The role of nature of particles on the behaviour of rockfill materials. *Soils and Foundations*, 569-584.
- Verdugo, R., & De la Hoz, K. (2006). Caracterización Geomecánica de Suelos Granulares Gruesos. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 6(2), 199.
- Zhang, Z., Sheng, Q., Fu, X., Zhou, Y., Huang, J., & Du, Y. (2019). An approach to predicting the shear strength of soil-rock mixture based on rock block proportion. *Bulletin of engineering Geology and the Environment*, 15.
- Zhou, Z., Yang, H., Wang, X., & Liu, B. (2016). Model Development and Experimental Verification for Permeability Coefficient of Soil-Rock Mixture. *International Journey of Geomechanics*, 111-121.



ÍNDICE DE ANEXOS

- A. **ÁNGULO DE FRICCIÓN, COHESIÓN Y UCS A PARTIR DE LAS ECUACIONES DE KALENDER *ET AL* (2014)**
- B. **ÁNGULO DE FRICCIÓN, COHESIÓN Y UCS CALCULADOS CON ECUACIONES CALIBRADAS**
- C. **ÁNGULO DE FRICCIÓN MÁXIMO**



A. ÁNGULO DE FRICCIÓN, COHESIÓN Y UCS A PARTIR DE LAS ECUACIONES DE KALENDER *ET AL* (2014)

Tabla A.2. Ensayos de laboratorio.

Muestra	Proporción de bloques (%)	ϕ matriz (°)	α (°)	ϕ muestra (°)	ϕ tesis	A	UCS matriz (MPa)	UCS muestra (MPa)	c muestra (kPa) calculado	c muestra (kPa) tesis
A1	85	33,6	25	25,14	43,0	10	0,020	0,006	1,69	14,81
	70	33,6	25	25,33	41,0	10	0,020	0,011	2,87	15,52
	65	33,6	25	25,48	40,0	10	0,020	0,012	3,16	16,49
A2	85	33,2	25	25,14	46,8	10	0,020	0,006	1,69	7,76
	75	33,2	25	25,22	43,8	10	0,020	0,010	2,52	22,31
	65	33,2	25	25,46	42,8	10	0,020	0,012	3,17	14,55
A3	85	34,0	25	25,15	40,8	10	0,020	0,006	1,69	15,69
	75	34,0	25	25,25	39,4	10	0,020	0,010	2,52	14,81
	65	34,0	25	25,50	39,0	10	0,020	0,012	3,16	15,68
A4	85	27,2	25	25,04	41,7	10	0,020	0,006	1,70	13,58
	75	27,2	25	25,06	37,0	10	0,200	0,010	2,54	22,31
	70	27,2	25	25,08	39,9	10	0,200	0,011	2,89	16,49
A5	85	24,1	25	24,99	43,5	10	0,020	0,006	1,70	2,00
	75	24,1	25	24,98	43,4	10	0,020	0,010	2,55	7,00
	65	24,1	25	24,95	40,3	10	0,020	0,012	3,22	6,00
B1	40	30,0	25	27,00	33,2	10	0,020	0,017	4,05	0,00
	20	30,0	25	29,24	32,6	10	0,020	0,019	4,17	1,00

Tabla A.2. Ensayos *in situ*.

Referencia	Muestra	Proporción de bloques (%)	ϕ matriz (°)	α (°)	ϕ muestra calculado (°)	ϕ ensayo	A	UCS matriz (MPa)	UCS muestra (MPa)	c muestra (MPa) calculado	c muestra (MPa) ensayo
Verdugo, 2013	Grava de Tobalaba 22% arena + 6% finos	72	34	30	29,27	45,0	10	0,02	0,011	0,002	0,000
	Aluvional Puente Alto 32% arena + 32% finos	34	30	30	30,00	27,0	10	0,02	0,017	0,003	0,117
Sfriso, 2004	Gravas de Stgo	70	40	30	28,00	31,0	10	0,02	0,011	0,002	0,030
		70	40	30	28,00	31,0	10	0,02	0,011	0,002	0,055
	Finos del Norte y cono de deyección	35	25	30	27,80	53,0	10	0,02	0,017	0,004	0,012
		35	25	30	27,80	45,0	10	0,02	0,017	0,004	0,020
		35	25	30	27,80	53,0	10	0,02	0,017	0,004	0,021
		35	25	30	27,80	45,0	10	0,02	0,017	0,004	0,035
Coll, 2017	60	30	35	35,85	39,0	50	0,02	0,016	0,002	0,038	
Osos 2020	ER1	40	32	30	30,54	35,0	10	0,02	0,016	0,003	0,039
	ER2	60	36	30	29,22	40,0	10	0,02	0,013	0,003	0,041
	ER3	50	32	30	30,03	37,0	10	0,02	0,015	0,003	0,058
	ER4	60	37	30	29,07	40,0	10	0,02	0,013	0,003	0,039
	ER5	45	35	30	30,60	37,0	10	0,02	0,015	0,003	0,058
	ER6	40	33	30	30,80	34,0	10	0,02	0,016	0,003	0,014
	ER7	45	38	30	30,89	39,9	10	0,02	0,015	0,003	0,053
	ER8	55	38	30	29,34	40,0	10	0,02	0,014	0,003	0,019
	ER9	65	40	30	28,22	43,5	10	0,02	0,012	0,002	0,026
	ER10	40	34	30	31,06	35,0	10	0,02	0,016	0,003	0,009
	ER11	60	37	30	29,07	40,0	10	0,02	0,013	0,003	0,019
	ER12	65	44	30	27,29	48,0	10	0,02	0,012	0,003	0,039
	ER13	60	40	30	28,56	42,0	10	0,02	0,013	0,003	0,062
	ER14	55	35	30	29,64	37,5	10	0,02	0,014	0,003	0,035
	ER15	40	32	30	30,54	36,0	10	0,02	0,016	0,003	0,039
	ER16	50	42	30	29,83	43,0	10	0,02	0,015	0,003	0,046

ER17	40	37	30	31,81	39,5	10	0,02	0,016	0,003	0,039
ER18	65	42	30	27,77	48,5	10	0,02	0,012	0,002	0,049
Verdugo y De la Hoz 2006	75	20	30	31,40	26,4	10	0,02	0,009	0,002	0,117



B. ÁNGULO DE FRICCIÓN, COHESIÓN Y UCS CALCULADOS CON ECUACIONES CALIBRADAS

Tabla B.1. Ensayos de laboratorio

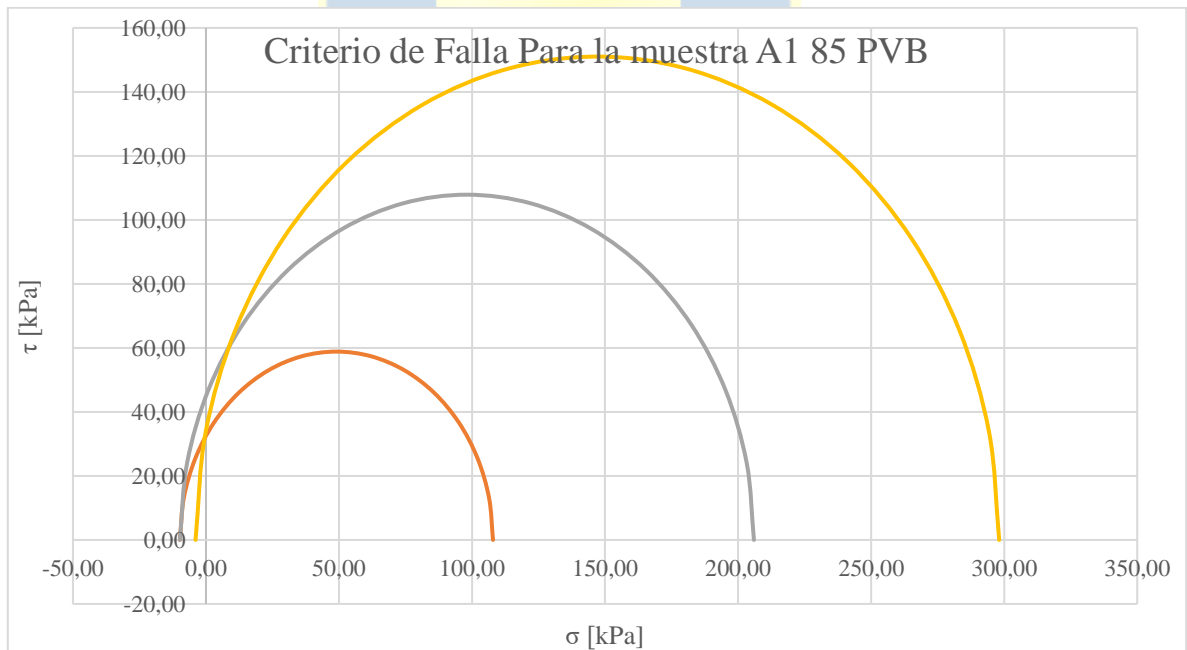
Referencia	Muestra	Proporción de bloques (%)	ϕ	α (°)	ϕ	ϕ tesis	A	UCS matriz (MPa)	UCS muestra (MPa)	c	c muestra (kPa) tesis
			matriz (°)		muestra (°)	calculado					
Shuan 2011	A1	85	33,6	25	33,64	43,0	10	0,02	0,006	15,24	14,55
		70	33,6	25	32,33	41,0	10	0,02	0,011	22,66	15,52
		65	33,6	25	31,98	40,0	10	0,02	0,012	23,67	16,49
	A2	85	33,2	25	33,64	46,8	10	0,02	0,006	15,25	7,76
		75	33,2	25	32,72	43,8	10	0,02	0,010	20,96	22,31
		65	33,2	25	31,96	42,8	10	0,02	0,012	23,70	14,55
	A3	85	34,0	25	33,65	40,8	10	0,02	0,006	15,24	15,69
		75	34,0	25	32,75	39,4	10	0,02	0,010	20,94	14,80
		65	34,0	25	32,00	39,0	10	0,02	0,012	23,65	15,68
	A4	85	27,2	25	33,54	41,7	10	0,02	0,006	15,31	13,58
		75	27,2	25	32,56	37,0	10	0,02	0,010	21,10	22,31
		70	27,2	25	32,08	39,9	10	0,02	0,011	22,90	16,49
	A5	85	24,1	25	33,49	43,5	10	0,02	0,006	15,35	1,94
		75	24,1	25	32,48	43,4	10	0,02	0,010	21,18	6,79
	B1	40	30,0	25	31,00	33,2	10	0,02	0,017	20,41	0,00
20		30,0	25	31,26	32,6	10	0,02	0,019	11,26	0,97	

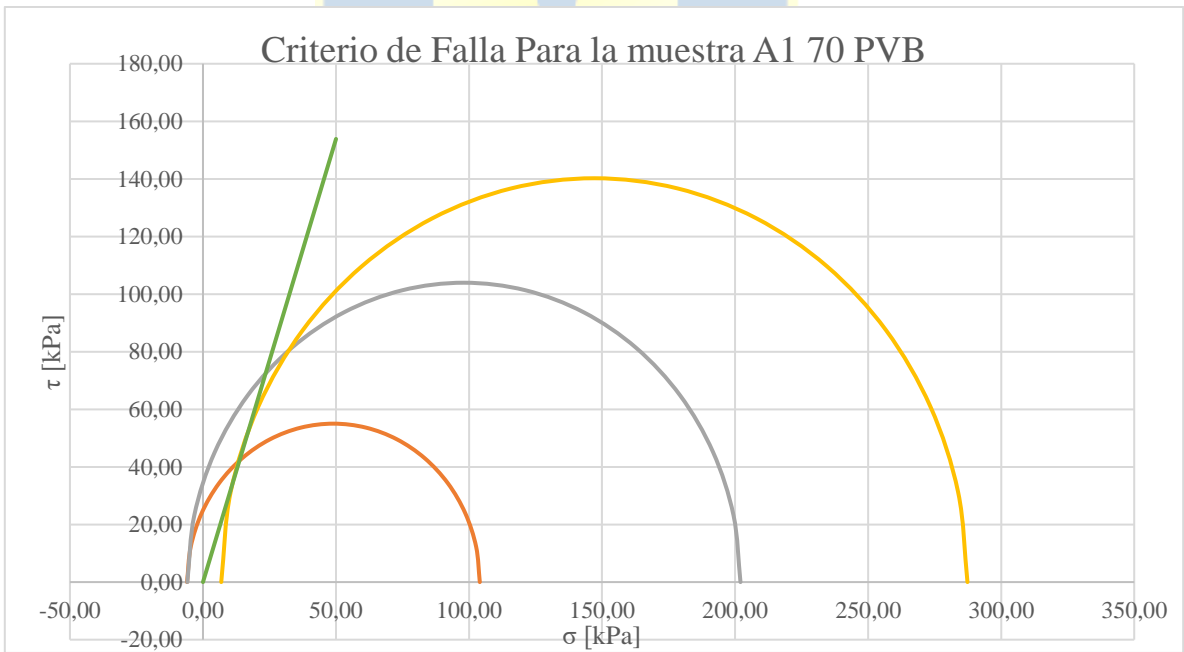
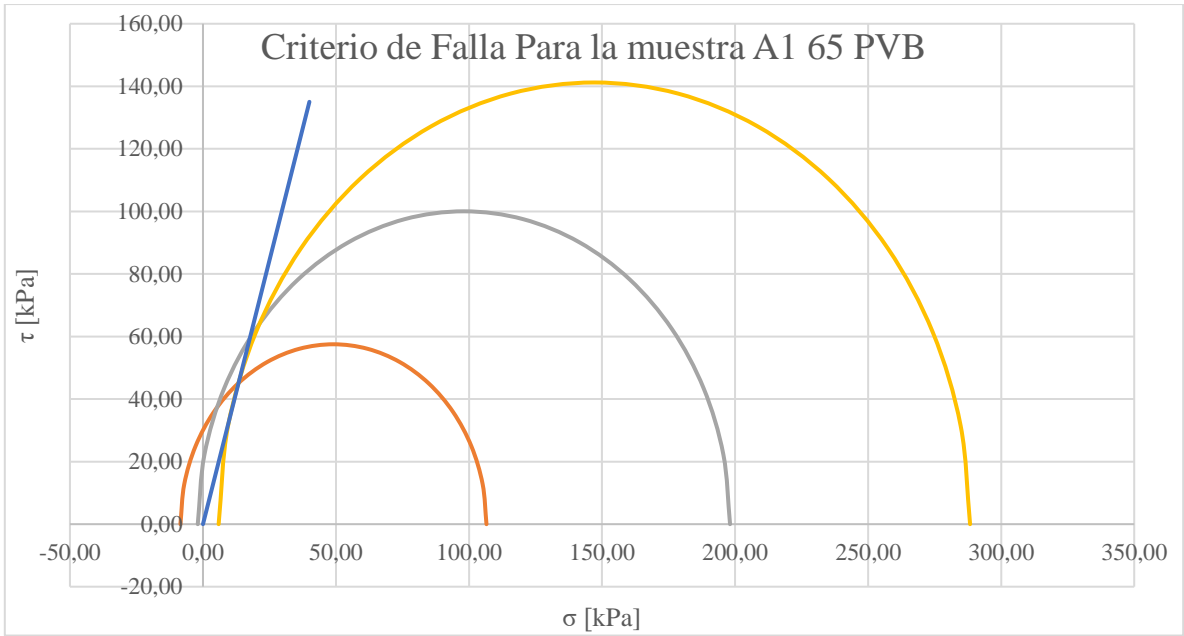
Tabla B.2. Ensayos *in situ*.

Referencia	Muestra	Proporción de bloques (%)	ϕ matriz (°)	α (°)	ϕ muestra calculado (°)	ϕ ensayo	A	UCS matriz (MPa)	UCS muestra (MPa)	c muestra (MPa) calculado	c muestra (MPa) ensayo
Verdugo, 2013	Grava de Tobalaba 22% arena + 6% finos	72	34	30	44,4	45,0	10	0,02	0,010	0,02225	0,00000
	Aluvional Puente Alto 32% arena + 32% finos	34	20	30	33,4	27,0	10	0,02	0,017	0,03798	0,11768
Sfriso, 2004	Gravas de Stgo	70	25	30	45,5	31,0	10	0,02	0,011	0,023	0,030
		70	25	30	45,5	31,0	10	0,02	0,011	0,023	0,055
Coll, 2017		60	30	35	48,8	46,0	50	0,02	0,016	0,033	0,038
Osores 2020	ER1	40	32	30	39,8	35,0	10	0,02	0,016	0,035	0,039
	ER2	60	36	30	42,2	40,0	10	0,02	0,013	0,028	0,041
	ER3	50	32	30	41,2	37,0	10	0,02	0,015	0,032	0,058
	ER4	60	37	30	42,0	40,0	10	0,02	0,013	0,028	0,039
	ER5	45	35	30	40,8	37,0	10	0,02	0,015	0,034	0,058
	ER6	40	33	30	40,1	34,0	10	0,02	0,016	0,035	0,014
	ER7	45	38	30	41,1	39,9	10	0,02	0,015	0,033	0,053
	ER8	55	38	30	41,4	40,0	10	0,02	0,014	0,030	0,019
	ER9	65	40	30	42,1	43,5	10	0,02	0,012	0,026	0,026
	ER10	40	34	30	40,4	35,0	10	0,02	0,016	0,035	0,009
	ER11	60	37	30	42,0	40,0	10	0,02	0,013	0,028	0,019
	ER12	65	44	30	41,1	48,0	10	0,02	0,012	0,026	0,039
	ER13	60	40	30	41,5	42,0	10	0,02	0,013	0,028	0,062
	ER14	55	35	30	41,7	37,5	10	0,02	0,014	0,030	0,035
	ER15	40	32	30	39,8	36,0	10	0,02	0,016	0,035	0,039
	ER16	50	42	30	40,9	43,0	10	0,02	0,015	0,032	0,046
	ER17	40	37	30	41,1	39,5	10	0,02	0,016	0,035	0,039
	ER18	65	42	30	41,6	48,5	10	0,02	0,012	0,026	0,049
Verdugo y De la Hoz 2006		75	20	25	41,1	26,4	10	0,02	0,009	0,020	0,117

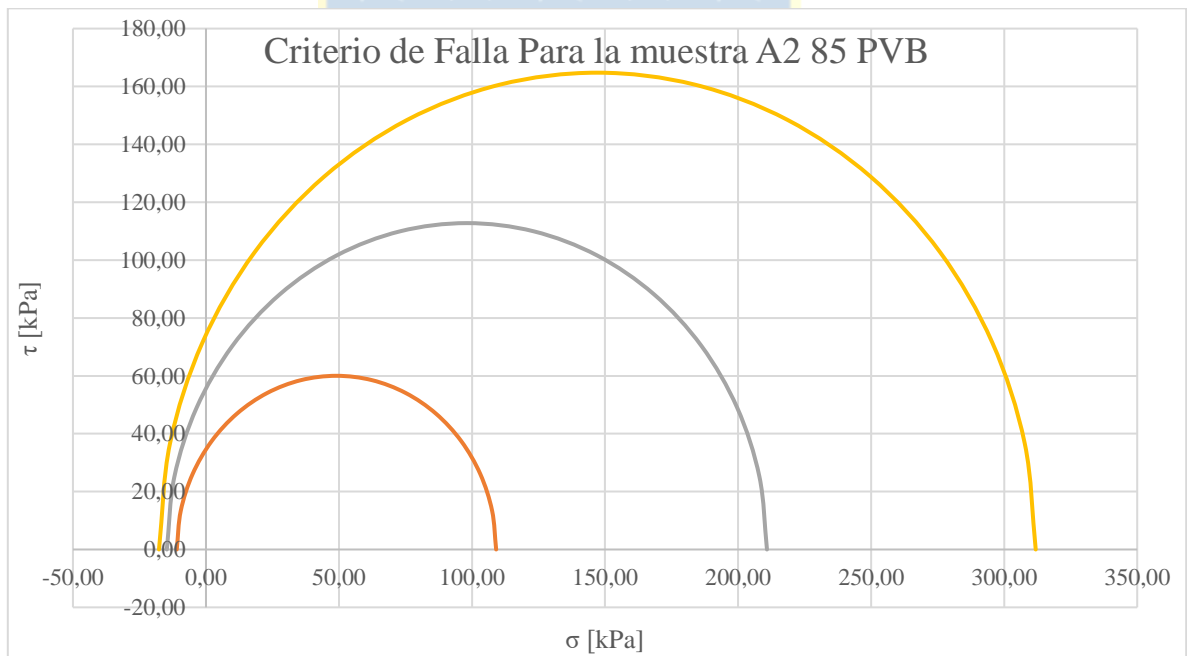
C. ÁNGULO DE FRICCIÓN MÁXIMO

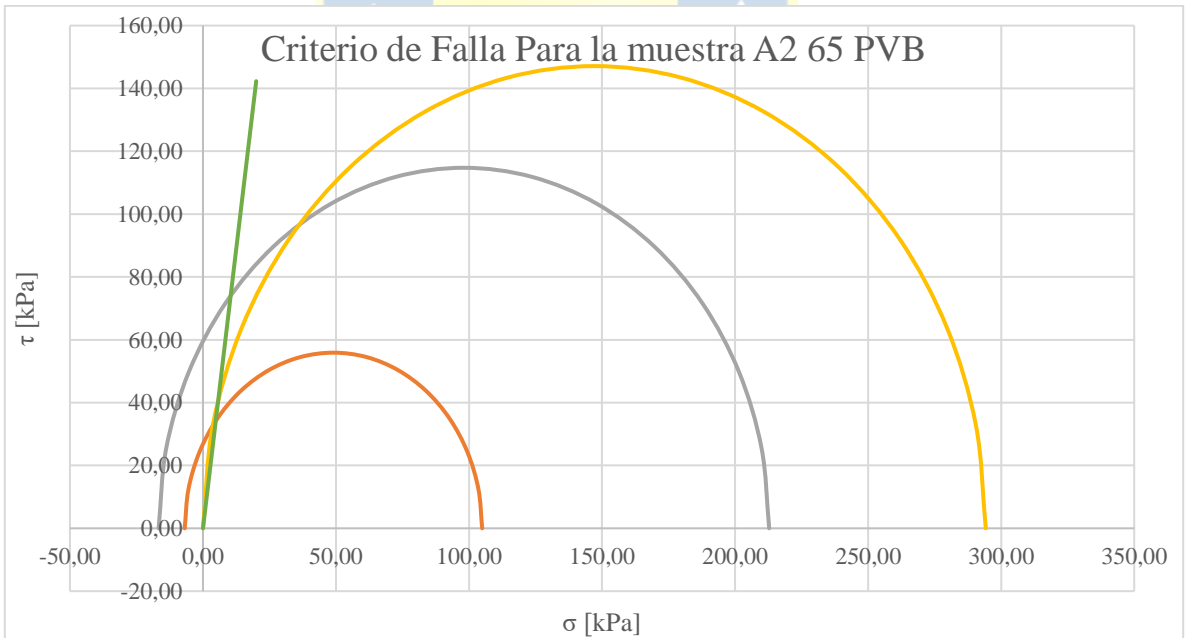
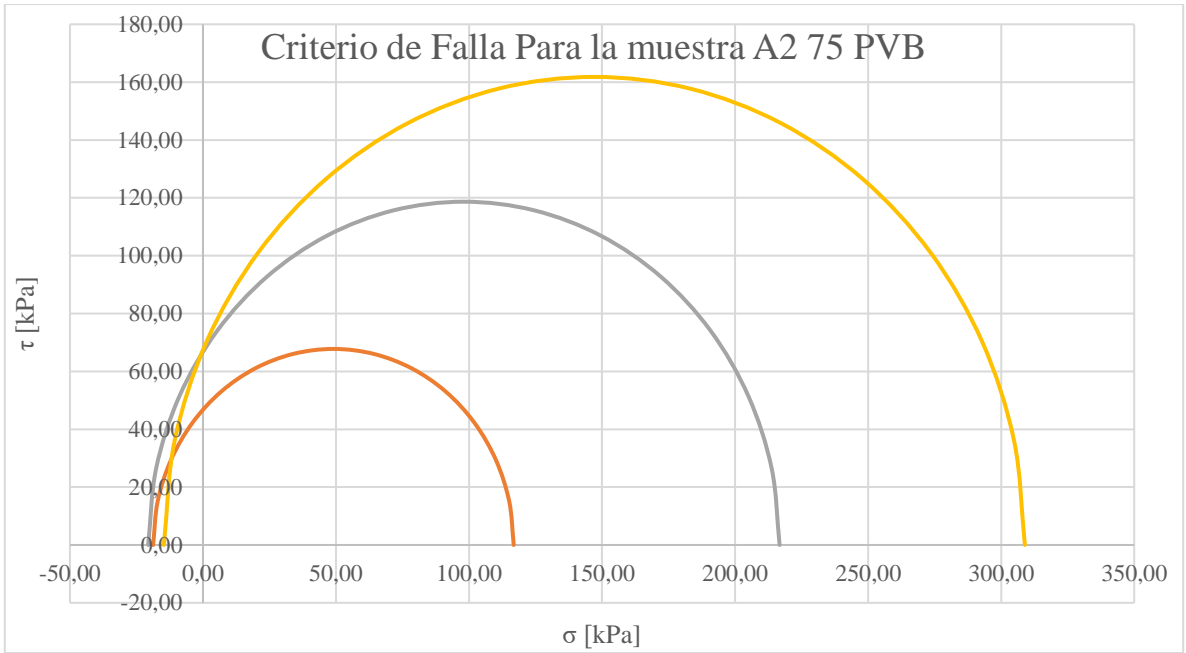
Muestra	Stress principal [kPa]			
	σ_1	σ_3	Radio	Centro
MA1	107,88	-9,81	58,84	49,03
	205,94	-9,81	107,88	98,07
	298,13	-3,93	151,03	147,10
MA1	104,05	-5,98	55,02	49,03
	202,02	-5,88	103,95	98,07
	287,34	6,86	140,24	147,10
MA1	106,55	-8,48	57,52	49,03
	198,10	-1,96	100,03	98,07
	288,32	5,88	141,22	147,10
Matriz	90,22	7,84	41,19	49,03
	170,64	25,50	72,57	98,07
	254,00	40,20	106,90	147,10



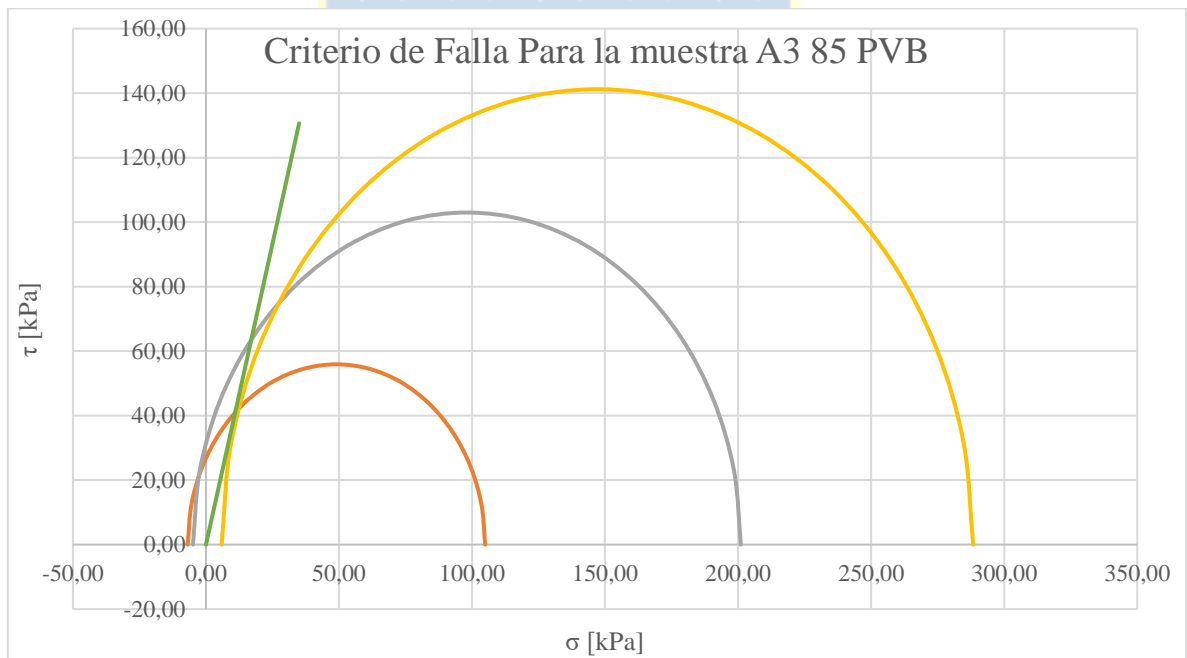


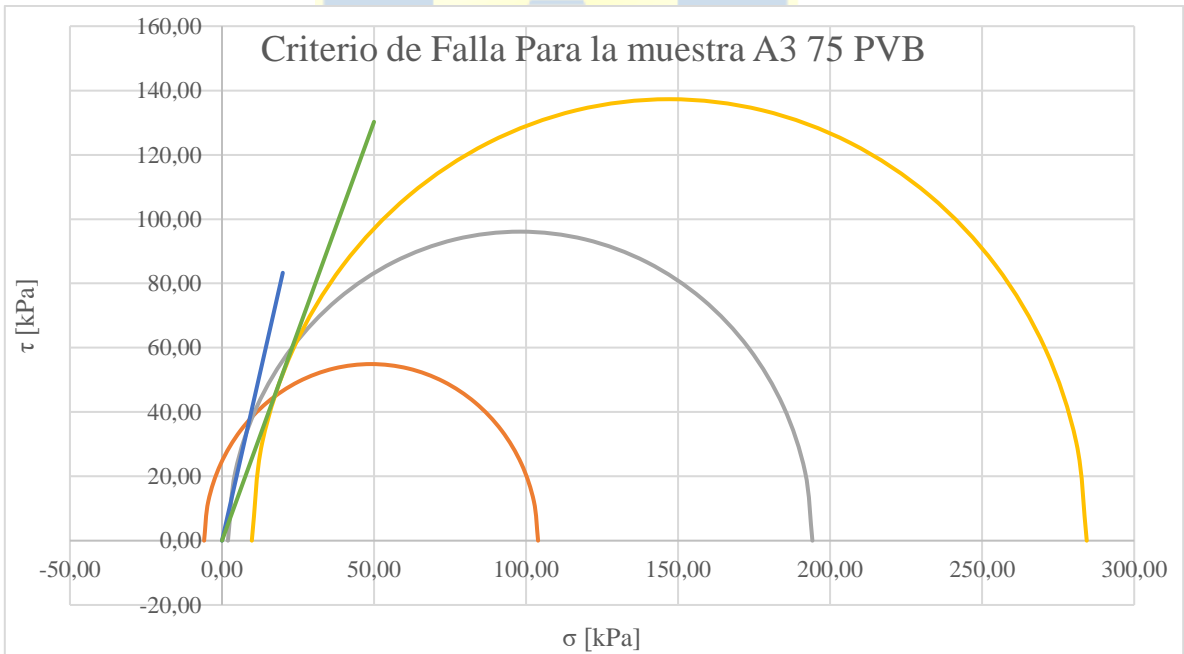
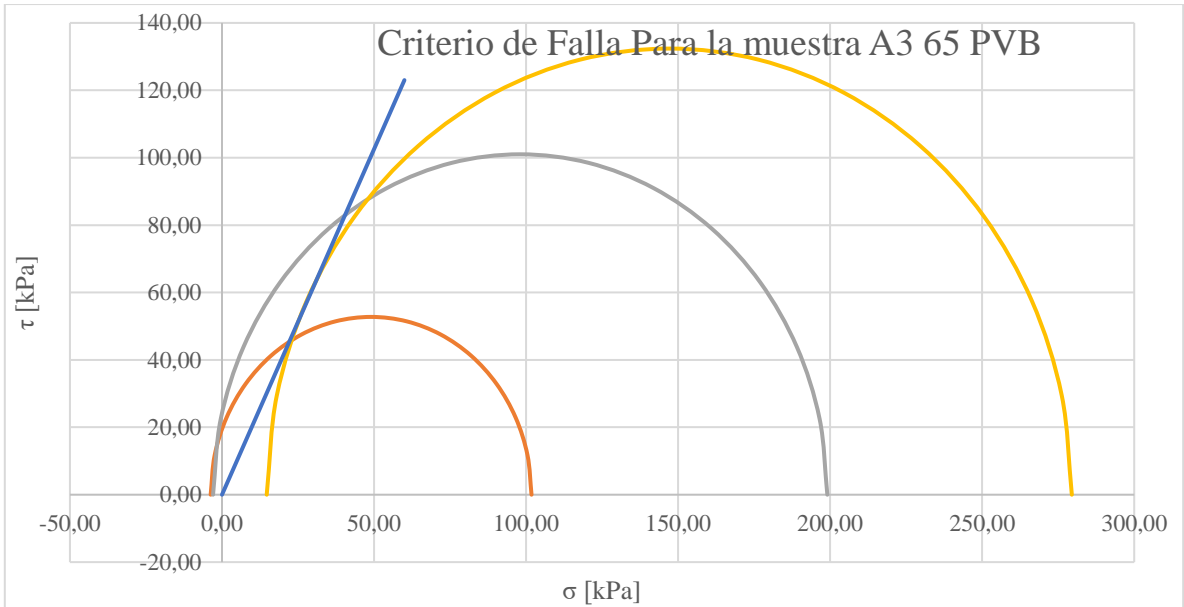
Stress principal [kPa]				
Muestra	σ_1	σ_3	Radio	Centro
A2	109,05	-10,99	60,02	49,03
	210,85	-14,71	112,78	98,07
	311,86	-17,66	164,76	147,10
A2	116,80	-18,73	67,76	49,03
	216,73	-20,59	118,66	98,07
	308,91	-14,71	161,81	147,10
A2	104,93	-6,87	55,90	49,03
	212,81	-16,67	114,74	98,07
	294,21	0,00	147,11	147,10
Matriz	102,97	-4,91	53,94	49,03
	185,35	10,78	87,28	98,07
	267,73	26,47	120,63	147,10



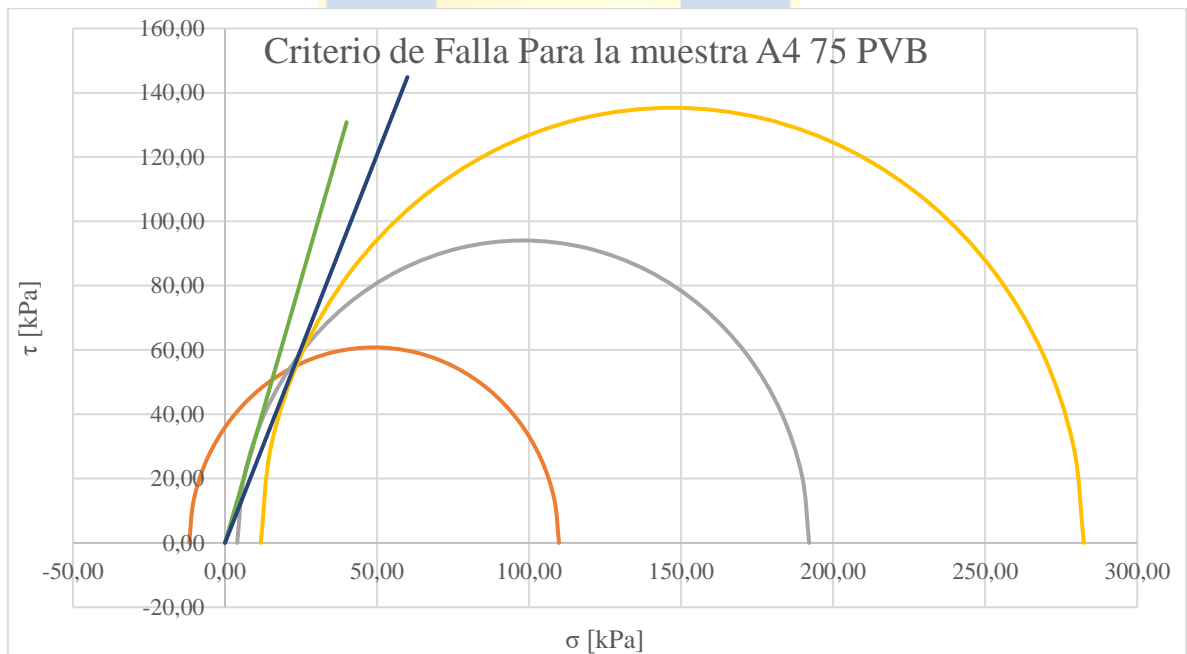


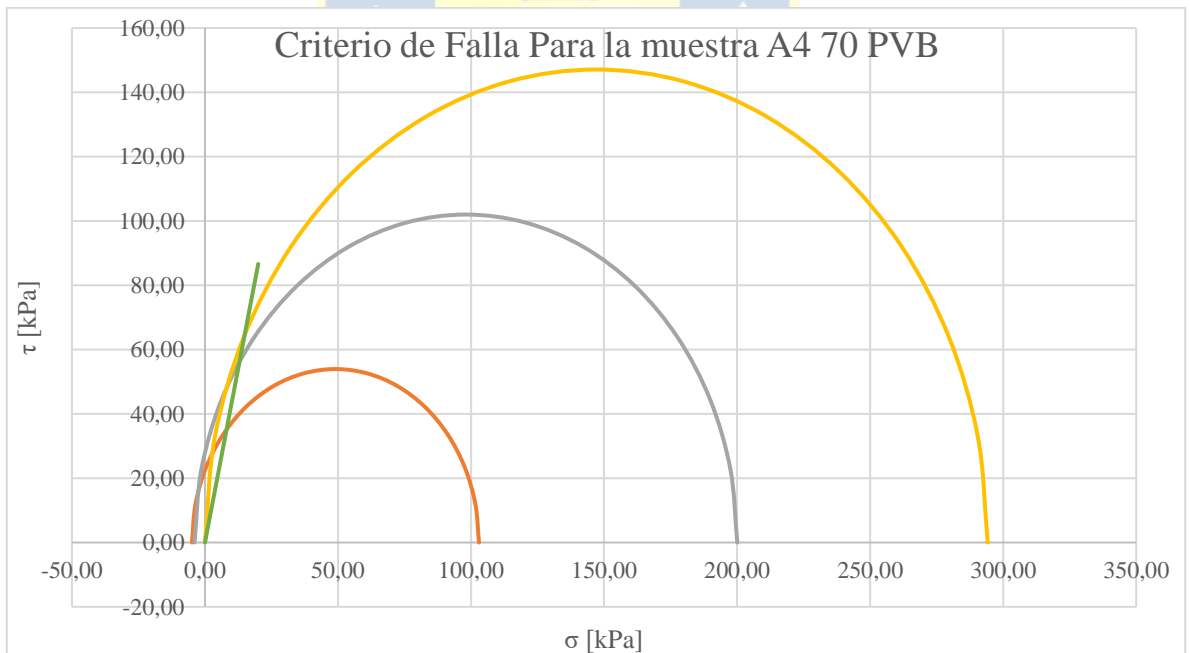
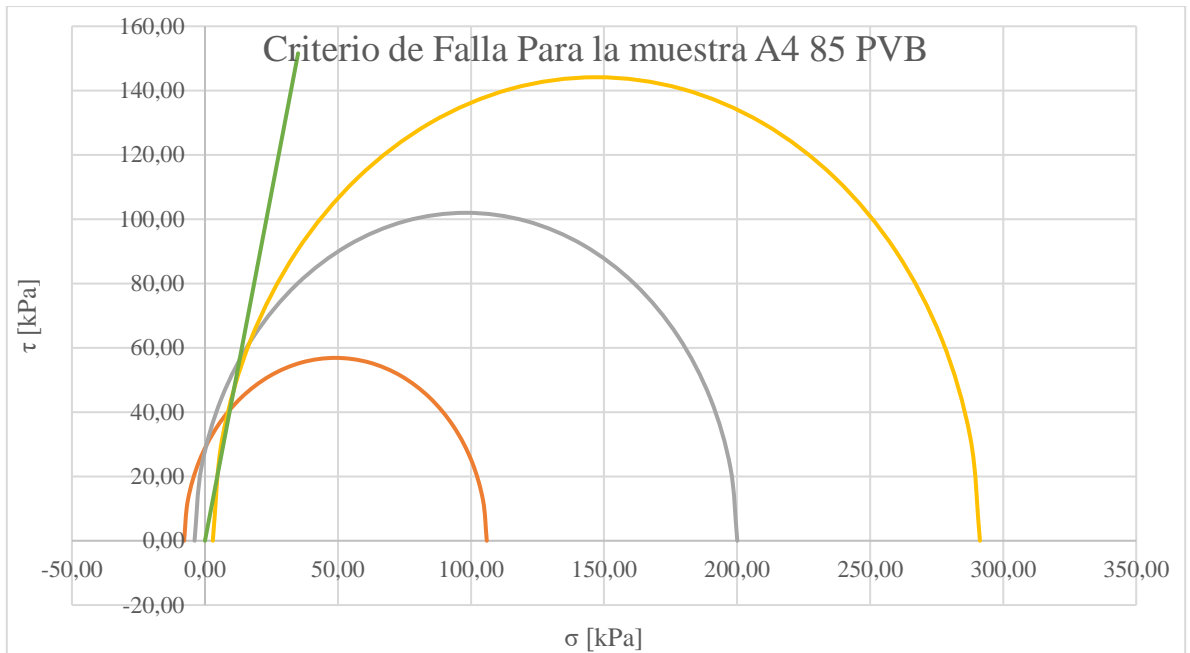
Stres principal [kg/cm ²]				
Muestra	σ_1	σ_3	Radio	Centro
MA3	104.93	-6.87	55.90	49.03
	201.04	-4.91	102.97	98.07
	288.32	5.88	141.22	147.10
MA3	103.95	-5.88	54.92	49.03
	194.17	1.96	96.11	98.07
	284.39	9.81	137.29	147.10
MA3	101.79	-3.73	52.76	49.03
	199.08	-2.94	101.01	98.07
	279.49	14.71	132.39	147.10
matriz	102.97	-4.91	53.94	49.03
	185.35	10.78	87.28	98.07
	267.73	26.47	120.63	147.10



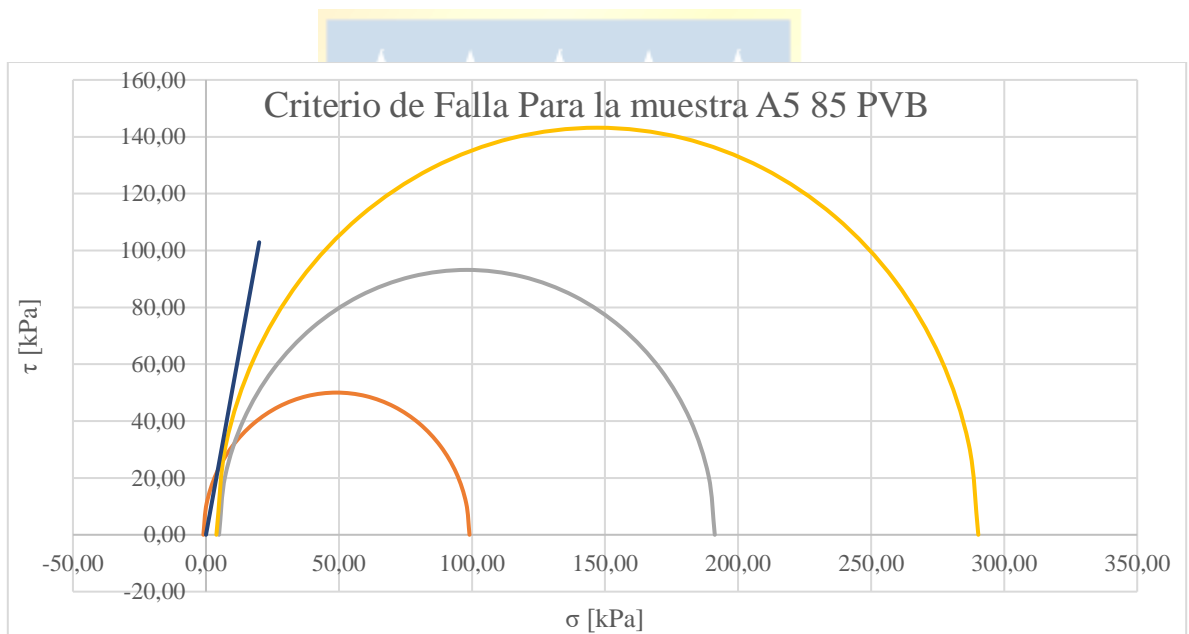


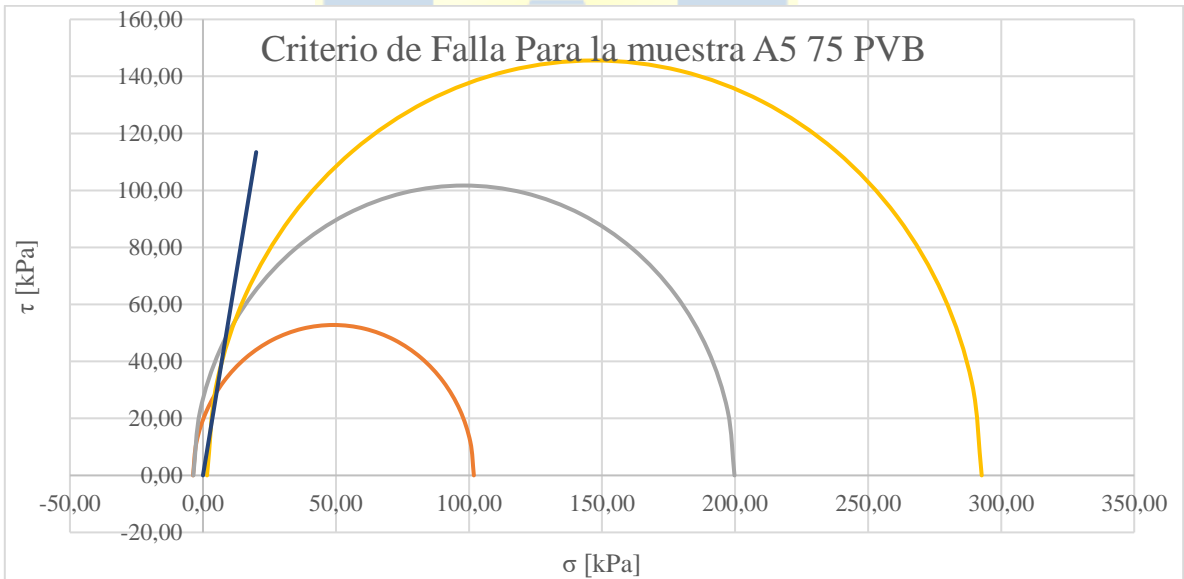
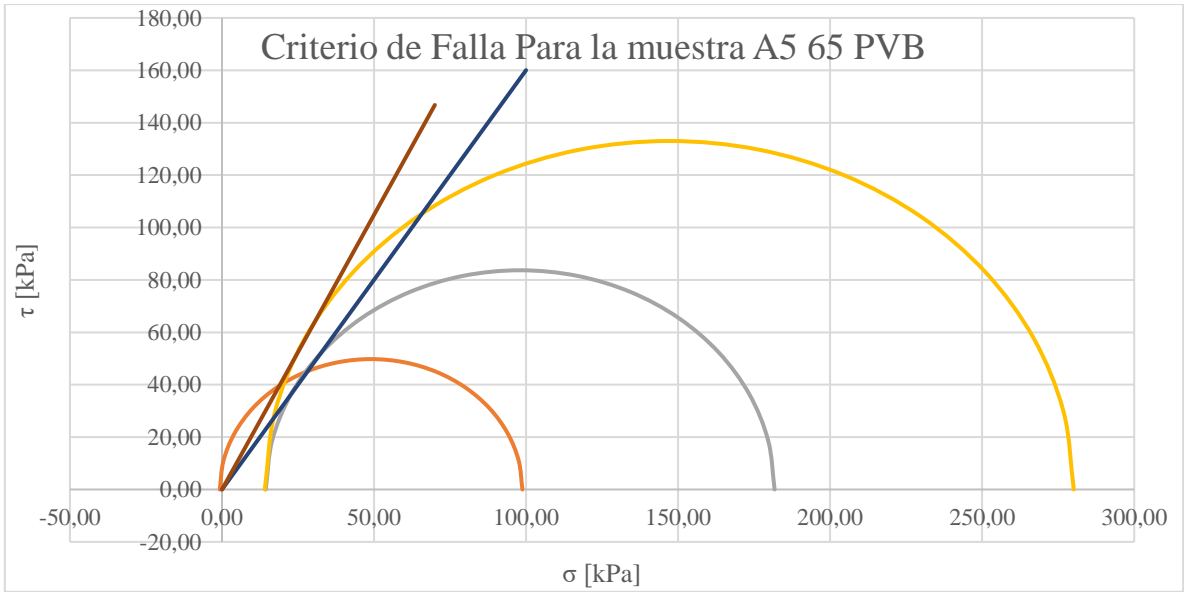
Muestra	Stress principal [kPa]			
	σ_1	σ_3	Radio	Centro
A4	105,91	-7,85	56,88	49,03
	200,06	-3,93	101,99	98,07
	291,26	2,94	144,16	147,10
A4	109,84	-11,77	60,80	49,03
	192,11	4,02	94,05	98,07
	282,43	11,77	135,33	147,10
A41	106,89	-8,83	57,86	49,03
	197,12	-0,98	99,05	98,07
	286,36	7,84	139,26	147,10
Matriz	82,38	15,69	33,34	49,03
	157,89	38,24	59,82	98,07
	231,44	62,76	84,34	147,10





Muestra	Stress principal [kPa]			
	σ_1	σ_3	Radio	Centro
A5	99,05	-0,98	50,02	49,03
	191,23	4,90	93,17	98,07
	290,28	3,92	143,18	147,10
A5	101,81	-3,75	52,78	49,03
	199,76	-3,63	101,70	98,07
	292,68	1,52	145,58	147,10
A5	98,80	-0,74	49,77	49,03
	181,74	14,40	83,67	98,07
	280,12	14,08	133,02	147,10
Matriz	86,30	11,76	37,27	49,03
	159,85	36,29	61,78	98,07
	227,52	66,68	80,42	147,10





Muestra	Stress Principal [kPa]			
	σ_1	σ_3	Radio	Centro
B1	81,40	16,67	32,36	49,03
	162,79	33,34	64,73	98,07
	243,21	50,99	96,11	147,10
B1	81,40	16,67	32,36	49,03
	161,81	34,32	63,75	98,07
	242,23	51,97	95,13	147,10

