

**METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS  
CRITERIOS DE FALLA EN ROCAS COLOMBIANAS**

**FERNANDO PAVA SAAVEDRA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-QUÍMICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA DE PETRÓLEOS  
BUCARAMANGA**

**2013**

**METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS  
CRITERIOS DE FALLA EN ROCAS COLOMBIANAS**

**FERNANDO PAVA SAAVEDRA**

*Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de:*  
**INGENIERO DE PETRÓLEOS**

*Director*

**M.Sc. Hebenly Celis Leguizamo**

*Codirectores*

**M.Sc. Jenny Mabel Carvajal Jiménez**

**Ing. Hernán Dario Mantilla Hernández**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-QUÍMICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA DE PETRÓLEOS  
BUCARAMANGA**

**2013**

## **AGRADECIMIENTOS**

Expreso mis más sinceros agradecimientos a:

M.Sc. Hebenly Celis Leguizamo directora de la escuela de ingeniería civil (Universidad Industrial de Santander) y directora de este proyecto de investigación; por el tiempo, orientación, dedicación, exigencia y respaldo continuo.

M.Sc. Jenny Mabel Carvajal Jiménez y al Ingeniero Hernán Dario Mantilla Hernández; codirectores de este trabajo, por su compromiso, acompañamiento y total disposición.

A todo el personal del Laboratorio de Mecánica de Rocas del Instituto Colombiano del Petróleo; por su indispensable colaboración y apoyo durante el desarrollo de esta investigación, en especial al ingeniero Luis Fernando Ramírez Silva por ser un guía fundamental en el transcurso de este proceso. También a los Ingenieros Reinel Corzo Rueda, Yair Andres Quintero Peña y Alexander Martínez Ramírez, por su seguimiento, confianza, sugerencias y completo apoyo.

Al Grupo de Investigación Estabilidad de Pozo (GIEP) de la Universidad Industrial de Santander, por generar espacios y oportunidades de investigación, desarrollo y progreso; en especial a la Doctora Zuly Himelda Calderón Carrillo por su aporte, críticas constructivas, recomendaciones, profesionalismo y excelente calidad humana.

A la Universidad Industrial de Santander, la Escuela de Ingeniería de Petróleos y sus docentes por la formación ética y profesional de los estudiantes.

## DEDICATORIA

A Dios, primero que todo, por las bendiciones recibidas, por ser la guía espiritual, por iluminar mis caminos, cuidarme en los momentos difíciles, a él toda la gloria.

A mis padres y hermano, por su amor inmenso e incondicional, su comprensión, por ayudarme a ser la persona que soy, gracias por su apoyo y dedicación; sus consejos y sabias palabras hacen que éste camino sea más fácil de recorrer. Los amo y estaré agradecido con ellos todos los días de mi vida.

A todas las personas cercanas y familiares, los cuales fueron un gran apoyo y me brindaron su confianza, gracias por creer en mí, por el tiempo, paciencia y los buenos momentos vividos.

A mis amigos y compañeros: Luis Arturo G, Gonzalo P, Cesar M, Carlos G, Wilmer N, y algunos que se me escapan pero que se merecen mis agradecimientos por ser excelentes personas y convertirse en un apoyo incondicional durante todo este proceso de formación.

*Fernando Pava Saavedra*

## TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	18
<b>1. MECANISMOS DE FALLA.....</b>	<b>20</b>
1.1 CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN.....	21
1.1.1 Efecto de la presión de confinamiento.....	22
1.1.2 Falla bajo esfuerzos poliaxiales.....	23
1.2 CRITERIOS DE FALLA.....	24
1.2.1 Criterio de Falla de Mohr – Coulomb (CFMC).....	25
1.2.2 Criterio de Falla de Hoek - Brown.....	31
1.2.3 Criterio de Falla de Yudhbir.....	48
1.2.4 Criterio de Falla de Ramamurthy.....	49
1.2.5 Criterio de Falla de Kalamaras y Bieniawski.....	51
1.2.6 Criterio de Falla de Sheorey.....	52
1.2.7 Criterio de Falla de Yoshida.....	53
1.2.8 Criterio de Falla de Papantonopoulos y Atmatzidis.....	53
1.2.9 Criterio de Falla de Barton-Bandis.....	54
1.2.10 Criterio de Falla de Wang Chuan-Zhi.....	56
1.2.11 Criterio de Falla de Tresca.....	57
1.2.12 Clasificación Geomecánica RMR (Rock Mass Rating).....	58
1.2.13 Clasificación SRM (Slope Mass Rating).....	62
1.2.14 Criterio de Falla de Drucker – Prager (CFDP).....	66
1.2.15 Nueva familia de modelos de plasticidad.....	70
1.2.16 Criterio Lade – Duncan.....	71

1.2.17 Criterio Modificado de Lade.....	72
1.2.18 Criterio Modificado de Wiebols y Cook.....	74
1.2.19 Criterio Empírico de Mogi (1967).....	76
1.2.20 Criterio Empírico de Mogi (1971).....	77
1.2.21 Criterio de Falla Tensil.....	77
1.2.22 Criterio de Griffith .....	78
<b>2. ANÁLISIS DE LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS COLOMBIANAS.....</b>	<b>81</b>
2.2 FORMACIÓN MIRADOR.....	82
2.3 FORMACIÓN BARCO.....	83
2.4 FORMACIÓN MUGROSA.....	84
2.5 FORMACIÓN TAMBOR.....	85
2.6 FORMACIÓN LOS CUERVOS.....	85
2.7 FORMACIÓN CARBONERA.....	86
2.7.1 Miembro C8.....	86
2.7.2 Miembro C7.....	86
2.7.3 Miembro C6.....	86
2.7.4 Miembro C5.....	86
2.7.5 Miembro C4.....	86
2.7.6 Miembro C3.....	87
2.7.7 Miembro C2.....	87
2.7.8 Miembro C1.....	87
2.8 FORMACIÓN TETUÁN.....	87
<b>3. METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS CRITERIOS DE FALLA.....</b>	<b>88</b>

3.1 SELECCIÓN DEL CRITERIO SEGÚN EL TIPO DE FALLA.....	89
3.2 SELECCIÓN DEL CRITERIO SEGÚN EL TIPO DE PRUEBA.....	91
3.3 EVALUCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS.....	94
3.4 EVALUCIÓN DE LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS CRITERIOS DE FALLA CON LOS DATOS EXPERIMENTALES.....	97
<b>4. APLICACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA.....</b>	<b>103</b>
4.1 SELECCIÓN DEL CRITERIO SEGÚN EL TIPO DE FALLA.....	103
4.2 SELECCIÓN DEL CRITERIO SEGÚN EL TIPO DE PRUEBA.....	104
4.3 EVALUCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS.....	106
4.4 EVALUCIÓN DE LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS CRITERIOS DE FALLA CON LOS DATOS EXPERIMENTALES.....	106
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>133</b>
RECOMENDACIONES.....	135
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	136
ANEXOS.....	139

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Estimación en terreno de la resistencia en compresión uniaxial. ....	38
Tabla 2. Valores de la constante $m_i$ de la roca intacta. ....	39
Tabla 3. Caracterización geotécnica del macizo rocoso según el grado de trabazón de los bloques o trozos de roca y la condición de las discontinuidades <sup>(a)</sup> .....	43
Tabla 4. Estimación del Índice Geológico de resistencia, GSI .....	44
Tabla 5. Valores típicos de los parámetros B en el criterio de Yudbhir.....	49
Tabla 6. Características del criterio de Yudbhir. ....	49
Tabla 7. Características del criterio de Ramamurthy. ....	50
Tabla 8. Constantes B para el criterio de Ramamurthy .....	50
Tabla 9. Características del criterio de Kalamaras y Bieniawski.....	51
Tabla 10. Descripciones de los sitios de estudio Greywacke .....	52
Tabla 11. Características del criterio de Sheorey. ....	53
Tabla 12. Características del criterio de Yoshida.....	53
Tabla 13. Características del criterio de Papantonopoulos y Atmatzidis.....	54
Tabla 14. Ángulo de fricción básico con respecto al tipo de roca. ....	56
Tabla 15. Valores de $m$ y $s$ de acuerdo al tipo de roca. ....	57
Tabla 16. Parámetros de Clasificación y sus valores.....	60
Tabla 17. Factor de ajuste por orientación de las discontinuidades.....	61
Tabla 18. Clasificación del macizo rocoso de acuerdo a su valoración. ....	61
Tabla 19. Significado de la clasificación del macizo rocoso.....	61
Tabla 20. Clasificación de las condiciones de las discontinuidades .....	61
Tabla 21. Efecto del rumbo y echado de las discontinuidades .....	62
Tabla 22. Factor de ajustes de las discontinuidades para la Clasificación SRM ..	64
Tabla 23. Factor de ajustes según el método de excavación del talud para la clasificación SMR .....	65
Tabla 24. Clases de estabilidad de acuerdo al SMR .....	66
Tabla 25. Datos experimentales de pruebas triaxiales .....	105

Tabla 26. Resultados finales de la evaluación.....	111
Tabla 27. Resultados finales de la evaluación en términos de Mohr-Coulomb....	130
Tabla 28. Cuadro comparativo entre criterios de falla.....	131
Tabla 29. Resultados finales de la evaluación.....	132

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. a) Prueba uniaxial. b) Prueba triaxial. ....	20
Figura 2. Esfuerzo vs. Deformación en una prueba de compresión uniaxial .....	21
Figura 3. Prueba triaxial: típica influencia de la presión de confinamiento en las curvas de esfuerzo diferencial contra deformación axial. ....	23
Figura 4. Superficie de falla en el espacio de los esfuerzos principales. ....	24
Figura 5. Criterio de Coulomb. ....	27
Figura 6. Criterio de M-C en el plano de los esfuerzos de corte y normal. ....	27
Figura 7. Línea de fractura en el diagrama de esfuerzos de corte y normal. ....	28
Figura 8. Inclinación máxima para el plano de falla, de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb. ....	29
Figura 9. Criterio de Mohr-Coulomb en el plano $\sigma_1$ y $\sigma_3$ . ....	30
Figura 10. Diagrama idealizado que muestra la transición desde una condición de roca intacta .....	42
Figura 11. Técnicas para estimar el coeficiente de rugosidad JRC .....	55
Figura 12. a) Tensión tangencial máxima en un ensayo de tracción. b) Tensión tangencial máxima en un estado general de tensiones .....	58
Figura 13. Envoltentes de falla de los criterios de Mohr- Coulomb, Hoek y Brown , modificado de Wiebols y Cook y los criterios circunscrito e inscrito de Drucker-Prager previstas en el plano $\pi$ .....	69
Figura 14. Comportamiento de $\alpha$ con respecto a $\mu_i$ .....	69
Figura 15 (a) Criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales. (b) En el plano $\pi$ . ....	70
Figura 16. CFMC y CFLD (a) en el espacio de los esfuerzos principales, (b) en el plano deviatorico. ....	72
Figura 17. Representación del criterio de falla tensil en el círculo de Mohr. ....	78
Figura 18. Criterio de Griffith.....	80
Figura 19. Criterios de falla según el tipo de falla. ....	90

Figura 20. Criterios de falla según el tipo de prueba.....	93
Figura 21. Criterios de falla evaluados en la Investigación. ....	96
Figura 22. Diagrama de flujo de la metodología. ....	102
Figura 23. Criterios de falla por compresión. ....	104
Figura 24. Criterios de falla triaxiales.....	104
Figura 25. Criterios de falla utilizados en la investigación.....	106
Figura 26. Envoltentes de Falla de las Formaciones. ....	107
Figura 27. Envoltentes de Falla de las Formaciones ....	107
Figura 28. Envoltentes de Falla lineal de las Formaciones ....	108
Figura 29. Círculos de Mohr para FOR 1 .....	110
Figura 30. Análisis gráfico de representatividad para FOR 1.....	110
Figura 31. Análisis gráfico de representatividad para FOR 2.....	114
Figura 32. Envoltente de Falla FOR 2.....	115
Figura 33. Análisis gráfico de representatividad para FOR 3.....	115
Figura 34. Envoltente de Falla FOR 3.....	116
Figura 35. Análisis gráfico de representatividad para FOR 4.....	116
Figura 36. Envoltente de Falla FOR 4.....	117
Figura 37. Análisis gráfico de representatividad para FOR 5.....	117
Figura 38. Envoltente de Falla FOR 5.....	118
Figura 39. Análisis gráfico de representatividad para FOR 6.....	118
Figura 40. Envoltente de Falla FOR 6.....	119
Figura 41. Análisis gráfico de representatividad para FOR 7.....	119
Figura 42. Envoltente de Falla FOR 7.....	120
Figura 43. Análisis gráfico de representatividad para FOR 8.....	120
Figura 44. (Acercamiento) Análisis gráfico de representatividad para FOR 8 .....	121
Figura 45. Envoltente de Falla FOR 8.....	121
Figura 46. Análisis gráfico de representatividad para Haynesville 1 .....	122
Figura 47. (Acercamiento) Análisis gráfico para Haynesville 1 .....	122
Figura 48. Envoltente de Falla Haynesville 1 .....	123
Figura 49. Análisis gráfico de representatividad para Haynesville 2 .....	123

Figura 50. Envolverte de Falla Haynesville 2 .....	124
Figura 51. Envolverte de Falla FOR 2.....	125
Figura 52. Envolverte de Falla FOR 3.....	126
Figura 53. Envolverte de Falla FOR 4.....	126
Figura 54. Envolverte de Falla FOR 5.....	127
Figura 55. Envolverte de Falla FOR 6.....	127
Figura 56. Envolverte de Falla FOR 7 .....	128
Figura 57. Envolverte de Falla FOR 8.....	128
Figura 58. Envolverte de Falla Haynesville 1 .....	129
Figura 59. Envolverte de Falla Haynesville 2 .....	129

## LISTA DE ANEXOS

Anexo A. Columna estratigráfica generalizada de la Cuenca del Catatumbo-Maracaibo en el Departamento de Santander. ....	139
Anexo B. Columna estratigráfica generalizada de la Cuenca del Valle Medio del Magdalena. ....	140
Anexo C. Correlación y nomenclatura del Cretácico y Terciario de las cuencas del Valle Medio del Magdalena y Catatumbo - Maracaibo de las regiones oriental y occidental de Santander. ....	141
Anexo D. Interpretación Ambiental y Estratigráfica de la Formación Mirador en el pozo Cupiagua-Buca1. ....	142
Anexo E. Interpretación Ambiental y Estratigráfica de la Formación Guadalupe en el pozo Cupiagua-A1. ....	143
Anexo F. Interpretación Ambiental y Estratigráfica de la Formación Barco en el pozo Cupiagua-A1. ....	144

## RESUMEN

**TITULO:** METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS CRITERIOS DE FALLA EN ROCAS COLOMBIANAS<sup>1</sup>.

**AUTOR:** FERNANDO PAVA SAAVEDRA<sup>2</sup>

**PALABRAS CLAVES:** Criterios de Falla, Pruebas Triaxiales, Envolvente de Falla, Mohr Coulomb, Hoek y Brown.

**CONTENIDO:** El modelamiento geomecánico de estabilidad de pozo, dependen de la disponibilidad de datos de resistencia mecánica fiables, apropiados y en la selección del criterio de falla que pueda describir el máximo esfuerzo mecánico del material. Se han revisado un gran número de criterios de falla, la mayoría de los cuales son aplicados a trabajos de ingeniería minera y obras civiles. Entre los criterios se incluyen aquellos que están en función de datos de ensayos triaxiales y poliaxiales; Mohr-Coulomb y Drucker-Prager (modificado de Von Mises) son los modelos más utilizados en la industria del petróleo para el análisis de estabilidad de pozo, muchas veces los resultados en el proceso de modelamiento no son los más ajustables.

El objetivo de este proyecto de investigación es desarrollar una metodología que permita determinar cuál es el criterio de falla de materiales que mejor se ajusta al comportamiento de falla de las formaciones geológicas colombianas de interés para la industria del petróleo. Se resumen los diversos criterios de falla, analizando cada uno de sus parámetros, variables utilizadas e interpretación física de cada modelo, seleccionando formaciones geológicas de diferente litología como areniscas y lutitas, el cual son las más adecuadas para desarrollar dicha investigación, recopilando datos experimentales de propiedades mecánicas, obtenidos mediante ensayos de falla.

La metodología propone seleccionar los diferentes criterios basada en el análisis según el tipo de falla, el tipo de prueba realizada, la disponibilidad de información obtenida mediante visualización de rasgos geológicos, con base a esto se pueden identificar los posibles criterios que son útiles para realizar el análisis gráfico final, evaluando así la representatividad de las formaciones geológicas colombianas.

---

<sup>1</sup> Trabajo de grado.

<sup>2</sup> Facultad de Ingenierías Físico-Químicas. Escuela de Ingeniería de Petróleos. Director(a): Hebenly Celis Leguizamo. Codirectores: M.Sc. Jenny Mabel Carvajal Jiménez. Hernán Dario Mantilla Hernández.

## ABSTRACT

**TITLE: METHODOLOGY TO EVALUATE THE REPRESENTATIVITY OF THE FAILURE CRITERIONS IN COLOMBIAN ROCKS<sup>1</sup>.**

**AUTHOR: FERNANDO PAVA SAAVEDRA<sup>2</sup>**

**KEYWORDS:** Failure criterion, Triaxial tests, Failure Envelope, Mohr Coulomb, Hoek and Brown.

**CONTENT:** The geomechanical modeling of wellbore stability, depend on the availability of reliable strength data, appropriate and in the selection of failure criterion that can describe the maximum mechanical stress of the material. We reviewed a large number of failure criterion, most of which are applied to mining engineering works and civil works. The criteria include those that are based on data from triaxial and polyaxial tests, Mohr-Coulomb and Drucker-Prager (modified Von Mises) models are used in the oil industry for wellbore stability analysis, many sometimes results in the modeling process are not the most adjustable.

The objective of this research project is to develop a methodology to determine the failure criterion of materials that best fits the failure behavior of the Colombian geological formations of interest to the oil industry. It summarizes the various failure criterion, analyzing each of its parameters, variables used and physical interpretation of each model, selecting different geological formations such as sandstone and shale lithology, which are best suited to develop such research, collecting experimental data mechanical properties obtained by testing fails.

The methodology proposes to select the different criteria based on the analysis by type of failure, the type of test performed, the availability of information, obtained by visualization of geological features, based on this, can identify possible criterion that are useful for make final graph analysis, evaluating the representativeness of the Colombian geological formations.

---

<sup>1</sup> Thesis Degree.

<sup>2</sup> Physicochemical Engineering Faculty. Petroleum Engineering School. Director: Hebenly Celis Leguizamo. Codirectores: M.Sc. Jenny Mabel Carvajal Jiménez. Hernán Dario Mantilla Hernández.

## INTRODUCCIÓN

El comportamiento de las rocas es muy importante para los ingenieros de petróleos cuando se perfora un pozo. Entender el comportamiento de los suelos cuando estos son sometidos a esfuerzos externos, es crítico a la hora de completar un pozo, debido a que la roca está sometida a esfuerzos compresivos de elevada magnitud, y adicionalmente, a presiones de poro altas, según la profundidad en la que se encuentre.

Por otra parte, también pueden ocurrir problemas en la etapa de producción, como por ejemplo: deformaciones en el revestimiento y producción de arena. La frecuencia de estos problemas mencionados pueden ser signos de inestabilidad de pozo.

Generalmente los problemas de estabilidad de pozo pueden ser: efectos mecánicos, efectos químicos, ó combinación de ambos. En términos simples los efectos mecánicos están usualmente relacionados con el peso inadecuado del lodo, e inapropiadas prácticas de perforación, y por otro lado, los efectos químicos están relacionados con el uso inapropiado del tipo de lodo, su reología y la inadecuada inhibición. Desde el punto de vista mecánico el objetivo de un análisis de estabilidad, es investigar el potencial de inestabilidad de pozo, calculando el estado de redistribución de esfuerzos alrededor del mismo y comparándolo con un criterio de falla adoptado<sup>3</sup>.

Las condiciones geológicas colombianas, se caracterizan por adoptar grandes esfuerzos horizontales, poseer secuencias alternantes de litologías diversas como shales, arenas y carbones, además el efecto de los planos de debilidad en las formaciones y zonas falladas con fracturas pre-existentes, aumentan el riesgo de

---

<sup>3</sup> CHEN, X. C.P Tan and C.M Haberfield "Wellbore Stability Analysis Guidelines for Practical Well Design" SPE 20058 1996.

inestabilidad de pozo<sup>4</sup>. La importancia de predecir el comportamiento de los materiales (y/o rocas) cuando son sometidos a cargas, ha conllevado a la formulación de diversas teorías. Estas teorías se basan en el estudio de fuerzas externas para modelar matemáticamente su comportamiento deformacional y de falla. Éste fenómeno es estimado como un proceso continuo que ocurre progresivamente a través de la región frágil, en la cual la roca se deteriora, luego, se produce la falla y para determinar bajo qué condiciones ocurre esto, se usan los llamados Criterios de falla.

Los criterios de falla son relaciones entre los valores de los esfuerzos principales efectivos en el momento particular de la falla; es decir son condicionantes obtenidas de pruebas de laboratorio que indican bajo qué circunstancias fallará el material. Se ha revisado un gran número de criterios de falla, la mayoría de los cuales son aplicados al problema de inestabilidad del pozo. El criterio de Mohr-Coulomb, es el más usado en la industria e implementado para el análisis de comportamiento mecánico de los materiales<sup>5</sup>, muchas veces los resultados en el proceso de modelamiento no son los más ajustables, por tal motivo, este proyecto de investigación nace con el fin de estudiar y analizar otros criterios de falla, que puedan tener un mejor ajuste en el momento de evaluar el comportamiento mecánico de las formaciones geológicas colombianas.

La metodología propone estudiar cada uno de sus parámetros y variables utilizadas en dichos modelos matemáticos, seleccionando las formaciones colombianas más adecuadas para desarrollar dicha investigación, con base a los datos experimentales obtenidos mediante ensayos de falla.

---

<sup>4</sup> CORONEL, Ivan Leonardo. TARAZONA, Darwin Mateus., Evaluación de los Mecanismos de Falla de Conducen a la Inestabilidad de Pozo; 2004

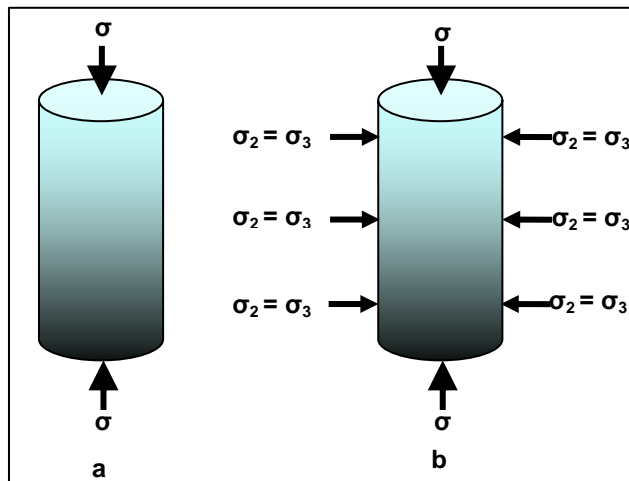
<sup>5</sup> AL-AJMI Adel M. y ZIMMERMAN RobertW. The Mogi-Coulomb true-triaxial failure criterion and some implications for Rock Engineering, 2007.

## 1. MECANISMOS DE FALLA.

Una falla está relacionada directamente con la pérdida o disminución de la capacidad que presenta un material para soportar cargas. Cuando un cuerpo es sometido a grandes esfuerzos, es probable que se produzca una falla, afectando sus propiedades elásticas, impidiendo que recupere su forma original.

Las pruebas más empleadas para el estudio de propiedades mecánicas de rocas son las pruebas uniaxial y triaxial ( Ver Figura 1), en la cual se presenta un cilindro con una relación de longitud a diámetro 2:1; normalmente se asume que el estado de esfuerzos dentro de la muestra es homogénea. Si el esfuerzo de confinamiento es cero, se tiene una prueba de esfuerzo uniaxial (también llamada prueba de compresión no confinada). Cuando la prueba se realiza con una presión de confinamiento diferente de cero, se realiza una prueba llamada triaxial.<sup>6</sup>

Figura 1. a) Prueba uniaxial. b) Prueba triaxial.



Fuente: E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

<sup>6</sup> E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

Una prueba triaxial usualmente se ejecuta incrementando simultáneamente las cargas axial y de confinamiento hasta que un nivel hidrostático es alcanzado, luego, se mantiene constante la presión de confinamiento mientras que la carga axial se incrementa hasta que se alcanza la falla del material.

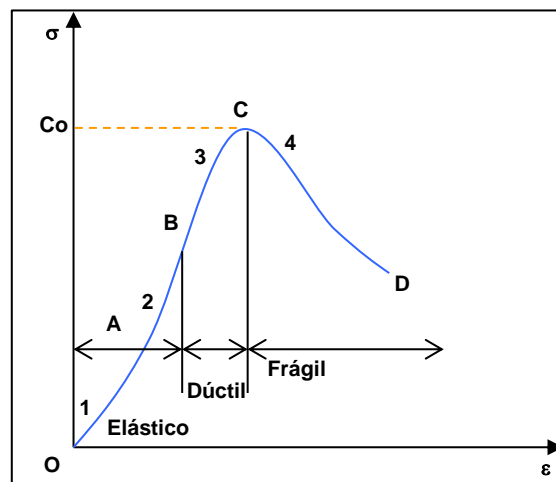
### 1.1 CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN.

El método más común de estudiar las propiedades mecánicas de las rocas es por compresión uniaxial (Ver Figura 1.a). Cuando se aplica un esfuerzo al cilindro, se generan unas deformaciones axial y circunferencial el cual pueden ser medidas por extensómetros.

Si se grafica el esfuerzo contra la deformación, se obtiene la curva esfuerzo-deformación (Ver Figura 2) y se divide en 4 regiones.

:

**Figura 2.** Esfuerzo vs. Deformación en una prueba de compresión uniaxial



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

**Regiones (1) y (2):** la región OA es ligeramente convexa hacia arriba y AB es una porción lineal; ambas representan el comportamiento elástico del material, es decir, si el esfuerzo es retirado el material recupera su forma original.

**Región (3):** la región BC es cóncava hacia abajo y alcanza un máximo en C. En esta región los cambios inducidos en la roca son irreversibles. Es llamada la región dúctil y en ella la muestra permanece deformada sin perder su habilidad de resistir carga.

**Región (4):** La región CD es característica del comportamiento frágil. En esta región la habilidad del material de soportar carga disminuye al incrementarse la deformación.<sup>7</sup>

El punto máximo de la curva (C) marca la transición del comportamiento dúctil al frágil y es conocido como la resistencia compresiva uniaxial ( $C_0$ ).

El proceso de falla es estimado como un proceso continuo que ocurre progresivamente a través de la región frágil (CD), en la cual la roca se deteriora continuamente. Luego, la falla empieza en  $C_0$ , y para determinar el comienzo de la falla bajo condiciones más generales se usan los llamados Criterios de falla, los cuales serán vistos más adelante.

El punto B es conocido como el punto de cedencia y representa la transición entre los comportamientos elástico y dúctil.

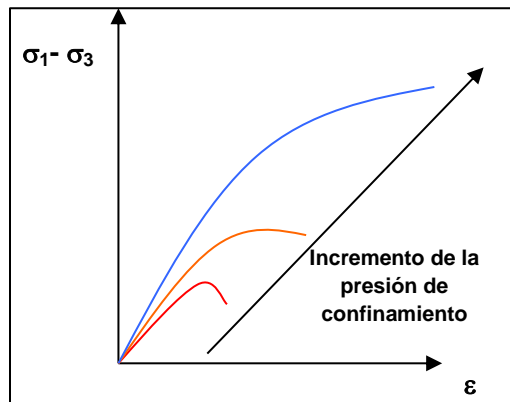
**1.1.1 Efecto de la presión de confinamiento.** Si a la roca se le aplica presión en sus caras (presión de confinamiento), cuando se lleve a cabo una prueba de compresión axial, ésta se hace más fuerte y tenderá a aumentar su ductilidad. (Ver Figura 1.b).

---

<sup>7</sup> E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

El efecto de incrementar la presión de confinamiento  $\sigma_2 = \sigma_3$  puede ser visto en la Figura 3. La máxima ordenada de esta gráfica es conocida como la resistencia de la roca a la presión de confinamiento. De esta gráfica se puede concluir que a medida que aumenta la presión de confinamiento, la habilidad del material de resistir carga no se pierde, a pesar que su rigidez se reduce claramente.

**Figura 3.** Prueba triaxial: típica influencia de la presión de confinamiento en las curvas de esfuerzo diferencial contra deformación axial.



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

**1.1.2 Falla bajo esfuerzos poliaxiales.** Cuando los esfuerzos poliaxiales son considerados es necesario un enfoque aún más general y se asumirá que la falla toma lugar cuando una relación definida característica del material se satisfice:

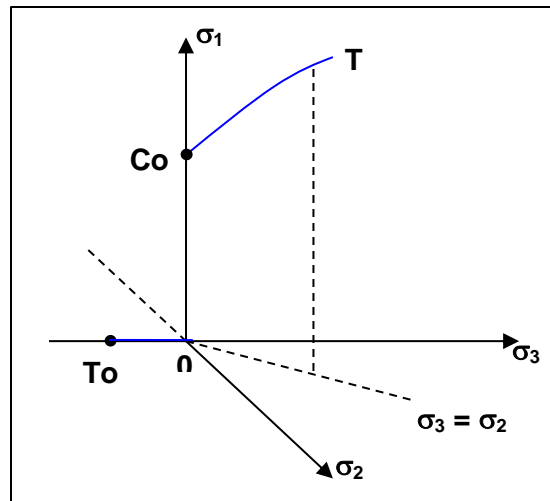
$$\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3)$$

*Ecuación 1.*

La relación (1) es llamada Criterio de falla y su representación geométrica (ver figura 4) es una superficie llamada superficie de falla.

En la Figura 4 se muestran la resistencia tensil uniaxial ( $T_0$ )  $\sigma_3 = -T_0$ ,  $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ ; la resistencia compresiva uniaxial ( $C_0$ )  $\sigma_1 = C_0$ ,  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ; y los valores obtenidos en la prueba triaxial  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$  los cuales se sitúan en la curva  $C_0T$ .

**Figura 4.** Superficie de falla en el espacio de los esfuerzos principales.



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

## 1.2 CRITERIOS DE FALLA.

Los criterios de falla son relaciones entre los valores de los *esfuerzos principales efectivos* en el momento particular de la falla; es decir son condicionantes obtenidos ya sea por pruebas de laboratorio, instrumentación en el wellbore u otros mecanismos, que indican bajo qué condiciones se podrá producir una falla.

También son definidos por varios autores como una expresión que relaciona la resistencia (compresiva o tensil) de un material con algunos otros parámetros; y estado de esfuerzos en el momento particular en que se produce la falla. Por lo tanto, los criterios de falla permiten analizar las condiciones en las que se puede

presentar la inestabilidad. Son expresiones definidas en términos de los esfuerzos principales y siempre trabajan con esfuerzos efectivos.

Los criterios de falla para estudios de estabilidad mecánica de pozo se pueden clasificar como criterios de falla por compresión (o de falla de corte) y criterio de falla por tensión o tensil. Cabe mencionar además la existencia de modelos enfocados al estudio de esfuerzos de torsión y flexión. Entre otros criterios se tiene el de colapso de poro y el de reactivación de falla que es muy usado en el modelamiento de yacimientos naturalmente fracturados.

Para los criterios de falla por compresión se cuenta con dos clasificaciones, los que están en función de esfuerzos triaxiales y los de esfuerzos poliaxiales. A continuación se estudiará cada uno de estos modelos, analizando sus variables y constantes:

Para los criterios de falla en función de esfuerzos triaxiales se tiene:

**1.2.1 Criterio de Falla de Mohr – Coulomb (CFMC).** La aplicación del criterio de Mohr-Coulomb en la predicción de fallas de corte en la estabilidad de pozo ha proporcionado resultados bastantes conservativos; que junto con su facilidad para aplicarlo lo han convertido en el criterio más popular. Es la unión de dos hipótesis, la de Coulomb y la de Mohr.

El criterio de Coulomb que fue introducido por Coulomb en 1773 y luego retomado por Mohr en 1900 en su forma elemental está representado por la ecuación (2) (Jaeger y Cook, 1979) y basa su hipótesis en que la cedencia y/o falla debe ocurrir cuando el esfuerzo de corte exceda la suma de la resistencia cohesiva del material ( $S_0$ ) y la resistencia friccional de los planos de deslizamiento:

$$\tau = S_0 + \mu\sigma$$

*Ecuación 2.*

Donde  $\tau$  es el esfuerzo de corte,  $\sigma$  es el esfuerzo normal,  $S_0$  es la cohesión del material y  $\mu$  es el coeficiente de fricción. (Para rocas no consolidadas o poco cementadas  $S_0 = 0$ , y en este caso la envolvente pasa por el origen plano  $\tau - \sigma$ , un criterio de falla similar al de Coulomb es el de Griffith el cual asume la cohesión igual a cero).

Esta fórmula planteada tuvo su origen en las observaciones de Amonton cuando sometía las muestras de rocas a compresión, y las fallas, que por lo general éstas presentaban, eran análogas a la situación donde un bloque está en estado de movimiento inminente en un plano inclinado, a partir de esto define el coeficiente de fricción  $\mu$ , entre el bloque y el plano, y lo relacionó con el ángulo del mismo ( $\phi$ ), al cual llamó ángulo de fricción. (Ver Figura. 5).

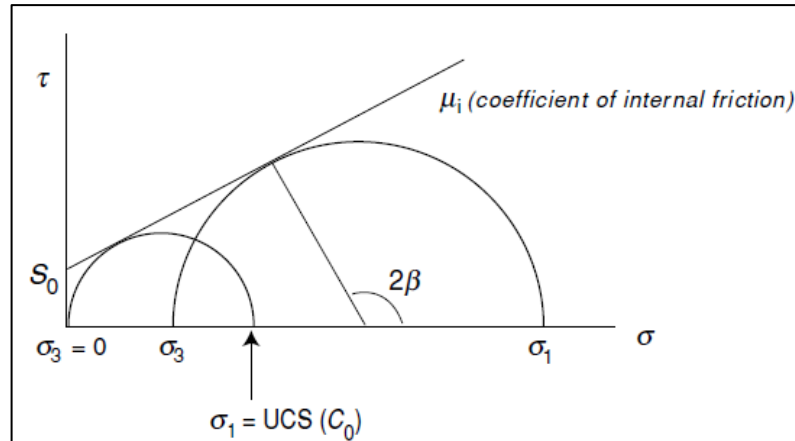
$$\tau = S_0 + \sigma \tan(\phi)$$

*Ecuación 3.*

El criterio de Coulomb o Hipótesis de Mohr es una línea recta en el plano  $\tau - \sigma$ , cuyo intercepto es  $S_0$  y la pendiente es la tangente de  $\phi$ . La línea o envoltura divide el plano  $\tau - \sigma$  en dos regiones una estable por debajo de ésta y una región de falla por encima de ella misma.

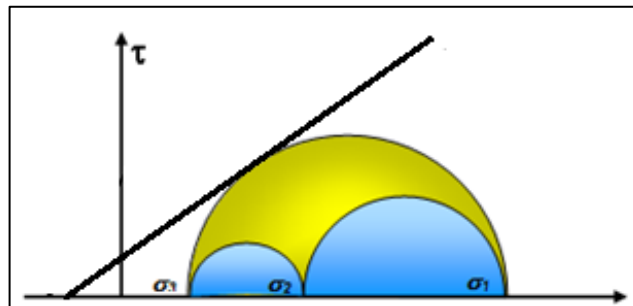
El concepto del círculo de Mohr, permite representar el estado de esfuerzos principales en el mismo plano ( $\tau - \sigma$ ) donde se grafica la envolvente del criterio de Mohr-Coulomb (Ver Figura 6). El criterio de Mohr-Coulomb no tiene en cuenta el esfuerzo principal intermedio debido que la falla ocurrirá en el momento en que el círculo toque la envolvente; y como se aprecia cualquier cambio del esfuerzo principal intermedio ( $\sigma_2$ ) no modifica el círculo externo (más grande); en otras palabras bajo la hipótesis de Mohr-Coulomb sólo los esfuerzos principales máximo y mínimo ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  respectivamente) intervendrán en el momento de la falla (debido a que un cambio en  $\sigma_1$  o en  $\sigma_3$  cambiará el círculo externo acercándolo luego a la envoltura).

**Figura 5.** Criterio de Coulomb.



**Fuente:** Modificado. ZOBACK, Mark. Reservoir Geomechanics. Department of Geophysics, Stanford University. 2007.

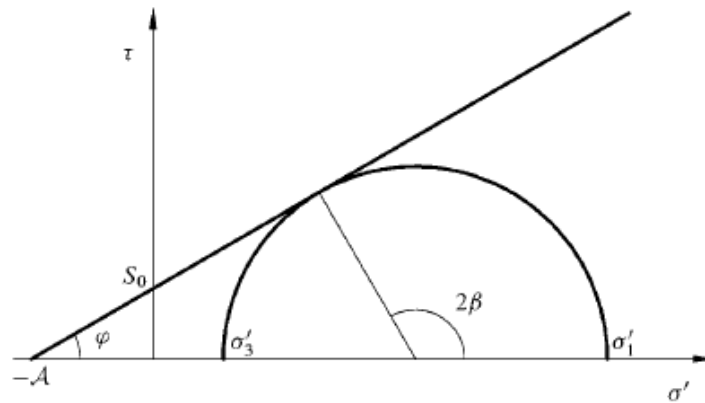
**Figura 6.** Criterio de Mohr-Coulomb en el plano de los esfuerzos de corte y normal.



**Fuente:** Modificado. E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

En el momento particular de la falla; se interceptan la envolvente y el círculo de Mohr en un punto del plano  $\tau - \sigma$  (Ver figura 7). Se define  $\beta$  como el ángulo de falla.

**Figura 7.** Línea de fractura en el diagrama de esfuerzos de corte y normal.



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{sen } 2\beta \quad \text{Ecuación 4.}$$

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{cos } 2\beta \quad \text{Ecuación 5.}$$

En el punto de intercepción por geometría se puede establecer una relación entre el ángulo de falla,  $\beta$  y la pendiente de la envolvente,  $\phi$  (ángulo de fricción).

$$\phi + \frac{\pi}{2} = 2\beta \quad \text{Ecuación 6.}$$

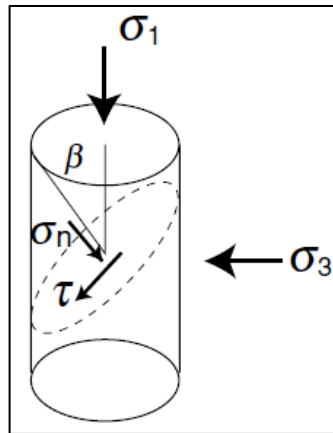
Tal que:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad \text{Ecuación 7.}$$

El ángulo de fricción interna,  $\phi$  puede tomar valores en el rango de 0 a 90° pero en la práctica de rocas, el rango se centra aproximadamente en 30°, por otro lado el ángulo  $\beta$  varía entre 45° y 90°. Este ángulo representa la inclinación del plano de falla y está dado únicamente por el ángulo de fricción interna  $\phi$ , de tal manera que

la orientación del plano de falla es independiente del esfuerzo máximo.  $\beta$  se mide entre la orientación del esfuerzo máximo principal,  $\sigma_1$  y el plano de falla (Ver Figura 8).

**Figura 8.** Inclinación máxima para el plano de falla, de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb.



**Fuente:** Modificado. ZOBACK, Mark. Reservoir Geomechanics. Department of Geophysics, Stanford University. 2007.

En el punto de intersección del círculo de Mohr con la envolvente de falla (Ver Figura 7) los esfuerzos de cizalla y normal del círculo de Mohr (Ver Ecuación 4) y (Ver Ecuación 5) se igualan a los del criterio de Coulomb (Ver Ecuación 2), obteniéndose la ecuación (8).

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{sen}2\beta = S_0 + \mu \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{cos} 2\beta \right\} \quad \text{Ecuación 8.}$$

Introduciendo los términos ya definidos  $\beta$  y  $\mu$ :

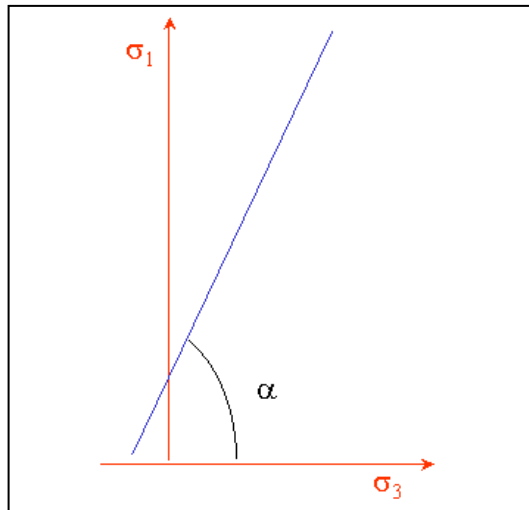
$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{cos}\phi = S_0 + \frac{1}{2}\text{tan}\phi(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}\text{tan}\phi\text{sen}\phi(\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{Ecuación 9.}$$

Reorganizando la expresión anterior:

$$\sigma_1 = 2S_0 \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} + \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{Ecuación 10.}$$

La expresión anterior representa una línea recta en el plano  $\sigma_1 - \sigma_3$  (Ver Figura 9). La pendiente  $\tan(\alpha)$ , no corresponde al ángulo de fricción pero se puede correlacionar con este.

**Figura 9.** Criterio de Mohr-Coulomb en el plano  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ .



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

$$\tan \alpha = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{Ecuación 11.}$$

Ó

$$\sin \phi = \frac{\tan \alpha - 1}{\tan \alpha + 1} \quad \text{Ecuación 12.}$$

Si se hace  $\sigma_3 = 0$  en la ecuación (10) se obtiene la resistencia compresiva uniaxial ( $C_0$ ), la cual se interpreta como el esfuerzo compresivo uniaxial más grande que puede ser aplicado al material sin que este falle:

$$C_o = 2S_o \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{Ecuación 13.}$$

Esta ecuación es estrictamente válida si el mecanismo de falla es “Falla de Corte” y para rocas intactas (sin planos de debilidad).

Con lo anterior el criterio de Mohr-Coulomb puede ser rescrito en términos del ángulo de falla  $\beta$ , la cohesión  $S_o$ , y los esfuerzos principales máximo  $\sigma_1$  y mínimo  $\sigma_3$ .

$$\sigma_1 = S_o \tan \beta + \sigma_3 \tan^2 \beta \quad \text{Ecuación 14.}$$

Luego se puede definir la Resistencia compresiva uniaxial,  $C_o$  o UCS:

$$C_o = S_o \tan \beta \quad \text{Ecuación 15.}$$

El criterio de queda expresado finalmente:

$$\sigma_1 \geq C_o + \sigma_3 \tan \beta^2 \quad \text{Ecuación 16.}$$

La falla ocurrirá cuando se cumpla la igualdad de la expresión anterior, es decir que el esfuerzo principal máximo  $\sigma_1$  sea mayor que la suma de la resistencia compresiva uniaxial y el producto del esfuerzo principal mínimo  $\sigma_3$  con la tangente del ángulo de falla al cuadrado.

**1.2.2 Criterio de Falla de Hoek - Brown.** El criterio de falla generalizado de Hoek-Brown para macizos rocosos fracturados está definido por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{Ecuación 17.}$$

Donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor, respectivamente, en la condición de falla,  $m_b$  es el valor de la constante  $m$  de

Hoek-Brown,  $s$  y  $a$  son constantes que dependen de las características del macizo y  $\sigma_{ci}$  es la resistencia a la compresión uniaxial de los trozos o bloques de roca intacta que conforman el arreglo rocoso.

Algunos valores de  $m$ , de acuerdo a Hoek-Brown:

(a)  $5 < m < 8$  rocas carbonatadas con un buen desarrollo división de cristal (dolomita, piedra caliza, mármol).

(b)  $4 < m < 10$  rocas arcillosas litificadas (esquistos arcillosos, limolita, lutita, pizarra).

(c)  $15 < m < 24$  rocas areniscas con cristales fuertes y el escaso desarrollo de la escisión de cristal (piedra arenisca, cuarcitas).

(d)  $16 < m < 19$  roca ígneas cristalinas de grano fino (poliminerales) (andesita, dolerita, diabasa, riolita).

(e)  $22 < m < 33$  ígnea de grano grueso (poliminerales) y rocas metamórficas (anfíbolitas, gabros, gneis, granito, norita, diorita de cuarzo).

Donde  $m_b$  es un valor reducido de la constante del material  $m_i$  y está dado por:

$$m_b = m_i + \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad \text{Ecuación 18.}$$

$$S = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad \text{Ecuación 19.}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad \text{Ecuación 20.}$$

Donde  $D$  es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para los que no están alterados hasta 1 para los que están muy alterados. La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo  $\sigma_1 = 0$  en la ecuación 17, dando así:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad \text{Ecuación 21.}$$

Y siendo la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad \text{Ecuación 22.}$$

La ecuación 22 se obtiene haciendo  $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$  en la ecuación 17. Esto representa una condición de tensión biaxial. Hoek<sup>8</sup> mostró que para materiales frágiles, la resistencia a la tracción uniaxial es igual a la resistencia a tracción biaxial. Obsérvese que el “cambio” en  $GSI = 25$  para los coeficientes  $s$  y  $a$  (Hoek y Brown<sup>9</sup>) se han suprimido en las ecuaciones 19 y 20 que dan una transición continua suave para todo el intervalo de valores de  $GSI$ . Los valores numéricos de  $a$  y  $s$  dados por estas ecuaciones están muy próximos a los dados por las ecuaciones anteriores y no es necesario hacer correcciones o rehacer los antiguos cálculos. Los esfuerzos normales y al corte están relacionadas con los esfuerzos principales por las ecuaciones publicadas por Balmer<sup>10</sup>:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \frac{d\sigma_1/d\sigma_3 - 1}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad \text{Ecuación 23.}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{d\sigma_1/d\sigma_3}}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad \text{Ecuación 24.}$$

Siendo:

$$d\sigma_1/d\sigma_3 = 1 + am_b \left( m_b \sigma_3 / \sigma_{ci} + s \right)^{a-1} \quad \text{Ecuación 25.}$$

<sup>8</sup> Hoek, E. Strength of jointed rock masses. 23 rd. Rankine Lecture. Géotechnique 33 (3), 187–223. (1983).

<sup>9</sup> Hoek, E., Wood D. and Shah, S.A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proc. Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock Mech Eurock' 92, (ed. J.A. Hudson), 209–214. London, Brit. Geotech. Soc. (1992).

<sup>10</sup> Balmer, G. A general analytical solution for Mohr's envelope. Am. Soc. Test. Mat. 52, 1260–1271. (1952).

Es posible obtener algunas relaciones matemáticas exactas entre el criterio de Hoek-Brown, expresado en términos de los esfuerzos principales mayor y menor, y la envolvente de Mohr definida en términos de los esfuerzos normal y de corte. Sin embargo, estas relaciones son difíciles de manejar y el procedimiento original usado por Hoek-Brown<sup>11</sup> es más práctico. En este procedimiento, la ecuación (17) se emplea para generar una serie de valores triaxiales, simulando ensayos in situ a escala real, y se usa un proceso estadístico de ajuste de curvas para obtener una envolvente de Mohr equivalente, la cual está definida por la ecuación :

$$\tau = A \sigma_{ci} \left( \frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad \text{Ecuación 26.}$$

Donde A y B son constantes que dependen del material,  $\sigma_n$  es el esfuerzo normal efectivo, y  $\sigma_{tm}$  es la “resistencia a la compresión”, del macizo rocoso. Esta “resistencia a la compresión”, que representa la trabazón de los bloques de roca cuando éstos no pueden dilatarse libremente, está dada por:

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} ( m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} ) \quad \text{Ecuación 27.}$$

Para aplicar el criterio de Hoek-Brown, evaluar la resistencia y la deformabilidad de los bloques rocosos fracturados, se deben analizar tres “propiedades” como:

1. La resistencia en compresión no confinada  $\sigma_{ci}$  de los trozos de roca intacta.
2. El valor de la constante  $m_i$  de Hoek-Brown para esta roca intacta.
3. El valor del Índice de Resistencia Geológica  $GS$  para el macizo rocoso.

---

<sup>11</sup> Hoek E. & Brown E.T. UNDERGROUND EXCAVATIONS IN ROCK, p. 527, Instrn. Min. Metall., London. (1980).

**1.2.2.1 El efecto del agua.** Muchas rocas muestran una disminución significativa en su resistencia a medida que aumenta su humedad. En algunos casos, como el de las pizarras arcillosas montmorilloníticas, la saturación destruye las muestras completamente. Es más típico aún, que muchas rocas sufran pérdidas de resistencia de un 30 a un 100% como resultado del deterioro químico del cemento o de la arcilla cementante (Broch<sup>12</sup>). Muestras que se han dejado secar en una bodega por varios meses, pueden dar una impresión engañosa de la resistencia de la roca. Los ensayos de laboratorio deberían realizarse con contenidos de humedad que estén lo más cercanos posibles a aquellos que ocurren en el terreno.

Un efecto más importante es la reducción en la resistencia, la cual ocurre como resultado de las presiones de agua en los poros de la roca. Terzaghi<sup>13</sup> formuló el concepto del esfuerzo efectivo para medios porosos, como los suelos. La “ley” de esfuerzo efectivo, como se llama frecuentemente, se puede expresar como  $\sigma' = \sigma - u$ , donde  $\sigma'$  es el esfuerzo intergranular efectivo, el cual controla la resistencia y la deformación del material,  $\sigma$  es el esfuerzo total aplicado a la muestra y  $u$  es la presión de poros. En una completa revisión de la aplicabilidad del concepto de esfuerzo efectivo para suelos, concreto y rocas, Lade y de Boer<sup>14</sup> concluyen que la relación propuesta por Terzaghi funciona bien para las magnitudes de esfuerzo que se encuentran en la mayoría de las aplicaciones geotécnicas, pero pueden ocurrir divergencias significativas a niveles muy altos de esfuerzos.

El principio de esfuerzo efectivo se ha usado en todo este trabajo tanto para la roca intacta como para los macizos fracturados. En el caso de la roca intacta, de

---

<sup>12</sup> Broch E. The influence of water on some rock properties, Proc. 3rd ISRM Congress, Denver, 74(2), Part A, 33-38. (1974).

<sup>13</sup> Terzaghi K. Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tonens aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen, Sber. Akad. Wiss. Wien. 132(105), 125-138. (1923).

<sup>14</sup> Lade P. V. & de Boer R. The concept of effective stress for soil, concrete and rock, Geotechnique, 47(1), 61-78. (1997).

muy baja porosidad, se presume que los cambios de esfuerzos son suficientemente bajos como para permitir que las presiones de poros alcancen una condición de régimen permanente (Brace y Martin<sup>15</sup>). En el caso de los macizos rocosos fracturados, se puede suponer que en las discontinuidades las presiones de agua aumentarán y se disiparán más rápidamente que en los poros de los bloques de roca intacta, especialmente en el caso de rocas de baja porosidad y baja permeabilidad. Es por este motivo que a veces se hace diferencia entre la presión de poros en fracturas y en bloques fracturados. Cuando se aplica el criterio de Hoek-Brown a macizos rocosos muy fracturados, se supone un comportamiento isotrópico que incluye la falla de las discontinuidades. En estos casos, las presiones de agua o de “poros” que controlan los esfuerzos efectivos serán aquellas que se generan en las discontinuidades interconectadas que definen los bloques en un medio isotrópico equivalente.

Al aplicar este criterio de falla, expresado en términos de esfuerzos efectivos, a problemas de diseño práctico, es necesario determinar la distribución de la presión de poro. Esto se puede hacer por medición directa, mediante piezómetros, o mediante estimaciones basadas en redes de flujo generadas manual o numéricamente. En el caso de taludes, fundaciones de presas y de túneles a presión, usualmente sujetos a fluctuaciones de la presión de agua, la magnitud de las presiones de poro puede ser del mismo orden que el de los esfuerzos inducidos en el macizo rocoso, por lo que es muy importante el desarrollar los análisis en términos de esfuerzos efectivos. En otros casos, especialmente cuando se diseñan excavaciones subterráneas, se puede suponer que el macizo rocoso que rodea a estas excavaciones estará totalmente drenado y, por lo tanto, la presión de poros será nula.

---

<sup>15</sup> Brace W. F. & Martin R. J. A test of the law of effective stress for crystalline rocks of low porosity, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 5(5), 415-426. (1968).

**1.2.2.2 Propiedades de la Roca Intacta.** Para los bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso, la ecuación (17) se simplifica a:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad \text{Ecuación 28.}$$

La relación entre los esfuerzos principales efectivos en la condición de falla para un tipo de roca dado, está definida por dos constantes, la resistencia en compresión no confinada  $\sigma_{ci}$  y una constante  $m_i$ . Siempre que sea posible, los valores de estas constantes deberían determinarse mediante análisis estadísticos de los resultados obtenidos de una serie de ensayos triaxiales efectuados sobre testigos de sondajes cuidadosamente preparados.

Debe notarse que el rango de valores del esfuerzo principal menor, utilizado en los ensayos, es crítico para la determinación de valores confiables de estas dos constantes. En la derivación original de los parámetros  $\sigma_{ci}$  y  $m_i$ , Hoek & Brown usaron el rango  $0 < \sigma_3 < 0,5 \sigma_{ci}$  y, para ser consistente, es esencial que se use el mismo rango en cualquier serie de ensayos triaxiales sobre probetas de roca intacta.

Cuando no es posible realizar pruebas de laboratorio, se pueden utilizar las Tablas 1 y 2 para estimar los valores de  $\sigma_{ci}$  y  $m_i$ . Estas estimaciones se pueden usar para los propósitos de un diseño preliminar, pero para diseños de detalle se deberían de desarrollar ensayos de laboratorio que permitan obtener valores más confiables.

**Tabla 1.** Estimación en terreno de la resistencia en compresión uniaxial. Según Brown<sup>16</sup>

Clase (a)	Calificación de la roca según su resistencia	Resistencia uniaxial ( MPa )	Indice de carga puntual ( MPa )
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10
R5	Muy Resistente	100 – 250	4 – 10
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4
R3	Moderadamente Resistente	25 – 50	1 – 2
R2	Débil	5 – 25	(b)
R1	Muy Débil	1 – 5	
R0	Extremadamente Débil	0,25 – 1	

**Fuente:** Modificado. HOEK, Evert. BROWN, E. T. Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica.1997

Cuando se ensayan rocas muy duras y frágiles, valdría la pena considerar el hecho que las pruebas de laboratorio, de corta duración, tienden a sobrestimar la resistencia in situ del macizo rocoso. Un extenso programa de ensayos de laboratorio y estudios de terreno en el granito, de excelente calidad geotécnica, indican, de acuerdo a lo expuesto por Martin y Chandler<sup>17</sup>, que la resistencia in situ de esta roca es sólo del orden del 70% de la resistencia medida en el laboratorio.

<sup>16</sup> Broch E. The influence of water on some rock properties, Proc. 3rd ISRM Congress, Denver, 74(2), Part A, 33-38. (1974)

<sup>17</sup> Martin C. D. & Chandler N. A. The progressive failure of Lac du Bonnet granite, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 30(7), 643-659. (1994)

(a) Clases según Brown.

(b) Para rocas con una resistencia en compresión uniaxial menor que 25 MPa los resultados del ensayo de carga puntual son poco confiables.

Parece ser que esto se debe a que el daño resultante del microfracturamiento de la roca se inicia y desarrolla intensidades críticas en niveles de esfuerzo más bajos en terreno que en las pruebas de laboratorio, realizadas estas últimas con razones de carga más altas y sobre especímenes más pequeños.

**Tabla 2.** Valores de la constante  $m_i$  de la roca intacta para distintos tipos de roca (Los valores entre paréntesis corresponden a estimaciones).

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Arcillolita 4
			←----- Grauwaca -----> (18)			
	No Clásticas	Orgánicas	←----- Creta -----> 7			
			←----- Carbón -----> (8 - 21)			
		Carbonatos	Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
		Químicas		Yeso 16	Anhidrita 13	

**Fuente:** Modificado. HOEK, Evert. BROWN, E. T. Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica. 1997

Las rocas anisotrópicas y foliadas como las pizarras, esquistos y filitas, cuyo comportamiento es dominado por planos debilidad, clivaje o esquistosidad, los cuales están muy poco espaciados, presentan especiales dificultades para la determinación de su resistencia en compresión no confinada.

Los autores no pueden ofrecer ninguna guía exacta sobre la elección de  $\sigma_{ci}$ , pero proponen que el valor máximo se debería de usar para los macizos rocosos duros y bien trabados, cual el caso de las pizarras de buena calidad. Por otra parte, los valores más bajos de la resistencia en compresión uniaxial se deberían usar para el caso de macizos rocosos de mala calidad y tectónicamente alterados<sup>18</sup>.

<sup>18</sup> Salcedo D. A. Macizos Rocosos: Caracterización, Resistencia al Corte y Mecanismos de Rotura, Conferencia 25avo Aniversario Soc. Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones, Caracas, 143-172. (1983)

La influencia del tamaño de la muestra en la resistencia de la roca ha sido ampliamente discutida en la literatura geotécnica y, se supone, generalmente, que existe una disminución significativa de la resistencia a medida que aumenta el tamaño de la muestra. Apoyándose en un análisis de datos publicados, Hoek y Brown sugieren que la resistencia en compresión Uniaxial  $\sigma_{cd}$ , de una muestra de roca con un diámetro de  $d$  (mm), está relacionada con la resistencia en compresión uniaxial  $\sigma_{c50}$ , de una muestra de diámetro 50 mm, de acuerdo con la ecuación (29):

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \left( \frac{50}{d} \right)^{0,18} \quad \text{Ecuación 29.}$$

Los autores sugieren que la disminución de la resistencia se debe a la mayor oportunidad de falla que existe, a través y alrededor de los “granos” que corresponden a los “bloques de construcción” de la roca intacta, ya que éstos son incluidos cada vez en mayor número a medida que aumente el tamaño de la probeta ensayada. Así, cuando eventualmente la probeta incluya un número suficientemente grande de “granos”, la resistencia alcanzará un valor constante.

**1.2.2.3 Influencia del tamaño de la muestra.** Los resultados obtenidos por Medhurst y Brown<sup>19</sup> revelan una disminución significativa de la resistencia a medida que aumenta el tamaño de la muestra. Esto se atribuye a los efectos del espaciamiento de las fisuras verticales.

Es razonable ampliar este argumento más allá y sugerir que, cuando se trata de macizos rocosos a gran escala, la resistencia alcanzará un valor constante en la medida en que el tamaño de los trozos individuales de la roca sean

---

<sup>19</sup> Medhurst T. P. & Brown E. T.: Large scale laboratory testing of coal, Proc. 7th ANZ Conf. Geomech., (Ed. por Jaksa M.B., Kaggwa W.S. & Cameron D.A.), 203-208, Canberra, IE Australia. (1996)

suficientemente pequeños con respecto al tamaño total de la estructura a considerar.

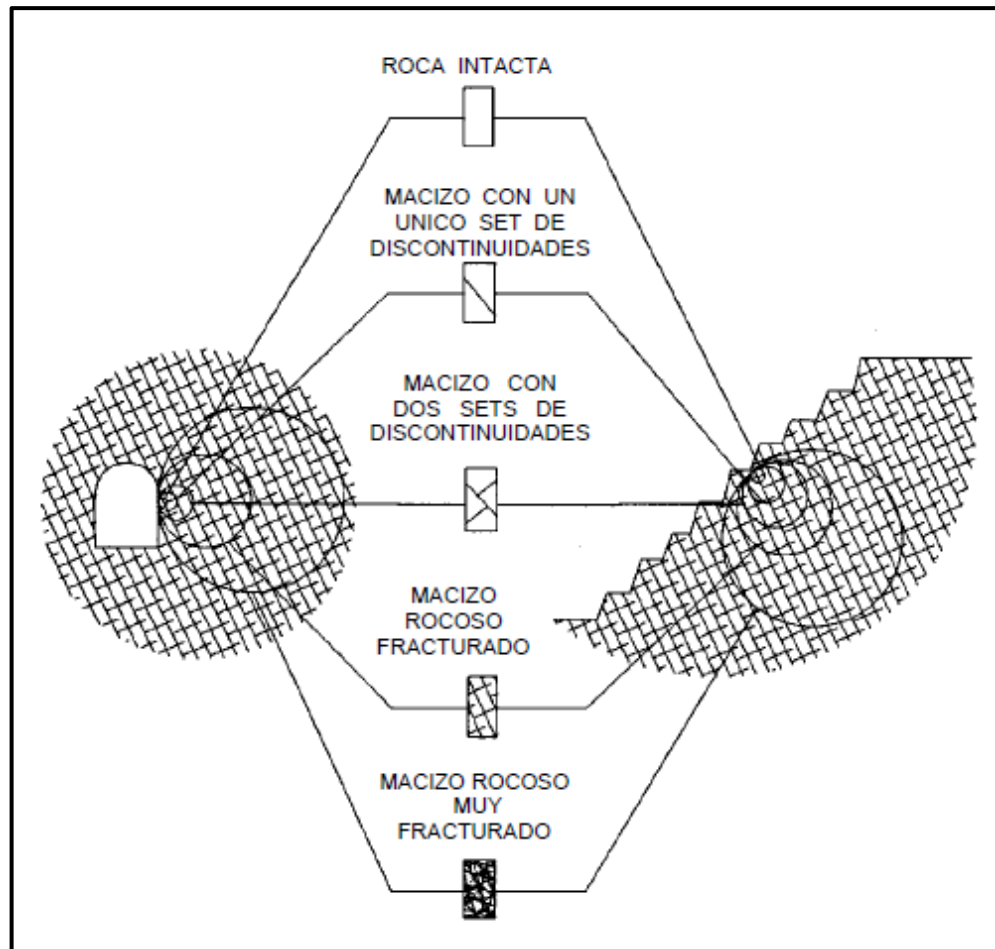
Esta sugerencia está ilustrada en Figura 10, en la cual se muestra la transición desde una muestra de roca intacta isotrópica a un macizo rocoso altamente anisotrópico, en el cual la falla es controlada por una o dos discontinuidades, o hasta un macizo rocoso isotrópico por su fuerte grado de fracturamiento.

El criterio de falla de Hoek-Brown, el cual considera roca isotrópica y se orienta al comportamiento del macizo rocoso, debería ser aplicado solamente a aquellos macizos rocosos en los cuales existe un número suficiente de discontinuidades estrechamente espaciadas, de modo tal que es posible suponer un comportamiento isotrópico de la envolvente de falla sobre el conjunto de discontinuidades.

El criterio de Hoek-Brown no se debería usar donde el tamaño de los bloques, definidos por las discontinuidades, sea del mismo orden que el de la estructura que se está analizando. En este caso, la estabilidad de la estructura debería analizarse considerando el comportamiento de los bloques y cuñas.

Por otra parte, cuando el talud o la excavación subterránea es grande y el tamaño del bloque es pequeño, en términos comparativos, el macizo rocoso se puede tratar como un material de Hoek-Brown (o sea, si se puede aplicar el criterio de Hoek-Brown).


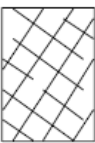




**Figura 10.** Diagrama idealizado que muestra la transición desde una condición de roca intacta



**Fuente:** HOEK, Evert. BROWN, E. T. Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica.1997

**1.2.2.4 Índice Geológico de Resistencia (GSI).** La resistencia de un macizo rocoso fracturado depende de las propiedades de los trozos o bloques de roca intacta y, también, de la libertad de éstos para deslizar y girar bajo distintas condiciones de esfuerzo.

**Tabla 3.** Caracterización geotécnica del macizo rocoso según el grado de trabazón de los bloques o trozos de roca y la condición de las discontinuidades<sup>(a)</sup>, siguiendo la terminología usada por Terzaghi<sup>20</sup>

ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		EMPEORA LA CONDICION DE LAS DISCONTINUIDADES 					
	FRACTURADO EN BLOQUES (BLOCKY)	DISMINUYE LA TRABAZON DE LOS BLOQUES DE ROCA 	FB/MB	FB/B	FB/R	FB/M	FB/MM
	FUERTEMENTE FRACTURADO EN BLOQUES (VERY BLOCKY)		FF/MB	FF/B	FF/R	FF/M	FF/MM
	FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY / DISTURBED)		FP/MB	FP/B	FP/R	FP/M	FP/MM
	DESINTEGRADO (DISINTEGRATED)		D/MB	D/B	D/R	D/M	D/MM

**Fuente:** Modificado. HOEK, Evert. BROWN, E. T. Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica. 1997

Los trozos de roca angulosos, con caras definidas por superficies lisas y abruptas, producen un macizo mucho más competente que uno que contenga bloques completamente rodeados por material alterado.

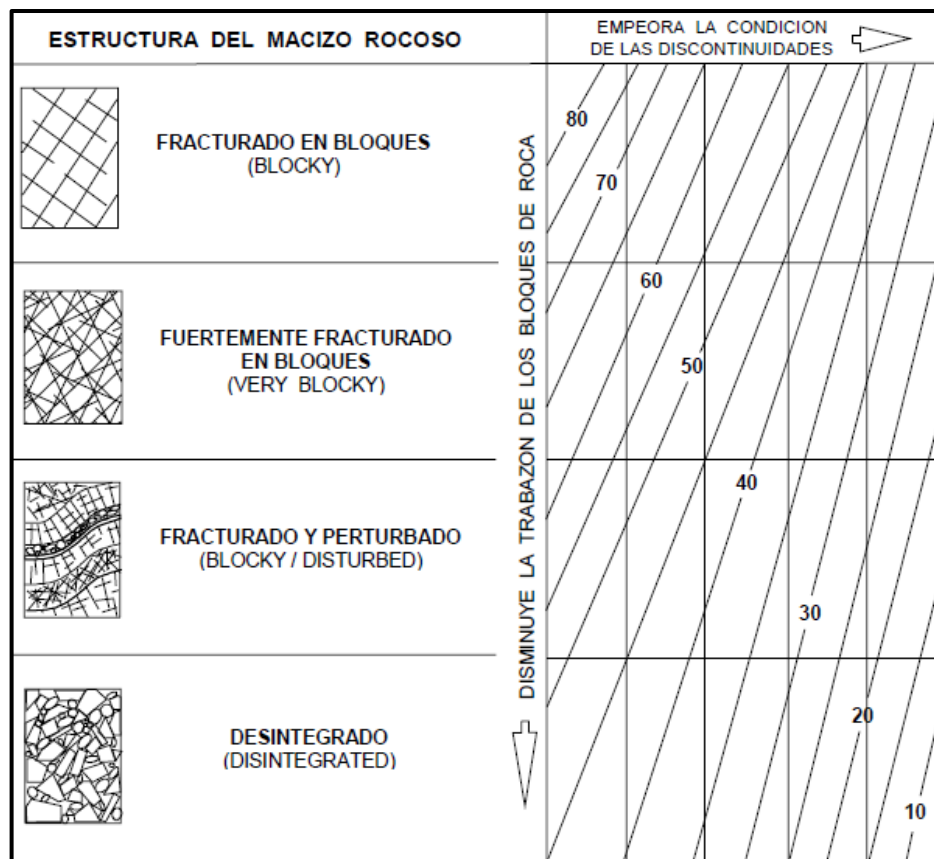
<sup>20</sup> Medhurst T. P., Brown E. T. & Trueman R. Experimental studies of the effects of scale on the strength of coal, Proc. 8th ISRM Congress, Tokyo, 1, 347-351, A. A. Balkema. (1995)

<sup>(a)</sup> En versiones anteriores de esta tabla se utilizaron los términos FRACTURADO Y CIZALLADO (BLOCKY/SEAMY) y MOLIDO (CRUSHED), siguiendo la terminología usada por Terzaghi<sup>20</sup>. Sin embargo, estos términos han provocado confusión y los mismos han sido reemplazados, en esta tabla, por FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY/DISTURBED), que refleja en mejor forma el aumento de movilidad de un macizo rocoso que ha sufrido plegamientos y/o fallamientos, y DESINTEGRADO (DISINTEGRATED), que incluye un mayor rango de tamaños y formas de clastos o trozos de roca.

Esta libertad está controlada por el perfil geométrico de los bloques de roca intacta, así como también, por la condición de las superficies que separan dichos bloques.

El (GSI), propuesto por Hoek<sup>21</sup>, Kaiser y Bawden<sup>22</sup>, proporciona un sistema para estimar la disminución de la resistencia que presentaría un macizo rocoso con diferentes condiciones geológicas. Este sistema se presenta en Tablas 3 y 4.

**Tabla 4.** Estimación del Índice Geológico de resistencia, GSI, en base a una Descripción Geológica del Macizo Rocosos



**Fuente:** Modificado. HOEK, Evert. BROWN, E. T. Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica. 1997

<sup>21</sup> Hoek E. Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2(2), 4-16. (1994)

<sup>22</sup> Hoek E., Kaiser P.K. & Bawden W.F. SUPPORT OF UNDERGROUND EXCAVATIONS IN HARD ROCK, p. 215, Balkema, Rotterdam. (1995)

La elección de un valor GSI = 25 para el cambio entre el criterio original y el modificado, es simplemente arbitraria. Se podría afirmar que definiendo el cambio en el valor GSI = 30 no introduciría una discontinuidad en el valor del parámetro  $a$ , pero numerosos ensayos han demostrado que el definir un valor "exacto" para este cambio tiene en la práctica una importancia insignificante.

La experiencia ha demostrado que la Tabla 3 es suficiente para las observaciones de terreno, ya que sólo es necesario mencionar el código de la letra que identifica cada categoría de macizo rocoso. Luego, estos códigos se pueden usar para estimar el valor GSI en la Tabla 4. Una vez que se ha estimado el Índice Geológico de Resistencia, se pueden calcular los parámetros que definen las características de resistencia del macizo rocoso.

**1.2.2.5 Estimación del Factor de Alteración D.** La experiencia en el diseño de taludes en grandes rajos a cielo abierto ha mostrado que el criterio de Hoek-Brown para macizos rocosos in situ no alterados ( $D = 0$ ) da lugar a parámetros de resistencia del macizo rocoso consideradas optimistas. Los efectos de los intensos daños de las voladuras, así como de la relación de esfuerzos debido a la retirada del estéril de recubrimiento, provocan una alteración. Para estos bloques rocosos es más apropiado considerar propiedades "alteradas" del macizo, es decir  $D = 1$  en las ecuaciones 18 y 19.

Lorig y Varona<sup>23</sup> muestran que factores tales como el confinamiento lateral producido por los diferentes radios de curvatura de los taludes (en planta) comparados con su altura también tienen su influencia sobre el grado de alteración.

---

<sup>23</sup> Lorig, L., and Varona, P. Practical slope-stability analysis using finite-difference codes. Slope stability in surface mining. (Eds. W.A. Hustrulid, M.J. McCarter and D.J.A. Van Zyl). Littleton: Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., 115–124. (2001)

Sonmez y Ulusay<sup>24</sup> analizaron retrospectivamente cinco roturas de taludes en minas de carbón a cielo abierto en Turquía e intentaron asignar factores de alteración a cada macizo basándose fundamentalmente en la evaluación de las propiedades de los macizos rocosos deducidas con el criterio de Hoek-Brown. Desgraciadamente, uno de los taludes parece estar controlado estructuralmente mientras otro consiste en un depósito de estéril desplazado. Los autores consideran que el criterio de Hoek-Brown no es aplicable a estos dos casos.

Cheng y Liu<sup>25</sup> recopilaron los resultados de análisis retrospectivos de medidas de deformación, a partir de extensómetros colocados antes del comienzo de la excavación, en la caverna de la central hidroeléctrica de Mingtan en Taiwan. Ellos encontraron que la zona dañada por las voladuras se extendía a una distancia de unos 2 m alrededor de toda la excavación. La resistencia y propiedades de deformación del macizo rocoso dañado calculadas de manera retrospectiva dan un factor de alteración equivalente  $D = 0,7$ .

Para macizos rocosos de mejor calidad ( $GSI \geq 25$ ), el valor del índice GSI puede ser estimado directamente de la versión 1976 de la clasificación propuesta por Bieniawski para calificar geotécnicamente el macizo (índice RMR), asignando 10 puntos a la condición de aguas subterráneas (o sea suponiendo una condición seca) y asignando 0 puntos al ajuste por orientación de las discontinuidades (o sea suponiendo que la orientación es muy favorable). Para los que presentan muy mala calidad, el valor de RMR es muy difícil de estimar y el equilibrio entre las clasificaciones ya no entrega una base confiable para estimar la resistencia. Por consiguiente, no se debería usar la clasificación del RMR de Bieniawski para estimar los valores  $GSI$  en los macizos rocosos de mala calidad.

---

<sup>24</sup> Sonmez, H., and Ulusay, R. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to the stability of slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36 (6), 743–760. (1999)

<sup>25</sup> Cheng, Y., and Liu, S. Power caverns of the Mingtan Pumped Storage Project, Taiwan. In *Comprehensive Rock Engineering*. (Ed. J.A. Hudson), Oxford: Pergamon, 5, 111–132. (1990)

Si se usa la versión 1989 de la clasificación de Bieniawski, entonces  $GSI = RMR'_{89} - 5$ , donde  $RMR'_{89}$  asigna 15 puntos a la condición de aguas subterráneas y 0 puntos al ajuste por orientación de las discontinuidades.

Uno de los problemas prácticos que surge cuando se fija el valor del  $GSI$  en terreno, está relacionado con el daño por tronadura. Donde sea posible, se debería usar la superficie no dañada para estimar el valor  $GSI$ , ya que el propósito principal es determinar las propiedades del macizo rocoso no perturbado. En todas aquellas superficies visibles que se hayan dañado a causa de la tronadura, se debería de intentar hacer algo para compensar los valores de  $GSI$  más bajos obtenidos de esas caras libres.

En caras libres recientemente tronadas, se crearán nuevas discontinuidades por efecto de la tronadura, las cuales resultan en un valor  $GSI$  que puede llegar a ser 10 puntos menos que el correspondiente al mismo macizo rocoso no perturbado por la tronadura. En otras palabras, se podría considerar el efecto de un daño severo por tronadura adelantando una fila en las Tablas 3 y 4 la posición correspondiente al índice  $GSI$ .

Donde las caras libres dañadas por efecto de la tronadura hayan quedado expuestas por algunos años, podría ser necesario también correr una columna a la izquierda dicha posición, a fin de considerar la meteorización de la superficie que probablemente ocurrirá durante esta exposición. En consecuencia, una superficie de roca muy alterada por efecto de la tronadura que tenga la apariencia de un macizo rocoso FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY/DISTURBED) y con discontinuidades en condición REGULAR (FAIR) (FP/R en Tabla 3), puede ser en efecto FUERTEMENTE FRACTURADO (VERY BLOCKY) y con discontinuidades en condición BUENA (GOOD) (FF/B en Tabla 3) en su estado in situ no perturbado.

Los problemas más prácticos de ingeniería tienen que ver con macizos rocosos fracturados. A los efectos de la predicción de la fuerza de las masas de rocas articuladas, se asume generalmente que el espaciamiento de las discontinuidades es pequeño en relación con la escala de interés, de tal manera que la masa de roca se puede suponer que se comportan como un material isotrópico.

En efecto Hoek y Brown (1980a) superponen la envolvente de rotura de varios planos de debilidad en diferentes orientaciones al modelo de Jaeger. Sin embargo, esto supone que no hay interacción entre los diferentes conjuntos de conjuntos. Si bien esto puede ser cierto para la falla y modos de falla de deslizamiento, no es así para el resto de los modos de falla mixtos (Amadei, 1988). Es evidente, entonces la interacción entre los conjuntos que debe tenerse en cuenta.

No es de extrañar entonces, los intentos teóricos para describir la fuerza de los macizos rocosos fracturados que no han demostrado ser útil en la práctica. Por lo tanto, la mayoría de los intentos de predecir la resistencia a la rotura han caído a criterios de falla empíricos (Bieniawski, 1974 a, b; Yudhbir, 1983;.Ramamurthy, 1986; Ramamurthy, 1985, 1994. Sheorey, 1989. Sheorey, 1997; Yoshida, 1990;. Kalamaras y Bieniawski, 1993, y Papantonopoulos y Atmatzidis, 1993) o clasificaciones de masa de roca (Laubscher, 1990).

**1.2.3 Criterio de Falla de Yudhbir.** Modelo usado para predecir la resistencia a la rotura, es un criterio de falla que describe la fuerza de macizos rocosos, acompañado de un factor de corrección.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = A + B \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\alpha$$

*Ecuación 30.*

Donde:

$$A = 0,0176Q^\alpha$$

Ecuación 31.

ó

$$A = \exp(0,0765 RMR - 7,65)$$

Ecuación 32.

**Tabla 5.** Valores típicos de los parámetros B en el criterio de Yudbhir.

B	2	3	4	5
Tipo de Roca	-Toba -Esquisto -Caliza	-Limolita -Lodolita	-Cuarcita -Arenisca -Dolerita	-Cuerzodiorita -Pizarra -Granito

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**Tabla 6.** Características del criterio de Yudbhir.

CONSTANTES		NOTAS
A = Parámetro relacionado con la calidad de la masa de la roca, (es decir, A = 1 para una roca intacta y 0 para una roca completamente desintegrada)	B = constante relacionada con el tipo de roca  $\alpha = 0,65$  $\sigma_c = UCS$	Aplicable para rocas de comportamiento frágil y dúctil  Bieniawski (1974) utilizó $\alpha = 0,75$

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**1.2.4 Criterio de Falla de Ramamurthy.** Modelo adecuado para las masas de rocas con alta anisotropía, contribuyendo al estudio de macizos rocosos, teniendo

en cuenta la presencia de los planos de discontinuidad y los diferentes niveles de meteorización.

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_m}{\sigma_3} = B_m \left( \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_3} \right)^\alpha \quad \text{Ecuación 33.}$$

Donde:

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp \left[ \frac{RMR - 100}{18,75} \right] \quad \text{Ecuación 34.}$$

Y

$$B_m = B \exp \left[ \frac{RMR - 100}{75,5} \right] \quad \text{Ecuación 35.}$$

**Tabla 7.** Características del criterio de Ramamurthy.

CONSTANTES		NOTAS
$B_m =$ Constante del material	$\alpha = 0,8$ $\sigma_c =$ UCS	Aplicable sobre ambas regiones frágil y dúctil  Bieniawski (1974) utilizó $\alpha = 0,75$

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**Tabla 8.** Constantes B para el criterio de Ramamurthy (reproducido de Ramamurthy y Arora, 1994)

Tipo de Roca	Rocas sedimentarias y Metamórficas						Rocas Ígneas	
	Arcillosa		Arenosa		Rocas Químicas		Andesita Diorita Liparita Basalto	Charnockita Granito
	Limolita Arcilla Toba Loess	Lutita Pizarra Lodolita Arcillolita	Arenisca	Cuarcita	Caliza Anhidrita La sal de roca	Mármol Dolomita		
B	1,8	2,2	2,2	2,6	2,4	2,8	2,6	3,0

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**1.2.5 Criterio de Falla de Kalamaras y Bieniawski.** Propusieron un modelo matemático basado en el estudio del comportamiento del macizo rocoso, teniendo en cuenta características como las condiciones, orientación y espaciamiento de las discontinuidades.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = A + B \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\alpha \quad \text{Ecuación 36.}$$

Donde:

$$A = \exp \left( \frac{RMR-100}{12} \right) \quad \text{Ecuación 37.}$$

$$B = \exp \left( \frac{RMR+20}{52} \right) \quad \text{Ecuación 38.}$$

$$RMR = 9 \text{ LN } (Q + 44) \quad \text{Ecuación 39.}$$

**Tabla 9.** Características del criterio de Kalamaras y Bieniawski.

CONSTANTES	NOTAS
A, B = Parámetros relacionado con RMR	Probablemente corresponde al comportamiento dúctil y frágil (dado por Bieniaswki)
$\alpha = 0,6$	
$\sigma_c = \text{UCS}$	
Q = Parámetro de la roca	

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**Tabla 10.** Descripciones de los sitios de estudio Greywacke (reproducido por Lee, 1999).

CARACTERÍSTICAS	PARÁMETROS		
	RMR	Q	GSI
Areniscas con intercalaciones de lutitas	<20-50	0,002-2	20-50
	Mas usado 40	Mas usado 1	Mas usado 40
Arenisca con gran presencia de lutitas	<25-55	0,1-2	25-55
	Mas usado 45	Mas usado 1	Mas usado 45
Lutitas con presencia de granos de arena	<20-50	0,02-1	10-40
	Mas usado 35	Mas usado 0,5	Mas usado 35

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**1.2.6 Criterio de Falla de Sheorey.** Criterio de falla basado en un modelo elástico.

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} \left( 1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_{tm}} \right)^{b_m} \quad \text{Ecuación 40.}$$

Donde:

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp\left(\frac{RMR_{76} - 100}{20}\right) \quad \text{Ecuación 41.}$$

$$b_m = b \left( \frac{RMR_{76}}{100} \right) \quad \text{Ecuación 42.}$$

Para:  $b_m < 0,95$

**Tabla 11.** Características del criterio de Sheorey.

Para $RMR_{76} > 18$	$GSI = RMR_{76}$
Para $RMR_{76} < 18$	Usar la ecuación de Qy RMR
Para $RMR_{76} > 23$	$GSI = RMR_{89} - 5$
Para $RMR_{76} < 23$	Usar la ecuación de Qy RMR

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**1.2.7 Criterio de Falla de Yoshida.** Su estructura se acopla a una combinación de los criterios de Mohr Coulomb y Hoek-Brown, está relacionado con la resistencia de los macizos rocosos.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + A\sigma_c \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{1/B} \quad \text{Ecuación 43.}$$

**Tabla 12.** Características del criterio de Yoshida.

CONSTANTES	NOTAS
<p>A, B y S dependen del material</p> <p>B rangos entre 1 a 2 (es decir, si B = 1 entonces es Mohr-Coulomb, si B = 2, es Hoek-Brown)</p> <p><math>\sigma_c = UCS</math></p>	<p>Aplica para rocas pocos consolidadas</p>

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**1.2.8 Criterio de Falla de Papantonopoulos y Atmatzidis.**

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^{(1+k)} = m\sigma_c^k \sigma_3 + \sigma_c^{(1+k)} \quad \text{Ecuación 44.}$$

**Tabla 13.** Características del criterio de Papantonopoulos y Atmatzidis.

CONSTANTES	NOTAS
K = Medida de la convexidad (es decir, si, K = 0, se genera una línea recta). K puede ser mayor que 1.	Aplicable a la gama quebradizo (es decir, cuando K = 1, la ecuación se convierte en el criterio de Hoek-Brown).
$\sigma_c$ = UCS, se obtiene con datos experimentales.	Intenta combinar los criterios de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown usando parámetro K.

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**1.2.9 Criterio de Falla de Barton-Bandis.** Es el criterio más útil desde un punto de vista práctico y, de manera similar a los criterios de falla para roca intacta, utiliza ambos resultados de las pruebas de laboratorio y el análisis subjetivo de las condiciones de las discontinuidades para su uso.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad \text{Ecuación 45.}$$

Donde:

JRC = Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad  $0 < JRC < 20$

JRC= 0 (Superficie perfectamente suave)

JRC= 20 (Superficie muy rugosa)

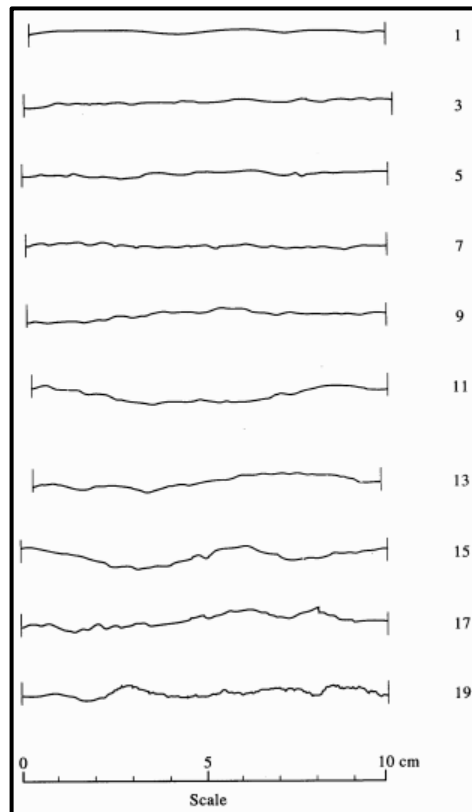
JCS = Resistencia a la Compresión

$\varphi_r$  = Ángulo de fricción Residual

R y r Valores estimados en campo por medio del martillo de Schmidt.

El valor de JRC pueden ser empíricamente estimados mediante la comparación de perfiles de la superficie rugosa de la junta, teniendo 10 perfiles estandarizados (Ver Figura 11). Éste método para la determinación de la rugosidad ha sido aceptado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981). También se puede estimar mediante el ensayo de inclinación Tilt test (Kliche, 1999).

**Figura 11.** Técnicas para estimar el coeficiente de rugosidad JRC



**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**Tabla 14.** Ángulo de fricción básico con respecto al tipo de roca.

Roca	Ángulo de Fricción básico $\varphi_b$ (grados)
Andesita	45
Arenisca	30-50
Basalto	48-55
Caliza	35-50
Cuarcita	40-55
Diabasa	40-50
Diorita	50-55
Dolomita	25-35
Esquisto	25-30
Gabro	35
Gneis	30-40
Granito	45-58
Mármol	35-45
Lutita	40-60
Pizarra	40-55
Yeso	30

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

$$\varphi_r = \varphi_b - 20^\circ + 20 \left( \frac{r}{R} \right)$$

*Ecuación 46.*

### 1.2.10 Criterio de Falla de Wang Chuan-Zhi.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + 4,1 \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)$$

*Ecuación 47.*

Es decir,  $A = 4,10$  y  $\alpha = 1$

**Tabla 15.** Valores de  $m$  y  $s$  de acuerdo al tipo de roca.

TIPO DE ROCA	ROCAS CARBONATADAS BIEN CRISTALIZADAS (Dolomita, Caliza y Mármol)		ROCAS ARCILLOSAS LITIFICADAS (Argilita, Limolitas, Pizarras no arenosas)		ROCAS ARENOSAS Bien cementadas (Areniscas y Cuarzitas)		ROCAS IGNEAS DE GRANO FINO (Andesita, Basalto, Diabasa y Riolita)		ROCAS METAMÓRFICAS E ÍGNEAS DE GRANO GRUESO (Gneis, granito, Gabro, Diorita)	
	m	s	m	s	m	s	m	s	m	s
ROCA INTACTA (RMR = 100)	7	1	10	1	15	1	17	1	25	1
ROCA MUY BUENA (RMR = 85)	3,5	0,1	5	0,1	7,5	0,1	8,5	0,1	12,5	0,1
ROCA BUENA (RMR = 65)	0,7	0,004	1	0,004	1,5	0,004	1,7	0,004	2,5	0,004
ROCA NORMAL (RMR = 44)	0,14	0,0001	0,2	0,0001	0,3	0,0001	0,34	0,0001	0,5	0,0001
ROCA MALA (RMR = 23 )	0,04	0,00001	0,05	0,00001	0,08	0,00001	0,09	0,00001	0,13	0,00001
ROCA MUY MALA (RMR = 3)	0,007	0	0,01	0	0,015	0	0,017	0	0,025	0

**Fuente:** Modificado. STEWART, Scott. Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke. 2007

**1.2.11 Criterio de Falla de Tresca.** En 1868, Tresca propuso que la plastificación se alcanza cuando la tensión tangencial máxima, en un punto de un sólido, alcanza un valor igual a la mitad del límite elástico obtenido en el ensayo de tracción del material. Por este motivo, este criterio también se conoce como *criterio de máxima tensión tangencial*.

En un ensayo de tracción se verifica que  $\sigma_1 \neq 0$  y  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ , siendo la tensión tangencial máxima  $\tau_{max} = \frac{\sigma_1}{2}$  como se muestra en la Figura 12.

$$\sigma_1 = C_0 + \sigma_3 \quad \text{Ecuación 48.}$$

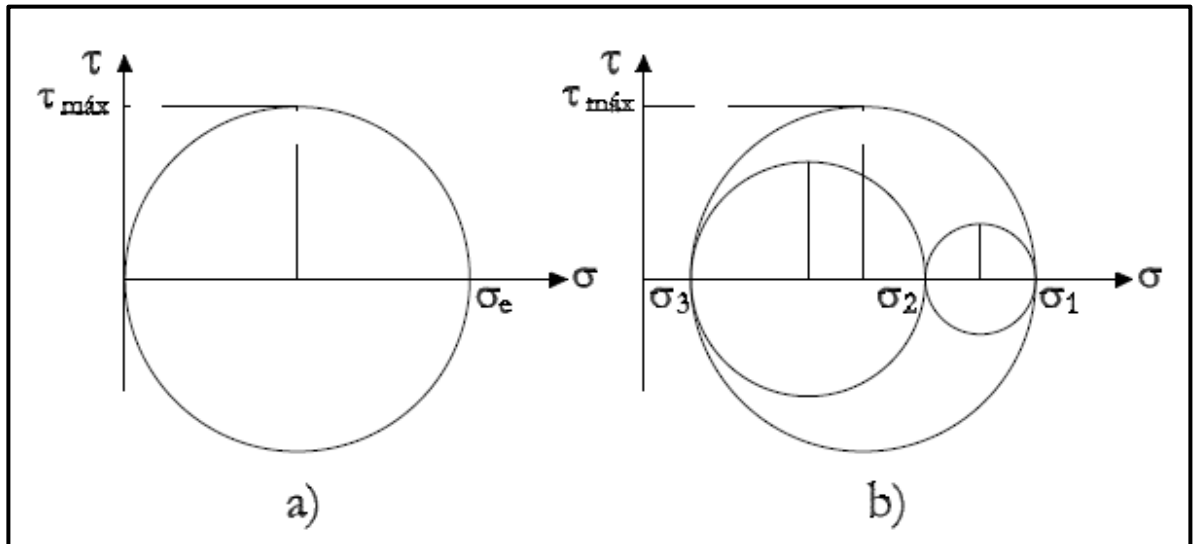
$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = S_0 \quad \text{Ecuación 49.}$$

Donde:

$$C_o = 2s_o$$

*Ecuación 50.*

**Figura 12.** a) Tensión tangencial máxima en un ensayo de tracción. b) Tensión tangencial máxima en un estado general de tensiones



**Fuente:** TORRADO, Santiago. Criterios de Plasticidad y de Rotura. 2011

**1.2.12 Clasificación Geomecánica RMR (Rock Mass Rating).** Desarrollada por Bieniawski (1976) (Ver Tabla 16), propuso una clasificación que tomará en cuenta aspectos que se relacionarán más con el comportamiento del macizo combinando el RQD de Deere (1964) con otras observaciones como la presencia de agua y la alteración de las fracturas. Fue la primera clasificación geomecánica que aportó datos cuantitativos como ángulos de fricción y el tiempo de soporte de un claro proceso activo. Los seis parámetros básicos que contempla son los siguiente:

- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca.
- Índice de Calidad de la Roca (RQD) de acuerdo a Deere (1964).

- Espaciamiento de las discontinuidades.
- Condición de las discontinuidades (rugosidad, continuidad, tamaño de la apertura, meteorización, tipos de rellenos etc).
- Flujo de agua a través de las juntas
- Orientación de las discontinuidades.

Para la estimación de RQD, Deere (1964) emplea la recuperación de núcleos extraídos por barrenación a diamante con diámetros de 254 mm ó superiores, mayores a 100 mm entre la longitud barrenada multiplicada por 100, la cual se define como sigue:

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud de núcleos recuperados} \geq 100 \text{ mm}}{\text{Longitud Total Barrenada}} \times 100 \quad \text{Ecuación 51.}$$

En casos en los cuales se necesita estimar el RQD pero no se tiene acceso a núcleos de barrenación a diamante, Palmstrom (1982) sugiere que en caso de que las discontinuidades sean visibles ya sea en planos expuestos ó adits de exploración, se puede realizar calculando el número de discontinuidades por unidad de volumen de acuerdo a la relación:

$$RQD = 115 - 3,3J_V \quad \text{Ecuación 52.}$$

Donde  $J_V$  es la suma del número de juntas por unidad de longitud de todas las familias de discontinuidades conocido como conteo volumétrico de juntas.

Para aplicar el RMR, el macizo rocoso es dividido en regiones estructuradas y cada una se analiza por separado. Los límites de la región usualmente coinciden con la estructura característica mayor como una falla ó cambios en la litología.

Después se analiza cada una de las características de la roca de acuerdo a la Tabla 16 dándole su respectivo valor respecto a las condiciones observadas. A esa valoración obtenida se le resta un factor de ajuste de acuerdo a la orientación de las discontinuidades con respecto a la obra con las Tablas 17 y 21.

**Tabla 16.** Parámetros de Clasificación y sus valores

1	Resistencia a la compresión Uniaxial	> 250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25	1-5	<1
	Valoración	15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D	90°-100°	75°-90°	50°-75°	25°-50°	<25°		
	Valoración	20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento entre discontinuidades	> 2m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2m	<0,06m		
	Valoración	20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Muy rugosas, no continuas, sin separación, bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas, separación < 1mm, bordes algo meteorizados	Ligeramente rugosas, separación < 1mm, bordes muy meteorizados	Espejos de falla o con relleno < 5mm ó abiertas 1-5 mm, diaclasas continua	Relleno blando >5 mm ó abertura > 5 mm, diaclasa continua		
	Valoración	30	25	20	10	0		
5	Flujos de Agua en las Discontinuidades	Seco 0,0	Ligeramente Húmedo 0,0-0,1	Húmedo 0,1- 0,2	Goteando 0,5	Fluyendo >0,5		
	Valoración	15	10	7	4	0		

**Fuente:** Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

Ya que se ha restado el rango correspondiente se compara con la Tabla 17 para asignar la clase y definición del tipo de roca así como también, aplicando el criterio de la Tabla 19, obtener valores del comportamiento de macizo rocoso. El apartado se aplica como guía para distinguir el tipo de discontinuidad al momento de hacer la clasificación.

**Tabla 17.** Factor de ajuste por orientación de las discontinuidades

Orientación de las Discontinuidades		Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable
Valoración	Túneles y Minas	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-6	-25	-50	-50

Fuente: Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

**Tabla 18.** Clasificación del macizo rocoso de acuerdo a su valoración.

Rango	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Clase No.	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena	Buena	Regular	Mala	Muy Mala

Fuente: Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

**Tabla 19.** Significado de la clasificación del macizo rocoso

No. Clase	I	II	III	IV	V
Cohesión del Macizo (Kpa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ángulo de fricción (Grados)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Fuente: Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

**Tabla 20.** Pautas para la clasificación de las condiciones de las discontinuidades

Continuidad de Discontinuidad (Persistencia)	<1m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20m
Valoración	6	4	2	1	0
Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligeramente Rugosa	Suave	Lisa
Valoración	6	5	4	1	0
Alteración	Inalterada	Ligeramente Alterada	Moderadamente Alterada	Altamente Alterada	Descompuesta
Valoración	6	5	3	1	0

Fuente: Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

**Tabla 21.** Efecto del rumbo y echado de las discontinuidades

Rumbo perpendicular al rumbo del eje de la obra				Rumbo paralelo al eje de la obra		Echado 0° a 20° Independientemente del rumbo
Penetración en sentido del rumbo		Penetración contra el Rumbo		Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	
Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°			Echado 45°-90°
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy favorable	Regular	Desfavorable

**Fuente:** Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

**1.2.13 Clasificación SRM (Slope Mass Rating).** La clasificación SMR, desarrollada por Romana (1995) es una técnica para determinar los factores de ajuste que se necesitan para aplicar la clasificación original RMR (Rock Mass Rating) de Bienawski (1976) a los taludes. En este caso dichos factores corresponden al tipo de mecanismo de falla en la cual ocurre el talud rocoso ya que por lo regular la estabilidad está gobernada por las discontinuidades y la intersección de éstas produce superficies que delimitan bloques de roca que fallarán.

Este índice se obtiene del RMR básico sumando un “factor de ajuste”, que es función de la orientación de las discontinuidades (producto de tres subfactores) y un factor de excavación que depende del método utilizando:

$$SMR = RMR + (F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad \text{Ecuación 53.}$$

Donde:

RMR = (rango de 0 a 100) se calcula de acuerdo con los coeficientes de Bieniawski (1976) como la suma de las valorizaciones correspondientes a cinco parámetros (Ver Tabla 16): El factor de ajuste de las discontinuidades es producto de tres subfactores (Ver Tabla 22):

**1.2.13.1 F1 Paralelismo entre el talud y la discontinuidad.** Depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la cara del talud. Varía entre 1.00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es baja). Estos valores, establecidos empíricamente se ajustan a la expresión:

$$F1 = (1 - \text{Sen } \alpha_p - \alpha_f)^2 \quad \text{Ecuación 54.}$$

Donde:

$\alpha_p$  = Dirección del echado de la discontinuidad.

$\alpha_f$  = Dirección del echado del talud.

**1.2.13.2 F2 Inclinación del plano de discontinuidad.** Depende del echado de la discontinuidad en la rotura plana. En cierto sentido es una medida de la probabilidad a la resistencia a esfuerzo cortante de la discontinuidad. Varía entre 1.00 (para juntas con echado superior a 45°) y 0.15 (para juntas con echados inferior a 20°). Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse según la relación:

$$F2 = (\tan^2 \varphi_p)^2 \quad \text{Ecuación 55.}$$

Donde:

$\varphi_p$  = Echado de la discontinuidad.

F2 = Tiene un valor de 1.0 para mecanismos de falla por vuelco.

### 1.2.13.3 F3 Relación echado del talud y echado del plano de discontinuidad.

Refleja la relación entre la orientación de los planos de discontinuidad con respecto al talud. Estos valores son los mismo propuestos por Bieniawski (1976) (Ver Tabla 21) que siempre son negativos.

Para roturas planas F3 expresa la probabilidad de que las juntas afloren en el talud. Se supone que las condiciones son normales cuando el echado medido de la familia de juntas es igual al del talud y por lo tanto aflorarán algunos planos. Cuando el talud se inclina más que las juntas, casi todas aflorarán y las condiciones serán muy desfavorables, lo que supone un valor de F3 de -60 (para  $\varphi f - \varphi p > 10^\circ$ ), ó desfavorables lo que supone un valor de F3 de -50 (para  $0 < \varphi f - \varphi p < 10^\circ$ ). La diferencia con el valor de F3 normal (-25) es muy grande.

**Tabla 22.** Factor de ajustes de las discontinuidades para la Clasificación SRM (Romana, 1995).

Factor F1						
Caso		Muy Favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy Desfavorable
P	$\alpha p - \alpha f$	>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°
T	$\alpha p - \alpha f \ 180^\circ$					
P/T	F1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Factor F2						
P	$\varphi p$	<20°	20°-30°	30°-35°	35°-45°	>45°
	F2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F2	1	1	1	1	1
Factor F3						
P	$\varphi p - \varphi f$	>10°	10°-0°	0°	0°- (-10°)	< -10°
T	$\varphi p + \varphi f$	<110°	110°-120°	>120°		..
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60
P Rorura Plana		$\alpha f$ dirección del echado del Talud	$\alpha p$ Dirección del echado de la Discontinuidad			
T Rotura por Vuelco		$\varphi f$ echado del Talud	$\varphi p$ echado de las Juntas			

**Fuente:** Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

**1.2.13.4 F4 Factor de ajuste según el Método de Excavación.** Este ha sido establecido empíricamente de acuerdo a los siguientes criterios (Ver Tabla 23):

- Los taludes naturales son estables, a causa de los procesos de erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.), para ello se otorga un valor de  $F4 = +15$ .
- Utilizar la técnica de precorte en las voladuras aumenta la estabilidad de los taludes en media clase.  $F4 = +10$ .
- La técnica de voladura suavizada (recorte o post-corte) bien calculada y ejecutada, también aumenta la estabilidad de los taludes  $F4 = +8$ .
- Las voladuras normales aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad.  $F4 = 0$ .
- Las voladuras defectuosas son muy frecuentes y pueden empeorar la estabilidad propia del terreno.  $F4 = -8$ .
- La excavación mecánica de los taludes por ripeado sólo es posible cuando el macizo rocoso está muy fracturado ó se excava roca blanda. Con frecuencia se combina con pre-voladuras que contemplan poco criterio de diseño. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello el método ni mejora ni empeora la estabilidad.  $F4 = 0$ .

**Tabla 23.** Factor de ajustes según el método de excavación del talud para la clasificación SMR (Romana. 1995).

Método de Excavación	Talud Natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura o Mecánico	Voladura Deficiente
Valor $F4$	15	10	8	0	-8

**Fuente:** Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

Para aplicar esta clasificación, Romana (1985) hace las siguientes observaciones:

- La clasificación no tiene instrucciones específicas para las roturas en una cuña. El procedimiento a seguir es obtener el índice SMR para cada de las familias de las juntas. El valor más bajo obtenido para cada familia empíricamente, será el representativo del talud.
- En rocas meteorizadas y en las evolutivas, la clasificación debe ser aplicada dos veces: para la situación inicial de roca sana y para la situación futura de la roca meteorizada. Los índices obtenidos serán distintos.

Según el valor del índice SMR, se obtiene 5 clases de estabilidad, definidas en la siguiente tabla (Ver Tabla 24):

**Tabla 24.** Clases de estabilidad de acuerdo al SMR (Romana, 1995)

Clase No.	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Regular	Buena	Muy Buena
Estabilidad	Totalmente Inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente Estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Discontinuidades	Algunas discontinuidades	Algunos Bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

**Fuente:** Modificado. ARMAS, Juan. Caracterización Geomecánica

Ahora Para los criterios de falla en función de esfuerzos poliaxiales se tiene:

**1.2.14 Criterio de Falla de Drucker – Prager (CFDP).** El criterio de Von Mises puede escribirse de la siguiente manera:

$$J_2^{1/2} = K^2$$

*Ecuación 56.*

donde  $k$  es una constante empírica. El criterio de falla de Drucker–Prager, también se conoce como el criterio de falla modificado de Von Mises. Fue desarrollado originalmente para la mecánica de suelos<sup>26</sup>.

La superficie de fluencia del criterio modificado de von Mises en el espacio de esfuerzos principales es un cono circular recto igualmente inclinados a los ejes principales de esfuerzos. La intersección del plano  $\pi$  con la superficie de cedencia es un círculo. La función de producción utilizada por Drucker -Prager al describir el cono en la aplicación de los teoremas de límites para suelos plásticos tiene la forma:

$$J_2^{1/2} = K^2 + \alpha J_1 \quad \text{Ecuación 57.}$$

Donde  $\alpha$  y  $K$  son constantes del material. Los parámetros del material  $\alpha$  y  $K$  se puede determinar a partir de la pendiente y la intersección de la envolvente de falla, trazados en el espacio  $J_1$  y  $J_2^{1/2}$ .  $\alpha$  está relacionada con la fricción interna del material y  $k$  está relacionado con la cohesión del material, de esta manera, el criterio de Drucker-Prager se puede comparar con el criterio de Mohr-Coulomb. Cuando  $\alpha = 0$  La ecuación 56 reduce al criterio de Von Mises. El criterio de Drucker-Prager se puede dividir en un criterio de límite externo (o circunscrito-Drucker-Prager) y un criterio de límite interno (o inscrito de Drucker-Prager). Estas dos versiones del criterio de Drucker-Prager provienen de la comparación del criterio de Drucker- Prager con el criterio de Mohr-Coulomb. En la figura 13 se aprecian las dos opciones de Prager-Drucker, junto con el criterio de Mohr-Coulomb en el plano  $\pi$ . El círculo interior de Drucker-Prager sólo toca el interior del criterio de Mohr-Coulomb y el círculo exterior de Drucker-Prager coincide con los vértices exteriores del hexágono de Mohr-Coulomb. El criterio inscrito de Drucker-Prager se obtiene cuando<sup>27,28</sup> :

---

<sup>26</sup> Drucker D, Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Q Appl Math 1952; 10:157–65.

<sup>27</sup> McLean M, Addis M. Wellbore stability: the effect of strength criteria on mud weight recommendations. Proceedings of the 65th Annual Technical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum Engineers, New Orleans, 1990. p. 9–17.

$$\alpha = \frac{3 \operatorname{Sen} \emptyset}{\sqrt{9+3 \operatorname{Sen}^2 \emptyset}} \quad \text{Ecuación 58}$$

$$k = \frac{3C_o \operatorname{Cos} \emptyset}{2 \sqrt{q} \sqrt{9+3 \operatorname{Sen}^2 \emptyset}} \quad \text{Ecuación 59.}$$

donde  $\emptyset$  es el ángulo de fricción interna, es decir,  $\emptyset = \operatorname{Tan}^{-1} \mu_i$ . El criterio circunscrito de Drucker-Prager se obtiene cuando<sup>29,30</sup> :

$$\alpha = \frac{6 \operatorname{Sen} \emptyset}{\sqrt{3}(3-\operatorname{Sen} \emptyset)} \quad \text{Ecuación 60.}$$

$$k = \frac{\sqrt{3}C_o \operatorname{Cos} \emptyset}{\sqrt{q} (3-\operatorname{Sen} \emptyset)} \quad \text{Ecuación 61.}$$

Las ecuaciones anteriores muestran que  $\alpha$  solo depende de  $\emptyset$  lo que significa que tiene un límite superior para ambos casos. Cuando  $\emptyset = 90^\circ, \mu = \infty$ , como  $\operatorname{Tan}(90) = \infty$  por lo que el valor de  $\alpha$  converge en 0,866 en el caso Inscrito, del criterio de Drucker-Prager y 1,732 en el caso circunscrito. La figura 14 muestra el comportamiento de  $\alpha$  con respecto a  $\mu_i$ .

Los valores asintóticos están representados por una línea discontinua gruesa para cada caso. Como  $\alpha$  se obtiene a partir de la pendiente de la envolvente de rotura en el espacio  $J_1 - J_2^{1/2}$ .

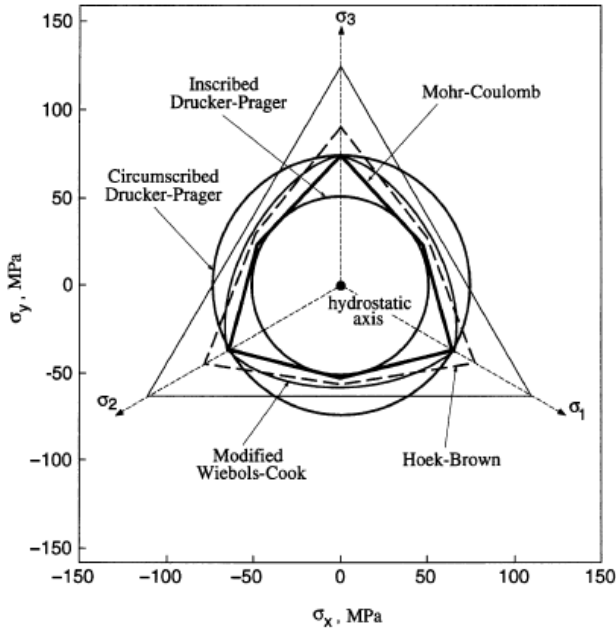
---

<sup>28</sup> Veeken C, Walters J, Kenter C, Davies D. Use of plasticity models for predicting borehole stability. In: Maury V, Fourmaintraux D, editors. Rock at great depth, vol. 2. Rotterdam: Balkema, 1989. p. 835–44.

<sup>29</sup> McLean M, Addis M. Wellbore stability: the effect of strength criteria on mud weight recommendations. Proceedings of the 65th Annual Technical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum Engineers, New Orleans, 1990. p. 9–17.

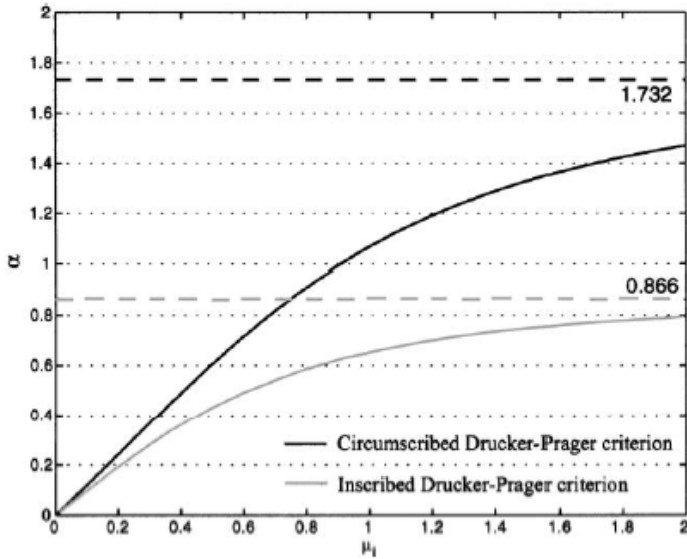
<sup>30</sup> Zhou S. A program to model the initial shape and extent of borehole breakout. Comput Geosci 1994; 20(7/8):1143–60.

**Figura 13.** Envolturas de falla de los criterios de Mohr- Coulomb, Hoek y Brown , modificado de Wiebols y Cook y los criterios circunscrito e inscrito de Drucker-Prager previstas en el plano  $\pi$



**Fuente:** COLMENARES, L.B. ZOBACK, M.D. A Statistical evaluation of intact rock failure criteria constrained by polyaxial test data for five defferent rocks. 2002

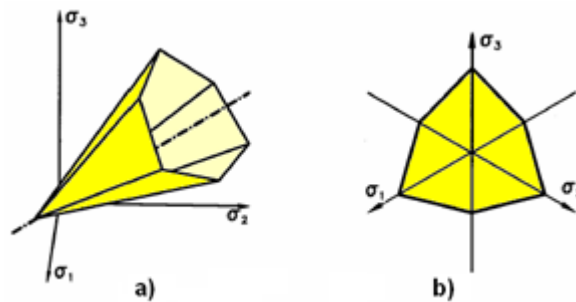
**Figura 14.** Comportamiento de  $\alpha$  con respecto a  $\mu_i$



**Fuente:** COLMENARES, L.B. ZOBACK, M.D. A Statistical evaluation of intact rock failure criteria constrained by polyaxial test data for five defferent rocks. 2002

**1.2.15 Nueva familia de modelos de plasticidad.** El CFMC es un modelo clásico de plasticidad que toma en cuenta la forma de la superficie de falla en el plano deviatórico. Es ampliamente usado para representar el comportamiento de rendimiento y falla de materiales cohesivo-friccionales, este modelo tiene la forma de un hexágono en el plano deviatórico (Ver Figura 15) o plano  $\pi$ , y predice una menor resistencia de rendimiento/falla en compresión que en tensión. Visto que este modelo es relativamente fácil de implementar en una condición de carga bidimensional, la presencia de esquinas hace al CFMC menos directo de implementar en una estructura general tridimensional.

**Figura 15** (a) CFMC en el espacio de los esfuerzos principales. (b) En el plano  $\pi$ .



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

Las nuevas superficies de falla se parecen mucho a la forma de las superficies del CFMC en el plano deviatórico; y han sido propuestas en la literatura para evitar el problema de falla en una esquina (BORJA R, SAMA K y SANZ P. 2002; EWY, R. 1998). Claramente, estos modelos deben ser funciones de las tres invariantes de esfuerzos para capturar la dependencia de la presión y la forma irregular transversal de la superficie en el plano deviatórico. Los nuevos modelos de tres invariantes para materiales friccionales incluyen el modelo de Lade-Duncan, el Modificado de Lade y el de Matsuoka-Nakai.

La formulación general de la familia de los anteriores criterios de falla es:

$$F(\sigma, k) = (K_1 I_3)^{1/3} - f(I_1, I_2) \leq 0 \quad \text{Ecuación 62.}$$

$$K_1 = C_o + K_1 \left( \frac{P_a}{I_1} \right)^m \quad \text{Ecuación 63.}$$

Donde  $P_a$  es la presión atmosférica en las mismas unidades de  $I_1$ ,  $K_1$  es una variable plástica interna que caracteriza la fricción del material;  $I_1$ ,  $I_2$  e  $I_3$  son las invariantes de esfuerzos de primero, segundo y tercer grado respectivamente.

**1.2.16 Criterio Lade – Duncan.** El criterio de falla de Lade-Duncan<sup>31</sup> (CFLD) se obtiene de la ecuación (62) si se toma  $f(I_1, I_2) = I_1$ ,  $C_o = 27$  y  $m = 0$ . En este caso la falla toma lugar si:

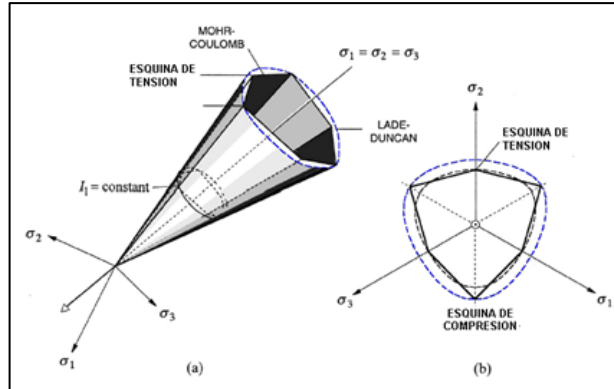
$$I_1^3 / I_3 = 27 + K_1 \quad \text{Ecuación 64.}$$

Este modelo es ampliamente usado para caracterizar el comportamiento de materiales granulares sin cohesión tales como arenas bajo esfuerzos compresivos normales, es decir,  $I_1 < 0$  y  $I_3 > 0$ . La Figura 16 muestra una sección transversal del CFLD en el plano deviatorico graficado en el tope de la sección transversal hexagonal del CFMC.

---

<sup>31</sup> Lade P, Duncan J. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil. J Geotech Eng Div ASCE 1975;101:1037–53.

**Figura 16.** CFMC y CFLD (a) en el espacio de los esfuerzos principales, (b) en el plano deviatórico.



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

El parámetro  $K_1$  puede ser relacionado analíticamente al ángulo de fricción  $\phi$  usado en CFMC. Por ejemplo si el CFLD pasa a través de las tres esquinas internas de tensión del hexágono de CFMC.

$$\frac{1}{3} \text{sen } \phi_t = -\frac{a^2 - a + 1}{a^2 - 5a + 1} \quad \text{Ecuación 65.}$$

Y si pasa a través de las tres esquinas externas de compresión

$$\frac{1}{3} \text{sen } \phi_c = \frac{(a+1)^2 + \sqrt{3}(a^2 - 1)i}{(a+1)^2 + 8a + \sqrt{3}(a^2 - 1)i} \quad \text{Ecuación 66.}$$

Donde:

$$i = \sqrt{-1} \quad \text{Ecuación 67.}$$

$$a = \frac{k_1 - 27 + 6\sqrt{3k_1 i}}{k_1 + 27} \quad \text{Ecuación 68.}$$

**1.2.17 Criterio Modificado de Lade.** Para manejar materiales con cohesión o resistencia tensil no cero, es un criterio de falla en tres dimensiones para los

materiales de fricción, sin cohesión eficaz. Fue desarrollado para crear curvas de envolventes de rotura en el análisis de suelos<sup>32</sup>. Lade propuso que los ejes de los esfuerzos sean modificados dentro de la región tensil por una constante adimensional multiplicada por  $P_a$ . Es decir tomando en la ecuación (65),  $f(I_1, I_2) = I_1$ ,  $C_0 = 27$  y  $0 < m < 1$ .

En el criterio de Lade modificado desarrollado por Ewy<sup>33</sup>. Para el propósito de la tesis, una constante modificada con unidades de cohesión es más aplicable, y se llamará  $S_1$ . Cabe recordar que los esfuerzos manejados en los criterios de falla son esfuerzos efectivos. Ejecutando estos cambios y definiendo apropiadamente las invariantes de esfuerzos  $I_1$  e  $I_2$ , se obtiene el siguiente criterio:

$$(I_1)^3 / I_3 = 27 + \eta \quad \text{Ecuación 69.}$$

Donde:

$$I_1 = (\sigma_1 + S_1 - P_o) + (\sigma_2 + S_1 - P_o) + (\sigma_3 + S_1 - P_o) \quad \text{Ecuación 70.}$$

$$I_3 = (\sigma_1 + S_1 - P_o)(\sigma_2 + S_1 - P_o)(\sigma_3 + S_1 - P_o) \quad \text{Ecuación 71.}$$

$S_1$  y  $\eta$  son constantes del material y  $P_o$  es la presión de poro.

$S_1$  está relacionado a la cohesión de la roca y representa la fricción interna.

$$S_1 = S_o / \tan \phi \quad \text{Ecuación 72.}$$

$$\eta = 4 \tan^2 \phi (9 - 7 \text{sen} \phi) / (1 - \text{sen} \phi) \quad \text{Ecuación 73.}$$

<sup>32</sup> Lade P. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. Int J Solids Struct 1977. 13:1019–35.

<sup>33</sup> Ewy R. Wellbore-stability predictions by use of a modified Lade criterion. SPE Drill Completion 1999. 14(2):85–91.

$S_o$  es la cohesión y  $\phi$  es el ángulo de fricción.

El CFML predice generalmente que se requiere menos incremento en peso de lodo para ir de bajos a altos ángulos de inclinación. Esta diferencia es importante debido a que los pesos de lodo requeridos para pozos horizontales y de altos ángulos, son a menudo estimados basados en pesos de lodo que se trabajaron en pozos verticales y de bajos ángulos. A menudo los criterios de falla MC y DP son usados para calcular resistencia de roca de huecos de bajos ángulos, y el mismo criterio es luego usado para predecir el peso de lodo requerido para huecos de altos ángulos. Solo un criterio tridimensional como el CFML que tiene correctamente en cuenta la influencia del esfuerzo principal intermedio puede correctamente predecir la influencia de la inclinación en el peso de lodo requerido.

El CFML es muy utilizado cuando las esquinas de la superficie de CFMC dan problemas en computaciones numéricas. Las ventanas de lodo calculadas con el CFML también pueden ser usadas para predecir el cambio requerido de peso de lodo debido a un cambio en inclinación o azimut. En este sentido los pesos de lodos predichos serían valores relativos y podrían ser usados para extrapolar de experiencia de perforación limitada en una formación particular.

**1.2.18 Criterio Modificado de Wiebols y Cook.** Zhou presentó un criterio de falla que es una extensión del criterio circunscrito de Drucker-Prager con características similares a la energía del esfuerzo efectivo del criterio de Wiebols y Cook<sup>34</sup>. El criterio de falla descrito por Zhou predice que una roca falla si:

$$J_2^{1/2} = A + BJ_1 + CJ_1^2 \quad \text{Ecuación 74.}$$

Donde:

---

<sup>34</sup> Wiebols G, Cook N. An energy criterion for the strength of rock in polyaxial compression. Int J Rock Mech Min Sci 1968;5: 529-49.

$$J_1 = (1/3)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad \text{Ecuación 75.}$$

y

$$J_2^{1/2} = \sqrt{\frac{1}{6}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2)} \quad \text{Ecuación 76.}$$

Donde  $J_1$  es la medida del esfuerzo de confinamiento eficaz.

$$J_2^{1/2} = (3/2)^{1/2} \tau_{oct} \quad \text{Ecuación 77.}$$

Y donde  $\tau_{oct}$  es el es el esfuerzo cortante octaédrico

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_1)^2} \quad \text{Ecuación 78.}$$

Los parámetros A, B y C se determina de tal modo que la ecuación 74, está limitada por los puntos fuertes de la roca bajo condiciones triaxiales ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) y biaxiales ( $\sigma_1 = \sigma_2$ ). Al sustituir las condiciones dadas, más la resistencia de la roca uniaxial ( $\sigma_1 = C_0, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ) en la ecuación 74, se tiene que:

$$C = \frac{\sqrt{27}}{2C_1 + (q-1)\sigma_3 - C_0} \left( \frac{C_1 + (q-1)\sigma_3 - C_0}{2C_1 + (2q+1)\sigma_3 - C_0} - \frac{q-1}{q+2} \right) \quad \text{Ecuación 79.}$$

Con:

$$C_1 = (1 + 0,6\mu_i)C_0 \quad \text{Ecuación 80.}$$

$$B = \frac{\sqrt{3}(q-1)}{q+2} - \frac{C}{3} (2C_0 + (q+2)\sigma_3) \quad \text{Ecuación 81.}$$

$$A = \frac{C_0}{\sqrt{3}} - \frac{C_0}{3} B - \frac{C_0^2}{9} C \quad \text{Ecuación 82.}$$

Las predicciones de resistencia de la roca producida usando la ecuación 74, son similares a las de Wiebols y Cook, por lo tanto el modelo descrito por ésta ecuación representa un criterio modificado de energía de deformación, el cual lo llamamos criterio de Wiebols y Cook modificado. Para los estados de esfuerzos poliaxiales, las predicciones hechas por éste criterio se ajustan mejor que por el criterio de Mohr Coulomb.

**1.2.19 Criterio Empírico de Mogi (1967).** Mogi ha estudiado la influencia de los esfuerzos medios en caso de falla, mediante la realización de pruebas de compresión confinada ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ), pruebas de tensión confinada ( $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ ) y pruebas de dos ejes ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 = 0$ ) en diferentes tipos de rocas.

Se reconoce que la influencia del esfuerzo principal intermedio en caso de falla no es cero, pero es considerablemente menor que el efecto del esfuerzo principal mínimo<sup>35</sup>. Mogi implementó un nuevo valor de  $\beta$ , argumentando que este valor de  $\beta$  es casi el mismo para todas las rocas quebradizas. El criterio empírico tiene la siguiente fórmula:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = f_1[(\sigma_1 + \beta\sigma_2 + \sigma_3)/2] \quad \text{Ecuación 83.}$$

Donde  $\beta$  es una constante menor que 1. La forma de la función  $f_1$  en la ecuación depende del tipo de roca y debe ser una función monótonamente creciente. Este criterio postula que la falla tiene lugar cuando la energía de distorsión aumenta a un valor límite, lo que aumenta monótonamente con la presión media normal en el plano de falla. El término  $\beta\sigma_2$  puede corresponder a la contribución de  $\sigma_2$  al esfuerzo normal en el plano de falla debido a que la superficie de la falla, es irregular, no es exactamente paralela a  $\sigma_2$  y sería desviado aproximadamente por  $\arcsen(\beta)$ .

---

<sup>35</sup> Mogi K. Effect of the intermediate principal stress on rock failure. J Geophys Res 1967. 72:5117-31.

**1.2.20 Criterio Empírico de Mogi (1971).** Éste criterio empírico de falla se obtuvo mediante la generalización de la teoría de Von Mises. Se formula por:

$$\tau_{oct} = f_1(\sigma_1 + \sigma_3) \quad \text{Ecuación 84.}$$

donde  $f_1$  es una función monótonamente creciente. De acuerdo con Mogi<sup>36</sup> la fractura se producirá cuando la energía de deformación de distorsión alcanza un valor crítico que aumenta monótonamente con la presión media efectiva sobre los planos de deslizamiento paralelas a la dirección  $\sigma_2$ . La presión media efectiva de falla es  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$  o  $\sigma(m, 2)$ ; por lo tanto la rotura  $\tau_{oct}$  se presenta frente  $\sigma(m, 2)$ .

Mogi ha aplicado este criterio de falla a los diferentes tipos de roca y siempre dieron resultados satisfactorios.

Para ambos criterios de Mogi, como  $f_1$  tiene que ser una función monótonamente creciente, se ajusta a los datos usando tres tipos de funciones: ley de potencia, lineal y polinomio de segundo orden, con el fin de encontrar la curva que mejor se ajuste.

Además de los criterios de falla por compresión (o de falla de corte) se encuentran modelos para el análisis de falla por tensión o tensil:

**1.2.21 Criterio de Falla Tensil.** Si el esfuerzo mínimo principal efectivo es menor que la resistencia tensil de la roca, se genera una falla por tensión.

$$\sigma_3 \leq -|T_o| \quad \text{Ecuación 85.}$$

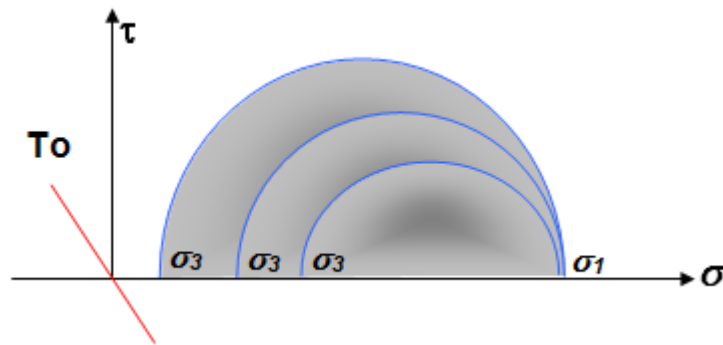
---

<sup>36</sup> Mogi K. Fracture and flow of rocks under high triaxial compression. J Geophys Res 1971. 76:1255–69.

En la Figura 17 se observa la representación del criterio de falla tensil en el círculo de Mohr, cuando el esfuerzo efectivo principal menor  $\sigma_3$  disminuye, el círculo crece hacia la izquierda, y en un momento determinado toca la línea de tensión  $T_o$ , en este momento ocurre la falla por tensión.

Cuando la formación se encuentra sometida a esfuerzos de tensión, la orientación de la falla que se puede presentar dependerá de la dirección del esfuerzo mínimo principal efectivo. Las rocas bajo un estado tensil pueden presentar los siguientes modos de falla: *falla de exfoliación* (o *spalling*) y *fracturamiento hidráulico* (éstas pueden ser verticales u horizontales.).

**Figura 17.** Representación del criterio de falla tensil en el círculo de Mohr.



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. *Petroleum Related Rock Mechanics*. 2008

**1.2.22 Criterio de Griffith.** Griffith (1921) desarrolló un criterio de falla basado en el estudio de microfisuras elípticas en un modelo de dos dimensiones. Cuando la esfuerzo de tensión en la punta de la grieta supera un determinado valor característico del material, la grieta crecerá y dará comienzo a la falla. La teoría se escala en términos de la resistencia al esfuerzo de tensión  $T_o$ , y el criterio de falla puede ser escrito:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8T_0(\sigma_1 + \sigma_3) \quad \text{Ecuación 86.}$$

$$\text{si } (\sigma_1 + 3(\sigma_3)) > 0$$

$$\sigma_3 = -T_0 \quad \text{Ecuación 87.}$$

$$\text{si } (\sigma_1 + 3(\sigma_3)) < 0$$

En un gráfico del esfuerzo principal, el criterio está representado por una parábola finalizada en una línea recta. Esto se ilustra en la Figura 18.a La resistencia a la compresión uniaxial  $C_0$  está dada por la ecuación 88 como:

$$C_0 = 8T_0 \quad \text{Ecuación 88.}$$

Se ve que la relación entre la fuerza de compresión uniaxial y la resistencia a la tensión se da como un número fijo. Esta proporción de 8 parece ser razonable en comparación con los valores experimentales. Sin embargo, es evidente que el criterio de ajuste de los datos experimentales a veces puede ser difícil. En coordenadas  $\tau - \sigma$  el criterio de Griffith se da por una sola ecuación:

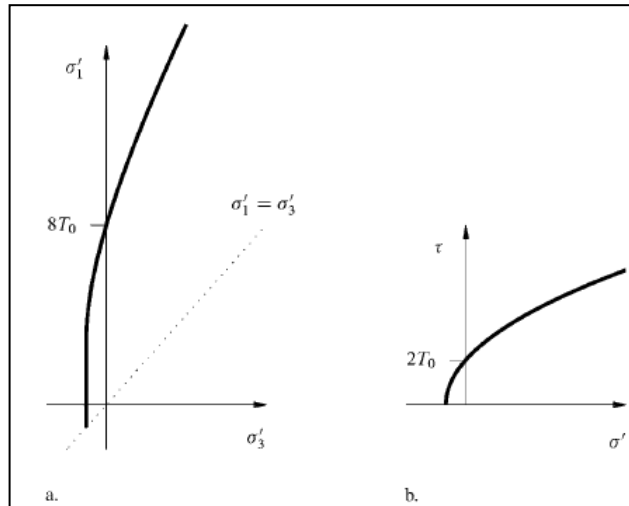
$$\tau^2 = 4T_0(\sigma + T_0) \quad \text{Ecuación 89.}$$

(Véase, por ejemplo, Jaeger y Cook (1979) para la transición de las ecuaciones 86, 87 a la ecuación 89, muestra que el criterio es una parábola también en una gráfica de  $\tau - \sigma$  como se muestra en la Figura 18.b. A diferencia del criterio de Mohr-Coulomb, el criterio de Griffith se ve que tiene una pendiente más pronunciada a bajas presiones de confinamiento. Esta característica es típica de las observaciones experimentales.

Con frecuencia se observa que el criterio de Griffith puede dar una descripción bastante buena de falla en bajas presiones de confinamiento, mientras que una línea recta de Mohr- Coulomb da una mejor descripción a altas presiones de

confinamiento. Esto conlleva al desarrollo de un criterio modificado de Griffith (Brace, 1960; McClintock y Walsh, 1962).

**Figura 18.** Criterio de Griffith



**Fuente:** E. FJAER, R.M. Holt, P. HORSRUD, A.M. RAAEN y R. RISNES. Petroleum Related Rock Mechanics. 2008

Este criterio se basa en la idea de que las microgrietas se cierran a niveles de presión suficientemente alta, dando como resultado una transición hacia un comportamiento de fricción correspondiente al criterio de Mohr-Coulomb. Si se supone que la fuerza requerida para cerrar las grietas es tan pequeña que se puede despreciar, la modificación del criterio de Griffith es simplemente un criterio de Griffith para las condiciones de tensión  $\sigma < 0$  acoplada a un criterio de Mohr-Coulomb para las condiciones de compresión  $\sigma > 0$ . El esfuerzo crítico de corte  $\tau = 2 T_0$  predice el criterio de Griffith a  $\sigma = 0$ . (Ver ecuación 88) se utiliza para  $C_0$  la cohesión en la parte del criterio de Mohr-Coulomb. Un resultado de esta teoría modificada es que la relación entre la fuerza de compresión uniaxial y la resistencia a la tensión el cual está dada por:

$$\frac{C_0}{T_0} = \frac{4}{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}$$

*Ecuación 90.*

## 2. ANÁLISIS DE LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS COLOMBIANAS RELEVANTES PARA EL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Antes de efectuar el proceso de comparación, para identificar los criterios de falla que mejor modelan el comportamiento de falla de las formaciones geológicas colombianas, es necesario estudiar sus rasgos y propiedades, ya que el comportamiento obedecerá a características geológicas de las mismas.

La selección de las formaciones geológicas colombianas más adecuadas para desarrollar la investigación, se realizó teniendo en cuenta la cantidad disponible de datos de propiedades mecánicas y físicas de rocas, la calidad de los mismos y la accesibilidad para su análisis. En los anexos podremos apreciar diferentes columnas estratigráficas que muestran la distribución de algunas formaciones.

### 2.1 FORMACIÓN GUADALUPE<sup>37</sup>.

Se puede localizar en los cerros al oriente de Bogotá desde el cerro de Guadalupe y páramo de Rajadero hasta la vereda Barrancas y La Calera, Cundinamarca. Es una Formación de arenisca dura constituida en arenitas en bancos muy gruesos con interestratificaciones de limolitas, lodolotas, lodolitas silíceas y arcillolitas de colores claros y en capas finas. Se divide en Guadalupe inferior-medio y superior en el área del cuadrángulo K-10 Villeta, Cundinamarca.

La historia diagenética de la roca involucra la precipitación y disolución de cuarzo, calcita y caolinita durante el enterramiento profundo, el cuarzo autigénico ocupa aproximadamente entre el 3% y el 23% del volumen de la roca; se estima que la precipitación de minerales ocurrió a altas temperaturas (> 100°C). La mica está distribuida con láminas ricas en pilosilicato, las micas parecen tener origen detrítico o fueron precipitadas durante el enterramiento inicial, pero fueron

---

<sup>37</sup> Hettner, A. (1892). Redificaciones Hubach, E. (1931); Colombian Soc. Petr. Geol. Geoph. (1961).

recristalizadas en forma más estables (Diquitas) durante el enterramiento profundo.

La formación presenta fallas cataclásticas delgadas de ángulos pequeños y poca amplitud unidas por fracturas de 10  $\mu\text{m}$  de espesor; las fallas tienen pequeñas cantidades de cemento precipitado y datan de épocas posteriores al sobrecrecimiento de cuarzo, además presentan áreas de cementación posteriores a la deformación original.

Adicionalmente, tiene una alta densidad de fallas cataclásticas de bajo ángulo y amplitud variables y subverticales muy delgadas (<0.5  $\mu\text{m}$  de amplitud), las cuales fueron originadas después de la cementación de Cuarzo y presentan una cementación parcial con dolomita, Calcita y Cuarzo, en la mayoría de los casos.

Se presenta la alineación de los pilosilicato alrededor de las fallas. Las fallas están cementadas por Calcita y Caolinita pseudo-hexagonal, esto sugiere que el fallamiento y la precipitación de minerales ocurrió a temperaturas mayores a los 100°C.

## **2.2 FORMACIÓN MIRADOR<sup>38</sup>.**

La podemos encontrar en un sector de Cúcuta, Norte de Santander, el cual está predominantemente conformada de areniscas de grano fino a grueso, moderadamente duras a friables, limpias, masivas, de color pardo a blanco, a veces conglomeráticas. Un intervalo de arcillas pizarrosas a veces arenosas y con areniscas delgadas, se presenta de 40 a 75 m encima de la base de la formación con un espesor de 10 hasta 70 m. dividiendo la formación en sus miembros superior e inferior. Las areniscas del miembro inferior son más delgadas y menos limpias que las del resto de la formación. El contacto inferior de la formación Mirador se marca donde las areniscas bien desarrolladas reposan sobre arcillolitas

---

<sup>38</sup> INGEOMINAS. Memoria del cuadrángulo G-13 Cúcuta. Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear

o limolitas de la formación Los Cuervos. Este contacto se reconoce fácilmente y localmente, como en el anticlinal (1-C), tiene carácter de pequeña inconformidad.

El espesor de la formación tiene un promedio de 180 m. La edad se ha determinado palinológicamente como Eoceno Inferior a Medio (Van der Hammen). Esta formación es la más productiva de petróleo en el campo Zulia (1-C y 1-D) de la Chevron Petroleum Company.

La Formación Mirador contiene numerosas fracturas abiertas muy delgadas cuyo espesor varía entre 50µm y 100µm, las cuales se hacen más frecuentes en las cercanías de las superficies pulidas, las fracturas tienden a ser paralelas a un conjunto de micro-fracturas cementadas con cuarzo.

La zona fallada muestra una leve disminución en el tamaño de los granos, este tipo de deformación se presentó después de la precipitación de cuarzo y los granos de las micro-fracturas están parcialmente cementados con cuarzo, las fracturas no están directamente conectadas entre sí, sino que están unidas por una serie de micro-fracturas abiertas muy pequeñas de espesor menor a 10µm de origen desconocido.

En algunos sectores de la superficie de la formación Mirador se pueden observar barreras al flujo.

### **2.3 FORMACIÓN BARCO<sup>39</sup>.**

Notestein et al. (1944) establecen, en la Concesión Barco, la sección tipo de la Formación Barco en el Anticlinal de Petrólea, donde consta de 215 m de areniscas cuarcíticas y delgadas intercalaciones de lodolitas. En el área de Toledo Norte de Santander, esta unidad aflora en la región centro-occidental, al oriente de la Falla Labateca. Está constituida por areniscas de cuarzo, grises a gris amarillentas, bien

---

<sup>39</sup> ROYERO, Jose María. Geología y geoquímica de la plancha 111 Toledo - Norte de Santander. Memoria explicativa. 2011.

calibradas, localmente micáceas y feldespáticas, grano medio, grueso a ligeramente conglomeráticas, en capas planas entre 0,5 y 5 m de espesor, con estratificación cruzada. Hacia el techo se presentan areniscas arcillosas, de grano fino a medio, en capas de 15 a 30 cm de espesor, con delgadas intercalaciones de lodolitas grises a negras, con laminación plana paralela y subparalela, con restos carbonosos, con laminación interna paralela, subparalela e inclinada; localmente se encuentra en capas con laminación flaser, con abundantes restos carbonosos.

Hacia la base de la unidad, la estratificación se hace más delgada y el grano es más fino. En el tope también las capas son menos espesas y las intercalaciones de lodolitas y de areniscas de grano fino son más abundantes.

El ambiente de depositación varía de fluvial a deltaico subcontinental. El espesor de la unidad en el área es de 225 m. Con base en datos palinológicos, van der Hammen (1958) le asigna una edad del Paleoceno inferior a la Formación Barco y la correlaciona con la Formación Areniscas de Socha del área de Sogamoso y con la Arenisca del Cacho del área en la Sabana de Bogotá.

## **2.4 FORMACIÓN MUGROSA<sup>40</sup>.**

La formación Mugrosa (Tomi, Toms) está compuesta por areniscas gris verdosas, lodolitas grises y capas de areniscas conglomeráticas, intercaladas con shales y lodolitas. Esta es una de las unidades más productivas de petróleo en la concesión de Mares. El ambiente de depositación se considera como continental fluvial. El contacto inferior de la formación es aparentemente discordante con la formación Esmeraldas, en cambio el contacto superior con la formación Colorado es concordante. El nombre de la formación fue dado por A. K. Gill (1958) a la parte inferior del grupo Chuspas y fue tomado de la quebrada Mugrosa, su edad es considerada Eoceno superior – Oligoceno inferior.

---

<sup>40</sup> Plan de Ordenamiento Territorial de San Juan de Girón 2000-2009. Diagnóstico. Centro de Estudios Regionales-UIS

## **2.5 FORMACIÓN TAMBOR<sup>41</sup>.**

Fue definida por primera vez por Cediél (1968) y redefinida por Laverde (1985). Está constituida por areniscas conglomeráticas, lodolitas rojo grisáceas y cuarzoareniscas gris amarillentas, con estratificación cruzada, en capas tabulares de espesores variables. En la localidad tipo, el espesor es de 218 m. Estas facies han sido interpretadas como depósitos fluviales acumulados por corrientes trenzadas (CLAVIJO, 1985; LAVERDE y CLAVIJO, 1985; LAVERDE, 1985). El contacto inferior de esta unidad es una discontinuidad estratigráfica con la Formación Girón, mientras que el contacto superior es concordante con la suprayacente Formación Cumbre. La Formación Los Santos es considerada de edad Berriasiano (CEDIEL, 1968; ETAYO y RODRIGUEZ, 1985). Litológicamente es comparable con la Formación Río Negro de la cuenca de Catatumbo- aracaibo.

## **2.6 FORMACIÓN LOS CUERVOS<sup>39</sup>.**

Definida por Notestein et al. (1944) en la Concesión Barco para denominar una alternancia de arcillolitas y lodolitas, capas de areniscas y de carbón. En el área aflora al oriente de la Falla de Labateca, en franjas de dirección norte-sur.

La Formación Los Cuervos está constituida en su parte inferior por una sucesión de lodolitas grises, muy carbonosas, con delgadas intercalaciones de areniscas grises a gris claras, localmente lodosas. La parte media está compuesta por areniscas lodosas grises, amarillentas, cuarzosas, localmente feldespáticas, grano fino, con intercalaciones de lodolitas carbonosas y capas de carbón (0,20 a 1,50 m de espesor). En la parte superior aparecen lodolitas grises, ligeramente micáceas, con fragmentos carbonosos y óxidos de hierro. Los sedimentos de esta unidad se depositaron predominantemente en un ambiente transicional (deltaico), evidenciado por la presencia de mantos de carbón.

---

<sup>41</sup> ROYERO, Jose María. CLAVIJO, Jairo. Mapa Geológico Generalizado Departamento de Santander . 2011.

El espesor de la Formación Los Cuervos en el área de la Plancha 111 es de aproximadamente 340 m.

## **2.7 FORMACIÓN CARBONERA<sup>42</sup>.**

Tradicionalmente se divide a la Fm Carbonera en 8 intervalos: El ambiente de formación se cree Llanura Aluvial a Paludal, Marino somera.

**2.7.1 Miembro C8.** Consta principalmente de arcillolitas y lodolitas, sólo, la parte superior aparece con capas gruesas en paquetes métricos de lodolitas de color gris oscuro interpuestos con capas decimétricas de arenitas cuarzosas de grano fino con laminación ondulada.

**2.7.2 Miembro C7.** Presenta intervalos métricos de arenitas separados por gruesas paquetes de lodolitas. Las arenitas son cuarzosas de grano medio a fino, ligeramente arcillosas con láminas onduladas bioturbadas, de arcillolita ricas en fragmentos de plantas.

**2.7.3 Miembro C6.** Se caracteriza por paquetes decamétricos de shale arcilloso de color gris verdoso oscuro a oliva claro, entre los cuales se interponen delgadas capas de caliza dolomítica fosilífera.

**2.7.4 Miembro C5.** En la parte superior presenta un paquete de 10 metros de cuarzo arenita de grano medio en capas gruesas con laminación inclinada planar y en artesa de gran escala. En la parte inferior se presentan arenitas de grano fino en capas delgadas tabulares con laminación ondulada y arenitas de grano medio en capas medianas con laminación inclinada.

**2.7.5 Miembro C4.** Se compone principalmente de arcillolitas y lodolitas de color gris claro a medio con moteamiento rojizo. Hacia la parte media se observa una capa de 1.5 m de arcillolita carbonosa.

---

<sup>42</sup> CORONEL, Iván. MATEUS, Darwin. Evaluación de los mecanismos de falla que conducen a la inestabilidad de pozo. 2004

**2.7.6 Miembro C3.** Se caracteriza por un intervalo de 15m de capas de 0.3 a 0.7 m. de cuarzo-arenitas de grano fino, bien seleccionadas, con laminación inclinada planar, matriz arcillosa.

**2.7.7 Miembro C2.** Presenta diversos tipos de facies entre los cuales se destacan arcillolitas y lodolitas.

**2.7.8 Miembro C1.** Esta unidad presenta en el techo un banco de 26 a 30 m de cuarzo-arenitas de grano medio a grueso, moderadamente seleccionadas, friables. En la parte inferior se encuentran bancos gruesos de arenitas de grano medio y fino con laminación inclinada de bajo ángulo intercalados con capas de lodolitas.

## **2.8 FORMACIÓN TETUÁN<sup>43</sup>.**

Las calizas presentes tienen límites litológicos conspicuos, características litológicas y paleontológicas bien definidas, que permiten su identificación y separación dentro del Grupo Villeta. Así mismo, se ha comprobado su amplia distribución geográfica y por tanto la posibilidad de cartografiar la unidad. Su nombre se deriva del río Tetuán (departamento del Tolima). El límite inferior de las calizas de Tetuán con la formación Caballos es concordante neto. Se posiciona en la base de la primera capa de caliza que suprayace la última capa de arena de Caballos. El límite superior es concordante neto y se ubica en el techo de la última capa de Biomicrita microesparítica por debajo de las lodolitas negras pertenecientes al “Shale de Bambucá”.

---

<sup>43</sup> PEÑA, John. ANNICCHIARICO, Giovanni. JARAMILLO, José. VELÁSQUEZ, Enrique. Las Calizas de Tetuán: Unas nuevaunidad Litoestratigráfica para la subcuena de Neiva, Valle Superior del Magdalena. Estratigrafía, Patrografía y Ambiente Sedimentario. 2002.

### **3. METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS CRITERIOS DE FALLA**

En este capítulo se presenta una rigurosa metodología desarrollada durante el proceso de investigación, apuntando directamente al desarrollo del objetivo general del proyecto. Esta metodología incluye un análisis de: tipo de falla, tipos de datos, aspectos geológicos y evaluación gráfica, el cual sirve como punto de partida para estudios posteriores que fortalezcan la elaboración de un modelo geomecánico más eficiente, evitando así futuros problemas en la producción de hidrocarburos, minimizando además daños a la formación e impidiendo eventos no deseados en la perforación, que puedan generar la pérdida parcial o total del pozo.

A manera general, la metodología propuesta consta de cuatro fases bien definidas; la primera fase consiste en la selección de la gama de criterios de falla que se desea analizar, de acuerdo al tipo de falla que se esté evaluando, por compresión (falla de corte) o por tensión (tensil); la segunda fase constituye la identificación de los datos experimentales de la roca, basado en el análisis de esfuerzos, es decir, valores determinados por ensayos triaxiales o poliaxiales, con el fin de seleccionar el criterio de falla que tenga una estructura matemática de acuerdo a los tres esfuerzos principales (máximo, intermedio y mínimo); en la tercera fase se analizan los aspectos geológicos de las formaciones que son objeto de estudio y finalmente la cuarta fase de la metodología consta de la evaluación y ajuste gráfico entre la parte teórica matemática del criterio de falla con respecto a los datos experimentales de resistencia de la roca.

### 3.1 SELECCIÓN DEL CRITERIO SEGÚN EL TIPO DE FALLA.

Para el caso de estudio de inestabilidad de pozo, los criterios de falla de mayor aplicación se pueden clasificar como criterios de falla por compresión (o de falla de corte) y criterio de falla por tensión o tensil.

La falla está relacionada directamente con la pérdida o disminución de la capacidad que presenta un material para soportar cargas. Cuando un cuerpo es sometido a grandes esfuerzos, es probable que se produzca una falla, afectando sus propiedades elásticas, impidiendo que recupere su forma original.

El esfuerzo o tensión se define como una fuerza por unidad de área, expresada generalmente en Pascales (Pa) para el sistema Internacional y en (Lbf/in<sup>2</sup>) o (Psi) para la industria del Petróleo. En un cuerpo sujeto a algunas fuerzas, los esfuerzos se distribuyen como una función permanentemente variable dentro del continuo del material. Cada elemento infinitesimal en el material puede experimentar esfuerzos distintos al mismo tiempo, por lo que se debe considerar los esfuerzos como actuando sobre elementos infinitesimalmente pequeños.

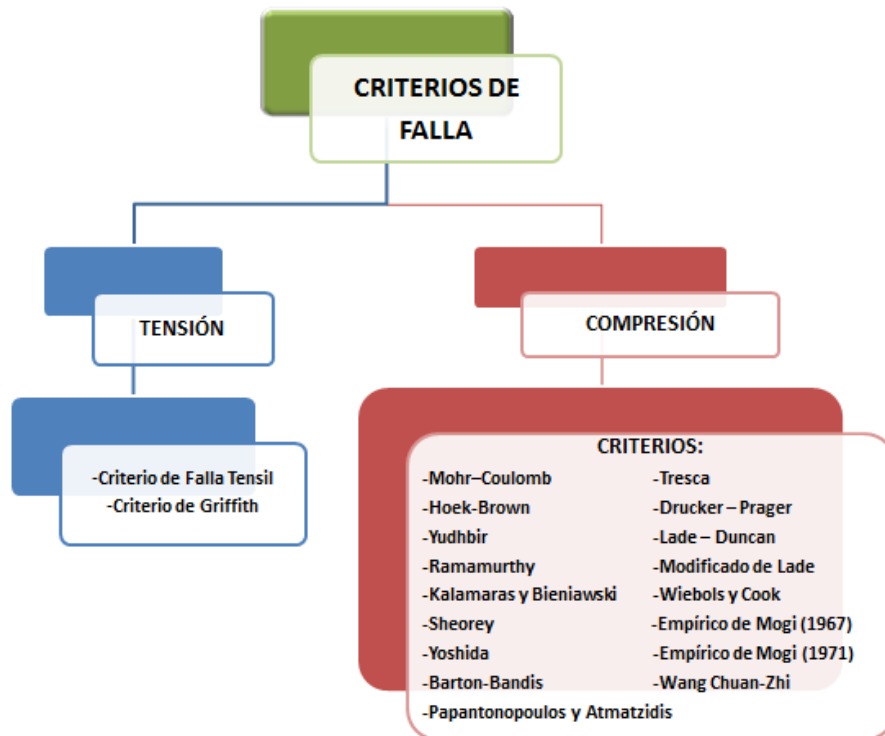
Los esfuerzos normales actúan de manera perpendicular (es decir, normal) al material o superficie y tienen tendencia ya sea a tirar de él (**esfuerzo de tensión**), o a empujarlo (**esfuerzo a compresión**). Los esfuerzos cortantes actúan paralelos a la superficie del cuerpo en estudio, en pares sobre caras opuestas, lo que tiende a distorsionar el objeto en forma romboidal. Estos componentes normales y cortantes del esfuerzo que actúan sobre un elemento infinitesimal conforman los términos de un tensor.

Para cualquier combinación particular de esfuerzos aplicados, alrededor de cualquier punto que se analice habrá una distribución continua del campo de esfuerzos. Los esfuerzos normales y cortantes en el punto variarán con la dirección en cualquier sistema de coordenadas que se escoja. Siempre habrá

planos sobre los cuales las componentes de esfuerzo cortante sean igual a cero. Los esfuerzos normales que actúan sobre esos planos se conocen como *esfuerzos principales*. Los planos sobre los cuales estas fuerzas principales actúan se conocen como *planos principales*. La dirección de las normales de superficie a los planos principales se conocen como *ejes principales* y los esfuerzos normales que actúan en estas direcciones se conocen como *esfuerzos normales principales*. Habrá también otro conjunto de ejes mutuamente perpendiculares sobre los cuales los esfuerzos cortantes serán máximos. Los esfuerzos cortantes principales actúan sobre un conjunto o sistema de planos que están a  $45^\circ$  en relación con los planos de los esfuerzos normales principales.

El siguiente diagrama muestra claramente las opciones de búsqueda y selección, de acuerdo a los criterios de falla explicados en el capítulo 1.

**Figura 19.** Criterios de falla según el tipo de falla.



**Fuente:** Autor. 2013.

1. Si el estudio se hace con respecto a fallas tensiles, se prosigue a realizar el análisis comparativo entre el criterio de falla tensil seleccionado y los datos experimentales (esfuerzos de tensión).
2. Si por el contrario se evalúa con base a fallas por compresión, los siguientes pasos consisten en:
  - a. Identificar los ensayos y datos experimentales realizados a la roca, basado en el análisis de esfuerzos, es decir, valores determinados por ensayos triaxiales o poliaxiales, con el fin de seleccionar el criterio de falla que esté en función de este tipo de variables (esfuerzo máximo y mínimo para criterios triaxiales o esfuerzo máximo, intermedio y mínimo para criterios poliaxiales).
  - b. Examinar los aspectos geológicos de las formaciones en estudio como: *GSI*, *RMR*, *JRC*, *JCS*, *RQD*, *SRM*, factores de ajuste u otros parámetros explicados en el capítulo 1, necesarios para la aplicación del criterio de falla.
  - c. Realizar el análisis gráfico comparativo entre la parte teórica del criterio de falla con respecto a los datos experimentales de esfuerzos de compresión.

### **3.2 SELECCIÓN DEL CRITERIO SEGÚN EL TIPO DE PRUEBA.**

Una vez realizado la selección de los criterios de falla por compresión, en esta fase se analizan los tipos de datos experimentales con los que se cuenta: datos de pruebas triaxiales o datos de pruebas poliaxiales de los especímenes de roca.

En el caso de un material isótropo (material que presenta las mismas característica físicas en cualquier dirección), cualquier dirección es dirección principal, con lo que los tres esfuerzos principales se representan  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ . En este

caso se define como criterio de falla a la superficie  $f$ , que se encuentra en función de los tres esfuerzos principales  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ .

En general, los equipos utilizados para la obtención de resultados experimentales brindan datos a partir de la aplicación de esfuerzos principales en el espécimen, si a esto se le añade que el esfuerzo intermedio  $(\sigma_2)$  se suele ignorar para algunos criterios de falla, el criterio de rotura se define bidimensionalmente en función del esfuerzo principal mayor y menor.

$f$  es la superficie que limita el dominio elástico del material, en el espacio bidimensional de esfuerzos principales, y la ecuación que describe esta superficie de fluencia es el criterio de falla.

Los puntos representados encima del dominio elástico ( $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ ) están en situación de rotura, por el contrario, los puntos del macizo con estado de esfuerzos en el interior del dominio elástico no están en rotura, sino que están en estado elástico. Los puntos del exterior del dominio elástico son puntos tensionales inaccesibles, es decir no se pueden obtener dichos esfuerzos para el macizo en cuestión.

Dependiendo de cómo se defina la ecuación de la superficie de fluencia ( $f$ ) se obtienen distintos criterios de falla.

Existen dos opciones:

- a. Los criterios triaxiales:  $f = (\sigma_1, \sigma_3)$
- b. Los criterios poliaxiales:  $f = (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$

Donde:

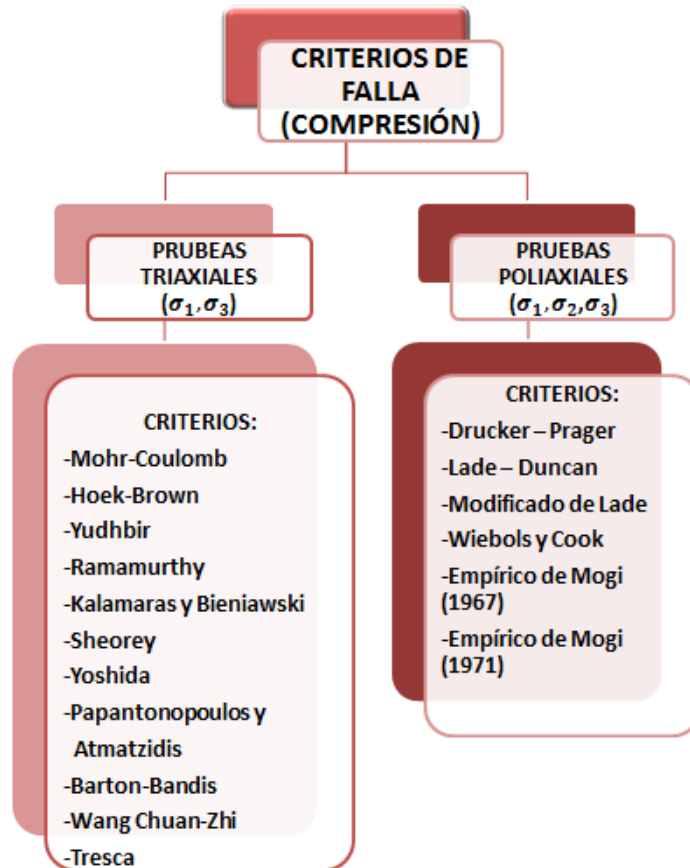
$\sigma_1 =$  *Esfuerzo Principal Máximo*

$\sigma_2 =$  *Esfuerzo Principal Intermedio*

$\sigma_3 =$  *Esfuerzo Principal Mínimo*

De acuerdo a los criterios de falla estipulados en el capítulo 1, el siguiente diagrama muestra los diferentes modelos que se pueden seleccionar para realizar el análisis comparativo:

**Figura 20.** Criterios de falla según el tipo de prueba.



**Fuente:** Autor. 2013.

Una vez seleccionado los posibles criterios de falla para realizar el análisis comparativo con los datos experimentales, se deben determinar los valores correspondientes de las constantes que hacen parte de la ecuación del modelo, para el caso de algunos criterios triaxiales se maneja un procedimiento más

complejo, basado en el análisis y estudio visual de características geológicas como se explica en el capítulo 1.

En esta investigación se reunieron algunos criterios que inicialmente fueron creados para el estudio de inestabilidad de pozo y otros principalmente en el estudio de macizos rocosos, aplicados normalmente en minería y obras civiles geotécnicas, estos últimos requiere de un procedimiento más complejo para determinar constantes y factores de ajuste que hacen parte de los criterios.

Por tal motivo al final de esta etapa se tendrá algunos criterios de falla descartados a lo largo del proceso de preselección y transcurso de la metodología.

### **3.3 EVALUCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS.**

Esta fase de la metodología depende del criterio de falla seleccionado y con base a esto se deben determinar las constantes necesarias para aplicar el criterio de falla.

Algunos criterios de falla triaxiales especialmente los utilizados en obras civiles y minería, requieren un análisis visual de rasgos geológicos de los macizos rocosos, para poder evaluar la resistencia y la deformabilidad de los modelos, se deben determinar “propiedades” como:

1. La resistencia en compresión no confinada  $\sigma_{ci}$ ,
2. Valores de las constantes propias de cada criterio (  $m_b, m_i, a, s$ ).
3. El valor del Índice de Resistencia Geológica  $GSI$  del macizo rocoso (tablas 3 y 4) y poder así aplicar el criterio de falla.

El efecto del agua, las propiedades de la roca intacta y el tamaño de la muestra a analizar, influyen en el proceso de identificación de características geológicas de las formaciones en estudio.

4. Evaluar el *RMR* (Rock Mass Rating), este valor es indispensable para el funcionamiento de muchos criterios de falla triaxiales, el *RMR* está en función de seis parámetros básicos:

- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca.
- Índice de Calidad de la Roca (RQD) de acuerdo a Deere (1964).
- Espaciamiento de las discontinuidades.
- Condición de las discontinuidades (rugosidad, continuidad, tamaño de la apertura, meteorización, tipos de rellenos etc).
- Flujo de agua a través de las juntas.
- Orientación de las discontinuidades.

En el capítulo 1 (Ver Tablas 16,17,18,19,20,21), se dan las instrucciones necesarias para calcular este valor y aplicarlo al criterio de falla que se esté evaluando.

5. Determinar el *SRM* (Slope Mass Rating), el cual depende de unos factores de ajuste relacionados con:

- El paralelismo entre el talud y la discontinuidad.
- Inclinación del plano de discontinuidad.
- Relación entre el talud y plano de discontinuidad.
- Método de excavación.

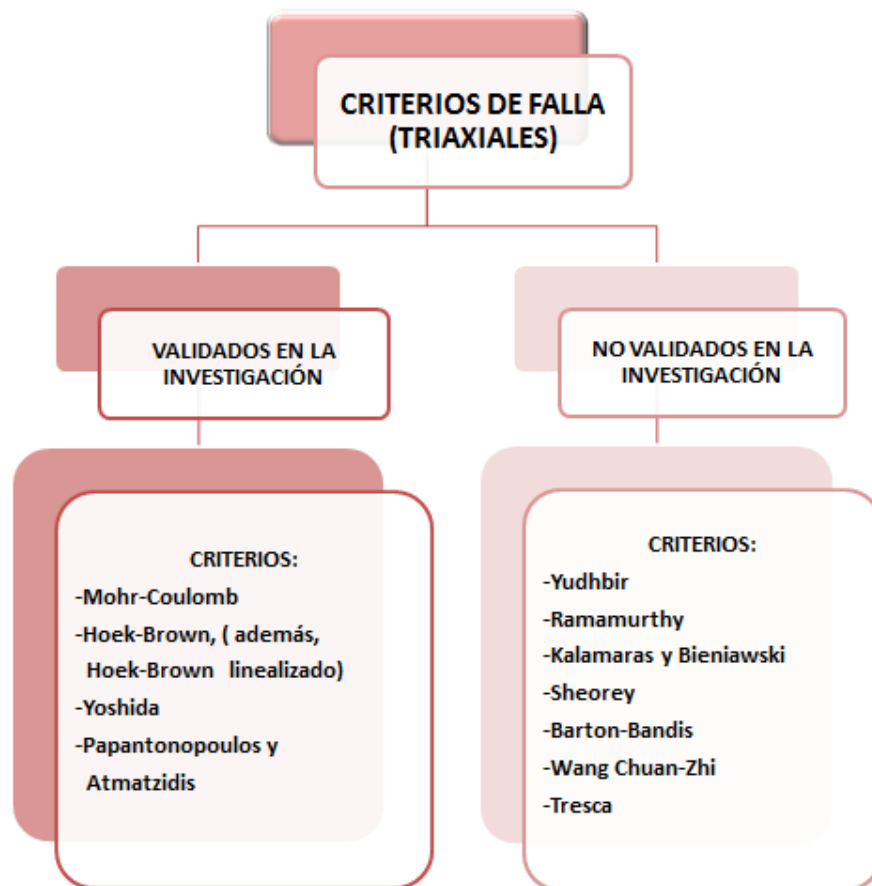
En el capítulo 1, se encuentra el protocolo que se debe seguir al momento de determinar cada uno de estos valores, dependiendo del criterio de falla que se seleccione para realizar el análisis.

El desarrollo de esta fase de la metodología, depende única y exclusivamente de la identificación de estas características geológicas para poder usar el criterio de

falla, interpretarlo gráficamente con los datos experimentales y observar su representatividad. Si no se cuenta con esta información, se seleccionan otros criterios que no requieran este tipo de propiedades geológicas y continuar así con el siguiente paso de la metodología.

En el siguiente diagrama se puede visualizar los criterios de falla que van a ser validados en esta investigación de acuerdo a la información disponible, para estudiar la representatividad de las formaciones geológicas colombianas seleccionadas.

**Figura 21.** Criterios de falla evaluados en la Investigación.



**Fuente:** Autor. 2013.

### 3.4 EVALUCIÓN DE LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS CRITERIOS DE FALLA CON LOS DATOS EXPERIMENTALES.

En esta última fase de la metodología se identifican los criterios de falla más aptos para realizar el análisis gráfico entre los modelos y los datos experimentales por medio de una herramienta informática (hoja de cálculo). Cabe mencionar que el paso a paso expresado a continuación es realizado para cada set de datos experimentales que hagan parte de una misma formación, si hay varias formaciones en estudio, el proceso se repite para cada una.

Con el fin de realizar el análisis comparativo y expresar los resultados finales del ajuste, la metodología propone:

1. Representar gráficamente los esfuerzos principales de la roca (datos experimentales) mediante un diagrama cartesiano de coordenadas X, Y; donde el eje de las abscisas represente el esfuerzo principal mínimo  $\sigma_3$  y el eje de las ordenadas simbolice el esfuerzo principal máximo  $\sigma_1$ <sup>44</sup>. Esta representación contiene algunos de los valores que hacen parte de las diferentes envolventes de falla.
2. Con base a los puntos graficados anteriormente, se crean líneas de tendencia que se ajusten a dichos valores, estas curvas pueden tener un comportamiento lineal o no, para determinar el tipo de comportamiento, se calcula el coeficiente R (dice qué tanto se ajusta la línea de regresión a los datos) en cada una de las tendencias generadas a partir de una regresión, ya sea lineal o polinómica y el que ofrezca un valor R más cercano a uno, indica el tipo de comportamiento.
3. Si el comportamiento anterior es lineal, de acuerdo a la teoría, la mejor opción es la interpretación basada en el criterio de Mohr-Coulomb, mediante la construcción de los círculos de Mohr a partir de los esfuerzos máximos y mínimos, trazando una línea tangencial a cada uno de los círculos, se genera la envolvente de falla, a partir de esta línea se podrán

---

<sup>44</sup> STEWART, Scott. Rock mass strength and deformability of unweathered closely jointed New Zealand Greywacke. 2007.

determinar las constantes básicas del modelo (cohesión, ángulo de fricción); de no ser así, se prosigue a analizar otros criterios no lineales como el de Hoek-Brown, Papantonopoulos – Atmatzidis o Yoshida, se recomienda realizar el estudio en este orden de presentación de los criterios. Esta recomendación se debe a que estos dos últimos criterios son modificaciones matemáticas realizadas al criterio de Hoek-Brown, creados generalmente para dar soluciones a algunas limitaciones de funcionamiento que tiene el modelo de Hoek.

4. Para la aplicación de estos últimos criterios, se asigna los valores correspondiente de UCS ,  $a$ ,  $s$ ,  $GSI$ ,  $factor D$ ,  $A$ ,  $B$ ,  $k$  teniendo en cuenta la litología y condiciones de las muestras. (Ver capítulo 1 y revisar las características de cada criterio de falla).
5. Efectuar el ajuste gráfico entre las curvas generadas por los criterios y los datos triaxiales, este proceso de acople se lleva a cabo variando las constantes asignadas en el paso anterior, dicha variación se debe hacer dentro de los rangos aceptables de aplicabilidad de acuerdo a la teoría expresada en el capítulo 1. Una vez culminado el proceso de comparación entre las curvas, el que presente un mejor ajuste indica el criterio de falla final con los correspondientes valores de las constantes.
6. Si el criterio seleccionado no es el criterio de Morh-Coulomb, dado que muchos programas geotécnicos están aún escrito en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb, es necesario determinar los ángulos de fricción y las resistencias cohesivas para la formación estudiada e intervalo de esfuerzos. Esto se hace ajustando una relación lineal media a la curva generada. El proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr-Coulomb.

Para poder determinar estos valores existen dos métodos específicos, uno teórico-matemático y otro gráfico.

6.1 El método teórico-matemático: Es de vital importancia mencionar que éste método es usado única y exclusivamente para procesos civiles y mineros a pesar de la similitud física de la excavación de un túnel en un macizo rocoso y la perforación de un pozo para hidrocarburos. En este orden de ideas se generan las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción  $\phi$  y la resistencia cohesiva  $c$  :

$$\phi = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad \text{Ecuación 91.}$$

$$c = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad \text{Ecuación 92.}$$

Siendo

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3 \max} / \sigma_{ci} \quad \text{Ecuación 93.}$$

Éste valor de  $\sigma_{3 \max}$  se puede determinar de acuerdo a la visualización de rasgos geológicos para el caso de taludes, túneles superficiales y profundos; en trabajos de obras civiles o minería.

Para determinar de valor apropiado de  $\sigma_{3 \max}$  a ser utilizado en las ecuaciones 91 y 92 el cual depende de cada situación específica, serán investigados dos casos:

- a. Túneles, donde el valor de  $\sigma_{3 \max}$  es aquel valor que da curvas características similares para ambos criterios de falla en el caso de túneles profundos; o que da perfiles de subsidencia equivalentes para túneles superficiales.
- b. Taludes, donde el factor de seguridad calculado y la forma y ubicación de la superficie de rotura son equivalentes.

Para el caso de túneles profundos se han utilizado soluciones elasto-plásticas que incorporan los criterios de Hoek-Brown generalizado y Mohr-Coulomb para generar cientos de resultados y para encontrar el valor de  $\sigma_{3\ max}$  que da las curvas características equivalentes.

Para túneles someros, donde la profundidad por debajo de la superficie es menor a tres veces el diámetro del túnel, estudios numéricos comparativos de la extensión de falla y la magnitud de la superficie de subsidencia dan una relación parecida a la obtenida para túneles profundos —esto es cuando el hundimiento sobre el túnel somero no alcanza la superficie.

La ecuación ajustada para ambos casos es:

$$\frac{\sigma_{3\ max}}{\sigma_{cm}} = 0,47 \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94} \quad \text{Ecuación 94.}$$

Donde:  $\sigma_{cm}$  = Resistencia del macizo rocoso y está definida por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad \text{Ecuación 95.}$$

$\gamma$  = *Peso unitario del macizo rocoso*

$H$  = *Profundidad del túnel desde la superficie*

En casos donde el esfuerzo horizontal es mayor que el esfuerzo vertical, se usará el valor del esfuerzo horizontal en lugar de  $\gamma H$ .

Para estudios de problemas tales como el hundimiento de bloques en minas se recomienda que no se intente relacionar los parámetros de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown y que la determinación de las propiedades del material y análisis subyacente se basen sólo en uno de estos criterios.

Estudios similares en taludes, usando el análisis de falla circular de Bishop para un amplio rango de geometrías de taludes y propiedades de macizo rocoso, dan:

$$\frac{\sigma_{3 \max}}{\sigma_{cm}} = 0,72 \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,91} \quad \text{Ecuación 96.}$$

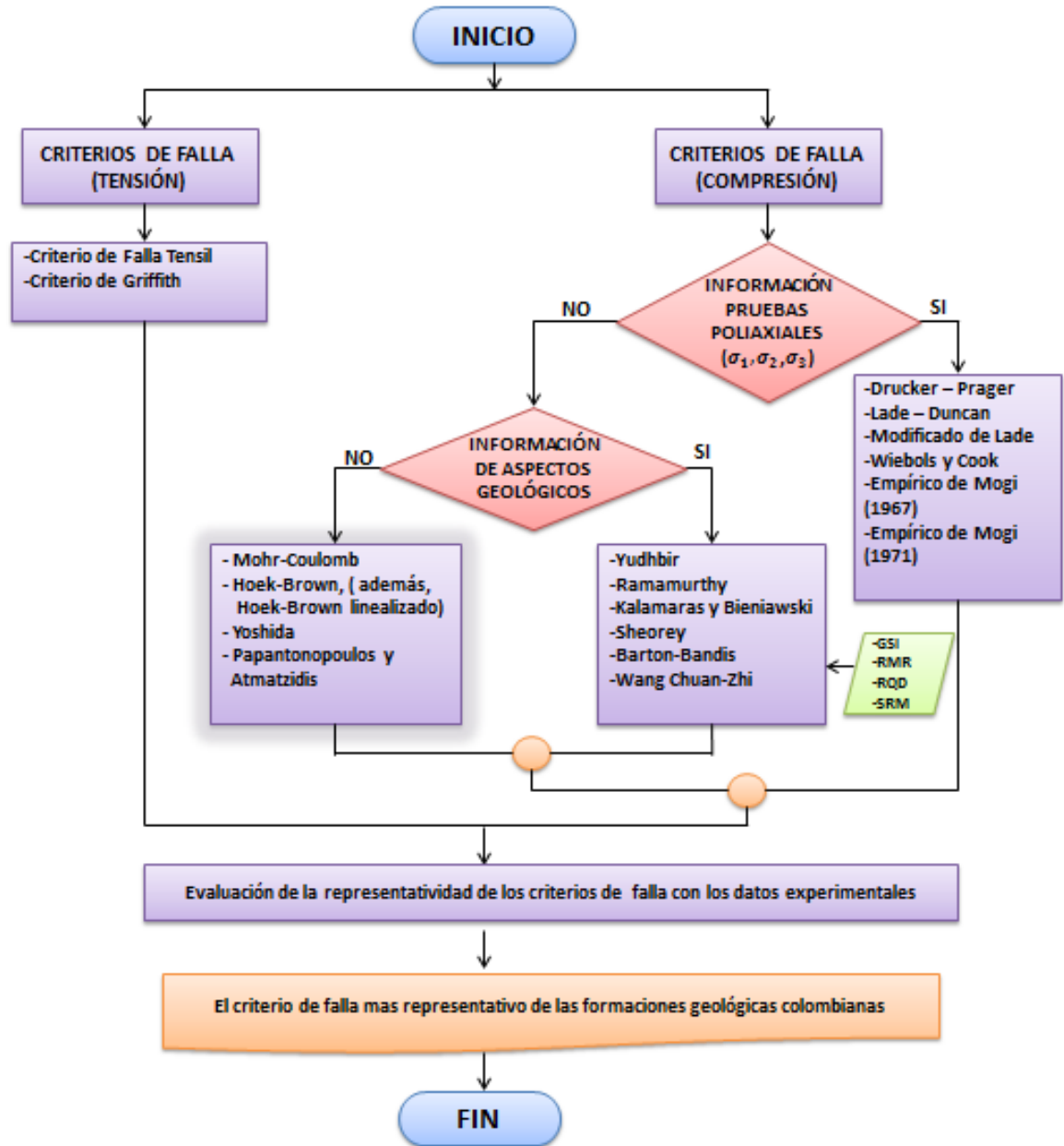
Siendo H, la altura del talud.

6.2 Método gráfico: Para garantizar el equilibrio de las áreas conformadas por la línea recta de Mohr-Coulomb y la curva generada por el criterio no lineal, el método propone tomar el punto de inflexión de la envolvente de falla no lineal y se traza una línea tangente, después se determinan las constantes de la misma manera como si se tratase del criterio de falla de Mohr-Coulomb.

7. Una vez culminado el análisis gráfico final, se hace la interpretación de resultados finales y se realizan las debidas conclusiones acerca del comportamiento gráfico arrojado.

El siguiente diagrama de flujo, describe el procedimiento que se recomienda seguir cuando se desea evaluar la representatividad de los criterios de falla con las formaciones geológicas colombianas, en función de la cantidad y calidad de la información disponible.

Figura 22. Diagrama de flujo de la metodología.



Fuente: Autor. 2013.

## 4. APLICACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA

Se han seleccionado diferentes formaciones geológicas colombianas para aplicar la metodología propuesta en el capítulo anterior, en la siguiente tabla (Ver Tabla 25) se pueden apreciar algunas características de las muestras y datos de pruebas triaxiales (esfuerzos máximos de falla) realizadas a diferentes litologías, (areniscas, caliza y shale<sup>45</sup>) los cuales fueron determinados experimentalmente en el laboratorio de mecánica de rocas del Instituto Colombiano del Petróleo, además debido a la ausencia de datos experimentales en el laboratorio realizadas a litologías shale, se tomaron datos de pruebas presentes en otras investigaciones con el fin de analizar y validar la metodología para este tipo de rocas.

La selección de dichos valores se realizó de acuerdo a la calidad, cantidad y disponibilidad de datos para poder ser analizados.

### 4.1 SELECCIÓN DEL CRITERIO SEGÚN EL TIPO DE FALLA.

De acuerdo al comportamiento físico generado durante el ensayo, el tipo de falla ocasionado fue de corte o cizalla, por lo tanto los criterios de falla seleccionados para evaluar la representatividad de estos valores son los criterios de falla por compresión (o de falla de corte).

Consecuentemente, los modelos opcionales para realizar el ajuste gráfico son los siguientes:

---

<sup>45</sup> Sone, Hiroki. Mechanical properties of shale gas reservoir rocks and its relation to the in-situ stress variation observed in shale gas reservoirs. 2012

**Figura 23.** Criterios de falla por compresión.



**Fuente:** Autor. 2013.

#### **4.2 SELECCIÓN DEL CRITERIO SEGÚN EL TIPO DE PRUEBA.**

Una vez seleccionados los diferentes modelos debido al mecanismo de falla por compresión, se prosigue analizar los valores experimentales que se tiene (datos de pruebas triaxiales), se lleva a cabo una preselección de los diferentes criterios de falla, en donde los más recomendables para estudiar el comportamiento deformacional de las muestras son:

**Figura 24.** Criterios de falla triaxiales.



**Fuente:** Autor. 2013.

**Tabla 25.** Datos experimentales de pruebas triaxiales en diferentes formaciones

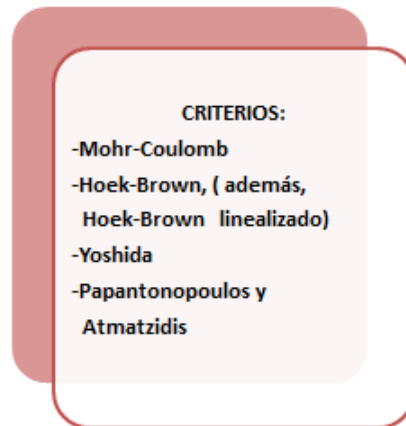
FORMACIÓN	Profundidad (Ft)	Litología	% Cuarzo	$\sigma_3$ (Psi)	$\sigma_1$ (Psi)
FOR 1	Afloramiento	Arenisca	68	0	2013
				200	4185
				500	6775
				1164	9537
				6320	56000
FOR 2	15580	Arenisca	70-97	0	15954
				726	23091
				2902	38592
				5805	54600
FOR 3	11528	Arenisca	79	0	17053
				725	20174
				2903	34098
				5805	48993
FOR 4	16138	Arenisca	96	0	25660
				726	30072
				2900	51335
				5805	58214
FOR 5	15596	Arenisca	85	0	16081
				726	24165
				2902	41683
				5805	57779
FOR 6	24858	Arenisca	97	0	24858
				5000	82000
				8000	101658
				10000	116500
FOR 7	Afloramiento	Arenisca	90	0	20154
				1500	33341
				4000	50476
				8000	72427
FOR 8	Afloramiento	Caliza	2-10	0	20377
				1000	22808
				3000	27593
				7000	38011
				9000	40650
HAYNESVILLE 1	10500-13000	Shale	32-35	0	9393
				1460	16240
				2899	21717
				4360	23490
				8697	31030
HAYNESVILLE 2	10500-13000	Shale	23-24	0	25490
				1420	30450
				2882	34800
				8776	44515

**Fuente:** Modificado. Laboratorio mecánica de rocas (ICP). 2013.

### 4.3 EVALUCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS.

En la tercera fase una vez concluida la preselección de los criterios basado en el fenómeno de falla por compresión y accesibilidad de datos triaxiales, se prosigue a estudiar las características geológicas de las formaciones que son objeto de estudio, el principal factor es la disponibilidad de información que permita determinar algunas constantes que constituyen diversos criterios de falla, por tal motivo, la metodología permite utilizar o no algunos criterios evaluados en esta investigación como se explica en el capítulo 1, por tal motivo; los criterios seleccionados para continuar con el proceso son:

**Figura 25.** Criterios de falla utilizados en la investigación.



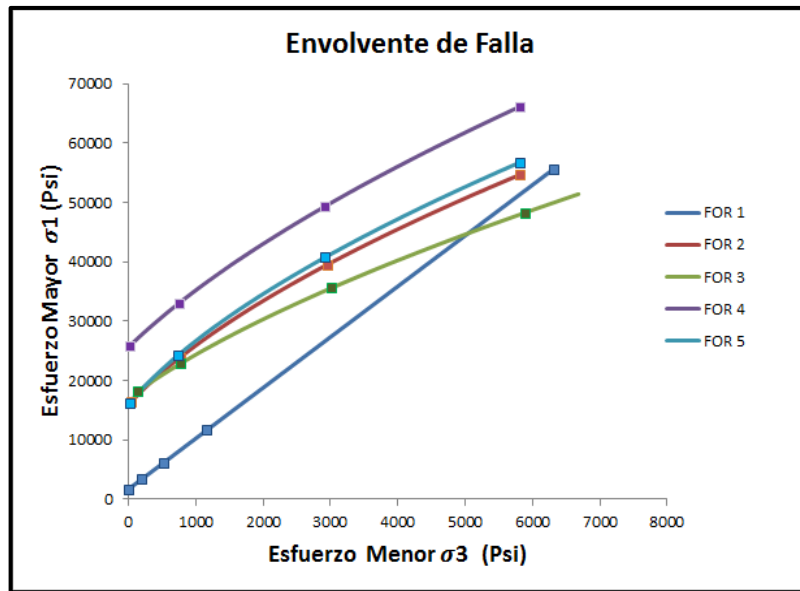
**Fuente:** Autor. 2013.

### 4.4 EVALUCIÓN DE LA REPRESENTATIVIDAD DE LOS CRITERIOS DE FALLA CON LOS DATOS EXPERIMENTALES.

1. Representar gráficamente los esfuerzos principales de la roca (datos experimentales) mediante un diagrama cartesiano de coordenadas X, Y; donde el eje de las abscisas represente el esfuerzo principal mínimo  $\sigma_3$  y el eje de las ordenadas simbolice el esfuerzo principal máximo  $\sigma_1$ . Esta representación contiene algunos de los valores que hacen parte de las diferentes envolventes de falla.

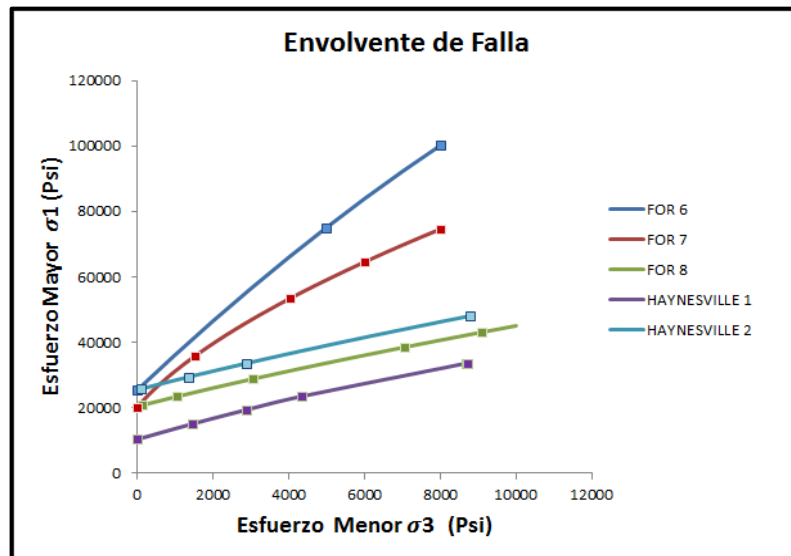
En la figuras 26 y 27 se pueden apreciar las diferentes envolventes de falla proporcionadas por los datos experimentales de las formaciones, en la cual se generó un comportamiento lineal y no lineal.

**Figura 26.** Envolventes de Falla de las Formaciones.



Fuente: Autor. 2013.

**Figura 27.** Envolventes de Falla de las Formaciones

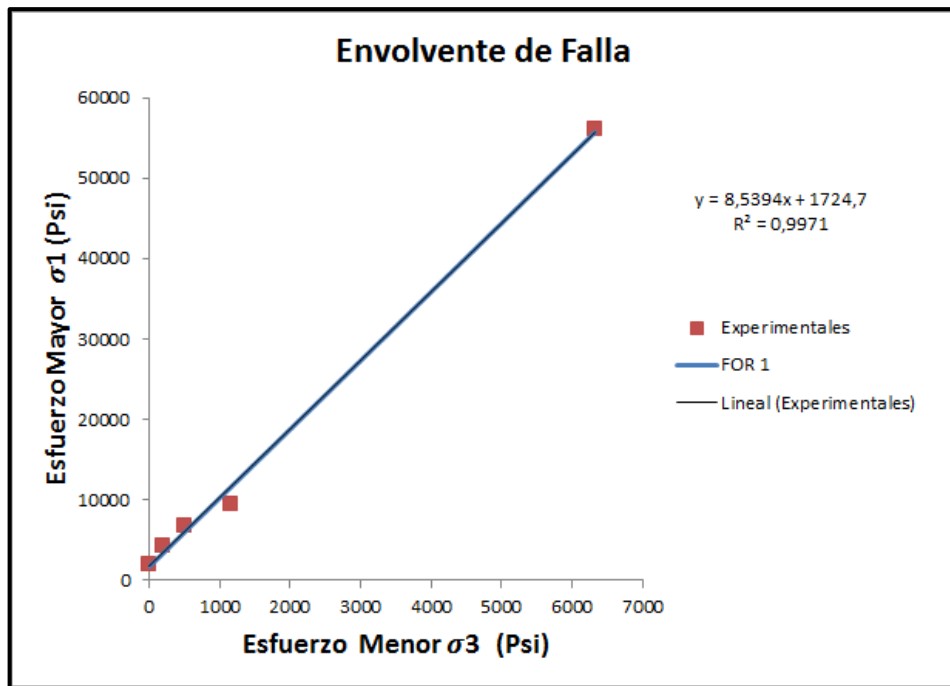


Fuente: Autor. 2013.

2. Con base a las curvas generadas anteriormente, se crean líneas de tendencia que se ajustan a dichos valores, el cual pueden tener un aspecto lineal o no, para determinar el tipo de comportamiento, se calcula el coeficiente R (nos dice qué tanto se ajusta la línea de regresión a los datos) en cada una de las tendencias generadas a partir de una regresión, ya sea lineal o polinómica y el que ofrezca un valor R más cercano a uno, indica el tipo de comportamiento.

Con base a esto, el único comportamiento lineal que se pudo visualizar es el de FOR 1. (Ver Figura 28). Con un valor de  $R = 0,99$ , ratificando así su linealidad.

**Figura 28.** Envoltentes de Falla lineal de las Formaciones



Fuente: Autor. 2013.

3. Si el comportamiento anterior es lineal, teóricamente, la mejor opción es la interpretación basada en el criterio de Mohr-Coulomb, mediante la construcción de los círculos de Mohr a partir de los esfuerzos máximos y mínimos, trazando una línea tangencial a cada uno de los círculos, se genera la envolvente de falla, a partir de esta línea se podrán determinar las constantes básicas del modelo (cohesión, ángulo de fricción); de no ser así, se prosigue a analizar otros criterios no lineales como el de Hoek-Brown, Papantonopoulos – Atmatzidis o Yoshida, se recomienda realizar el estudio en este orden de presentación de los criterios. Esta recomendación se debe a que estos dos últimos criterios son modificaciones matemáticas realizadas al criterio de Hoek-Brown, creados generalmente para dar soluciones a algunas limitaciones de funcionamiento que tiene el modelo de Hoek.

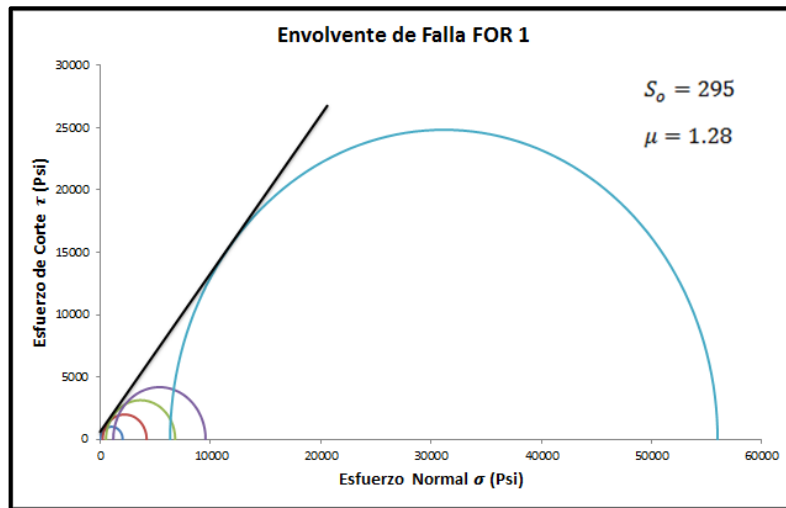
Una vez identificado el comportamiento de falla lineal de los datos experimentales en las formaciones, (Ver Figura 28) se prosiguió a construir los círculos de Mohr a partir de los esfuerzos máximos y mínimos (Ver Figura 29), con el fin de representarlos en un gráfico de coordenadas cartesianas X,Y donde el eje de las abscisas represente el Esfuerzo normal y eje de ordenadas exprese el Esfuerzo de corte; con base a esta representación, se determinaron los parámetros del criterio como: ángulo de fricción y cohesión.

Una vez obtenido estas constantes, se puede elaborar el modelo matemático del criterio de falla.

Seguidamente, se realizó un estudio comparativo entre los valores teóricos del criterio de Mohr-Coulomb y los datos experimentales, para observar el ajuste gráfico de representatividad y calcular el porcentaje de error en el proceso de evaluación. (Ver Figura 30). Se refiere a los valores teóricos aquellos generados a partir del modelo matemático final del criterio de falla.

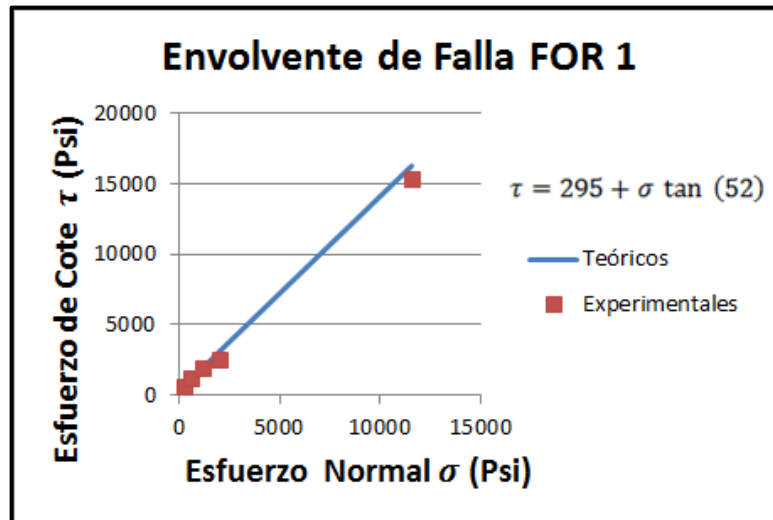
Los resultados arrojados al momento de evaluar la representatividad del criterio de falla con respecto a los datos experimentales se pueden apreciar en la siguiente tabla (Ver Tabla 26), esto indica qué tan eficiente fue el proceso de ajuste, validando la metodología propuesta en este trabajo.

**Figura 29.** Círculos de Mohr para FOR 1



Fuente: Autor. 2013.

**Figura 30.** Análisis gráfico de representatividad para FOR 1



Fuente: Autor. 2013.

**Tabla 26.** Resultados finales de la evaluación

DATOS DE PRUEBA	$\mu$	$S_0$ (Psi)	UCS experimental (Psi)	UCS Teórico (Psi)	% Error	$R^2$	Criterio de Falla Mohr-Coulomb
FOR 1	1,27	295	2013	1724	16	1	$\tau = 295 + \sigma \tan (52)$

Fuente: Autor. 2013.

A continuación se prosigue a realizar el ajuste gráfico para las envolventes de falla que no tuvieron un comportamiento lineal. Según la recomendación de la metodología, el orden para llevar a cabo la evaluación de la representatividad es: Hoek-Brown, Papantonopoulos – Atmatzidis o Yoshida.

- Para la aplicación de éstos últimos criterios, se asignan los valores correspondiente de  $UCS, a, s, GSI, factor D, A, B, k$  con base a las características geológicas de las formaciones y condiciones de las muestras. (Ver capítulo 1).

Los modelos generales para evaluar la representatividad son:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{Criterio de Hoek-Brown}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^{(1+k)} = m \sigma_c^k \sigma_3 + \sigma_c^{(1+k)} \quad \text{Criterio de Papantonopoulos – Atmatzidis}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + A \sigma_c \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{1/B} \quad \text{Criterio de Yoshida}$$

- Efectuar el ajuste gráfico entre las curvas generadas por los criterios y los datos triaxiales, este proceso de acople se lleva a cabo variando las constantes asignadas en el paso anterior, dicha variación se debe hacer dentro de los rangos aceptables de aplicabilidad de acuerdo a la teoría

expresada en el capítulo 1. Una vez culminado el proceso de comparación entre las curvas, el que presente un mejor ajuste indica el criterio de falla final con los correspondientes valores de las constantes. A continuación se muestran los resultados finales del ajuste, matemática y gráficamente.

Matemáticamente se tiene:

Criterios de falla usados para FOR 2:

- Hoek–Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + 15954 \left( 23 \frac{\sigma_3}{15954} + 1 \right)^{0,5}$
- Papantonopoulos  $(\sigma_1 - \sigma_3)^{(3/2)} = (23)(15954)^{1/2} \sigma_3 + 15954^{(3/2)}$
- Yoshida  $\sigma_1 = \sigma_3 + (12)(15954) \left( \frac{\sigma_3}{15954} + 0,01 \right)^{1/1,9}$

Criterios de falla usados para FOR 3:

- Hoek–Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + 17053 \left( 15 \frac{\sigma_3}{17053} + 1 \right)^{0,5}$
- Papantonopoulos  $(\sigma_1 - \sigma_3)^{(3/2)} = (15)(17053)^{1/2} \sigma_3 + 17053^{(3/2)}$
- Yoshida  $\sigma_1 = \sigma_3 + (15)(17053) \left( \frac{\sigma_3}{17053} + 0,01 \right)^{1/1,9}$

Criterios de falla usados para FOR 4:

- Hoek–Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + 25660 \left( 20 \frac{\sigma_3}{25660} + 1 \right)^{0,5}$
- Papantonopoulos  $(\sigma_1 - \sigma_3)^{(3/2)} = (20)(25660)^{1/2} \sigma_3 + 25660^{(3/2)}$
- Yoshida  $\sigma_1 = \sigma_3 + (11)(25660) \left( \frac{\sigma_3}{25660} + 0,01 \right)^{1/1,9}$

Criterios de falla usados para FOR 5:

- Hoek–Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + 16081 \left( 25 \frac{\sigma_3}{16081} + 1 \right)^{0,5}$
- Papantonopoulos  $(\sigma_1 - \sigma_3)^{(3/2)} = (25)(16081)^{1/2} \sigma_3 + 16081^{(3/2)}$
- Yoshida  $\sigma_1 = \sigma_3 + (11)(16081) \left( \frac{\sigma_3}{16081} + 0,01 \right)^{1/1,9}$

Criterios de falla usados para FOR 6:

- Hoek–Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + 24858 \left( 25 \frac{\sigma_3}{24858} + 1 \right)^{0,5}$
- Papantonopoulos  $(\sigma_1 - \sigma_3)^{(1,7)} = (25)(24858)^{(0,7)} \sigma_3 + 24858^{(1,7)}$
- Yoshida  $\sigma_1 = \sigma_3 + (10)(24858) \left( \frac{\sigma_3}{24858} + 0,01 \right)^{1/1,9}$

Criterios de falla usados para FOR 7:

- Hoek–Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + 20154 \left( 25 \frac{\sigma_3}{20154} + 1 \right)^{0,5}$
- Papantonopoulos  $(\sigma_1 - \sigma_3)^{(3/2)} = (25)(20154)^{1/2} \sigma_3 + 20154^{(3/2)}$
- Yoshida  $\sigma_1 = \sigma_3 + (12)(20154) \left( \frac{\sigma_3}{20154} + 0,01 \right)^{1/1,9}$

Criterios de falla usados para FOR 8:

- Hoek–Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + 20377 \left( 4 \frac{\sigma_3}{20377} + 1 \right)^{0,5}$
- Papantonopoulos  $(\sigma_1 - \sigma_3)^{(3/2)} = (4)(20377)^{1/2} \sigma_3 + 20377^{(3/2)}$
- Yoshida  $\sigma_1 = \sigma_3 + (10)(20377) \left( \frac{\sigma_3}{20377} + 0,01 \right)^{1/1,9}$

Criterios de falla usados para Haynesville 1:

- Hoek–Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + 9393 \left( 10 \frac{\sigma_3}{9393} + 1 \right)^{0,5}$
- Papantonopoulos  $(\sigma_1 - \sigma_3)^{(3/2)} = (10)(9393)^{1/2} \sigma_3 + 9393^{(3/2)}$

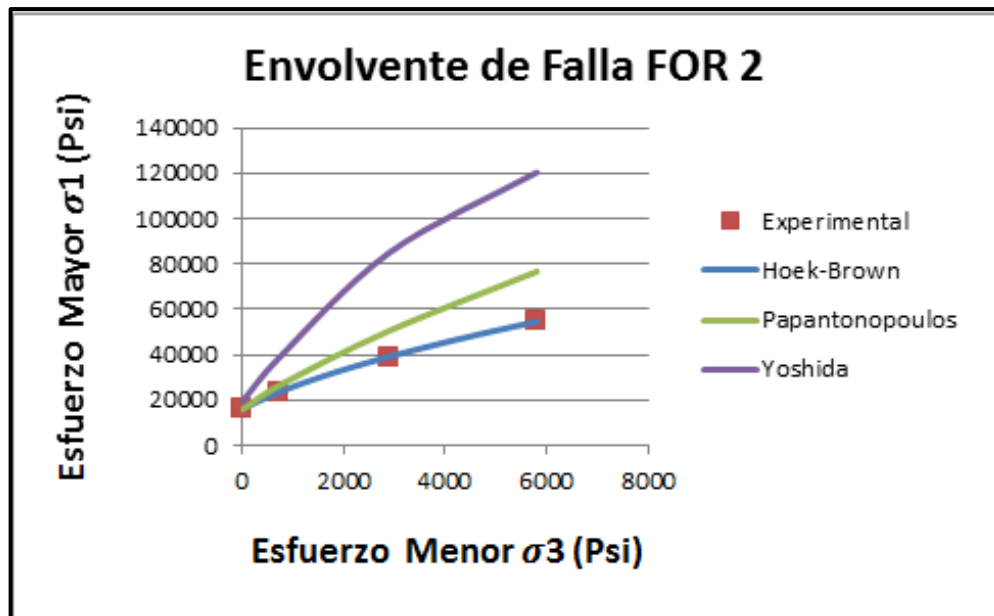
- Yoshida 
$$\sigma_1 = \sigma_3 + (2,5)(9393)\left(\frac{\sigma_3}{9393} + 0,19\right)^{1/2}$$

Criterios de falla usados para Haynesville 2:

- Hoek–Brown 
$$\sigma_1 = \sigma_3 + 25490 \left(4 \frac{\sigma_3}{25490} + 1\right)^{0,5}$$
- Papantonopoulos 
$$(\sigma_1 - \sigma_3)^{(3/2)} = (4)(25490)^{1/2}\sigma_3 + 25490^{(3/2)}$$
- Yoshida 
$$\sigma_1 = \sigma_3 + (2,5)(25490)\left(\frac{\sigma_3}{25490} + 0,2\right)^{1/1,9}$$

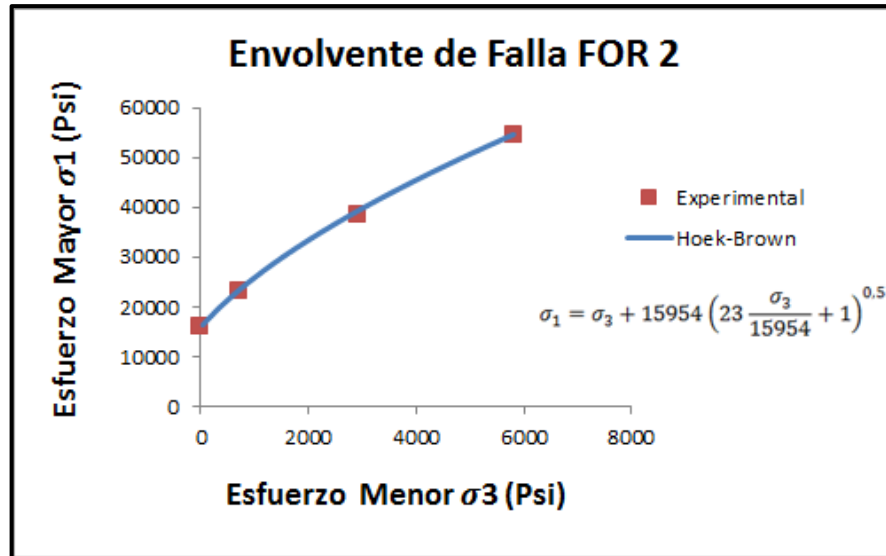
Gráficamente se tiene:

**Figura 31.** Análisis gráfico de representatividad para FOR 2



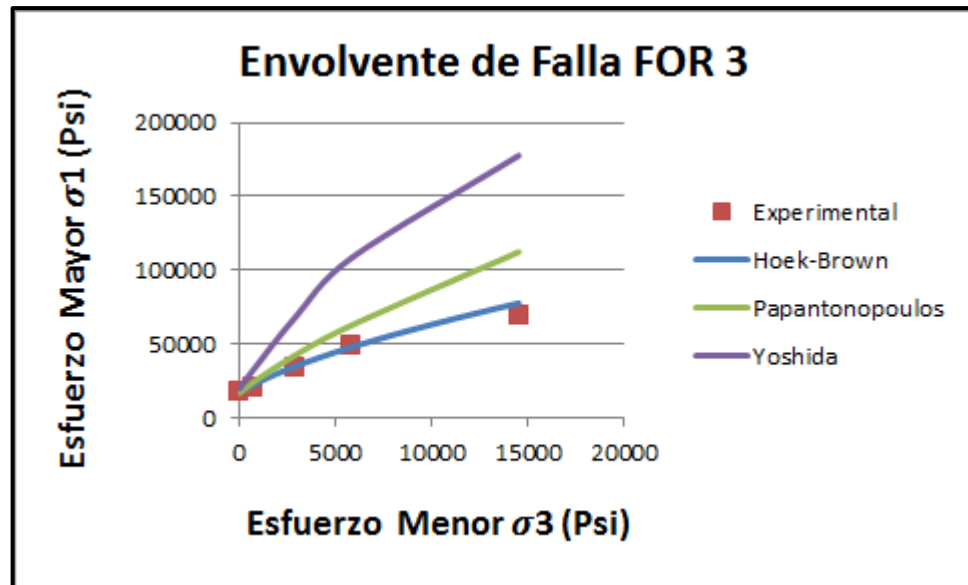
Fuente: Autor. 2013.

Figura 32. Envoltente de Falla FOR 2



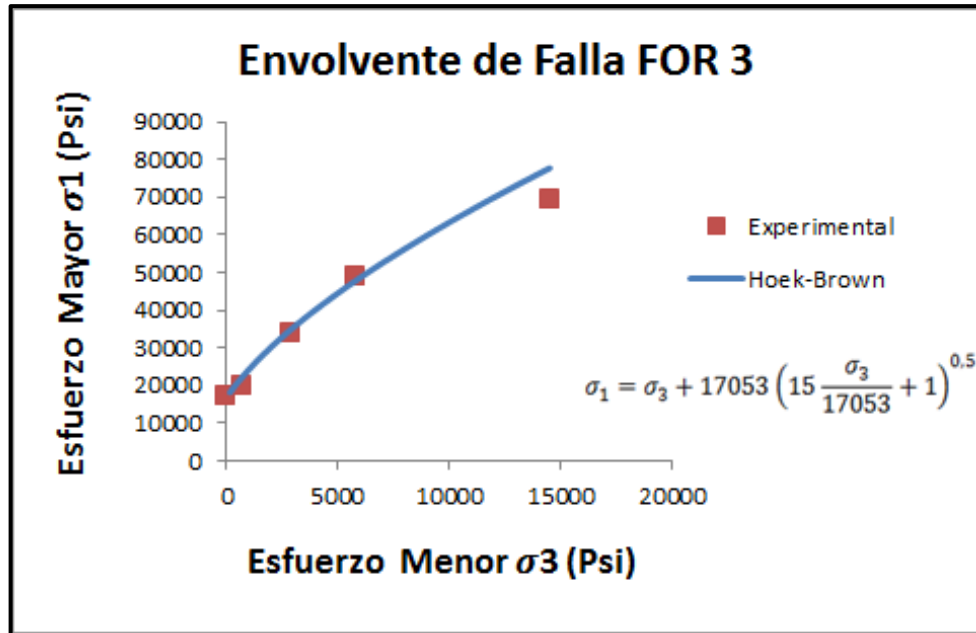
Fuente: Autor. 2013.

Figura 33. Análisis gráfico de representatividad para FOR 3



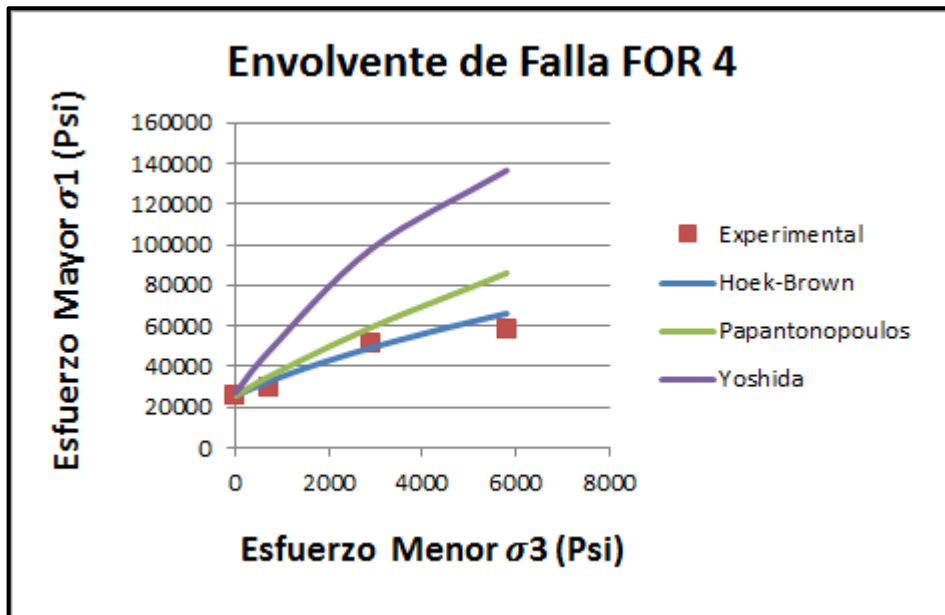
Fuente: Autor. 2013.

Figura 34. Envoltente de Falla FOR 3



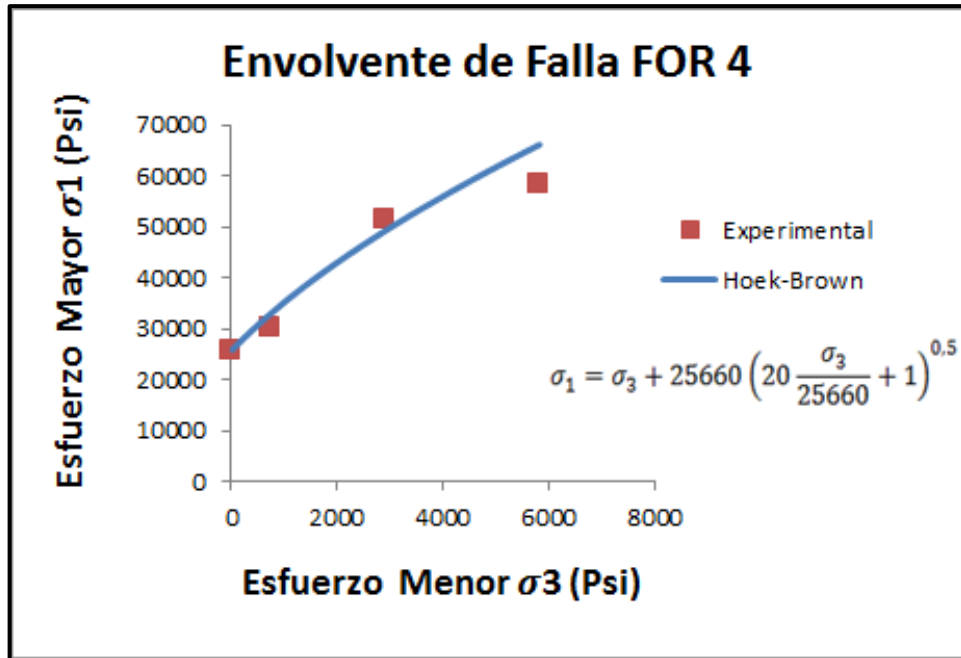
Fuente: Autor. 2013.

Figura 35. Análisis gráfico de representatividad para FOR 4



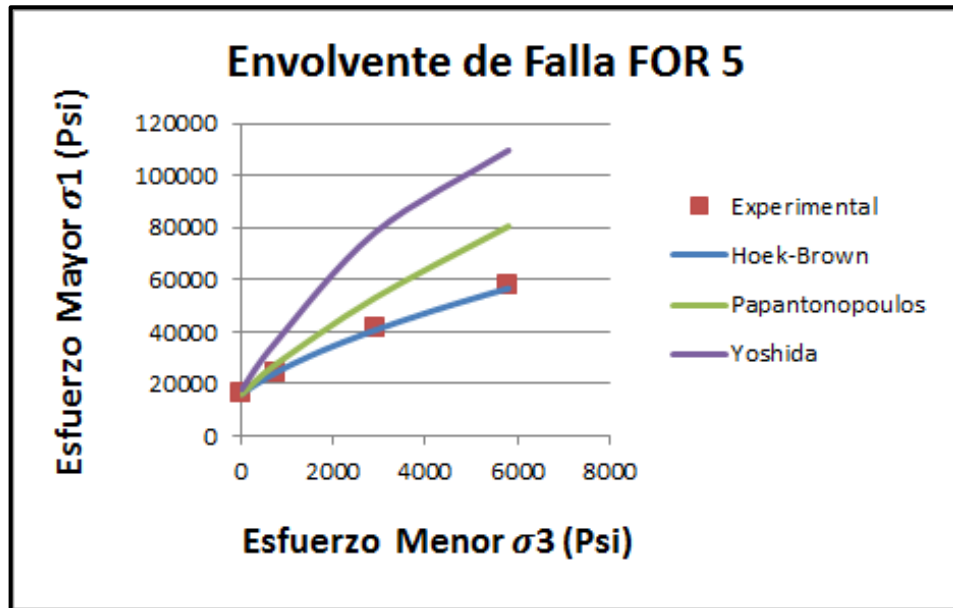
Fuente: Autor. 2013.

Figura 36. Envoltente de Falla FOR 4



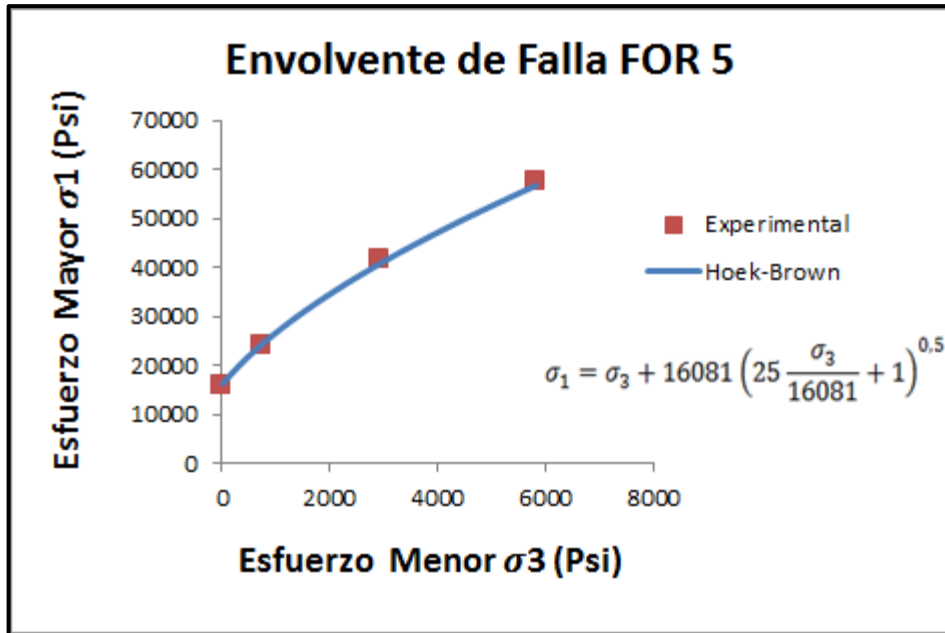
Fuente: Autor. 2013.

Figura 37. Análisis gráfico de representatividad para FOR 5



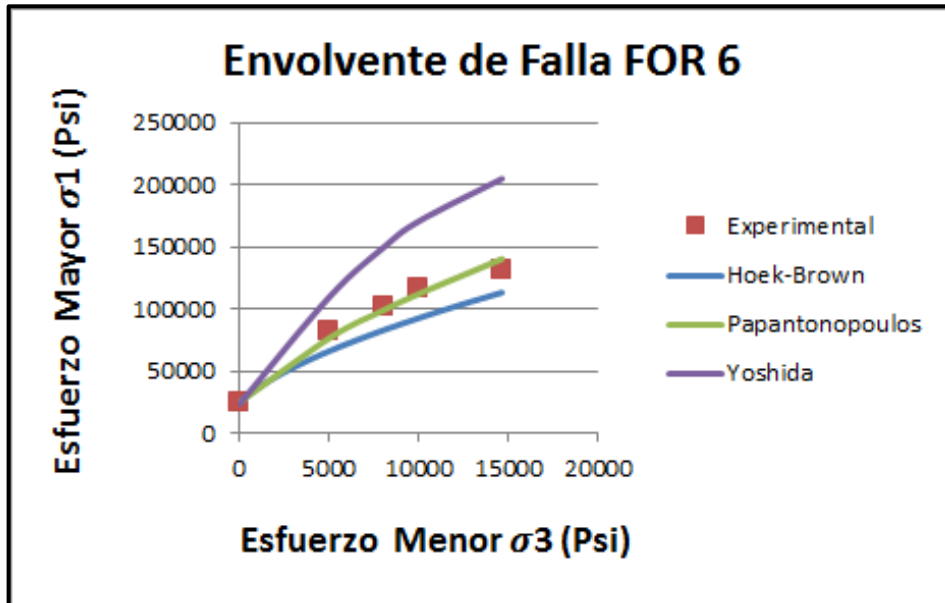
Fuente: Autor. 2013.

Figura 38. Envoltente de Falla FOR 5



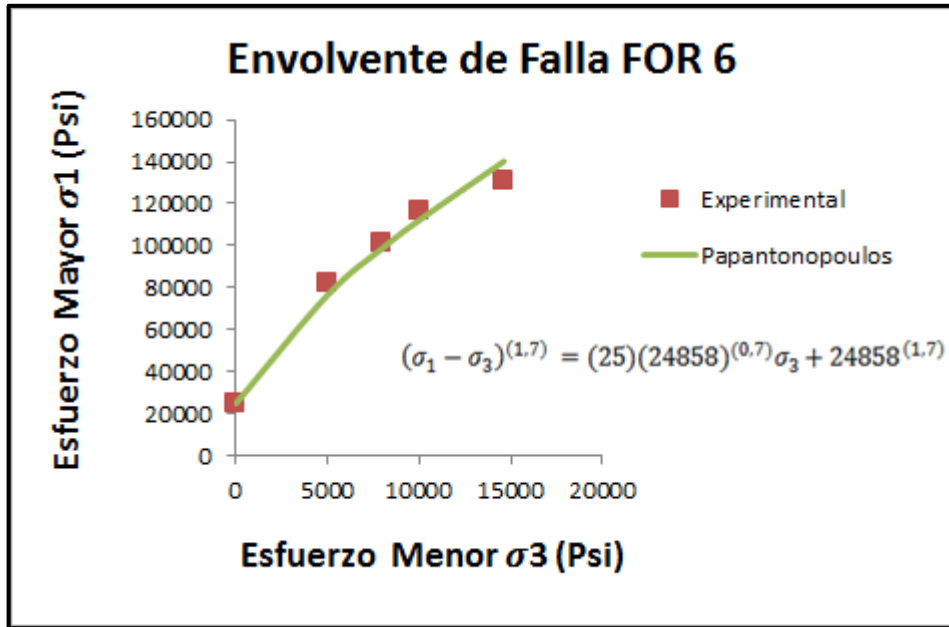
Fuente: Autor. 2013.

Figura 39. Análisis gráfico de representatividad para FOR 6



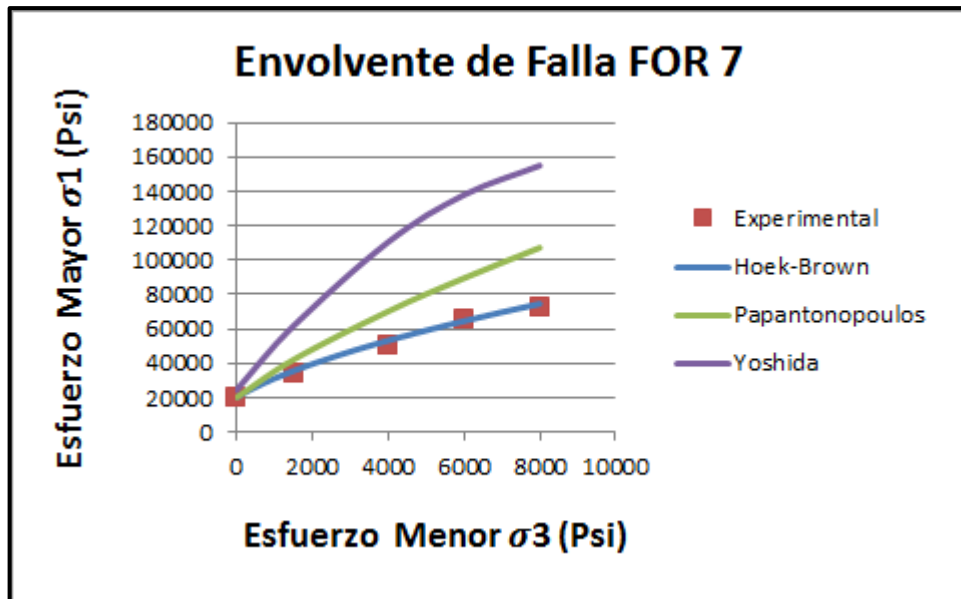
Fuente: Autor. 2013.

Figura 40. Envoltente de Falla FOR 6



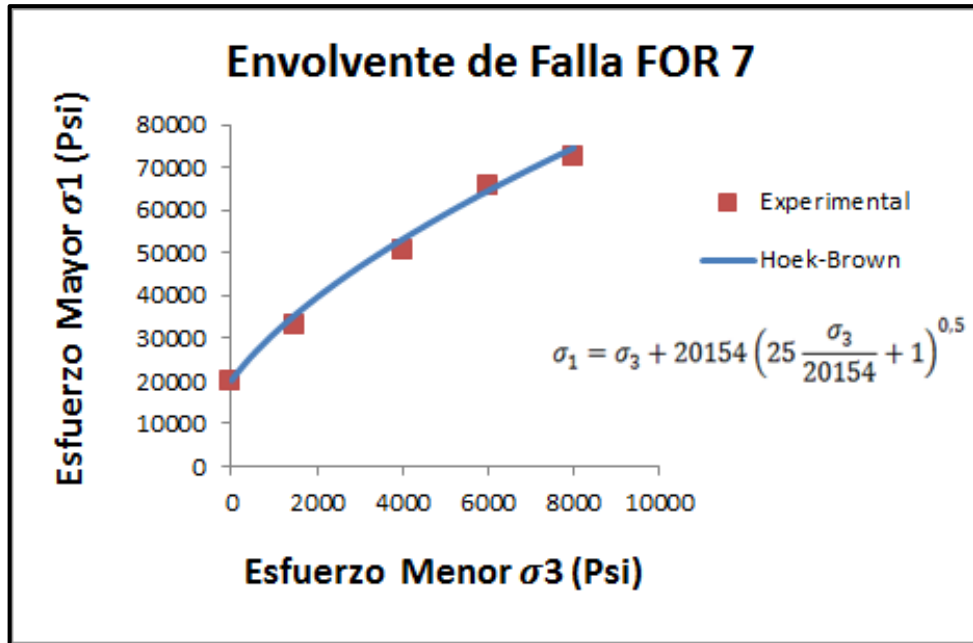
Fuente: Autor. 2013.

Figura 41. Análisis gráfico de representatividad para FOR 7



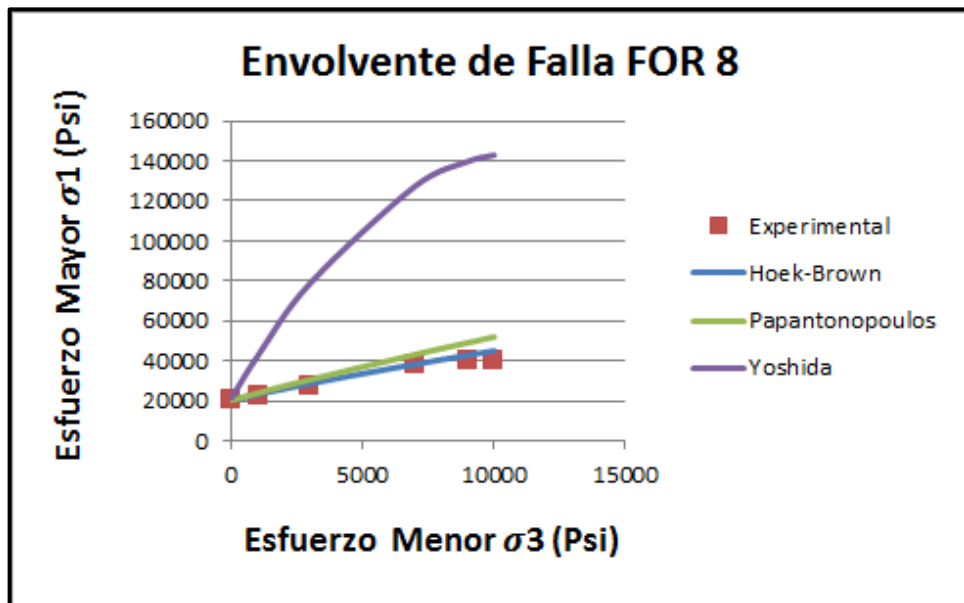
Fuente: Autor. 2013.

Figura 42. Envoltente de Falla FOR 7



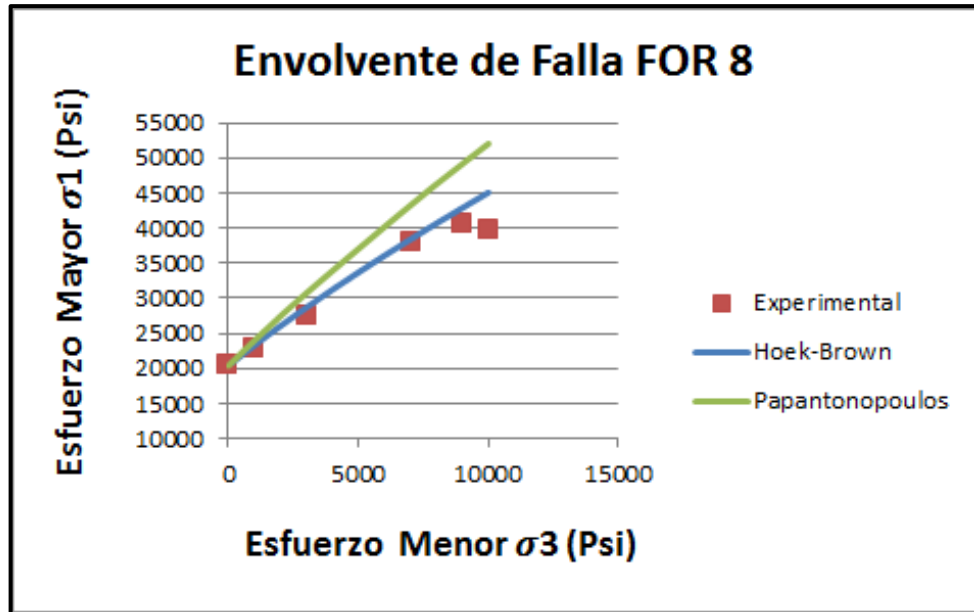
Fuente: Autor. 2013.

Figura 43. Análisis gráfico de representatividad para FOR 8



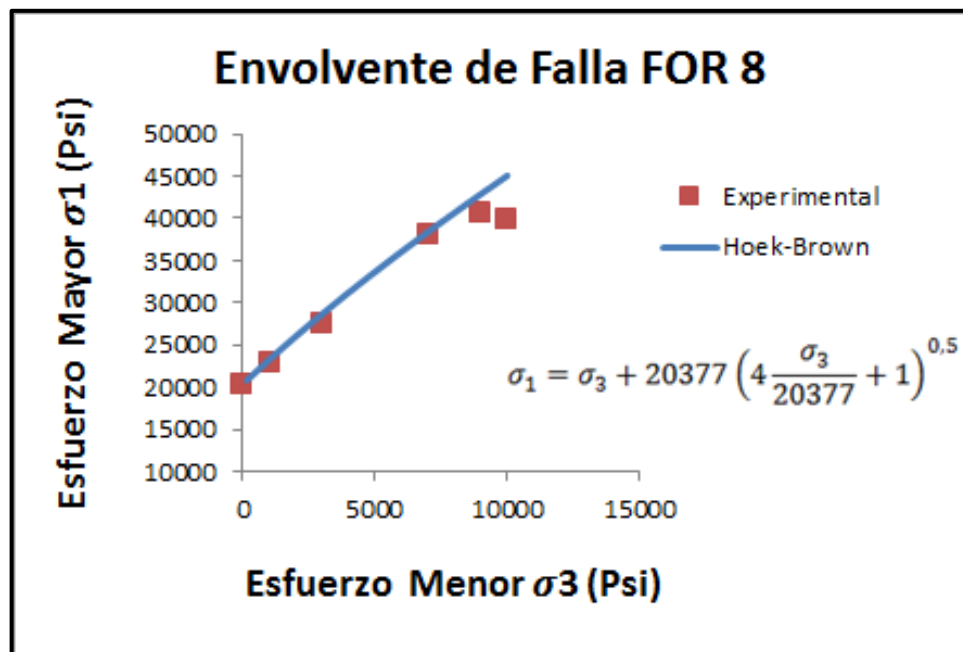
Fuente: Autor. 2013.

Figura 44. (Acercamiento) Análisis gráfico de representatividad para FOR 8



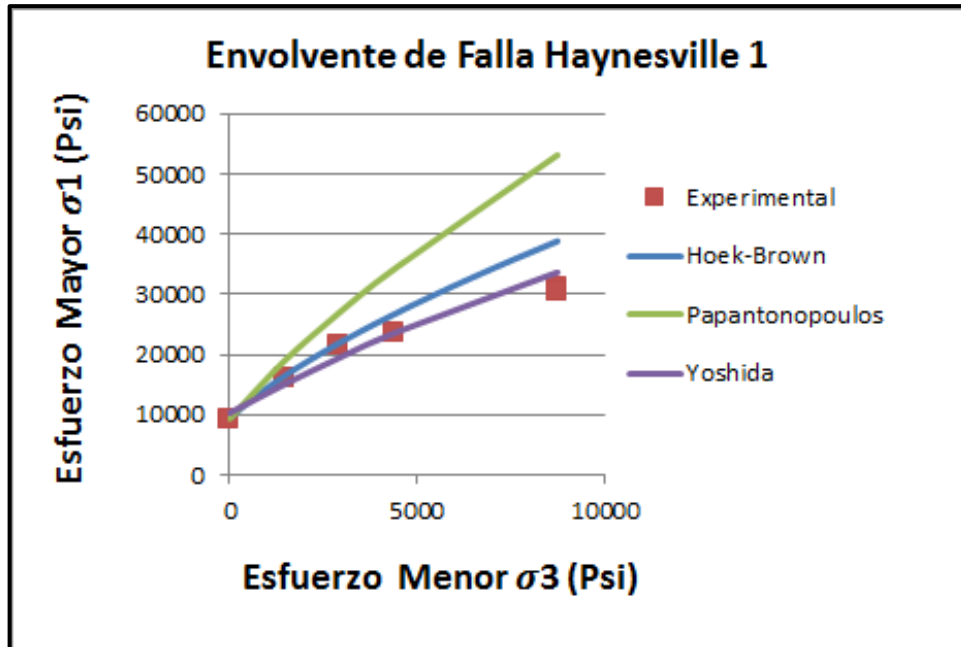
Fuente: Autor. 2013.

Figura 45. Envlovente de Falla FOR 8



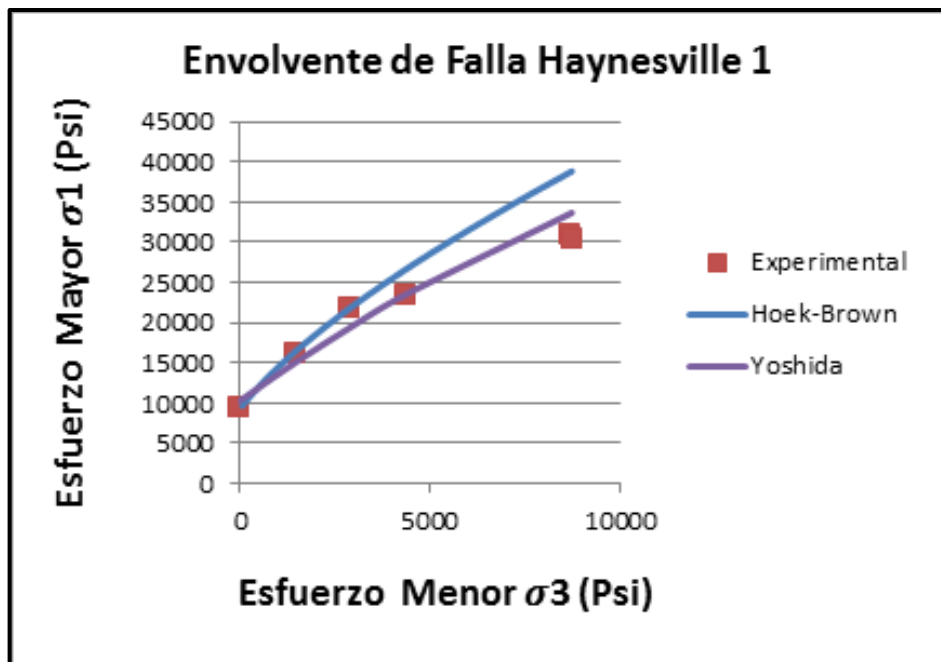
Fuente: Autor. 2013.

Figura 46. Análisis gráfico de representatividad para Haynesville 1



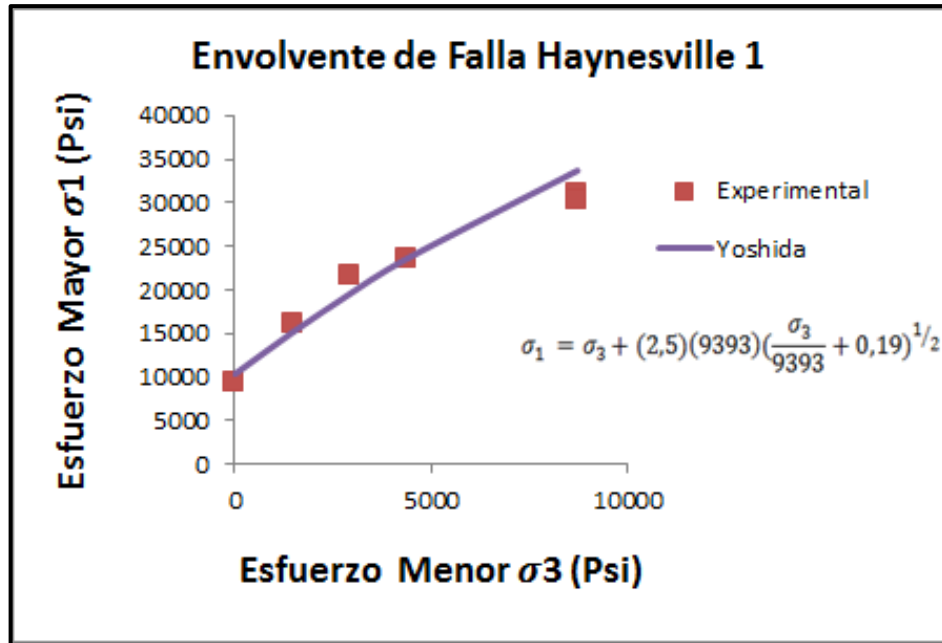
Fuente: Autor. 2013.

Figura 47. (Acercamiento) Análisis gráfico de representatividad para Haynesville 1



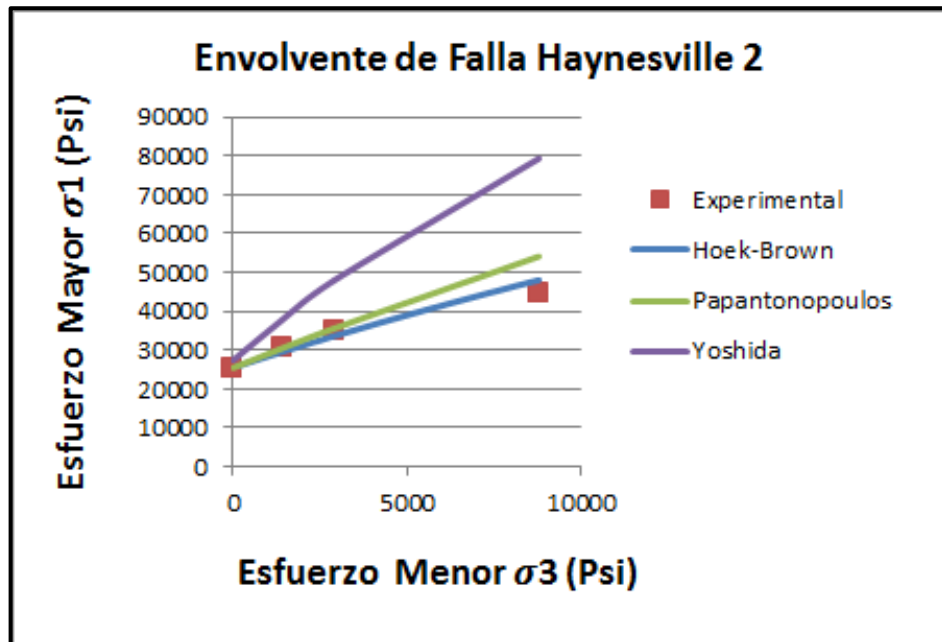
Fuente: Autor. 2013.

Figura 48. Envoltorio de Falla Haynesville 1



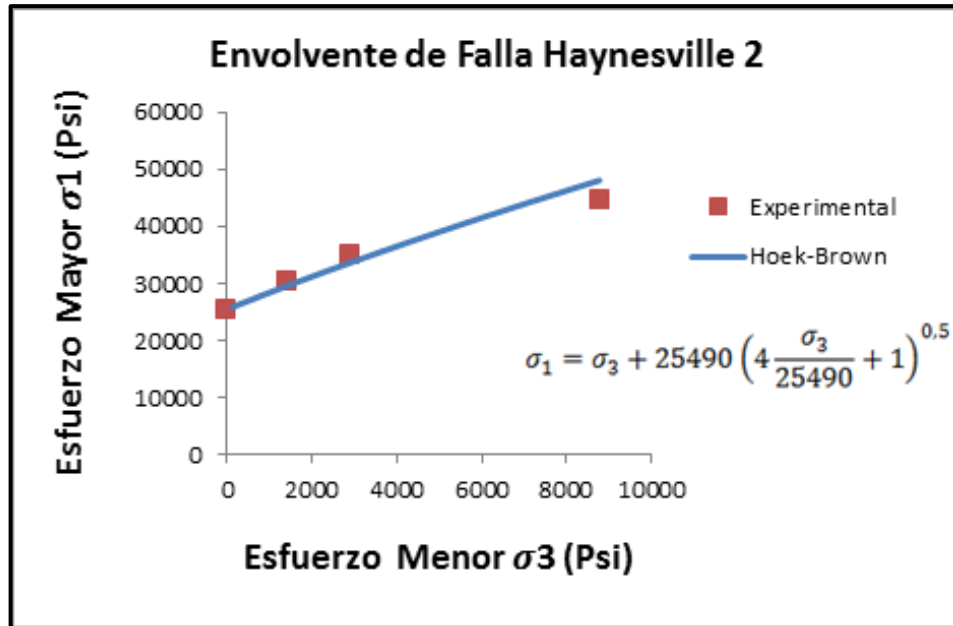
Fuente: Autor. 2013.

Figura 49. Análisis gráfico de representatividad para Haynesville 2



Fuente: Autor. 2013.

Figura 50. Envolvente de Falla Haynesville 2



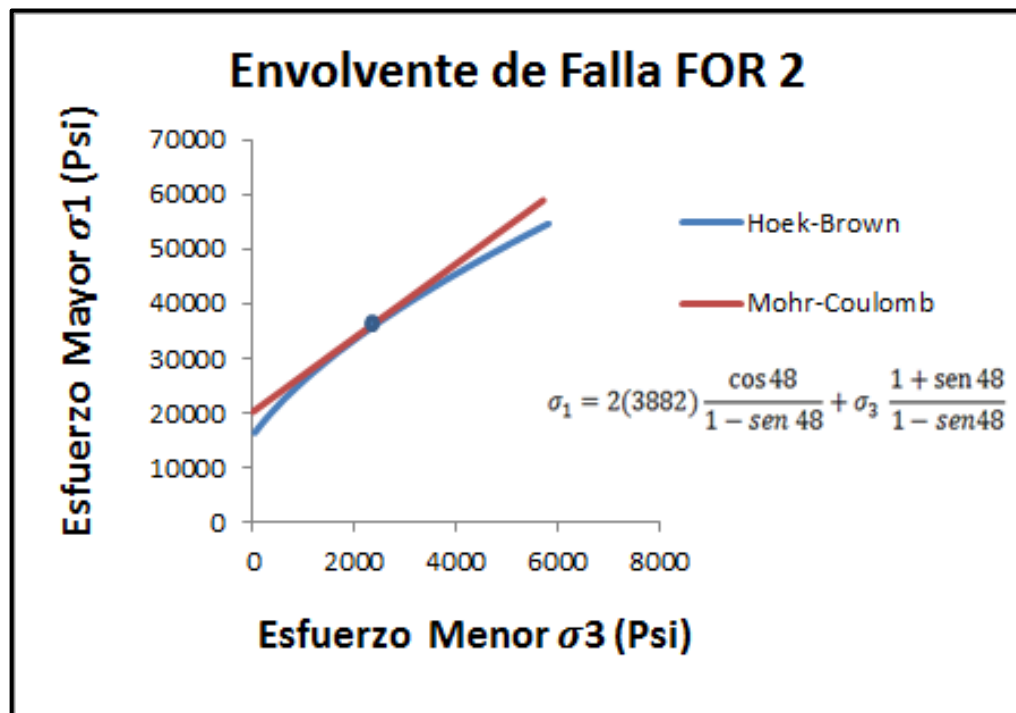
Fuente: Autor. 2013.

Las diferentes envolventes de falla generadas, evidencian una mayor resistencia a la falla por cizalla o corte en las areniscas que en litologías como calizas y shale. Haciendo un análisis en los datos experimentales de las arenas, se observa algunas diferencias apreciables en los valores de resistencia a la compresión no confinada, esto obedece principalmente a la compactación que presentan algunas formaciones, fenómeno que se atribuye principalmente al tiempo y edad de maduración de las formaciones.

6. Si el criterio seleccionado no es el criterio de Mohr-Coulomb, como en este caso, dado que gran cantidad de software geotécnico está aún escrito en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb, es necesario determinar los ángulos de fricción y las resistencias cohesivas para la formación estudiada e intervalo de esfuerzos. Este proceso se llevó a cabo gráficamente:

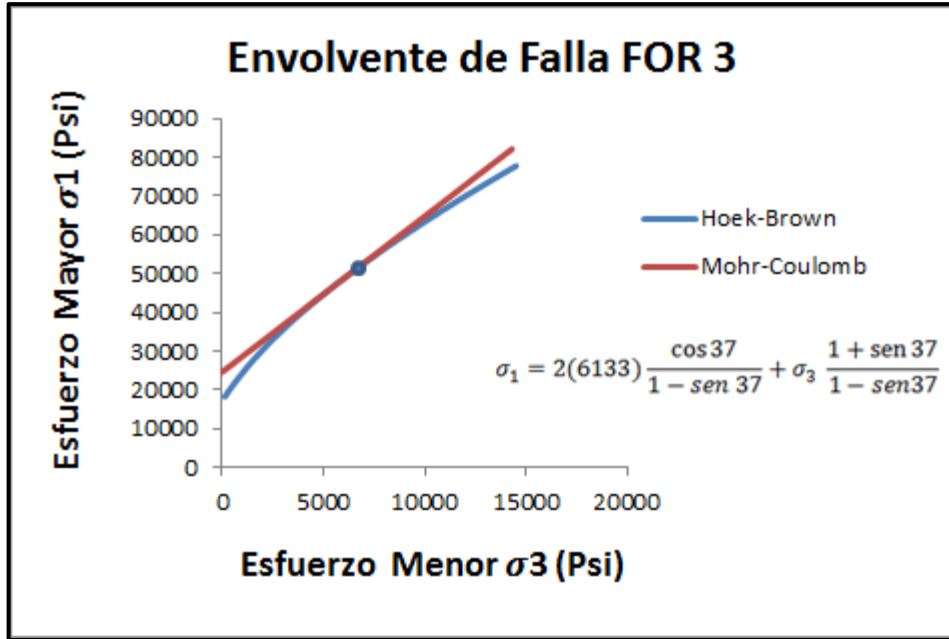
Para garantizar el equilibrio de las áreas conformadas por la línea recta de Mohr-Coulomb y la curva generada por el criterio no lineal, el método propone tomar el punto de inflexión de la envolvente de falla no lineal y se traza una línea tangente, después se determinan las constantes de la misma manera como si se tratase del criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Figura 51. Envolvente de Falla FOR 2



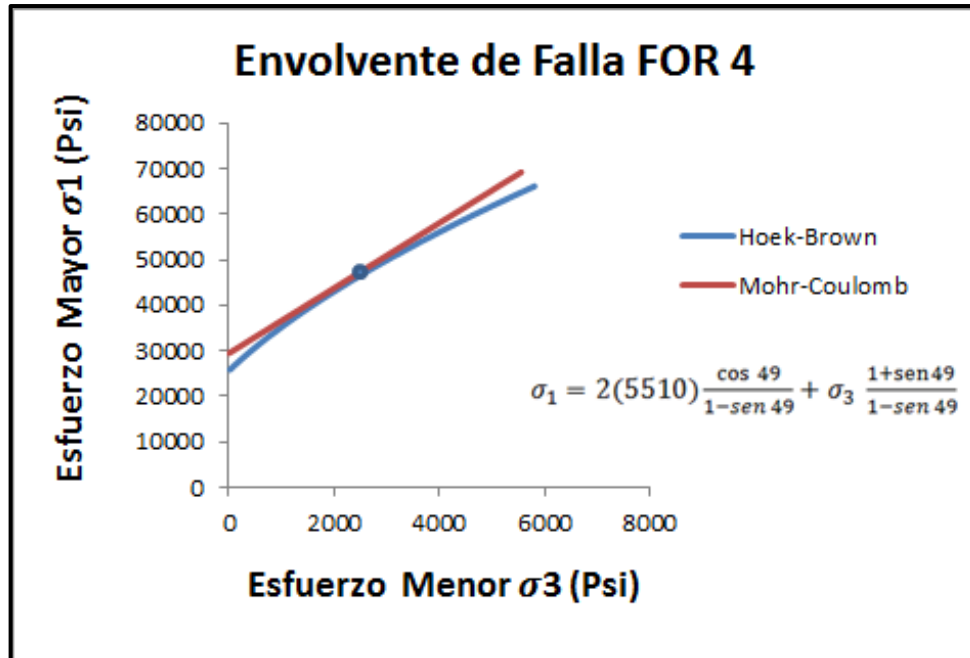
Fuente: Autor. 2013.

Figura 52. Envoltente de Falla FOR 3



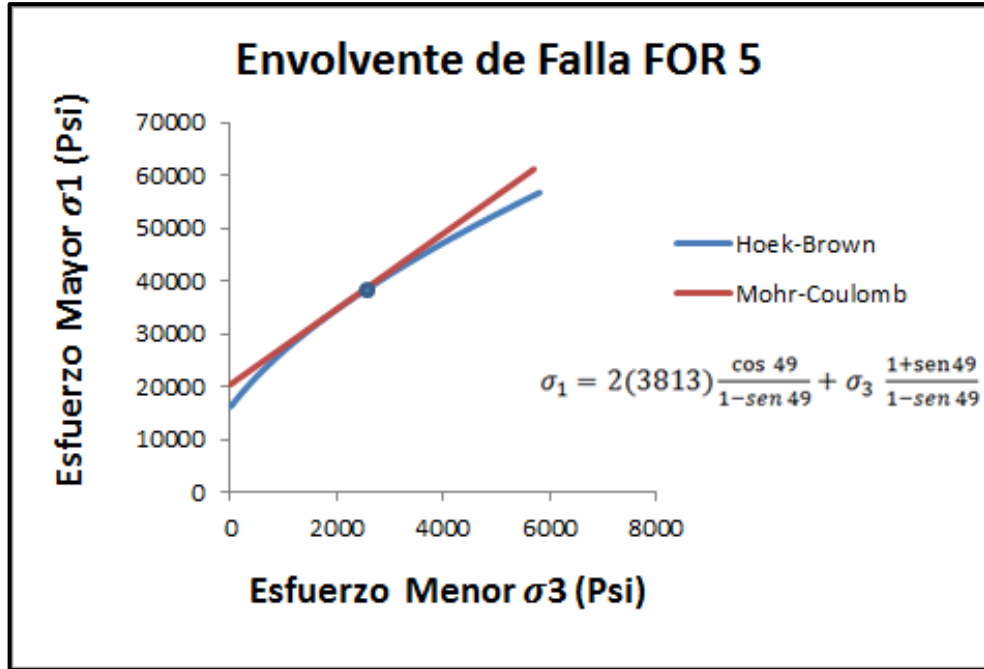
Fuente: Autor. 2013.

Figura 53. Envoltente de Falla FOR 4



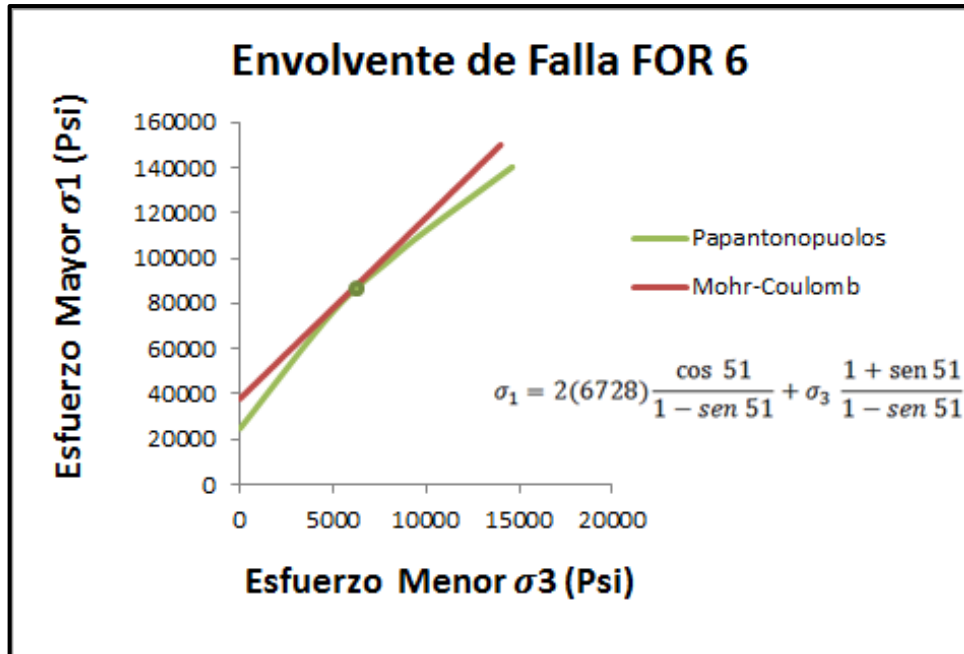
Fuente: Autor. 2013.

Figura 54. Envoltente de Falla FOR 5



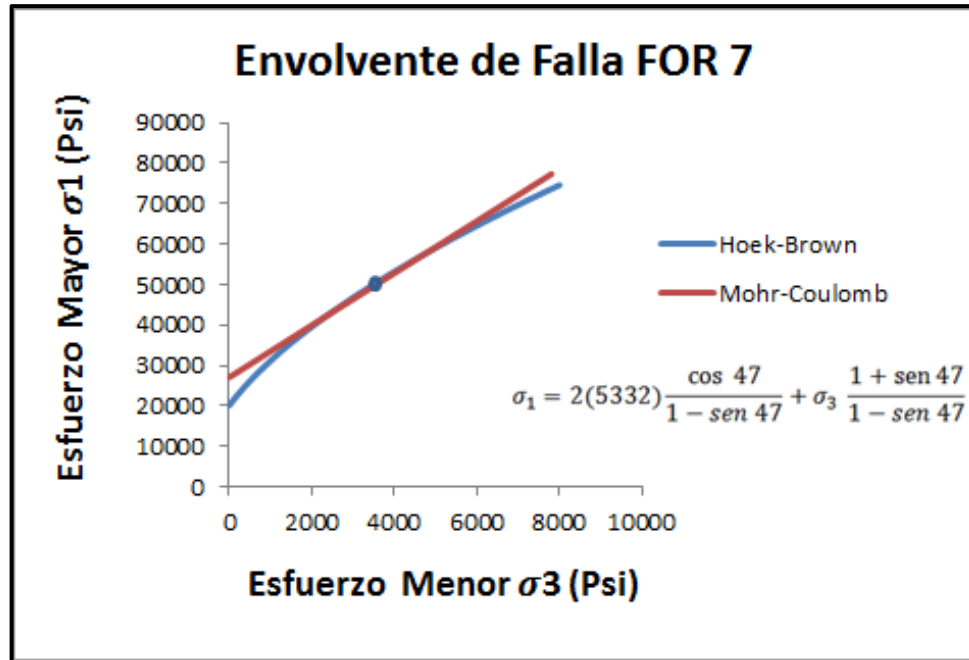
Fuente: Autor. 2013.

Figura 55. Envoltente de Falla FOR 6



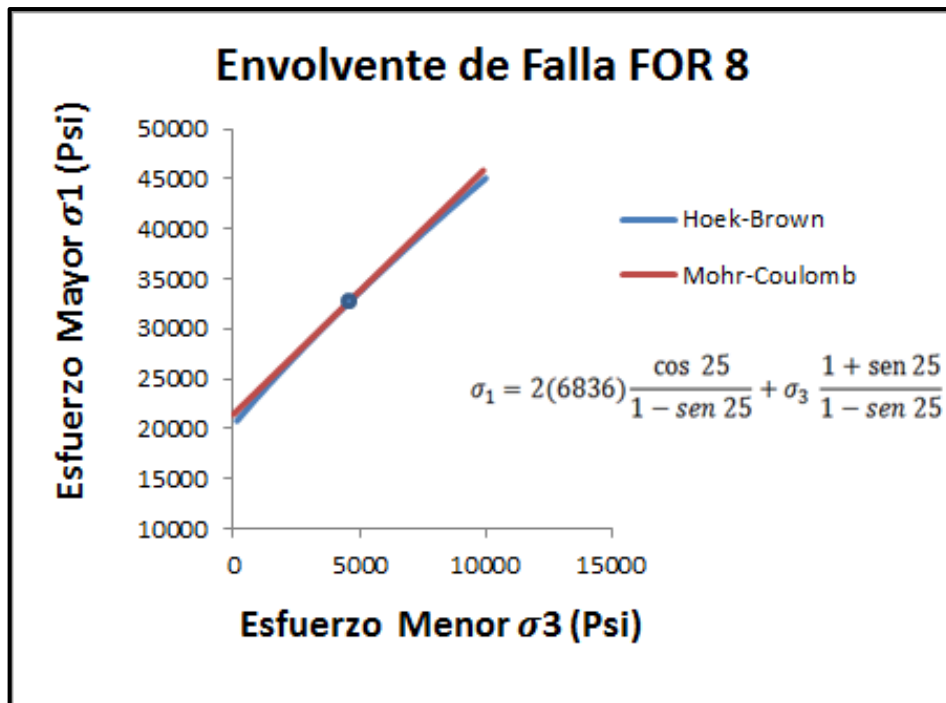
Fuente: Autor. 2013.

Figura 56. Envoltente de Falla FOR 7



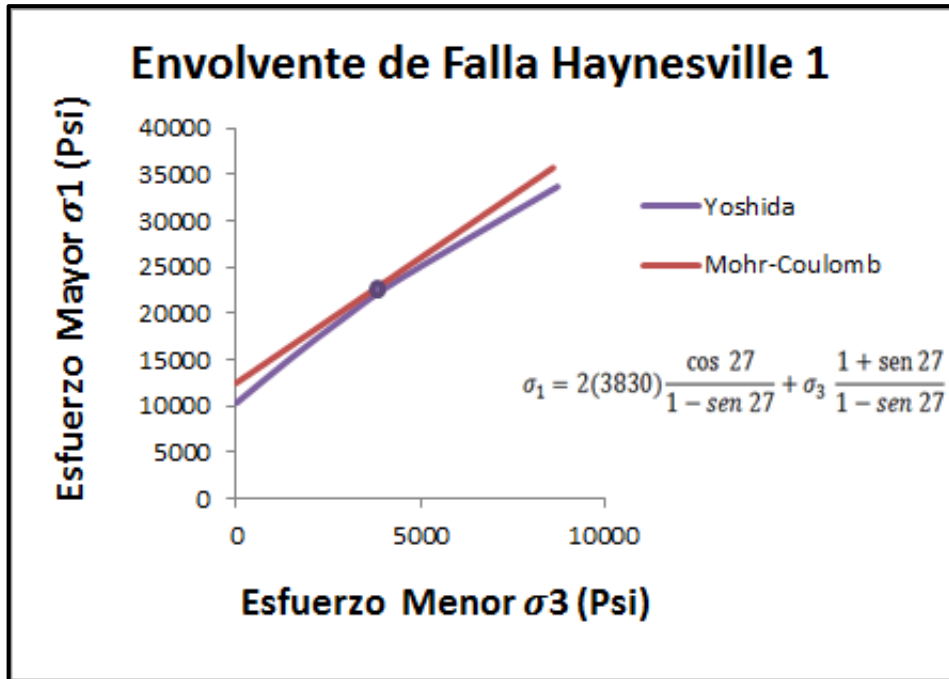
Fuente: Autor. 2013.

Figura 57. Envoltente de Falla FOR 8



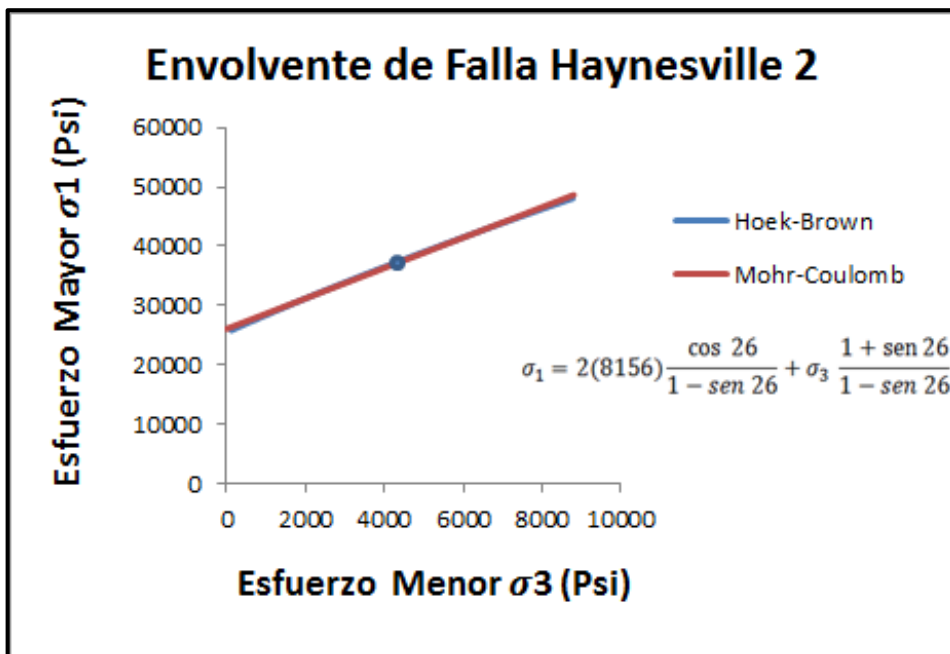
Fuente: Autor. 2013.

Figura 58. Envoltente de Falla Haynesville 1



Fuente: Autor. 2013.

Figura 59. Envoltente de Falla Haynesville 2



Fuente: Autor. 2013.

**Tabla 27.** Resultados finales de la evaluación en términos de Mohr-Coulomb

FORMACIÓN	$\mu$	$S_o$ (Psi)	Criterio de Falla Mohr-Coulomb
FOR 2	1,11	3882	$\tau = 3882 + \sigma \tan (48)$
FOR 3	0,75	6133	$\tau = 6133 + \sigma \tan (37)$
FOR 4	1,15	5510	$\tau = 5510 + \sigma \tan (49)$
FOR 5	1,15	3813	$\tau = 3813 + \sigma \tan (49)$
FOR 6	1,23	6728	$\tau = 6728 + \sigma \tan (51)$
FOR 7	1,07	5332	$\tau = 5332 + \sigma \tan (47)$
FOR 8	0,46	6836	$\tau = 6836 + \sigma \tan (25)$
HAYNESVILLE 1	0,5	3830	$\tau = 3830 + \sigma \tan (27)$
HAYNESVILLE 2	0,48	8156	$\tau = 8156 + \sigma \tan (26)$

**Fuente:** Autor. 2013.

De este cuadro comparativo se puede concluir que las formaciones que presentan una litología de areniscas, presenta mayor coeficiente de rozamiento que las calizas y shale. Con base a estos resultados, se prosiguió a determinar los porcentajes de error generados al comparar el criterio de falla de Mohr-Coulomb con respecto a los criterios de falla no lineales.

**Tabla 28.** Cuadro comparativo entre criterios de falla

FORMACIÓN	Criterio de Falla No lineal	Criterio de Falla Mohr-Coulomb	% ERROR
FOR 2	$\sigma_1 = \sigma_3 + 15954 \left( 23 \frac{\sigma_3}{15954} + 1 \right)^{0,5}$	$\tau = 3882 + \sigma \tan (48)$	9,2
FOR 3	$\sigma_1 = \sigma_3 + 17053 \left( 15 \frac{\sigma_3}{17053} + 1 \right)^{0,5}$	$\tau = 6133 + \sigma \tan (37)$	19,1
FOR 4	$\sigma_1 = \sigma_3 + 25660 \left( 20 \frac{\sigma_3}{25660} + 1 \right)^{0,5}$	$\tau = 5510 + \sigma \tan (49)$	22
FOR 5	$\sigma_1 = \sigma_3 + 16081 \left( 25 \frac{\sigma_3}{16081} + 1 \right)^{0,5}$	$\tau = 3813 + \sigma \tan (49)$	7,1
FOR 6	$(\sigma_1 - \sigma_3)^{(1,7)} = (25)(24858)^{(0,7)}\sigma_3 + 24858^{(1,7)}$	$\tau = 6728 + \sigma \tan (51)$	18,7
FOR 7	$\sigma_1 = \sigma_3 + 20154 \left( 25 \frac{\sigma_3}{20154} + 1 \right)^{0,5}$	$\tau = 5332 + \sigma \tan (47)$	8,5
FOR 8	$\sigma_1 = \sigma_3 + 20377 \left( 4 \frac{\sigma_3}{20377} + 1 \right)^{0,5}$	$\tau = 6836 + \sigma \tan (25)$	16
HAYNESVILLE 1	$\sigma_1 = \sigma_3 + (2,5)(9393) \left( \frac{\sigma_3}{9393} + 0,19 \right)^{1/2}$	$\tau = 3830 + \sigma \tan (27)$	18
HAYNESVILLE 2	$\sigma_1 = \sigma_3 + 25490 \left( 4 \frac{\sigma_3}{25490} + 1 \right)^{0,5}$	$\tau = 8156 + \sigma \tan (26)$	9,1

**Fuente:** Autor. 2013.

Una vez culminado el análisis gráfico final, se hace la interpretación de resultados.

**Tabla 29.** Resultados finales de la evaluación

FORMACIÓN	<i>m</i>	S	UCS Experimental (Psi)	UCS Teórico (Psi)	% Error	<i>R</i> <sup>2</sup>	Criterio de Falla Hoek-Brown
FOR 2	23	1	15954	17123	6,8	0,99	$\sigma_1 = \sigma_3 + 15954 \left(23 \frac{\sigma_3}{15954} + 1\right)^{0,5}$
FOR 3	15	1	17053	19307	11,6	0,99	$\sigma_1 = \sigma_3 + 17053 \left(15 \frac{\sigma_3}{17053} + 1\right)^{0,5}$
FOR 4	20	1	25660	26374	2,7	0,98	$\sigma_1 = \sigma_3 + 25660 \left(20 \frac{\sigma_3}{25660} + 1\right)^{0,5}$
FOR 5	25	1	16081	17347	7,3	0,99	$\sigma_1 = \sigma_3 + 16081 \left(25 \frac{\sigma_3}{16081} + 1\right)^{0,5}$
FOR 7	25	1	20154	21922	8	0,99	$\sigma_1 = \sigma_3 + 20154 \left(25 \frac{\sigma_3}{20154} + 1\right)^{0,5}$
FOR 8	4	1	20377	20509	0,6	0,98	$\sigma_1 = \sigma_3 + 20377 \left(4 \frac{\sigma_3}{20377} + 1\right)^{0,5}$
HAYNESVILLE 2	4	1	25490	25567	0,3	1	$\sigma_1 = \sigma_3 + 25490 \left(4 \frac{\sigma_3}{25490} + 1\right)^{0,5}$
FORMACIÓN	<i>m</i>	K	UCS Experimental (Psi)	UCS Teórico (Psi)	% Error	<i>R</i> <sup>2</sup>	Criterio de Falla Papantonopoulos
FOR 6	25	0,7	24858	25389	2	0,99	$(\sigma_1 - \sigma_3)^{(1,7)} = (25)(24858)^{(0,7)}\sigma_3 + 24858^{(1,7)}$
FORMACIÓN	<i>A</i>	S	UCS Experimental (Psi)	UCS Teórico (Psi)	% Error	<i>R</i> <sup>2</sup>	Criterio de Falla Yoshida
HAYNESVILLE 1	2,5	0,19	9393	10341	9,1	0,99	$\sigma_1 = \sigma_3 + (2,5)(9393)\left(\frac{\sigma_3}{9393} + 0,19\right)^{1/2}$

Fuente: Autor. 2013.

De acuerdo a los resultados finales se puede inferir que los resultados arrojados por la metodología son satisfactorios, esto se puede evidenciar en el valor de R, el cual garantiza un buen ajuste entre las curvas generadas por los criterios de falla y los datos experimentales, además se obtuvieron porcentajes de error aceptables que validan el buen funcionamiento de la metodología.

Además se observa que el criterio que presentó mayor representatividad en las diferentes formaciones colombianas cuando el comportamiento no era línea es el de Hoek-Brown, funcionando además dentro de los rangos teóricos del valor de *m*, correspondiente para cada tipo de litología.

## CONCLUSIONES

- ✓ El criterio de falla que más se ajusta al comportamiento deformacional y de falla de las formaciones geológicas colombianas evaluadas en este proyecto, es el criterio de Hoek-Brown, el cual tiene un buen desempeño al aplicarlo en diferentes litologías.
- ✓ Al comparar los resultados de los diferentes criterios con los datos de prueba triaxiales, se ha demostrado que, efectivamente, el ajuste dependerá del tipo de criterio de falla, información geológica existente, cantidad y calidad de los datos.
- ✓ Las formaciones geológicas colombianas presentes en el pie de monte llanero Colombiano como Mirador, Carbonera, Los Cuervos, Barco, entre otras presentan una mayor resistencia a la falla por compresión que la formación mugrosa presente en el Valle del Magdalena Medio, esto se debe principalmente a la edad o tiempo de maduración de las formaciones.
- ✓ El uso de criterios no lineales disminuye el porcentaje de error e incertidumbre a la hora de evaluar el comportamiento de falla de las diferentes formaciones geológicas que no se acoplan muy bien al criterio de Mohr-Coulomb.
- ✓ Las investigaciones actuales definen que los criterios poliaxiales logran un mejor ajuste en comparación a los criterios triaxiales al momento de evaluar los datos experimentales con respecto a los modelos de falla, principalmente para las rocas que son altamente dependientes del esfuerzo principal intermedio  $\sigma_2$ .

- ✓ Se observó que el uso de criterios de falla triaxiales aplicados principalmente para trabajos de minería y obras civiles, pueden proporcionar resultados significativos o aceptables al igual que los criterios utilizados frecuentemente en el estudio de estabilidad de pozo.
- ✓ Las diferentes envolventes de falla generadas, evidencian un mayor coeficiente de rozamiento en las areniscas que en litologías como calizas y shale.
- ✓ A pesar de la ausencia de datos de prueba poliaxiales y la falta de información geológica que permitiera utilizar otra gama de criterios presentados en esta investigación, los resultados obtenidos al final fueron satisfactorios, proporcionando porcentajes de errores bajos, que garantizan de una u otra forma la aplicación del criterio de falla a la formación geológica colombiana estudiada.
- ✓ Actualmente, la mayoría de investigadores llegan a la conclusión de que Mohr-Coulomb es un criterio muy conservador a la hora de estudiar el comportamiento deformacional y de falla de las formaciones geológicas, mientras que los criterios que incluyen el efecto fortalecer  $\sigma_2$  tales como el criterio de Mogi, son una mejor opción para realizar observaciones experimentales.
- ✓ La metodología elaborada en esta investigación demostró tener un buen desempeño al momento de evaluar la representatividad de los criterios de falla en las formaciones geológicas colombianas, los resultados obtenidos en el proceso de validación, confirman el buen funcionamiento de la misma.

## RECOMENDACIONES.

- ✓ Evaluar la representatividad de las formaciones geológicas colombianas basados en el uso de criterios de falla poliaxiales, para ello se recomienda la utilización de un instrumento que permita cuantificar estos esfuerzos experimentalmente y poder así obtener resultados fiables que se acoplen al comportamiento deformacional de las muestras.
- ✓ Obtener información geológica más detallada a partir de un estudio de visualización de las formaciones geológicas, con el fin de aplicar la metodología basada en la utilización de otros criterios de falla que no fueron evaluados en ésta investigación.
- ✓ Sería útil crear una herramienta software que contenga cada uno de los pasos de la metodología y que contemple los diversos criterios de falla evaluados en esta investigación.
- ✓ Seguir implementando este paso a paso al momento de evaluar el comportamiento de falla de las rocas colombianas y los diferentes proyectos que se llevan a cabo, con el objetivo de obtener suficiente información que permita identificar los criterios que mejor ajusten a otras formaciones geológicas colombianas no estipuladas en este trabajo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

### Artículos:

- ✓ AL-AJMI, A.M. ZIMMERMANA, R.W. Stability analysis of vertical boreholes using the Mogi–Coulomb failure criterion. Sultan Qaboos University. 2006.
- ✓ ANDRIANOPOULOS, N.P. MANOLOPOULOS, V.M. Can Coulomb criterion be generalized in case of ductile materials? An application to Bridgman experiments. National Technical University of Athens. 2011.
- ✓ ARMAS, Juan Miguel. Caracterización Geomecánica. 1990.
- ✓ AUBERTIN, Michel. Li Li. A porosity-dependent inelastic criterion for engineering materials. 2004.
- ✓ BIGONI, Davide. PICCOLROAZ, Andrea. Yield criteria for quasibrittle and frictional materials. 2004.
- ✓ CARRANZA, C. CORKUM, B. HOEK, E. El criterio de rotura de Hoek-Brown. Edición 2002.
- ✓ COSTAMAGNA, Raoul. BRUHNS Otto T. A four-parameter criterion for failure of geomaterials. 2006.
- ✓ EWY, R.T. Wellbore-Stability Predictions by Use of a Modified Lade Criterion. SPE, Chevron Petroleum Technology Co. 1999.
- ✓ HAIMSON, Bezalel. SONG, Insun. A new borehole failure criterion for estimating in situ stress from breakout span. University of Wisconsin-Madison, Madison, USA.
- ✓ HOEK, E. BROWN, E.T. Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica. 1980.
- ✓ JIANG, Hua. XIE, Yongli. A note on the Mohr–Coulomb and Drucker–Prager strength criteria. 2011.

- ✓ LIN, J. SHAO, J. KONDO, D. A two scale model of porous rocks with Drucker–Prager matrix: Application to a sandstone. 2011.
- ✓ MARTINEZ, Alegría. BLANCO, M. CUESTA, J. Geomechanical characterization and parametric analysis of the San Martiño landslide (Lugo, Spain). 1989.
- ✓ MIRZAGHORBANALI, A. AFSHAR, M. A Mud Weight Window Investigation Based on the Mogi-Coulomb Failure Criterion and Elasto-Plastic Constitutive Model. Petroleum University of Technology. 2010.
- ✓ NAWROCKI, Pawel. Critical wellbore pressures using different rock failure criteria. The Petroleum Institute. 2010.
- ✓ PASTOR, J. THORÉ, Ph. Limit analysis and numerical modeling of spherically porous solids with Coulomb and Drucker Prager matrices. 2010.
- ✓ RANJITH, P.G. SIEW, F.P. HEFNY, A.M. ZHAO, J. Strength and mechanics of fractured rocks under triaxial loadings. 2003.
- ✓ ROJAS, Silvio. LEÓN, Belén. Perzyna viscoplastic model mathematical formulation. Universidad de Los Andes. 2008.
- ✓ SERRANO, A. ESTAIRE, J. OLALLA, C. Extension of the Hoek-Brown failure criterion to three dimensions. 2007.
- ✓ ZHAO, L.H. DENG, D.P. HUANG, F. LIN, L. Upper bound analysis and calculation comparison for rock slope stability with Hoek–Brown failure criterion based on strength reduction technique. 2011.
- ✓ ZHIWEI, Gao. JIDONG, Zhao. YANGPING, Yao. A generalized anisotropic failure criterion for geomaterials. 2010.
- ✓ ZOBACK, M.D. COLMENARES, L.B. A statistical evaluation of intact rock failure criteria constrained by polyaxial test data for five different rocks. Stanford University. 2002.

### **Libros – Documentos:**

- ✓ BENNISON, G.M. An Introduction to Geological Structures and Maps. Fifth Edition. 1990.
- ✓ BRADY, B.H. BROWN, E.T. Rock Mechanics for underground mining. Third Edition. 1993.
- ✓ FJAER, E. HOLT, R.M. HORSRUD, P. RAAEN, A.M. RISNES, R. Petroleum Related Rock Mechanics, Second Edition. 1992.
- ✓ GOODMAN, Richard. Introduction to Rock Mechanics, Second Edition. 1989.
- ✓ HUDSON, John. HARRISON, John. Engineering Rock Mechanics, An Introduction to the Principles. 1997.
- ✓ JAEGER, J.C. COOK, N.G.W. ZIMMERMAN, R.W. Fundamentals of Rock Mechanics. Fourth Edition. 2007
- ✓ ZOBACK, Mark. Reservoir Geomechanics. Department of Geophysics, Stanford University. 2007.
- ✓ ZOBACK, Mark. Reservoir Geomechanics: Earth Stress and Rock Mechanics applied to Exploration, Production and wellbore stability. 2006.

### **Tesis de grado:**

- ✓ CÁCERES, Jorge L. VELILLA, Juan D. Análisis de los efectos que producen la desviación de pozo y el buzamiento de las capas en la ventana de lodo, una aplicación en un campo colombiano. 2010.
- ✓ CORONEL, Iván L. TARAZONA, Darwin M. Evaluación de los mecanismos de falla que conducen a la inestabilidad de pozo. 2004.
- ✓ MORA, Lenin A. VILLADIEGO, Darwin O. Desarrollo de una herramienta para analizar la inestabilidad de pozo, mediante el uso de las teorías elástica y poroelástica: aplicación al piedemonte colombiano. 2005.
- ✓ STEWART, Scott. Rock mass strength and deformability of unweathered closely jointed New Zealand Greywacke. 2007.

## ANEXOS.

### Anexo A. Columna estratigráfica generalizada de la Cuenca del Catatumbo-Maracaibo en el Departamento de Santander.

SISTEMA	UNIDAD LITOESTRATIGRAFICA	SIM-BOLLO	LITOLOGIA	DESCRIPCION
CUATERNARIO		Qu		Depósitos aluviales, glaciares y fluvio-glaciares. Terrazas y abanicos aluviales.
T E R C I A R I O	OLIGOCENO			Alternancia de lodolitas grises, moteadas y areniscas arcillosas, con intercalaciones de capas de carbón. Espesor: 375 - 580 m.
	E O C E N O	FM. CARBONERA	2 Tl	Areniscas blancas, finas a conglomeráticas, con lodolitas hacia la parte media. Espesor: 210 - 235 m.
		FM. MIRADOR		Lodolitas grises carbonosas, con intercalaciones de areniscas arcillosas y capas de carbón económicamente explotables. Espesor: 265 - 420 m.
		FM. LOS CUERVOS		Areniscas cuarzosas, localmente arcillosas, con intercalaciones de lodolitas y delgadas capas de carbón. Espesor: 150 - 275 m.
		FM. BARCO		Lodolitas grises oscuras, nodulares y lentes de areniscas arcillosas. En la parte superior capas de carbón. Espesor: 100 - 210 m.
FM. CATATUMBO				Lodolitas grises a gris oscuras, fosilíferas, localmente calcáreas. En la base areniscas glauconíticas y hacia el tope calizas glauconíticas y fosilíferas. Espesor: 325 - 500 m.
C R E T A C I O	SUPERIOR	FM. COLON-MITO JUAN	2 Ks	Calizas fosilíferas, en capas delgadas, lodolitas calcáreas, con concreciones calcáreas, chert y rocas fosfóricas. Espesor: 100 - 250 m.
		FM. LA LUNA		Lodolitas grises a negras, con algunas intercalaciones de calizas fosilíferas, areniscas y limolitas. Espesor: 175 - 435 m.
	INFERIOR	FM. CAPACHO	2 KJ	Areniscas cuarzosas finas a conglomeráticas, glauconíticas. Espesor: 200 - 400 m.
		FM. AGUARDIENTE		Alternancia de calizas grises, lodolitas y areniscas glauconíticas, localmente calcáreas. Espesor: 800 - 800 m.
		FM. TIBU-MERCEDES		Areniscas y conglomerados, con guijos de cuarzo. Espesor: 40 - 80 m.
	FM. RIO NEGRO		Areniscas y lodolitas rojas, localmente conglomerados. Espesor: 200 - 500 m.	
JURASICO SUPERIOR	FM. GIRON	Js		

**Fuente:** ROYERO, José M. CLAVIJO, Jairo. Memoria Explicativa. Mapa Geológico Generalizado del Departamento de Santander Laboratorio de análisis petrofísicos y daño a la formación. Universidad Industrial de Santander. 2001

**Anexo B.** Columna estratigráfica generalizada de la Cuenca del Valle Medio del Magdalena.

SISTEMA	SERIE	UNIDAD LITOESTRATIGRAFICA	SIMBOLO	LITOLOGIA	DESCRIPCION	
Terciario	MIOCENO	GRUPO MESA	TQ		Terrazas y aluviones Gravas, arenas y conglomerados. Espesor: 300 - 345 m.	
		GRUPO REAL	Tmp		Discontinuidad estratigráfica (?) Areniscas, lodolitas y conglomerados. Espesor: 500 - 700 m. Discontinuidad estratigráfica (?) Lodolitas rojas y areniscas conglomeráticas. Espesor: 935 - 1.250 m.	
	OLIGOCENO	GRUPO CHUSPAS	FM. COLORADO	Tom		Lodolitas y capas delgadas de areniscas. Espesor: 550 - 850 m.
			FM. MUGROSA	Teo		Areniscas, lodolitas y capas delgadas de carbón. Espesor: 160 - 575 m.
	EOCENO	GRUPO ONERIC	FM. ESMERALDIA	Tpe		Areniscas conglomeráticas con estratificación cruzada. Espesor: 240 - 800 m.
			FM. LA PAZ			Lodolitas areniscas y capas delgadas de carbón. Espesor: 300 - 950 m.
	PAL		FM. LISIANA			Lodolitas con concreciones ferruginosas y capas explotables de carbón. Espesor: 800 - 1.400 m.
	CRETACICO	SUPERIOR	FM. U MIR	TKs		Calizas, lodolitas calcáreas, concreciones calcáreas y rocas fosfóricas. Espesor: 280 - 630 m.
			FM. LA LUNA	Kalc		Lodolitas principalmente, areniscas y calizas en menor proporción. Espesor: 250 - 660 m.
		INFERIOR	FM. SIMITI	Ko, s		Calizas y lodolitas calcáreas. Espesor: 240 - 325 m.
FM. TABLAZO			TK		Lodolitas y areniscas. Espesor: 150 - 625 m.	
FM. PAJA					Calizas, lodolitas y areniscas. Espesor: 290 - 450 m.	
FM. ROSA BLANCA			Kobh		Areniscas gris verdosas, cuarzosas, de grano fino, localmente lodosas, con intercalaciones de limolitas, arcillolitas y lodolitas de color gris, negro y rojizo, piritosas. Espesor: 25 - 100 m.	
FM. CUMBRE						
FM. LOS SANTOS						
JURASICO	SUPERIOR	FM. GIRON	Jg		Areniscas cuarzosas claras, localmente conglomeráticas y lodolitas pardo rojizas. Espesor: 150 - 650 m. Alternancia de areniscas y lodolitas gris amarillentas a pardo rojizas, localmente niveles conglomeráticos, pardo rojizos, masivos y lenticulares. Espesor: 3.000 - 4.500 m.	

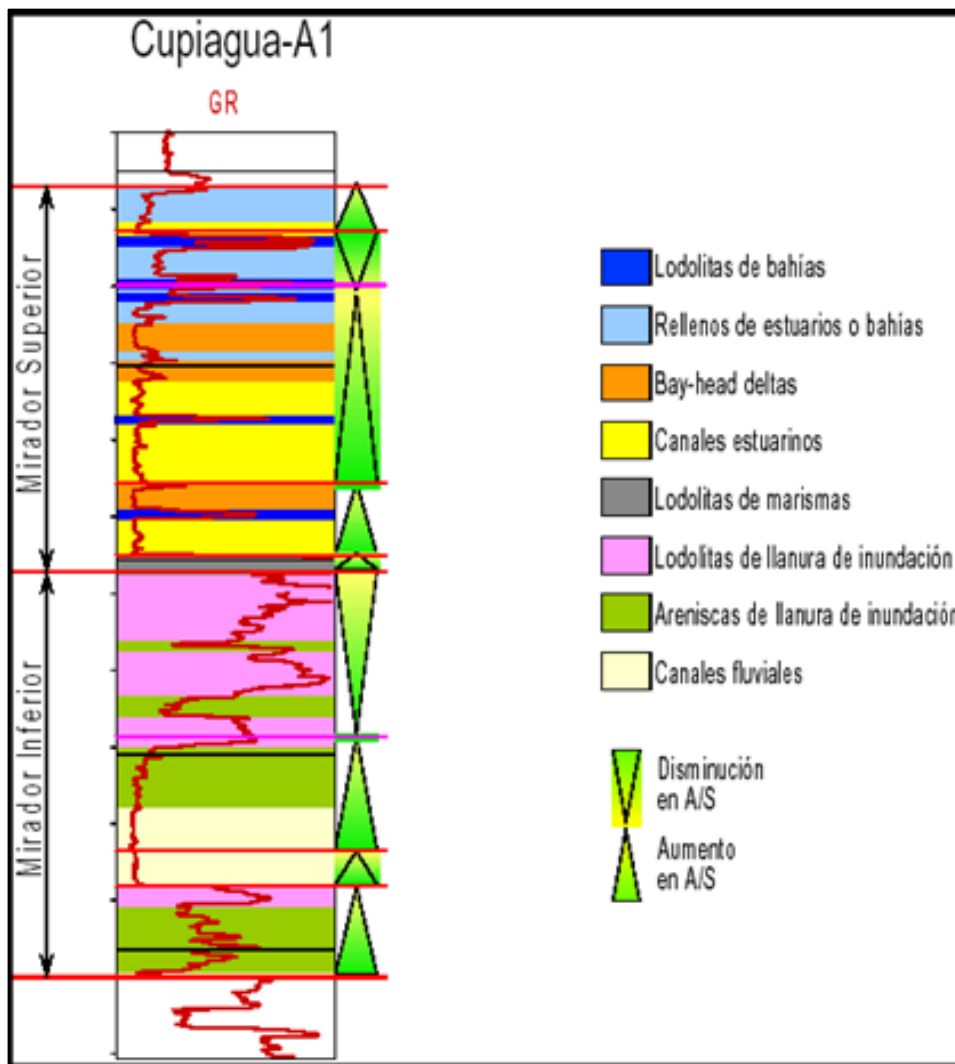
**Fuente:** ROYERO, José M. CLAVIJO, Jairo. Memoria Explicativa. Mapa Geológico Generalizado del Departamento de Santander. 2001

**Anexo C.** Correlación y nomenclatura del Cretácico y Terciario de las cuencas del Valle Medio del Magdalena y Catatumbo - Maracaibo de las regiones oriental y occidental de Santander.

REGION		OCCIDENTAL		ORIENTAL		
E D A D		CUENCA VALLE DEL RIO MAGDALENA		CUENCA CATATUMBO - MARACAIBO		
SISTEMA	SERIE	UNIDAD LITOESTRATIGRAFICA		UNIDAD LITOESTRATIGRAFICA	SIMBOLO	
CUATERNARIO	PLEISTOCENO	ALUVIONES	TERRAZAS	DEPOSITOS ALUVIALES, FLUVIO GLACIARES Y TERRAZAS.	Qal Qtl	
TERCIARIO	PLIOCENO	GRUPO MESA			TQ	
	MIOCENO	GRUPO REAL			Tmp	
	OLIGOCENO	GRUPO CHUSPAS	FM. COLORADO			Tom
			FM. MUGROSA			Too
	EOCENO	GRUPO CHORRO	FM. ESMERALDAS			Tpe
			FM. LA PAZ			
PALEOCENO		FM. LISAMA				
CRETACICO	MAASTRICHTIANO	FM. UMIR			Kcom	
	CAMPANIANO				Ks	
	SANTONIANO	FM. LA LUNA				
	CONIACIANO					
	TURONIANO					
	CENOMANIANO	FM. SIMITI			Kalc	
	ALBIANO	FM. TABLAZO			Kbal	
	APTIANO	FM. PAJA			KJ	
	BARREMIANO	FM. ROSA BLANCA				
	HAUTERIVIANO	FM. CUMBRE				
	VALANGINIANO	FM. LOS SANTOS (TAMBOR)				
	BERRIASIANO					
JURASICO		FM. GIRON			Js	

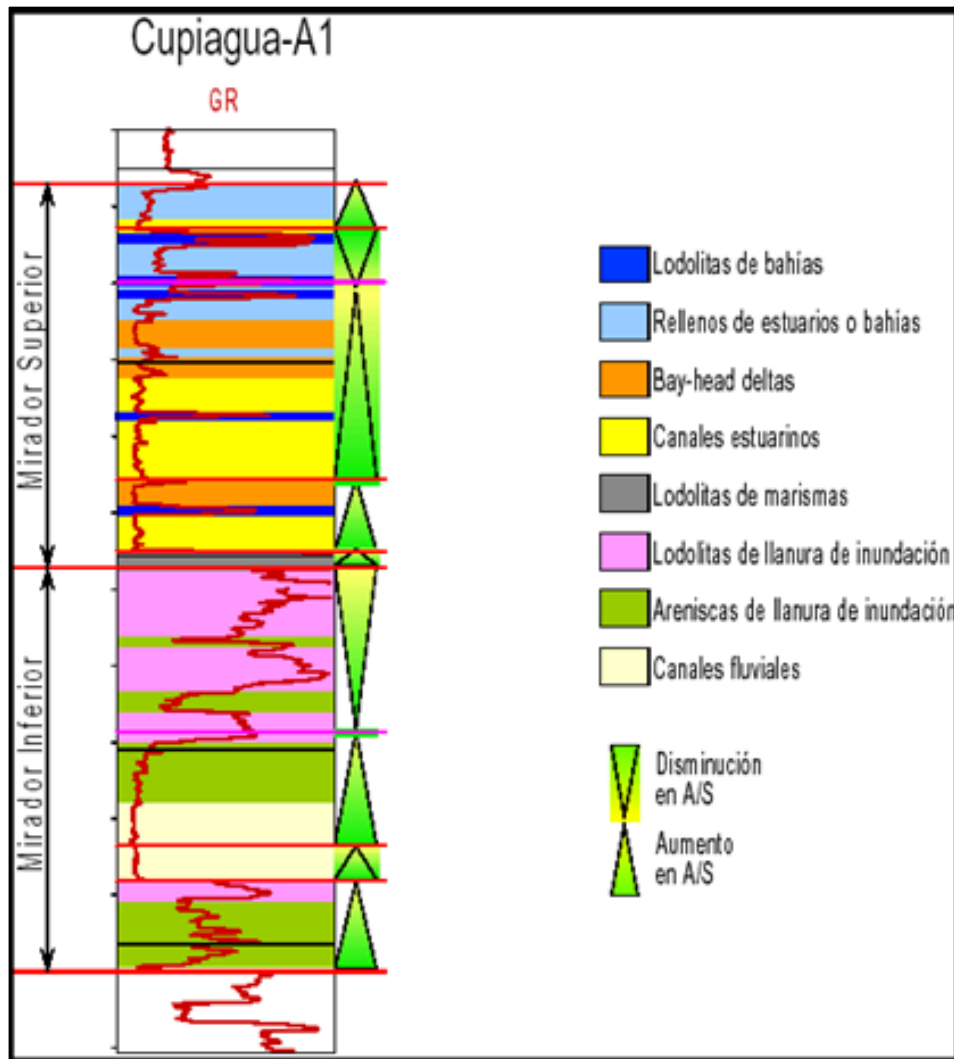
**Fuente:** ROYERO, José M. CLAVIJO, Jairo. Memoria Explicativa. Mapa Geológico Generalizado del Departamento de Santander. 2001

**Anexo D.** Interpretación Ambiental y Estratigráfica de la Formación Mirador en el pozo Cupiagua-Buca1.



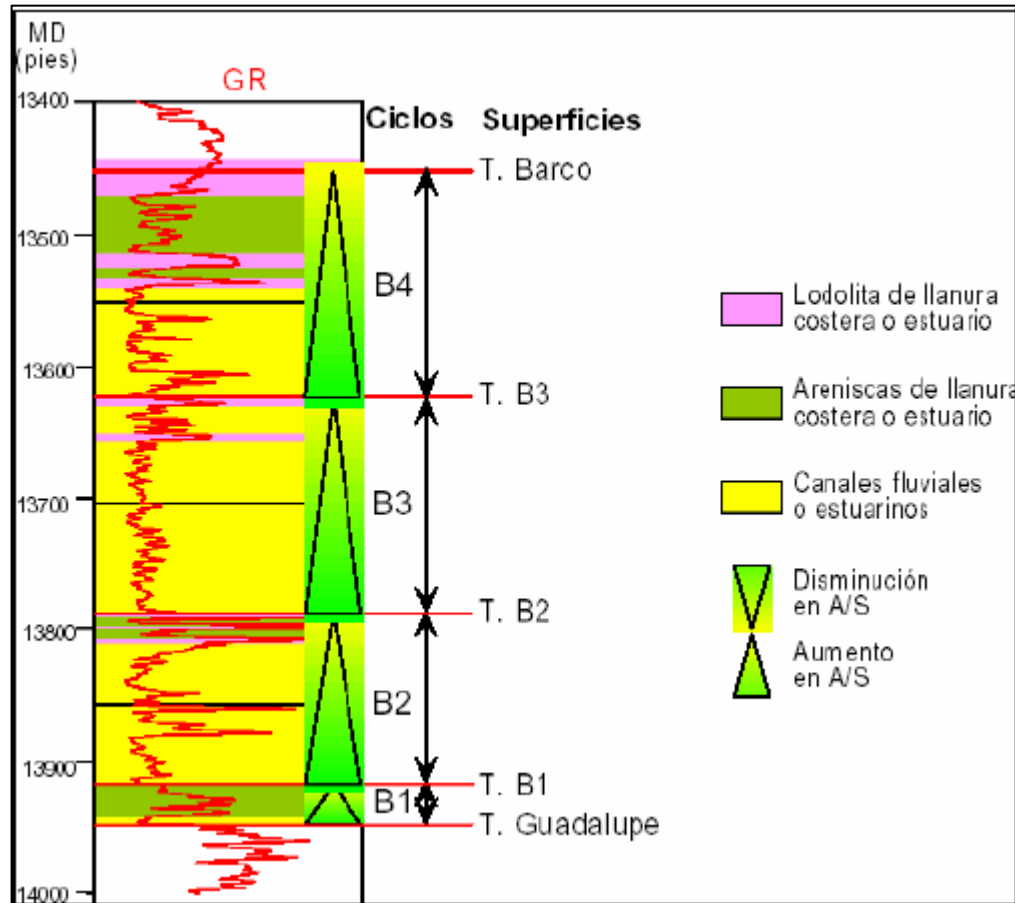
**Fuente:** RAMIREZ, Ángela M. ZAMBRANO, Enus. Metodología para optimizar la estabilidad de pozo en yacimientos con influencia de fracturas naturales: aplicación a la formación mirador del campo cupiagua, piedemonte llanero. 2006.

**Anexo E.** Interpretación Ambiental y Estratigráfica de la Formación Guadalupe en el pozo Cupiagua-A1.



**Fuente:** CORZO, Reinel. RINCÓN, Claudio. Medición y evaluación de la magnitud y dirección de los esfuerzos in-situ en campo. 2004.

**Anexo F. Interpretación Ambiental y Estratigráfica de la Formación Barco en el pozo Cupiagua-A1.**



**Fuente:** CORZO, Reinel. RINCÓN, Claudio. Medición y evaluación de la magnitud y dirección de los esfuerzos in-situ en campo. 2004.